

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS GEOFÍSICO Y
CONVENCIONAL PARA CALCULAR LA CAPACIDAD
PORTANTE EN LA AMPLIACIÓN DE SISTEMAS DE AGUA
POTABLE Y ALCANTARILLADO EN PUENTE PIEDRA**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. DELGADO GÓMEZ, HENRRY RONALD

Bach. RAMOS VEGA, FREDY LUIS

ASESOR: MAG. TORRES CHUNG, CÉSAR ROBERTO

LIMA - PERÚ

2021

DEDICATORIA

Esta investigación va dedicada a Dios que siempre me ha dado la fortaleza para salir adelante, a mis padres y hermano que me ayudaron a ser perseverante y nunca rendirme.

Delgado Gómez Henry Ronald

Dedico este trabajo de investigación a mis padres, por el apoyo incondicional que me brindan siempre.

Ramos Vega Luis Fredy

AGRADECIMIENTO

Nuestro grato agradecimiento a nuestros asesores que nos ayudaron y brindaron las herramientas necesarias para elaborar el presente trabajo de investigación tanto en la especialidad como en la metodología, de la misma forma a nuestros familiares.

Luis Ramos y Ronald Delgado

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	XIV
ABSTRACT.....	XV
INTRODUCCIÓN.....	XVI
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	18
1.1 Descripción del problema	18
1.2 Formulación del problema.....	20
1.2.1 Problema General	20
1.2.2 Problemas Específicos	20
1.3 Objetivos:.....	20
1.3.1 Objetivo general.....	20
1.3.2 Objetivos específicos	21
1.4 Justificación e importancia de la investigación	21
1.4.1 Importancia	21
1.4.2 Justificación	22
1.5 Limitaciones del estudio	22
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	24
2.1 Antecedentes.....	24
2.1.1 Antecedentes Internacionales	24
2.1.2 Antecedentes Nacionales	29
2.2 Bases teóricas.....	34
2.2.1 Cimentación Superficial	34
2.2.2 Cimentaciones profundas.....	37
2.2.3 Capacidad de Carga última.....	37
2.2.4 Asentamiento	38
2.2.5 Factor de seguridad (F.S).....	38
2.2.6 Capacidad de carga admisible del suelo	38
2.2.7 Clasificación de los suelos.....	38
2.2.8 Esfuerzo cortante del suelo	41
2.3 Metodologías	44
3.3.1 Metodología de Karl Terzaghi.....	44
2.3.2 Metodología de Meyerhof	47

2.4 Tipos de fallas	50
3.4.1 Falla por corte general	50
3.4.2 Falla por corte local	51
3.4.3 Falla por punzonamiento	51
2.5 Prueba de consolidación unidimensional.....	51
2.5.1 Asentamiento inmediato	52
2.5.2 Asentamiento por consolidación primaria	52
2.5.3 Asentamiento por consolidación secundaria	52
2.6 Métodos para el cálculo de diferentes parámetros del suelo	53
2.6.1 Ensayo de corte directo.....	53
2.6.2 Ensayo triaxial	54
2.6.3 SPT penetración estándar	57
2.6.4 Método de cono de arena.....	61
2.6.5 Método del balón	62
2.7 Exploración geofísica	63
2.7.1 Descripción general de los métodos geofísicos	63
2.8 Refracción sísmica.....	65
2.8.1 Ondas sísmicas de cuerpo	67
2.8.2 Reflexión sísmica.....	71
2.9 Métodos de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)	76
CAPÍTULO III: FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	88
3.1 Hipótesis general.....	88
3.2 Hipótesis específicas.....	88
CAPÍTULO IV: DISEÑO METODOLÓGICO	89
4.1 Características de la investigación.....	89
4.1.1 Tipo de investigación.....	89
4.1.2 Nivel de investigación	89
4.2 Diseño de investigación	89
4.3 Variables	90
4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	90
4.5 Procedimientos para la recolección de datos	91
4.6 Técnicas de procesamiento y análisis de datos	91
CAPÍTULO V: PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO DEL ESTUDIO	92
5.1 Descripción de la zona de trabajo	92

5.2 Ubicación del área en estudio	92
5.3 Aspectos climatológicos	95
5.4 Accesibilidad de uso territorial	98
CAPÍTULO VI: METODOLOGÍA PARA LA EJECUCIÓN DE ENSAYOS	99
6.1 Descripción de los ensayos convencionales y geofísicos	99
6.2 Ejecución de ensayos de campo.....	99
6.2.1 Ensayos convencionales	103
6.2.2 Ensayos geofísicos.....	106
6.3 Ensayos de laboratorio.....	108
CAPÍTULO VII: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	115
7.1 Análisis de ensayo	115
7.1.1 Análisis de ensayos convencionales	115
7.1.2 Análisis de ensayos geofísicos.....	119
7.2 Interpretación de resultados	121
7.2.1 Resultados de ensayos convencionales.....	121
7.2.2 Resultados de ensayos geofísicos	133
7.3 Correlaciones geofísicas	142
7.4 Contraste de hipótesis	152
7.5 Discusión de resultados	154
CAPÍTULO VIII: PRESUPUESTOS E IMPACTO AMBIENTAL.....	157
8.1 Costos de los métodos convencionales y geofísicos.....	157
8.1.1 Costos de ensayos convencionales	157
8.1.2 Costos de ensayos geofísicos.....	161
8.2 Impacto ambiental de los métodos convencionales y geofísicos.....	161
8.2.1 Impacto ambiental de los métodos convencionales.....	161
8.2.2 Impacto ambiental de los métodos geofísicos	162
CONCLUSIONES.....	163
RECOMENDACIONES.....	165
ANEXOS	170
Anexo 1: Matriz de consistencia.....	170
Anexo 2: Panel fotográfico de calicatas para CP – 01.....	171
Anexo 3: Panel fotográfico de ensayos geofísicos MASW	173
Anexo 4: Contenido de humedad para estructuras proyectadas	174
Anexo 5: Clasificación de suelos SUCS.....	180

Anexo 6: Ensayo de Corte Directo	185
Anexo 7: Ensayo triaxial.....	189
Anexo 8: Ensayo Penetración Estándar (SPT)	193
Anexo 9: Capacidad admisible de las estructuras proyectadas.....	195
Anexo 10: Ensayo MASW para las estructuras proyectadas.....	198
Anexo 11: Ensayo de Refracción Sísmica para las estructuras proyectadas	204
Anexo 12: Resumen de investigaciones geotécnicas.....	205
Anexo 13: Carta de autorización	207

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N°1: Factores de capacidad de carga de Terzaghi	45
Tabla N°2: Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi	47
Tabla N°3: Factores de capacidad de carga Meyerhof	49
Tabla N°4: Factores de capacidad de carga Meyerhof	50
Tabla N°5: Relaciones empíricas para CN	59
Tabla N°6: Velocidad primaria de material	70
Tabla N°7: Velocidad primaria de material	71
Tabla N°8: Valores de peso volumétrico	84
Tabla N°9: Correlaciones empíricas	87
Tabla N°10: Operacionalización de Variables.....	90
Tabla N°11: Resumen de calicatas en estructuras proyectadas	99
Tabla N°12: Resumen de coordenadas de calicatas en estructuras proyectadas	100
Tabla N°13: Resumen de laboratorio estructuras proyectadas	100
Tabla N°14: Resumen de ensayos de densidad in situ en Estructuras proyectadas.....	103
Tabla N°15: Resumen de coordenadas de Ensayos SPT	104
Tabla N°16: Resumen de laboratorio de muestras extraídas del ensayo SPT	115
Tabla N°17: Resumen de ensayos de corte directo en suelo en estructuras proyectadas	118
Tabla N°18: Resumen de ensayos de compresión triaxial en suelos	119
Tabla N°19: Clasificación de sitio MASW.....	119
Tabla N°20: Resultados de los ensayos de refracción	121
Tabla N°21: Resumen de ensayo de corte directo para la estructura Punto Empalme N°II-5	121
Tabla N°22: Resumen de ensayo de corte directo para la estructura CP - 01	122
Tabla N°23: Resumen de ensayo triaxial para la estructura CP - 01	123
Tabla N°24: Resumen de ensayo triaxial para Punto Empalme N°II-5.....	124
Tabla N°25: Resumen de registros de ensayos SPT para Punto Empalme N°II-5	125
Tabla N°26: Resumen de registros de ensayos SPT para CP - 01	127
Tabla N°27: Capacidad admisible para una zapata cuadrada de 1m de lado	128
Tabla N°28: Factores de forma, factores de profundidad y factores de carga.....	128
Tabla N°29: Capacidad admisible para una zapata cuadrada de 1m de lado	129
Tabla N°30: Factores de forma, factores de profundidad y factores de carga.....	129
Tabla N°31: Para una profundidad de 1.45 m	130

Tabla N°32: Para una profundidad de 1 m	130
Tabla N°33: Para una profundidad de 2 m	131
Tabla N°34: Para una profundidad de 3 m	131
Tabla N°35: Para una profundidad de 5.3 m	132
Tabla N°36: Capacidad admisible para CP - 01	132
Tabla N°37: Capacidad admisible para Punto Empalme N°5	133
Tabla N°38: Ubicación de las estructuras proyectadas.....	134
Tabla N°39: Velocidades primarias de materiales I	134
Tabla N°40: Velocidades primarias de materiales II.....	135
Tabla N°41: Velocidades primarias de materiales III.....	135
Tabla N°42: Descripción del suelo para las estructuras proyectadas	135
Tabla N°43: Interpretación de resultados de refracción sísmica para la estructura CP - 01	136
Tabla N°44: Interpretación de resultados de refracción sísmica para la estructura Punto Empalme N°5.....	137
Tabla N°45: Ubicación de los puntos para el ensayo MASW	138
Tabla N°46: Clasificación de sitio	139
Tabla N°47: Parámetros sísmicos según la E.030	140
Tabla N°48: Interpretación de resultados de MASW - 01	141
Tabla N°49: Interpretación de resultados de MASW - 02.....	142
Tabla N°50: Datos de la estructura CP – 01 y Punto Empalme N° II - 5.....	143
Tabla N°51: Resultados obtenidos a través de las correlaciones.....	143
Tabla N°52: Correlaciones obtenidas por el método ruso	144
Tabla N°53: Correlaciones obtenidas por el método turco.....	144
Tabla N°54: Variación con respecto a la correlación entre Vs y N.....	145
Tabla N°55: Variación porcentual entre Vs de campo y Vs de correlación.	145
Tabla N°56: Variación porcentual entre Vp de campo y Vp de correlación.	145
Tabla N°57: Variación porcentual entre el módulo de cizalla a partir de N y el módulo de cizalla a partir de Vs.....	146
Tabla N°58: Módulo de Young en base a N y las velocidades Vs y Vp	146
Tabla N°59: Valor de la Densidad relativa.....	146
Tabla N°60: Correlaciones para determinar el ángulo ϕ	147
Tabla N°61: Variación con respecto a la correlación entre Vs y N.....	147
Tabla N°62: Variación porcentual entre Vs de campo y Vs de correlación.....	148

Tabla N°63: Variación porcentual entre Vp de campo y Vp de la correlación.	148
Tabla N°64: Módulo de Young en base a N y las velocidades Vs y Vp	148
Tabla N°65: Valor de la Densidad relativa	149
Tabla N°66: Correlaciones para determinar el ángulo ϕ	149
Tabla N°67: Correlaciones para determinar el ángulo ϕ	150
Tabla N°68: Cuadro comparativo de los valores de cohesión	150
Tabla N°69: Cuadro comparativo de los valores de ϕ	151
Tabla N°70: Propiedades del suelo derivados de la geofísica	155
Tabla N°71: Parámetros geotécnico derivados de la geofísica.....	155
Tabla N°72: Correlación entre el Vs y N.....	156
Tabla N°73: Costo para ensayo geotécnico de las muestras de 5 calicatas	158
Tabla N°74: Costo del ensayo Corte Directo.....	159
Tabla N°75: Costo del ensayo Triaxial UU	159
Tabla N°76: Costo del ensayo SPT	160
Tabla N°77: Resumen de costos de los diferentes ensayos convencionales.....	160
Tabla N°78: Costo de ensayos geofísicos.....	161

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N°1: Representación de una zapata corrida.....	35
Figura N°2: Representación de una zapata aislada.....	35
Figura N°3: Representación de una zapata combinada.	36
Figura N°4: Representación de una losa de cimentación.	37
Figura N°5: Clasificación de suelos según SUCS.	40
Figura N°6: Mecanismos de fricción.	41
Figura N°7: Esfuerzos principales en la falla de un talud.....	42
Figura N°8: Envolvente de falla y círculo de Mohr.....	43
Figura N°9: Representación de la falla general, local y falla por punzonamiento	51
Figura N°10: Representación de la consolidación en función del tiempo por incremento de carga.....	52
Figura N°11: Representación de una prueba de corte directo	53
Figura N°12: Determinación de los parámetros de resistencia cortante.....	54
Figura N°13: Determinación de los parámetros de resistencia cortante.....	56
Figura N°14: Determinación de los parámetros de resistencia cortante.....	57
Figura N°15: Equipo del ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	58
Figura N°16: Relación entre valores de N y compacidad relativa.....	59
Figura N°17: Relación entre el número de penetración estándar y algunas propiedades en suelos arcillosos	60
Figura N°18: Correlación entre el número de golpes, compacidad y ángulo de fricción.	60
Figura N°19: Valores sugeridos por la Norma ASTM. Bowles	61
Figura N°20: Equipos de cono de arena y Balón para determinar la densidad	63
Figura N°21: Esquema de refracción sísmica y la llegada de ondas a los geófonos	66
Figura N°22: Representación de la ejecución del ensayo de refracción sísmico.....	66
Figura N°23: Ley de refracción Sísmica de dos capas	66
Figura N°24: Ondas Primarias P.....	67
Figura N°25: Ondas S.....	68
Figura N°26: Ondas Love.....	69
Figura N°27: Ondas de superficie Rayleigh	69
Figura N°28: Clasificación de fuentes de ondas sísmicas	70
Figura N°29: Velocidad primaria de material.....	71
Figura N°30: Módulo de Young	74

Figura N°31: Módulo de rigidez (G).....	75
Figura N°32: Módulo de Bulk (B).....	75
Figura N°33: Perfil de MASW	76
Figura N°34: Modelo inicial basado en un 1/3 de la transformación de la longitud de onda.....	78
Figura N°35: Características del sismógrafo	79
Figura N°36: Valores de capacidad de carga y factores de inocuidad.....	83
Figura N°37: Correlación entre Dr y N ₆₀	85
Figura N°38: Ubicación del área de trabajo.....	93
Figura N°39: Sectores para la evaluación geotécnica.....	94
Figura N°40: Niveles de comodidad de la humedad en enero.....	95
Figura N°41: Velocidad promedio del viento en enero	95
Figura N°42: Temperatura promedio del agua en enero.....	96
Figura N°43: Temperatura promedio del agua en febrero	96
Figura N°44: Temperatura promedio del agua en marzo	97
Figura N°45: Tiempo que está en diferentes bandas de temperatura y periodo de cultivo en febrero.	97
Figura N°46: Tabla climática.....	98
Figura N°47: Zona de proyección de la estructura Empalme N°II-5	101
Figura N°48: Fotografía donde se proyectará la cisterna CP – 01.....	102
Figura N°49: Ensayo de densidad método cono de arena	102
Figura N°50: Equipo SPT ubicado la estructura proyectada CP - 01	104
Figura N°51: Distribución de puntos del disparo del ensayo MASW	107
Figura N°52: Equipo de Refracción Sísmica.....	108
Figura N°53: Valores de compacidad del suelo.....	117
Figura N°54: Valores de E y qu en base al número de golpes	117
Figura N°55: Curva de resistencia para Punto Empalme N°II-5	122
Figura N°56: Esfuerzo Normal vs Esfuerzo cortante para Punto Empalme N°II-5.....	122
Figura N°57: Curva de resistencia para Punto Empalme N°II-5	123
Figura N°58: Esfuerzo Normal vs Esfuerzo cortante para CP - 01	123
Figura N°59: Ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado.....	124
Figura N°60: Datos obtenido del ensayo triaxial UU	124
Figura N°61: Ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado.....	125
Figura N°62: Datos obtenido del ensayo triaxial UU	125

Figura N°63: Ensayo SPT para punto Empalme N°II-5	126
Figura N°64: Ensayo SPT para CP - 01.....	127
Figura N°65: Clasificación sísmica de acuerdo al IBC	139

RESUMEN

En la presente investigación se recurrió al uso de los métodos geofísicos de MASW y refracción sísmica en el campo de la geotecnia para poder determinar parámetros geotécnicos como el ángulo de fricción y cohesión para complementar el estudio del suelo, así poder obtener los valores más precisos al momento de determinar la capacidad admisible.

La investigación tuvo como propósito comparar los valores de los parámetros de resistencia del suelo entre los métodos geofísicos y convencionales para determinar la capacidad portante en la zona de Puente Piedra. Previamente se necesitó obtener los parámetros geotécnicos del terreno, donde se emplearon los métodos convencionales que otorgaron los valores para realizar los cálculos necesarios. Por otro lado, se utilizó la metodología geofísica para determinar dichos datos geotécnicos a través de las velocidades de ondas S y ondas P donde se emplearon correlaciones geofísicas y finalmente comparar ambos valores de capacidad admisible de las diferentes metodologías para el tipo de suelo en Puente Piedra

Se llegó a la conclusión que la metodología geofísica fue un gran complemento para las metodologías convencionales en el aspecto técnico-económico y precisó mejor los resultados que se obtuvieron en campo para el cálculo de capacidad portante. Además, haciendo uso de estos ensayos geofísicos se evitó generar un impacto ambiental en la zona evitando daños a las obras subterráneas.

Palabras clave: MASW, refracción sísmica, ángulo de fricción, cohesión, métodos convencionales, métodos geofísicos, capacidad portante, correlaciones geofísicas, capacidad admisible.

ABSTRACT

In the present study, the use of geophysical methods in the field of geotechnics was implemented to determine geotechnical parameters such as the friction angle and cohesion to complement the study of the soil and to be able to obtain the most precise values when determining the admissible capacity.

The purpose of this research work was to compare the values of the soil resistance parameters between geophysical and conventional methods to determine the bearing capacity in the Puente Piedra area. Previously, it was necessary to obtain the geotechnical parameters of the terrain, where conventional methods were used that gave the values to perform the necessary calculations. On the other hand, the geophysical methodology was used to determine said geotechnical data through the velocities of S waves and P waves where geophysical correlations were used and finally compare both values of admissible capacity of the different methodologies for the type of soil in Puente Piedra.

In summary, it was concluded that the geophysical methodology was a great complement to the conventional methodologies in the technical-economic aspect and better specified the results obtained in the field for the calculation of bearing capacity. In addition, by making use of these geophysical tests, it was avoided to generate an environmental impact in the area, avoiding damage to the underground works in the area.

Keywords: MASW, seismic refraction, friction angle, cohesion, conventional methods, geophysical methods, bearing capacity, geophysical correlations, allowable capacity.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, la implementación de las metodologías geofísicas en el campo de la geotécnica está tomando cada vez más relevancia ya que ha demostrado ser un gran complemento para los métodos convencionales y obtener mayor cantidad de información para el estudio de suelos.

El propósito que tiene el presente trabajo de investigación es poder realizar una comparación de los parámetros de resistencia del suelo, mediante las metodologías convencionales y geofísicas, para considerar las mejores alternativas en el aspecto técnico - económico que servirán para el cálculo de la capacidad portante según el tipo de suelo.

En el primer capítulo se redacta la realidad problemática, la formulación del problema y objetivo general, también se plantea los objetivos y problemas específicos. Además, se describe la justificación, importancia y limitaciones del trabajo.

En el segundo capítulo se desarrolla el marco teórico enfocado al presente estudio, que contiene los antecedentes nacionales e internacionales, investigaciones científicas, bases teóricas relacionadas al tema de investigación y definición de algunos términos básicos. También se presenta la formulación de las hipótesis del estudio.

El tercer capítulo presenta el diseño metodológico que contiene las características del trabajo que son el tipo y nivel de la investigación, seguidos del diseño, la presentación de las variables y las técnicas e instrumentos que servirán para realizar el procedimiento del análisis de la información con el fin de interpretar los resultados finales.

En el cuarto capítulo se redacta el procedimiento metodológico que se utilizó para describir el lugar y ubicación del trabajo, además de los aspectos climatológicos de la zona.

El quinto capítulo expone la metodología que se utiliza para poder elaborar los ensayos geotécnicos, y se detalla la recopilación de la información para poder procesarla correctamente.

El sexto capítulo se empezará con el análisis de los resultados finales obtenidos a través de las metodologías convencionales y geofísicas, concluyendo con la interpretación de los mismos.

En el séptimo capítulo se presenta un análisis de presupuesto de las metodologías convencionales y geofísicas que se emplearon para elaborar los ensayos, además se describe el impacto ambiental que ocasionarían ambas técnicas.

Finalmente, en los anexos se mostrarán los registros de los ensayos convencionales (corte directo, triaxial y SPT) y geofísicos (refracción sísmica y MASW), la matriz de consistencia, algunas fotografías en campo, el análisis de refracción sísmica y MASW, el análisis de los ensayos de corte directo y triaxial como también del SPT.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del problema

En Sudamérica, el Perú perteneciente al llamado “cinturón de fuego” es considerado un país vulnerable a los desastres forjados por los sismos. Debido a ello en el Perú se reconoce otras fallas que afectan el suelo a lo extenso de todo el territorio nacional, ejemplo de ello se evidencia: norte de Lima (En el extremo SO) se encuentra la Falla Ancón – Lima, es una falla contrapuesta con buzamiento al Oeste. Según la sociedad geológica del Perú SGP Bol. Soc. Geol. Perú (2009) indica que existen dos fallas activas en el sur del Perú: la Falla Incapuquio localizada entre la Cordillera Occidental y el Piedemonte Pacífico y la Falla Chulibaya ubicada en el departamento de Tacna, entre el Valle de Locumba y Curibaya, que en relación a sus estructuras, la mayor parte del territorio son frágiles y muchas de ellas son edificadas sin conocimiento del comportamiento del suelo ante dichos siniestros, además de ello no se considera los diversos factores que la población genera en su crecimiento social (tránsito, invasiones, precipitaciones, etc.). Esto conlleva a que estas estructuras soporten modificaciones y alteraciones en las medidas ya establecidos inicialmente, reduciendo su garantía con el tiempo.

Asimismo, existen varios casos de fallas en los suelos a causa de los asentamientos que generan los diferentes tipos de estructuras, además están muchas variantes por las cuales un suelo puede modificar su volumen. Ejemplo de ello podría ser las filtraciones de agua, modificando así el contenido de humedad de la zona ya estudiada, otro factor a considerar es el clima que está en constante cambio y no solo debido a los cambios de estación sino al calentamiento global. Esto podría variar ciertos parámetros ocasionando que no se cumplan las condiciones establecidas de las normas peruanas.

Cuando se ejecutan los proyectos no se consideran las obras previas, ni obras subterráneas antiguas, lo que conlleva a que los ensayos destructivos (SPT) puedan ser dañados (tuberías, canales, etc.). Si no se tiene una referencia previa de los trabajos previos, los ensayos afectarían a la población debido a que puede causar averías o roturas de tuberías; así como inundaciones, sequías de agua en la zona e incluso tráfico dependiendo de la zona donde se genera el daño. Ello genera un gasto

mayor para el que ejecute la obra, así como también amonestaciones e incluso denuncia de parte de la población debido a los daños que puedan ser generados en su propiedad, además de ello un retraso en la finalización de la obra.

El Perú se halla en un crecimiento social bastante rápido y existen zonas donde se tiene una calidad de vida bajo. Estas circunstancias derivan a tener defectuosas condiciones de salubridad en los habitantes, esto incurre directamente en la elevada presencia de padecimientos respiratorios, gastrointestinales y de la piel, donde los niños menores de cinco años son enormemente vulnerables debido a los insuficientes recursos que cuentan esta zona. Es por dicha escasez que la ejecución del proyecto en la zona de Puente Piedra ofrecerá una mejor calidad de vida en el tema de salud, brindando servicios de agua potable y alcantarillado.

Puente Piedra es un distrito con una sociedad media baja cuya comunidad va aumentando con los años al igual que todo el Perú. Debido a esto las personas vienen poblando las zonas altas del distrito teniendo una calidad de vida bastante precaria. No obstante, ponen en riesgo sus vidas ubicándose en zona agrestes que en muchas partes se evidencia buscando poder desarrollarse y salir adelante. Debido a ello es necesario mejorar la calidad de vida para la población generando principalmente saneamiento básico, ya que en muchas de las zonas no llega el abastecimiento correcto de agua y es necesario la creación de nuevas estructuras que almacenan dicho elemento natural.

El proyecto que se ejecuta en la zona, busca mejorar la calidad de vida para la población en mención y partiendo de ello se busca enfocar un análisis del cálculo de capacidad portante considerando factores tanto sociales, económicos, técnicos y geológicos que permita en futuras investigaciones y proyectos tener una visión más amplia al momento de poder elegir una opción viable para la ejecución de proyectos, considerando los factores antes mencionados en el caso del uso de métodos convencionales y métodos geofísicos.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema General

¿Los métodos geofísicos complementan al método convencional para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra?

1.2.2 Problemas Específicos

- ¿Cuál es el método geofísico que permitirá obtener con mayor exactitud los parámetros del suelo para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra?
- ¿Cuál es el valor del ángulo de fricción del suelo mediante los ensayos geofísicos que permitirá el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra?
- ¿Cuál será la mejor metodología geofísica y convencional desde el punto de vista económico para el cálculo de capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra?
- ¿Cuál de las correlaciones empíricas permitirá comparar los resultados entre los métodos convencionales y geofísicos para el cálculo de capacidad portante y asentamiento en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra?

1.3 Objetivos:

1.3.1 Objetivo general

Determinar si los métodos geofísicos complementan al método convencional para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.

1.3.2 Objetivos específicos

- Determinar cuál es el método geofísico que permitirá obtener con mayor exactitud los parámetros del suelo para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.
- Determinar el valor del ángulo de fricción del suelo mediante los ensayos geofísicos que permitirá el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.
- Evaluar la mejor metodología geofísica y convencional desde el punto de vista económico para el cálculo de capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.
- Comparar las correlaciones empíricas de los resultados entre los métodos convencionales y geofísicos que permitirá el cálculo de capacidad portante y asentamiento en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.

1.4 Justificación e importancia de la investigación

1.4.1 Importancia

Esta investigación servirá como instrumento útil que permitirá generar una comparación entre los dos métodos (convencional y geofísico) para el cálculo de capacidad portante necesarios para el desarrollo de cualquier estructura proyectada, debido a que el cálculo de este valor se viene desarrollando en el Perú de forma convencional, sin tomar en cuenta aspectos sísmicos (siendo el Perú un país altamente sísmico), geológicos (variedad de suelos en la zona de Puente Piedra), ni daños sociales (inundaciones a causa de ensayos no controlados). A causa de estos factores se presenta esta investigación que ayudará a enfocar de mejor manera futuros trabajos y proyectos, así como análisis académicos que servirá para elegir algunas de estas dos metodologías considerando factores de tiempo, economía y confiabilidad.

1.4.2 Justificación

Justificación Teórica

Esta investigación facilitará conocer la comparación del valor de la capacidad portante a través de los métodos convencionales y geofísicos en la ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra y la jerarquía de los métodos geofísicos como complemento para el análisis de la mecánica de suelos. De tal manera que este documento quede como una referencia para futuros proyectos con el fin que puedan estudiar dichas metodologías, implementarlas y evaluar los beneficios de su utilización en el ámbito de la ingeniería civil.

Justificación Técnica

Se resalta que en el aspecto técnico se refiere a los juicios de diseño, tanto de los factores de seguridad, capacidad portante y la geometría de las metodologías desarrolladas.

Justificación Económica

La presente investigación ofrecerá una comparación que sirva para el análisis de los diversos parámetros del cálculo de capacidad del suelo considerando tres factores fundamentales: técnico, confiabilidad, económico; incluyendo también que se puede reducir costos y tiempo sin perder los valores fundamentales.

Justificación Social

Este proyecto está direccionado en reducir los problemas que se generan al momento de la toma de datos por los métodos convencionales (SPT), lo que ocasiona en muchos casos daños sociales como rotura de tuberías que originan posibles inundaciones, daños personales e incluso cortes de agua en las zonas lo cual provoca malestar y desconfianza en la población afectada.

1.5 Limitaciones del estudio

Esta investigación tendrá como limitación el factor tiempo, donde la hora de transitabilidad en la panamericana norte aumentará la holgura total del trabajo de este proyecto para la toma de datos y elaboración de los valores que se requerirá para el

estudio de los sectores de la zona manejando los métodos de MASW y refracción sísmica, por lo que se optará por reubicar otros puntos cerca del área para el cálculo de capacidad portante.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

2.1.1 Antecedentes Internacionales

Calderón (2018) en su investigación: “Analogía empírica entre la velocidad de propagación de las ondas S (V_s) y el efecto del ensayo de resistencia a la penetración estándar, aplicado a los suelos departamento del Huila, Putumayo y Casanare - Colombia” Planteó como objetivo general ejecutar la comparación entre un método convencional SPT (Penetración estándar) y uno geofísico (refracción sísmica), localizando, delimitando e identificando los diferentes tipos de suelos y rocas en un área propuesta para un proyecto determinado y poder caracterizar sus condiciones con el propósito de establecer las propiedades geotécnicas de los materiales en el subsuelo por muestreo y ensayos de campo de laboratorio. Discutieron los resultados dando a conocer que los métodos geofísicos facilitan ventajas logísticas para el muestreo. La problemática de esta tesis fue que al perpetrar un ensayo convencional como el de penetración estándar, sólo permite recopilar datos de la caracterización hasta cierto tramo, también utilizan varios métodos ya que la profundidad es grande y trabajar con el sondeo no permite un buen análisis de suelo. Hallaron ciertas limitaciones en el campo debido a las características aluviales del lugar, además de otras dificultades. Aludieron sobre la ventaja de usar el método de refracción sísmica dado que las condiciones aluviales del ensayo SPT (método convencional) no fue un ensayo representativo. Otra de las ventajas fue que mediante este método lograron obtener velocidades a mayores profundidades esto con el fin de obtener un perfil geotécnico para la elaboración de futuras estructuras en el lugar. Concluyeron que el ensayo SPT dejaba ciertas averías en el lugar debido a los múltiples golpes que se realiza en esta prueba, mientras que la refracción sísmica lo mantiene natural sin alteraciones. De esta forma, los métodos geofísicos se plantean como una solución a las problemáticas y dificultades que se presentan tras la aplicación de los métodos tradicionales, teniendo en cuenta que estas prácticas usan

técnicas no destructivas y de investigación extensiva, garantizando mayor cobertura y representatividad de los ensayos.

Avilés y Barzallo (2016) en su investigación “Caracterización de suelos del centro histórico de la ciudad de Cuenca mediante métodos geofísicos”. El objetivo de este proyecto de titulación fue realizar una caracterización geotécnica de tres lugares en Ecuador, mediante los métodos MASW y refracción sísmica. Los inmuebles de la ciudad de Cuenca se apoyan sobre un tipo de roca bastante difícil de hacer estudio de suelos, por lo que al hacer diversos trabajos utilizando métodos como el ensayo triaxial vuelven costosas las construcciones. En esta tesis recalcaron el punto de hacer una buena clasificación de suelos ya que determinará los parámetros que se va a utilizar para el cálculo de capacidad portante. Uno de los métodos que emplearon fue la de refracción sísmica en tres diferentes lugares y comparar con uno de los métodos tradicionales, en este caso SPT. Con esto se buscó establecer la exactitud de los datos al momento de caracterizar las propiedades del suelo mediante ambos métodos físicos y modernos en la ciudad de Cuenca. Se realizó bajo criterios de resistencia al corte y asentamiento para poder brindar información, así poder realizar el diseño de una cimentación que se utilizará con su compacidad de suelo y las posibles fallas en la zona. La finalidad para usar estos métodos geofísicos fue para promover su uso para utilizarlos en diferentes parámetros de obras civiles. Concluyeron que los métodos de prospección geofísica son muy exactos cuando establecieron profundidades de estratos, mientras que el ensayo SPT solo les permitió hasta cierta profundidad. Los resultados obtenidos utilizando prospección geofísica comparando con los que se pueden obtener al realizar ensayos geotécnicos tradicionales como el SPT, no presentan diferencias significativas, sin embargo, debería tomarse en cuenta las características geológicas del suelo en estudio, para establecer los parámetros suficientes, que permitirán tener una mejor exactitud de los resultados, además que con el método geofísico determinaron todas las características mientras que con el SPT solo obtuvieron datos hasta cierto punto.

Mendoza (2015) en su investigación: “Uso de refracción sísmica y análisis multicanal de ondas superficiales para la determinación de módulos elásticos,

en la finca Viento Blanco, San Vicente Pacaya, Escuintla”, planteó como objetivo principal describir el uso de los ensayos de métodos geofísicos como la refracción sísmica y también de los módulos elásticos de los materiales en el subsuelo para poder aplicarlo en una cimentación en Viento Blanco, Escuintla. Con respecto a la problemática el autor buscó métodos que sean no destructivos para el lugar y no generar impacto ambiental para obtener la muestra y pasar hacer su respectivo análisis en el laboratorio. A través de los ensayos descritos en el documento, señaló que se puede caracterizar las propiedades elásticas del suelo a diferentes profundidades, calculando las propiedades del material en el subsuelo. Esta tesis indicó que permitirá estimar en algunos lugares los módulos elásticos como Poisson, Young y de Corte sin utilizar los conocidos métodos tradicionales para el diseño de cimentaciones, además de especificar en qué lugares no podrá hacerse su aplicación. Como conclusión general mencionó que estos ensayos sísmicos, para poder diseñar cimentaciones hasta una profundidad mayor, pueden variar en cuanto a sus propiedades físicas debido a los factores como la meteorización que modifican los diferentes módulos, pero que están dentro del rango aceptable para realizar su estructuración.

López (2016) en su investigación “Evaluación geofísica geotécnica del proyecto central hidroeléctrica Chilia, región Huánuco – Ancash” tuvo como objetivo principal proponer una metodología geofísica para mejorar el modelamiento del suelo y calidad de la roca, para así obtener parámetros geotécnicos en función a los métodos geofísicos refracción sísmica, MASW y MAM. En la problemática el autor menciona que cuando se realiza un estudio de suelo, normalmente no se obtiene la información suficiente para definir los parámetros necesarios para el diseño de una estructura, por lo que requieren alternativas como los métodos sísmicos y eléctricos que permitirán obtener dicha información para poder procesarla. Para poder determinar parámetros dinámicos, físicos y clasificar el suelo, se hizo uso de la prospección geofísica que es una metodología indirecta para el estudio de condiciones del subsuelo. Trabajó en una región donde se encontraba una central hidroeléctrica y por tal motivo utilizaron dichos elementos para determinar los valores y proponer un futuro proyecto donde podría crearse una nueva obra hidroeléctrica que

beneficiaría a una determinada población. Concluyó que, desarrollando los ensayos de refracción sísmica, MASW y MAM se obtuvo un perfil integrado con ciertas variaciones de acuerdo al plano donde trabajó. En general, es de mucha utilidad el uso de estas metodologías geofísicas ya que brindan abundante información y aportan a los métodos tradicionales, también recomendaron utilizar al menos dos metodologías con la finalidad de poder comparar y analizar mejor los resultados.

Montalbán (2016) en su trabajo de tesis “Ensayos geofísicos para la exploración de suelos en estructuras patrimoniales” planteó como objetivo principal analizar y hacer uso de los ensayos geofísicos como técnica de exploración geotécnica y contribuir al conocimiento en la exploración de suelos para estructuras patrimoniales. La problemática que describe habla acerca del cuidado que se debe tener al patrimonio cuando se realizan ensayos de suelos para su mejoramiento, es así como empleó técnicas no destructivas para poder obtener información del campo. Hizo uso de tres métodos geofísicos, entre ellos están la refracción sísmica, MASW y el cociente espectral, mencionó también las herramientas y equipos para el correcto procesamiento y toma de datos, permitiendo así a dichas metodologías ser una solución eficaz frente al problema de la toma de datos al ser ensayos no destructivos. Obtuvieron un perfil estratigráfico a través de las velocidades de onda y otros parámetros que determinó la rigidez del suelo. El autor concluyó que los métodos geofísicos demostraron una alternativa eficaz para la exploración de suelos con fines geotécnicos, que permitieron trabajar a corto plazo y emparejar los resultados con los parámetros establecidos en el patrimonio. En resumen, al emplear los métodos geofísicos permitió recolectar abundante información sin dañar la zona de estudio, permitiendo así la evaluación estructural del patrimonio en el lugar.

Canqui (2013) en su trabajo de tesis “Sísmica de refracción y microtremores para caracterización de parámetros dinámicos superficiales en un estudio geotécnico en la quebrada Caramolle, Distrito de Pocollay - Tacna” planteó como objetivo general la caracterización de suelo mediante el método sísmica de microtremores basado en la teoría de dispersión de ondas Rayleigh aplicable a áreas urbanas. La problemática que describe el autor es acerca de la alta

actividad sísmica en la ciudad de Tacna ya que se encuentra ubicada en el cinturón de fuego del pacífico, debido a ello se realizan estudios de zonificación para conocer el comportamiento del terreno para poder realizar diversos trabajos. Con el fin de obtener dichos resultados se les hace complicado utilizar solo técnicas geotécnicas que ya se vienen usando para poder caracterizar un suelo, pero que no son suficientes para obtener una buena recopilación de datos del campo, por lo que hicieron uso de la geofísica como complemento y apoyo para lograr un buen estudio de suelos en la zona. Llegó a la conclusión de que el uso de parámetros dinámicos del suelo en el campo de ingeniería civil es esencial para estudios de microzonificación sísmica, llegando así a determinar un mejor diseño en las estructuras y minimizar riesgos ante el peligro sísmico. También determinó que en Tacna el suelo tiene una resistencia aceptable donde se puede hacer edificaciones de hasta dos pisos haciendo uso de zapatas aisladas.

Caro (2018) en su investigación “Capacidad portante de los suelos de fundación con fines de cimentación mediante ensayos de corte directo y DPL en la ciudad de Llacanora - Cajamarca” planteó como objetivo principal determinar la capacidad portante mediante los ensayos de corte directo y DPL con fines de cimentación. La problemática que redacta es acerca de la falta de conocimiento de los parámetros geotécnicos del suelo donde podría brindar mayor estabilidad, durabilidad y resistencia a las edificaciones si se conociera dicha información. Asimismo, al no contar con dicha data hizo que las edificaciones construidas en el lugar estén en riesgo ante la alta intensidad sísmica provocando daños a las estructuras poniendo en peligro a la comunidad. El autor hizo la clasificación de suelos mediante el sistema SUCS, contenido de humedad, determinación de capacidad portante, etc. Determinando así que mientras más alto es el valor de la capacidad portante obtenido mediante corte directo menor es la varianza porcentual respecto al ensayo de penetración dinámica. Llegó a la conclusión que el ensayo de corte directo es más eficiente ya que emplea muestras inalteradas a diferencia del ensayo DPL que solo utiliza la resistencia a la penetración del suelo. Obtuvieron una varianza de 15.21 % con el ensayo de DPL teniendo así una mayor aproximación de resultados. El autor recomienda emplear dichos

ensayos de geofísica para obtener mayor cantidad de información para un buen diseño de cimentaciones superficiales.

Saavedra (2019) en su trabajo de tesis “Correlación del ensayo DPL y corte directo para determinar la capacidad portante del tipo de suelo en la localidad de Chazuta-San Martín” planteó como objetivo principal relacionar los valores de capacidad portante mediante los ensayos DPL y Corte directo basándose en autores que permitan el correcto estudio de suelos. La problemática que redacta el autor habla acerca de los constantes desprendimientos de material que ponen en peligro a la población, esto provoca daños a las estructuras en la comunidad. Al emplear métodos geofísicos se podrá reducir el peligro a dichas obras y aumentará la cantidad de información necesaria para poder clasificar un suelo ya que presenta características físicas y químicas, de tal manera que usando el ensayo DPL y ensayo de corte directo se pueda hacer una correlación para comparar ambos valores. El autor concluyó que la relación entre ambos métodos es proporcional, quiere decir que, si el valor de resistencia de un método incrementa el otro también. De igual manera menciona que solo es necesario tener ciertos conocimientos en el área de suelos para poder realizar estudios topográficos sobre la zona apoyándose con un programa de software para obtener la ubicación de los puntos a estudiar.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

Huanca y Flores (2019) en su investigación “Estudio geotécnico y geofísico con fines de cimentación para tres asociaciones de vivienda en la ciudad de Tacna”, plantearon como objetivo general del trabajo una opción de cimentación, pero a partir de otros métodos además de los modernos, que son los geofísicos y realizar estudio correcto de suelo en el lugar. Describieron con respecto a los sismos, indicando que el Perú se ubica dentro del cinturón de fuego y que está expuesto movimientos sísmicos especialmente en Tacna que constantemente recibe réplicas con lo que conlleva a que la vida de la comunidad del sur del país esté en peligro. La zona de estudio fue en Tacna donde propusieron realizar un estudio geotécnico que iba a beneficiar a Los Damnificados del 23 de junio B, Corazón de María y El Manantial. Señalaron que gracias a un buen estudio de suelo mediante el método geofísico se puede

realizar buenas elecciones para el diseño de cimentaciones y también a conocer la profundidad para poder trabajar previniendo así un desastre no deseado cómo encontrar una obra subterránea y que sea afectada por el trabajo a realizar. El método geofísico también les permitió clasificar correctamente el tipo de suelo y brindar datos como el ángulo de fricción, límite líquido, densidad seca, etc. Concluyeron mediante los métodos estudiados y ejecutados que el tipo de suelo en el área es apto para construir una cimentación superficial. También hicieron énfasis en promover utilizar dichas metodologías ya que ayudarán de manera concisa a recopilar los datos del material, el que recomendaron fue el método de curvas homotéticas.

Jurado y Pérez (2019) en su trabajo de tesis: “Análisis comparativo de métodos destructivos y no destructivos en la determinación de parámetros geotécnicos para estabilización de un talud en la costa verde – Miraflores – Perú”. Esta investigación tuvo como objetivo principal comparar parámetros de resistencia por ensayos geotécnicos y geofísicos, para que de esta manera estos métodos convencionales no sean reemplazados por los geofísicos sino complementarios y evitar daños ambientales en las zonas donde se desea realizar. El problema que detectaron los autores de esta tesis fue el impacto que generan los vehículos que transitan en la zona de Miraflores (circuito de playas) que, junto con otros factores como la lluvia y liberaciones de energía, produzcan grandes desprendimientos de rocas en el lugar por lo que sería un peligro para las personas que se movilizan por ese lugar. En este proyecto se busca comparar los ensayos destructivos con los no destructivos mencionando las ventajas de utilizar las metodologías geofísicas en la estabilidad de taludes. Utilizando métodos como la refracción sísmica, no generaría problemas al momento de la recopilación de datos ni presentaría un peligro para la ciudadanía que transita en el lugar. También mencionaron sobre la facilidad y ahorro de tiempo de trabajo para poder procesar la información empleando métodos geofísicos. Llegaron a la conclusión de que los ensayos no destructivos obtuvieron mayor precisión (refracción sísmica y MASW). Igualmente genera un nulo impacto ambiental ya que no altera el suelo de la zona y permitió extraer valores con previa autorización. La rapidez, reducción de tiempo en el área de trabajo

también son otras ventajas al momento de utilizar métodos geofísicos mencionan los autores.

Murillo (2016) en su trabajo de investigación “Métodos de prospección geofísica aplicados a la investigación geotécnica para estudio del recrecimiento de una represa de relaves en el distrito de Oyolo”, tuvo como objetivo principal el estudio de ensayos de sondajes MASW, MAM y pruebas de tomografía eléctrica, para el recrecimiento de una presa ubicada en el distrito de Oyolo en Ayacucho. Con esta tesis se logró obtener velocidades de ondas sísmicas (ondas longitudinales y de corte) elaborando perfiles sísmicos en 2d. Con la ayuda de algunos instrumentos se obtuvieron los valores de velocidades sísmicas. La prospección eléctrica también generó perfiles geoeléctricos en dos dimensiones. Todos estos ensayos se realizaron con el propósito de obtener las propiedades del material en diferentes profundidades. Llegó a la conclusión de que estos métodos geofísicos brindan una buena cantidad de información para poder graficar. Además, señaló que es bueno comprobar con cualquier tipo de ensayo directo como el método SPT para verificar si en los datos hay similitud de información para tener un buen grado de confiabilidad.

Cortez (2018) en su trabajo de tesis “El uso de pruebas geofísicas de velocidad de onda como complemento a las herramientas geotécnicas para determinar la punta de cimentación en pilotes diseñados a rechazo hasta profundidades de 30 metros” tuvo como objetivo principal la implementación de velocidades de onda por medio de ensayos geofísicos, buscando un análisis de estas pruebas con los métodos tradicionales para determinar la estratigrafía de la zona. La problemática que describe es que al momento de utilizar pilotes hincados que sirvieron para transferir la carga total hacia la capa más resistente del suelo, se desconoce la profundidad de este terreno ubicada en un sector donde el suelo no soporta cargas mayores que se requieren para que una cimentación pueda apoyarse correctamente sin llegar al colapso, de tal manera que emplearon ensayos geofísicos que les permitieron establecer la estratificación del área y la extensión de los pilotes. Llegó a la conclusión que la ejecución de estos ensayos geofísicos se puede realizar de manera rápida y efectiva, dependerá del lugar donde se encuentren para que puedan tomar datos de hasta 50 metros de profundidad en un solo día y así obtener un perfil de suelo confiable y seguro

a diferencia de solo usar los métodos tradicionales. El uso de las perforaciones con pilotes junto con los ensayos geofísicos fue útil para determinar correctamente el perfil del suelo. También mencionó que estos métodos indirectos permiten explorar mejor la profundidad de un área determinada en un tiempo reducido para poder caracterizar mejor un suelo.

Guarachi (2013) en su investigación “Aplicación de métodos geofísicos basados en ondas superficiales para la caracterización sísmica de suelos. Aplicación a la microzonificación sísmica del norte y poniente de Santiago” planteó como objetivo general estudiar la aplicación del análisis multicanal de ondas superficiales para determinar el perfil de velocidades de ondas S en diferentes capas de suelos. Esta investigación aplicó la metodología desarrollada a un estudio de microzonificación sísmica en Santiago. El problema que describe el autor fue la desventaja de utilizar los métodos de cross hole y down hole que se utilizan realizando perforaciones en el terreno para determinar las velocidades de onda directamente del suelo, a diferencia de la metodología geofísica basados en el análisis de ondas superficiales que no necesitan realizar una perforación en la zona, permitiendo así calcular las ondas de corte a diferente profundidad siendo más económicas y efectivas. Llegó a la conclusión de que la aplicación de dichos métodos geofísicos basados en ondas sísmicas se pudo realizar un correcto estudio de suelos para la caracterización sísmica empleando métodos activos como cross hole y down hole, y métodos pasivos como MASW y MAM que en conjunto permitieron procesar gran cantidad de información para el análisis del terreno.

González (2018) en su trabajo de tesis: “Comparación del método geofísico de ondas de superficie contra tres métodos usados en mecánica de suelos para el cálculo de los módulos elásticos” planteó como objetivo principal realizar un estudio comparativo teórico-práctico del cálculo de los módulos elásticos con el único fin de determinar la conveniencia del método sísmico y otorgar a los profesionales de ingeniería civil a escoger el correcto estudio de suelo y subsuelo haciendo uso de los métodos geofísicos. Esta tesis describe que se utilizó técnicas geofísicas para la determinación de parámetros geotécnicos que ya se han venido utilizando en la región años atrás, se dividió en dos partes: en la primera hablaron acerca de la comparación de manera teórica donde se

desarrolló el método triaxial UU y CBR con el método geofísico de ondas de superficie, y en la segunda fueron a la aplicación de los métodos convencionales y geofísicos. El autor llegó a la conclusión desde el punto de vista técnico hay una ventaja por parte de los ensayos tradicionales y no presenta limitación en el terreno, sin embargo, al utilizar el método geofísico genera un perfil con velocidades de ondas S con la cual se puede correlacionar y obtener valores en una zona mucha más amplia. También concluye que los resultados obtenidos por la geofísica son confiables y el margen de error es aceptable dentro de los parámetros que utilizó el autor.

Crespo, Tuza (2018) en su investigación: “Determinación de las velocidades de onda de compresión P y de corte S para obtener los parámetros dinámicos del subsuelo mediante métodos geofísicos Cross Hole y Down Hole” plantearon como objetivo principal determinar los parámetros dinámicos del subsuelo a través fórmulas empíricas a través de los datos geofísicos como el Cross Hole y Down Hole obtenidos en el campo. La problemática que redactan es que para el diseño de estructuras Ecuador presenta una norma donde explica detalladamente las consideraciones que se debe tener antes una fuerza sísmica. Para ello es necesario hacer un buen estudio y caracterización de suelo, es por ese motivo que los autores implementaron los métodos geofísicos para determinar los parámetros dinámicos y poder hacer uso para crear nuevas obras de cimentación en la comunidad. Hicieron uso de los métodos Cross Hole y Down Hole donde lo describen haciendo uso de la norma ecuatoriana. Llegaron a la conclusión que la implementación de la metodología geofísica ayuda mucho ya que brinda bastante información de campo complementando así a los ensayos tradicionales, además de minimizar daños en la zona. Asimismo, otra de las principales características es hacer un buen perfil de suelo utilizando las velocidades de corte para determinar las propiedades dinámicas del suelo. También mencionaron que, a mayor profundidad, las capas de suelo serán más compactas y la velocidad de la onda sísmica ira reduciendo.

Marínez, Sepúlveda (2017) en su investigación: “Determinación de los parámetros dinámicos en los materiales que componen la formación algodonol en Ocaña norte de Santander mediante métodos geofísicos” plantearon como objetivo principal definir los parámetros dinámicos en los materiales que

conforman la formación algodonal en Ocaña Norte de Santander mediante los ensayos geofísicos para hacer un correcto estudio de suelo. La problemática que describen trata acerca de la alta actividad sísmica que presenta la zona ya que se encuentra sobre dos placas importantes: Nazca y el Caribe, es por ello que se necesita de un análisis dinámico del suelo y así poder ampliar más la información del terreno para determinar parámetros geotécnicos con el fin de diseñar buenas cimentaciones para las futuras estructuras. Llegaron a la conclusión de que gracias a los ensayos de MASW y refracción sísmica pudieron clasificar correctamente los perfiles de suelo siendo de tipo C, sumado a esto se pudo determinar también el módulo de Young y las velocidades de onda P y S. También concluyeron que los coeficientes de correlación mejoran cuando la profundidad empieza a incrementarse, es decir que en la segunda capa del suelo se obtiene mejores coeficientes de correlación.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Cimentación Superficial

Es un tipo de cimiento que está apoyado sobre un área de suelo que se encuentra a muy poca profundidad y será la encargada de transmitir todo el peso de la estructura hacia ella. (Das, 2001).

La norma técnica E 050 suelos y cimentaciones (2018) indica que la profundidad estará condicionada a la estratigrafía del suelo, los diferentes cambios de volumen, temperatura u otras condiciones de uso de la estructura que presente. El valor será no menor de 0.80 metros para elementos portantes o no portantes no arriostrados lateralmente. Si fuera el caso de una cimentación sobre roca la profundidad de cimentación puede ser menor a 0.80 metros.

Este tipo de cimentaciones son utilizados para viviendas o estructuras de menor importancia. En el caso de obras como edificios de gran altitud, puentes o centros comerciales se utilizan cimentaciones profundas para otorgar una mejor resistencia y evitar derrumbes.

Tipos de Cimentaciones superficiales

Zapatas corridas:

Las zapatas corridas pueden construirse sobre concreto masivo o reforzado, y se utilizan para soportar la carga de una sola columna. Su tipo de forma puede ser cuadrada, rectangular o también circular. (Berry, Reid; 1993). Además, tienen un largo que es mayor a su ancho y soportan muros de carga.

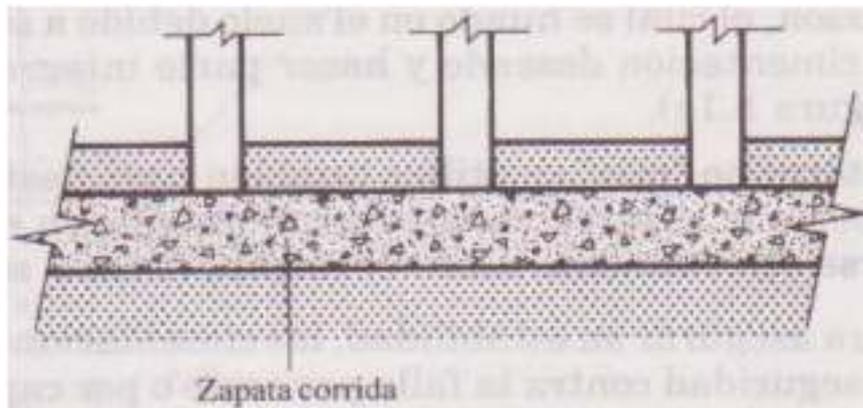


Figura N°1: Representación de una zapata corrida

Fuente: BERRY. (1993)

Zapatas aisladas:

Tipo de cimentación superficial que puede construirse en concreto masivo o reforzado y utilizarse para soportar la carga de una sola columna. (Berry, Reid; 1993). Pueden ser de forma cuadrada, rectangular o circular. Se llama aislada ya que se utiliza para asentar un pilar colocado en la superficie, cuando el momento flector de la base del pilar es mayor, se procede a usar zapata combinada.



Figura N°2: Representación de una zapata aislada.

Fuente: BERRY. (1993)

Zapatas combinadas:

Se acostumbra usar las zapatas combinadas en los linderos de la propiedad, donde las zapatas corridas no puedan prolongarse fuera de los límites de la estructura. Bajo estas circunstancias, las zapatas corridas se combinan usualmente con las zapatas interiores (Peck, Hanson, Thornburn; 2004).

Las cargas de las columnas deben coincidir con las dimensiones del centroide, si es que las fuerzas de un grupo de columna se transmitieran a una zapata. De manera que la presión debajo de la zapata no sea mayor del factor de seguridad del suelo si se le añadieran cargas aún más pesadas.

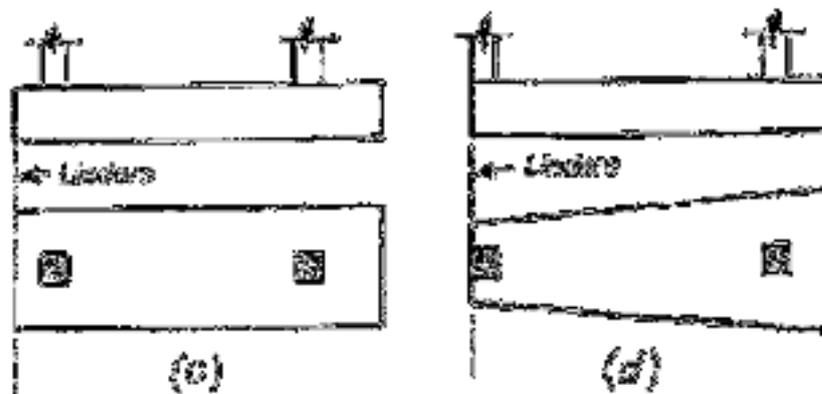


Figura N°3: Representación de una zapata combinada.

Fuente: Peck, Hanson, Thornburn. (2004)

Losa de cimentación:

Estas losas de cimentación son de concreto que cubre todo el terreno que está debajo de la estructura soportando muros y columnas. Se usan para reducir los asentamientos de las estructuras sobre depósitos compresibles. También sirven para reforzar las zapatas cuando las fuerzas están mal distribuidas y evitar grandes asentamientos diferenciales (Peck et al., 2004).

La manera en que se construye el refuerzo es utilizando muros divisorios como nervaduras de vigas T conectadas al cimiento, usando marcos rígidos o haciendo celdas con traveses y contraveses, y así se forman los famosos cajones de cimentación.

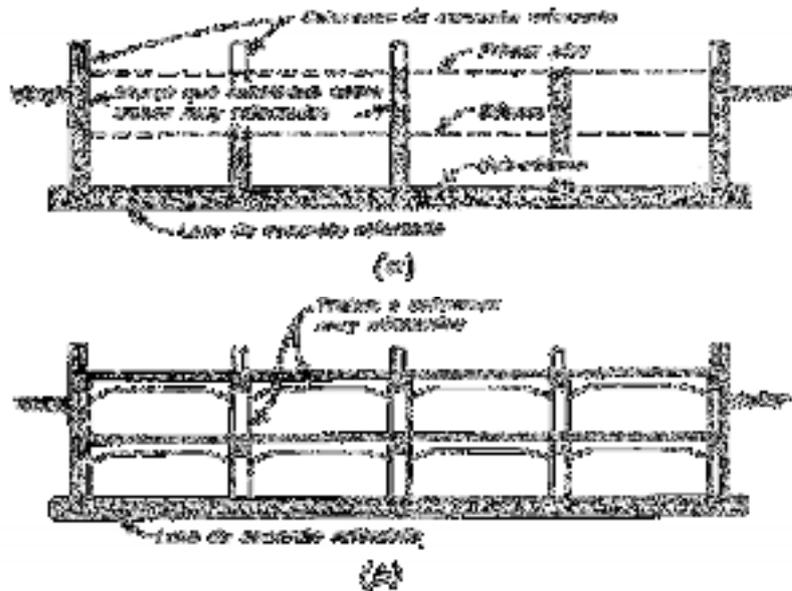


Figura N°4: Representación de una losa de cimentación.

Fuente: Peck Hanson Thornburn. (2004)

2.2.2 Cimentaciones profundas

Se realiza cuando las condiciones geotécnicas de la zona son desfavorables. Se encarga de transmitir las cargas que reciben de una edificación de suelos con menor resistencia admisible hacia suelos con mayor capacidad portante como la grava. Alva (2007) señala sobre cómo trabajan los pilotes solos y en conjunto, sus usos en diferentes tipos de suelos, así como también los asentamientos. También existen otros usos como los cajones de cimentación y pilares para este tipo de trabajo.

2.2.3 Capacidad de Carga última

La carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo se llama capacidad de carga última. (Braja, 2015). Es decir, se define como la capacidad del terreno para soportar todas las fuerzas aplicadas sobre el cimiento.

La capacidad de carga trabaja en conjunto con un determinado factor de seguridad asignado FS y el cimiento seleccionado para la construcción ya sea cimentación superficial, corrida o profunda.

2.2.4 Asentamiento

Es la desviación vertical causada por la fuerza y cargas transmitida de la estructura al terreno y por ende tiende a inclinarse verticalmente hacia el suelo. Los diagramas de presión – asentamiento dependerá tanto de la masa estructural como la resistencia de la superficie (Alva, 2007).

Existen rangos admisibles para que el asentamiento de una edificación pueda ser aprobada como segura y confiable. Dependerá de los elementos estructurales que se utilicen para la obra y la calidad del terreno sobre el cual se apoyarán. Si los parámetros no cumplen o exceden de lo establecido podrían ocasionar severos desplazamientos que podrían hundir o destruir la estructura (Alva, 2007).

2.2.5 Factor de seguridad (F.S)

Es un coeficiente adimensional que brindará seguridad a la cimentación y que excede a su valor real para obtener confiabilidad en el resultado. Se le aplica a la capacidad de carga última y su valor mínimo es de 3. (Das, 2001).

2.2.6 Capacidad de carga admisible del suelo

Es aquella que, al momento de aplicar una fuerza sobre ella, esta no genere ningún tipo de deterioro sobre la cimentación. Este valor dependerá de la capacidad de carga última y el factor de seguridad que se le asigne (Braja,2001). Se calcula de la siguiente manera:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:

q_{adm} : capacidad de carga admisible

q_u : capacidad de carga última

FS : factor de seguridad

2.2.7 Clasificación de los suelos

Existen dos sistemas precisados por Braja (2015) con fines de ingeniería para la construcción. El primero es el famoso sistema Sistema Unificado de

Clasificación del suelo (SUCS o USCS) que normalmente se utiliza para trabajos geotécnicos; y el segundo es el sistema de clasificación AASHTO que se utiliza por la construcción de carreteras y terraplenes. Ambos sistemas utilizan los resultados del análisis granulométrico para la determinación de la clasificación del suelo.

Clasificación según SUCCS

El Sistema Unificado de Clasificación del suelo desarrollado por Arthur Casagrande en 1948. Años después sufrió algunas modificaciones y en la actualidad está establecido como la norma ASTM D 2487-93. Esta norma es muy utilizada en Estados Unidos al igual que muchos países del mundo y para trabajos geotécnicos donde no incluyen trabajos de carreteras. Los suelos de un sistema unificado se distinguen por un símbolo de dos letras donde el primero considera el principal componente de la tierra, y la segunda identifica informaciones de la curva granulométrica. (Berry, 1993)

Simbología: G – Grava, S – Arena, M – Limo C – Arcilla, O – Limos orgánicos y arcilla, Pt – Turba y suelos altamente orgánicos, H – Alta plasticidad, L – Baja plasticidad, W – Bien saturados, P – Mal graduados.

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW
		Menos de 5% finos ^a	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM
		Más de 12% finos ^{a,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC
	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW
		Menos de 5% finos ^b	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^c$	SP
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Arenas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	SM	
	Más de 12% finos ^{b,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	SC	
Suelos altamente orgánicos	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL
		Orgánico	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Límite líquido: secado $\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OL	OL
		Orgánico	Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2) Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	CH MH
Límite líquido: secado $\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OH				OH

^a Gravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

^b Arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

^d Si $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

^e Si $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

Figura N°5: Clasificación de suelos según SUCS.

Fuente: Das (2015)

2.2.8 Esfuerzo cortante del suelo

Viene a ser la respuesta a la presión y que tenga la capacidad de resistir ante una falla o deslizamiento aplicada a una determinada zona siendo vertical a la superficie. (Badillo, 2005).

El esfuerzo cortante también varía debido a la saturación, contenido de humedad y condiciones del suelo. Es importante determinarlo ya que nos permitirá analizar ante las diferentes complicaciones en las estructuras.

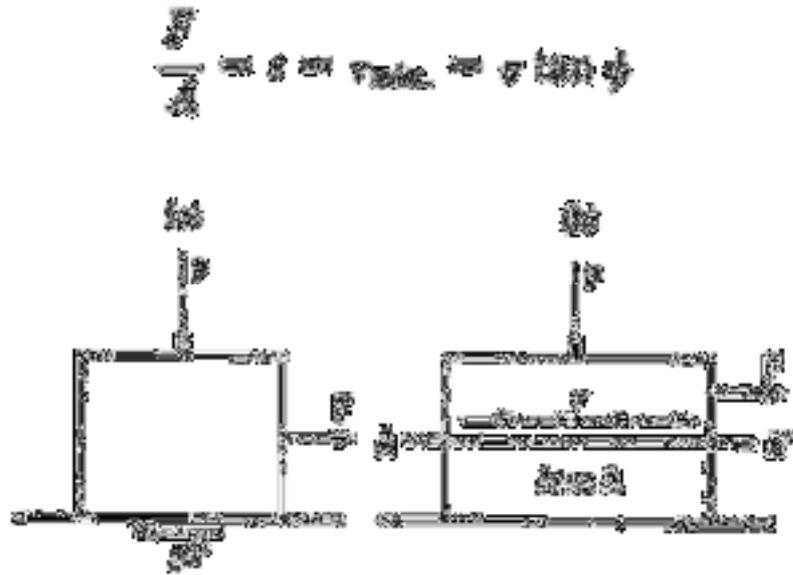


Figura N°6: Mecanismos de fricción.

Fuente: BADILLO (2005)

Ángulo de fricción (ϕ)

Suárez (1998) menciona que el ángulo de fricción es la representación del coeficiente de rozamiento, igual a la tangente del dicho ángulo.

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \text{Tan } \phi$$

El ángulo de fricción dependerá de varios factores, entre ellos destacan:

- Tamaño de los granos
- Forma de los granos
- Distribución de los tamaños de granos
- Densidad

Cohesión (c)

Es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. En mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión. En suelos específicamente granulares en los cuales no existe ningún tipo de material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos (Suarez, 1998).

Cohesión Aparente (c')

Suarez (1998) indica que, en los suelos no saturados, la cohesión aparente desaparece con la saturación de agua.

Criterios de falla Mohr-Coulomb

El ingeniero civil alemán Christian Otto Mohr evaluó los criterios de falla en 1900 en un análisis 2D. Estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas $\tau - \sigma$, se puede trazar el círculo de Esfuerzos de Mohr, en este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como Esfuerzos principales. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior (Suárez, 1998).

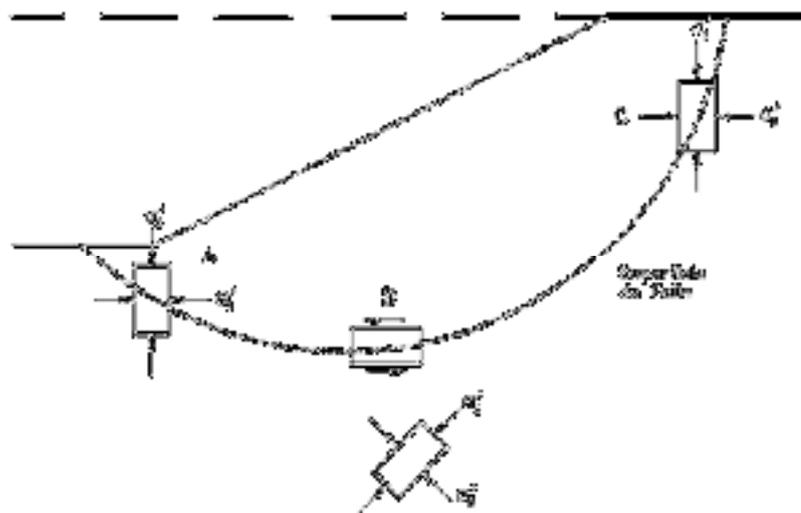


Figura N°7: Esfuerzos principales en la falla de un talud.

Fuente: Suarez (1998)

El círculo de Mohr se usa para representar la resistencia al cortante de los suelos con la envolvente de falla Mohr – Coulomb. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla no pueden existir (Suárez, 1998). La envolvente de falla es generalmente una línea curva que puede representarse en la forma.

$$s = A(\sigma')^b \quad (1)$$

Donde:

- s = Resistencia al cortante
- σ' = Esfuerzo normal efectivo
- A y b = Constantes

Para los diversos problemas de mecánica de suelos, será suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal (Das, 2015). La siguiente ecuación brindada por Coulomb presenta dicha aproximación.

$$S = C' + \sigma' \tan \phi' \quad (2)$$

Donde:

S = Resistencia al cortante

c' = Intercepto del eje de resistencia (cohesión)

ϕ' = Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción).

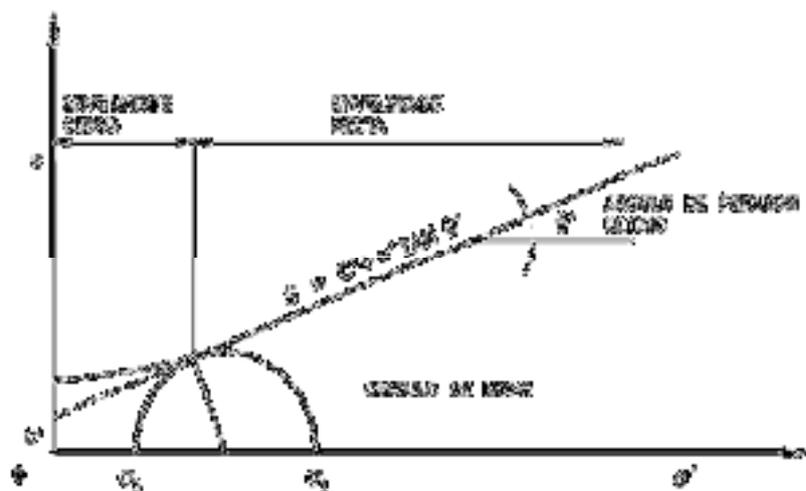


Figura N°8: Envolvente de falla y círculo de Mohr

Fuente: SUÁREZ (1998)

Ley de falla por cortante en el suelo saturado

Esta falla está presente en los suelos saturados, donde la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poros es igual al esfuerzo total (Das, 2015).

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3)$$

Asimismo, el esfuerzo efectivo es tomado por los sólidos del suelo. Entonces, para aplicar la ecuación de Coulomb, se tiene que reemplazar y obtener lo siguiente:

$$S = c + (\sigma - u) \sigma' \tan \phi \quad (4)$$

Teniendo así la ecuación final:

$$S = c + \sigma' \tan \phi \quad (5)$$

2.3 Metodologías

3.3.1 Metodología de Karl Terzaghi

Karl von Terzaghi en 1943 presentó una teoría sobre evaluar la capacidad de carga y mencionó que una cimentación es superficial si la profundidad (D_f) es menor o igual al ancho (B) de la misma. Investigadores posteriores recomiendan cimentaciones con profundidad igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación. Por otro lado, el efecto del suelo de la cimentación puede también suponerse reemplazando por una sobrecarga equivalente efectiva. (Das, 2001).

Para hallar el valor de capacidad de carga de un cimiento corrido, Terzaghi utilizó la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad (6)$$

Donde:

- c: Cohesión
- γ : Peso específico del terreno
- Df: Profundidad del cimiento
- q: $\gamma \cdot D_f$
- B: Ancho de la cimentación

N_c , N_q , N_γ : Factor de capacidad de carga adimensionales y que dependen del ángulo de fricción

Los factores de capacidad se pueden definir de la siguiente manera:

$$N_c = \cot\theta \left(\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)\tan\theta}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{4}\right)} - 1 \right) \quad (7)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)\tan\theta}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{4}\right)} \quad (8)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2\theta} - 1 \right) \tan\theta \quad (9)$$

Donde:

θ = Ángulo de fricción

K_{py} = Coeficiente de empuje pasivo

Terzaghi mediante una tabla presenta los factores de capacidad de carga comprendidos entre 0° y 50° del ángulo de fricción.

Tabla N°1: Factores de capacidad de carga de Terzaghi

Fuente: DAS 2001

También presenta las expresiones de capacidad para cimentaciones cuadradas y circulares:

Cimentación cuadrada:

$$qu = 1.3cNc + qNq + 0.4\gamma BN\gamma \quad (10)$$

Cimentación circular:

$$qu = 1.3cNc + qNq + 0.4\gamma BN\gamma \quad (11)$$

Asimismo, para cimentaciones que presentan una falla local por corte del suelo, el autor Terzaghi sugirió las siguientes ecuaciones:

Cimentación corrida:

$$qu = \frac{2}{3}cN'c + qN'q + \frac{1}{2}\gamma BN'\gamma \quad (12)$$

Cimentación cuadrada:

$$qu = 0.867cN'c + qN'q + 0.4\gamma BN'\gamma \quad (13)$$

Cimentación circular:

$$qu = 0.867cN'c + qN'q + 0.3\gamma BN'\gamma \quad (14)$$

Del mismo modo para dichos factores carga local, existe otra tabla para obtener dichos valores que dependerán del ángulo de fricción comprendidos entre el 0° y 50° .

Tabla N°2: Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi

	N_c	N_q	N_{γ}	N_c	N_q	N_{γ}	N_c
1	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
4	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
5	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
6	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
7	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
8	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
9	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
10	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
11	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
12	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
13	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
14	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
15	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
16	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
17	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
18	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
19	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
20	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
21	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
22	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
23	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
24	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
25	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
26	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
27	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
28	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
29	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
30	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
31	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
32	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
33	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
34	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
35	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
36	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
37	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
38	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
39	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
40	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
41	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
42	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
43	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
44	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
45	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
46	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
47	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
48	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
49	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0
50	5.14	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Fuente: DAS 2001

2.3.2 Metodología de Meyerhof

George Geoffrey Meyerhof en 1963 efectuó estudios teóricos donde indica que las ecuaciones brindadas por Terzaghi no se utilizan en cimientos rectangulares, además de que no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba en el fondo de la cimentación (Das, 2001). También estudio sobre las cargas inclinadas en el plano por lo que sugirió la siguiente ecuación y base a pruebas experimentales.

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (15)$$

Donde:

c: Cohesión

γ :	Peso específico del terreno
Df:	Profundidad del cimiento
q:	Esfuerzo efectivo al nivel del fondo del cimiento
B:	Ancho de la cimentación
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$:	Factores de forma
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$:	Factores de profundidad
$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$:	Factores por inclinación de carga
N_c, N_q, N_γ :	Factor de capacidad de carga

Los valores de factor de capacidad se pueden obtener de las siguientes ecuaciones:

$$Nq = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (16)$$

$$Nc = (Nq - 1) \cot \phi \quad (17)$$

$$Ny = 2(Nq + 1) \tan \phi \quad (18)$$

Donde:

$$\phi = \text{Ángulo de fricción}$$

Para la capacidad de carga se tendrá los factores de forma, profundidad, inclinación de carga, condiciones húmedas, tamaño, rugosidad y además de los esfuerzos efectivos iniciales de la cimentación. Por lo que los valores de estos factores están en la tabla 3. (Das, 2001).

Tabla N°3: Factores de capacidad de carga Meyerhof

Categoría	Subcategoría	Código	Factores de capacidad de carga	
			Factor de capacidad de carga	Factor de capacidad de carga
Grupos de suelo	Grupos de suelo	Grupos de suelo	1.00	1.00
		Grupos de suelo	1.00	1.00
		Grupos de suelo	1.00	1.00
		Grupos de suelo	1.00	1.00
		Grupos de suelo	1.00	1.00
		Grupos de suelo	1.00	1.00
		Grupos de suelo	1.00	1.00
		Grupos de suelo	1.00	1.00
		Grupos de suelo	1.00	1.00
		Grupos de suelo	1.00	1.00
Tipos de suelo	Tipos de suelo	Tipos de suelo	1.00	1.00
		Tipos de suelo	1.00	1.00
		Tipos de suelo	1.00	1.00
		Tipos de suelo	1.00	1.00
		Tipos de suelo	1.00	1.00
		Tipos de suelo	1.00	1.00
		Tipos de suelo	1.00	1.00
		Tipos de suelo	1.00	1.00
		Tipos de suelo	1.00	1.00
		Tipos de suelo	1.00	1.00
Tipos de cimentación	Tipos de cimentación	Tipos de cimentación	1.00	1.00
		Tipos de cimentación	1.00	1.00
		Tipos de cimentación	1.00	1.00
		Tipos de cimentación	1.00	1.00
		Tipos de cimentación	1.00	1.00
		Tipos de cimentación	1.00	1.00
		Tipos de cimentación	1.00	1.00
		Tipos de cimentación	1.00	1.00
		Tipos de cimentación	1.00	1.00
		Tipos de cimentación	1.00	1.00
Tipos de estructura	Tipos de estructura	Tipos de estructura	1.00	1.00
		Tipos de estructura	1.00	1.00
		Tipos de estructura	1.00	1.00
		Tipos de estructura	1.00	1.00
		Tipos de estructura	1.00	1.00
		Tipos de estructura	1.00	1.00
		Tipos de estructura	1.00	1.00
		Tipos de estructura	1.00	1.00
		Tipos de estructura	1.00	1.00
		Tipos de estructura	1.00	1.00

Fuente: DAS 2001

Tabla N°4: Factores de capacidad de carga Meyerhof

Factor	Relación	Fuente
Bases	$q_{1.5} = c + \frac{1}{2} \gamma B N_c$	Meyerhof (1951) Terzaghi (1944)
	$q_{1.5} = q + \frac{1}{2} \gamma B N_q$	
	$q_{1.5} = q + \frac{1}{2} \gamma B N_q$	
	donde $q = c \cot \phi + \frac{\gamma z}{\tan \phi}$	
Bases de arcilla	$q_{1.5} = c N_c$	Meyerhof (1951)
	$q_{1.5} = q + \frac{1}{2} \gamma B N_q$	
	$q_{1.5} = q + \frac{1}{2} \gamma B N_q$	
	$N_c = 9.0$	
Bases de arena	$q_{1.5} = q + \frac{1}{2} \gamma B N_q$	Meyerhof (1951) Meyerhof (1951)
	$q_{1.5} = q + \frac{1}{2} \gamma B N_q$	
	$q_{1.5} = q + \frac{1}{2} \gamma B N_q$	
	$N_q = 1$	
Bases de arcilla	$q_{1.5} = c N_c$	Meyerhof (1951) Meyerhof (1951)
	$q_{1.5} = q + \frac{1}{2} \gamma B N_q$	
	$q_{1.5} = q + \frac{1}{2} \gamma B N_q$	
	$N_c = 9.0$	

$q_{1.5}$ = capacidad de carga última en kg/cm² o toneladas/m² para una cimentación de 1.50 m de ancho.
 q = capacidad de carga última en kg/cm² o toneladas/m² para una cimentación de 1.00 m de ancho.
 c = cohesión en kg/cm² o toneladas/m².
 γ = peso unitario del suelo en kg/cm³ o toneladas/m³.
 B = ancho de la cimentación en m.
 N_c, N_q, N_{γ} = factores de capacidad de carga.

Fuente: DAS 2001

2.4 Tipos de fallas

Los tipos de falla son: general, local y por punzonamiento descritos por Vesic en 1973 en los siguientes párrafos.

3.4.1 Falla por corte general

Se denomina falla por corte general cuando al aplicar una determinada carga a la base de la cimentación que se apoyará sobre una determinada superficie de arena densa, genere un ligero asentamiento y al aumentar la carga provocará una falla repentina extendiéndose hasta la parte superior del terreno. (Das, 2001)

3.4.2 Falla por corte local

También definió la falla por corte local que es considerada cuando se apoya sobre un suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado. Al igual que la falla general, el asentamiento dependerá de la carga aplicada en la cimentación, sin embargo, se extenderá fuera de la cimentación y el efecto que producirá será de movimientos leves de parte de la estructura, para que la falla se propague hasta la superficie del suelo. (Das, 2001)

3.4.3 Falla por punzonamiento

Vesic denominó falla por punzonamiento en el caso que se considera un suelo excesivamente suelto. La falla por punzonamiento no se propagará hasta la superficie del suelo, sino que el diagrama carga – asentamiento se inclinará y será usualmente lineal. (Das, 2001)

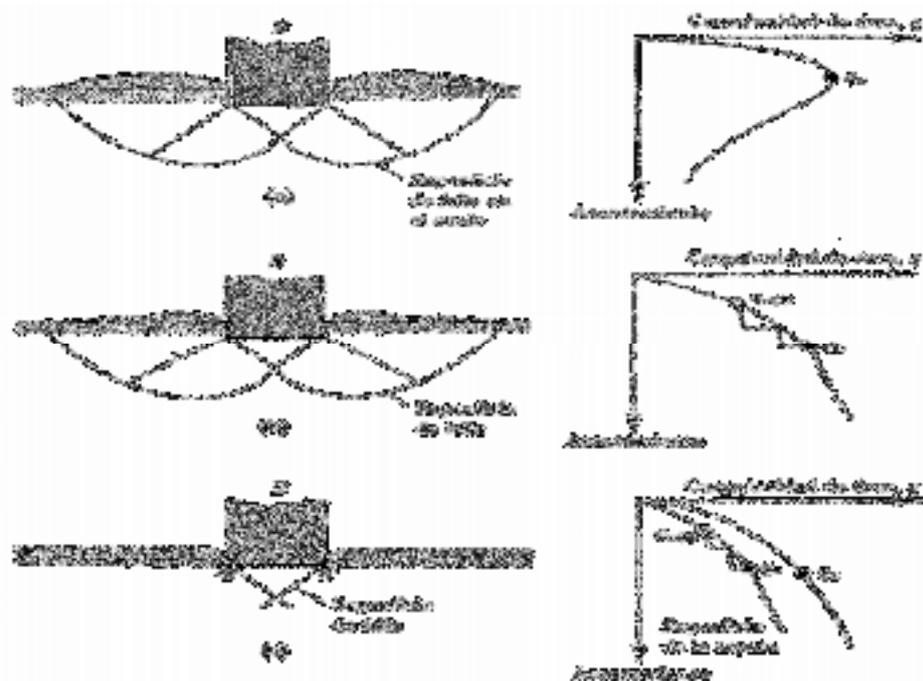


Figura N°9: Representación de la falla general, local y falla por punzonamiento

Fuente: DAS 2001

2.5 Prueba de consolidación unidimensional

Cuando se realizan este tipo de pruebas se obtienen las curvas de consolidación que nos dan los valores de las deformaciones en diferentes tiempos. Este procedimiento fue sugerido por Terzaghi a través de un micrómetro que medirá la carga que se

aplicará a la muestra. Si el espécimen contiene aire o no se adapta al anillo, se deformará instantáneamente al momento de aplicar la carga. La prueba estará sometida bajo agua, ya que se necesitará conocer el coeficiente de permeabilidad del ensayo. Cada determinado tiempo se le aumentará la carga al espécimen para obtener las nuevas medidas. A continuación, se observarán las diversas etapas de consolidación (Das, 2015)

2.5.1 Asentamiento inmediato

Esta etapa es inducida por la sobrecarga actuante en la superficie del mismo.

2.5.2 Asentamiento por consolidación primaria

En esta etapa, el exceso de la presión de poros es transferido a esfuerzos efectivos por la expulsión del agua.

2.5.3 Asentamiento por consolidación secundaria

Este fenómeno ocurre una vez expulsado el agua debido al exceso de presión de poros, cuando alguna deformación de la muestra tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo.

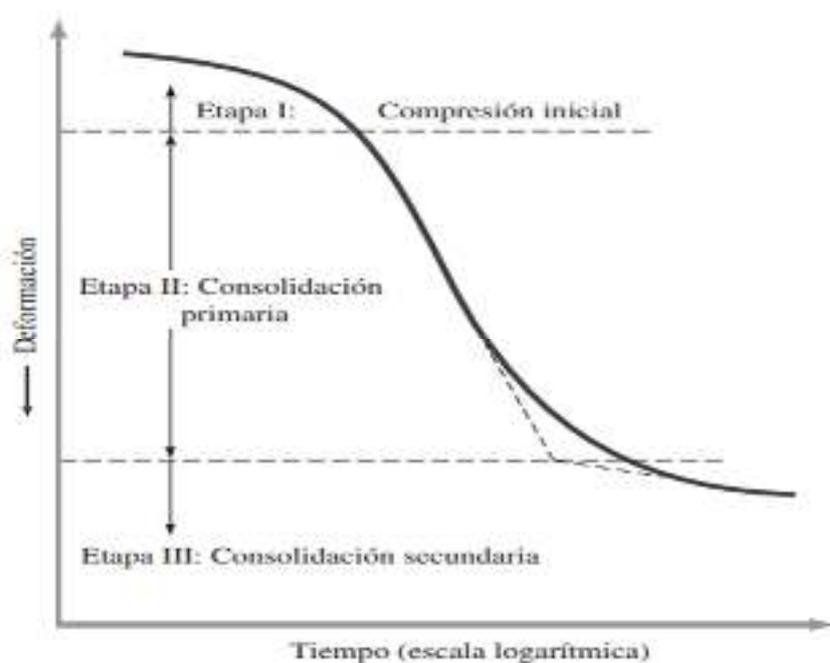


Figura N°10: Representación de la consolidación en función del tiempo por incremento de carga.

Fuente: DAS (2015)

2.6 Métodos para el cálculo de diferentes parámetros del suelo

Los parámetros para el cálculo de resistencia cortante de un suelo, exploración del terreno y compactación del mismo se determinan en el laboratorio y realizando pruebas en campo.

2.6.1 Ensayo de corte directo

Este ensayo es uno de los más antiguos y muy simple de realizar. El equipo que se utiliza consiste en una caja de corte de metal donde se colocará el espécimen de suelo que puede ser de forma cuadrada o circular y su tamaño normalmente está entre el rango de 20 y 25 cm², con una altura de 25 a 30 mm de altura. La fuerza se le aplica en la parte superior. (Das, 2015).

Esta prueba puede ser de esfuerzo o deformación controlada. Cuando es de esfuerzo controlado, se aplica la carga hasta que falle la muestra. Luego se medirá el desplazamiento al igual que la altura mediante las lecturas que brinda el instrumento de prueba. Si la prueba es de deformación controlada se le aplicará una velocidad constante, donde se medirá el desplazamiento y el cambio de volumen. (Das, 1015).

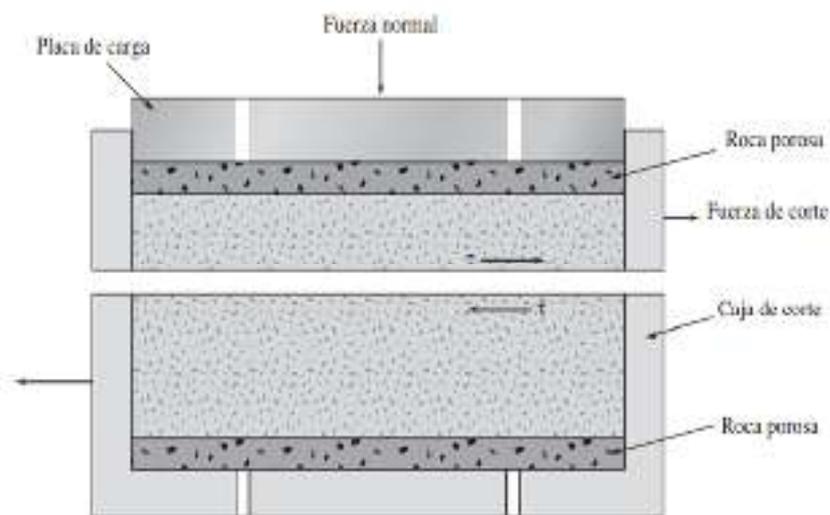


Figura N°11: Representación de una prueba de corte directo

Fuente: DAS (2015)

De esta manera se puede calcular el esfuerzo normal y esfuerzo cortante:

$$\sigma = \sigma' = \text{esfuerzo normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la sección transversal de la muestra}} \quad (19)$$

$$\tau = \text{esfuerzo cortante} = \frac{\text{resistencia al esfuerzo de corte}}{\text{área de la sección transversal de la muestra}} \quad (20)$$

Si se da a conocer la variación de la resistencia final al corte con esfuerzo normal, se puede expresar de la siguiente manera.

$$\tau = \sigma' \tan \phi' \quad (21)$$

Donde:

- τ : esfuerzo cortante
- σ' : esfuerzo normal efectivo
- ϕ' : ángulo de fricción

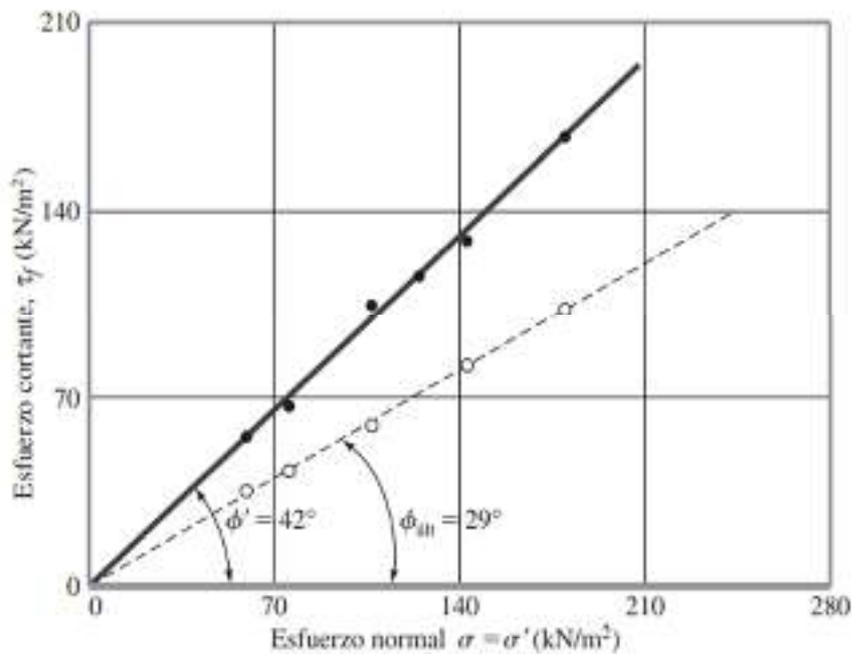


Figura N°12: Determinación de los parámetros de resistencia cortante

Fuente: DAS (2015)

2.6.2 Ensayo triaxial

Este ensayo es de los más confiables para obtener los parámetros de resistencia del suelo. Proporciona información sobre la relación esfuerzo-deformación del suelo. Otorga condiciones de esfuerzo más semejantes que la prueba de corte

directo. (Braja, 2001). En este tipo de ensayo se utiliza una muestra de diámetro 38 mm y 76 mm de largo. Para que se conceda la falla cortante se aplica un esfuerzo axial a través de un pistón de carga vertical.

El ensayo triaxial se le añade una muestra de un material a una cámara de presión donde inicialmente estará saturado de agua, se le aplica una condición de carga existiendo así un esfuerzo de confinamiento ($\sigma_3 = \sigma_c$). Si la válvula está abierta será condición no drenada, y cerrada será condición drenada. Para nuestro caso el tipo de suelo es limo arenoso, por lo que se considera un ensayo triaxial UU no consolidado no drenado. En este tipo de ensayo se puede controlar el drenaje y la presión de poros.

La primera etapa del ensayo triaxial se da bajo la presión de confinamiento de la cámara, si la válvula está abierta es una muestra consolidada que generará cambio en el volumen, por otro lado, si está cerrada será no consolidada. La segunda etapa se dará cuando se le agrega un incremento de carga más conocido como el incremento desviador (σ_d) y a partir de esa fuerza se generará el σ_1 , en esta segunda etapa si la válvula está abierta será una muestra drenada, y si está cerrada será no drenado.

El ensayo UU no consolidado no drenado, es una prueba rápida que no hace falta esperar a la consolidación ni al drenaje, solo se necesitará saturar la muestra de agua y aplicar directamente para poder obtener los valores de confinamiento σ_1 y σ_3 . Se utiliza en una construcción rápida sobre una arcilla blanda, ya que no ocurrirá la consolidación ni el drenaje.

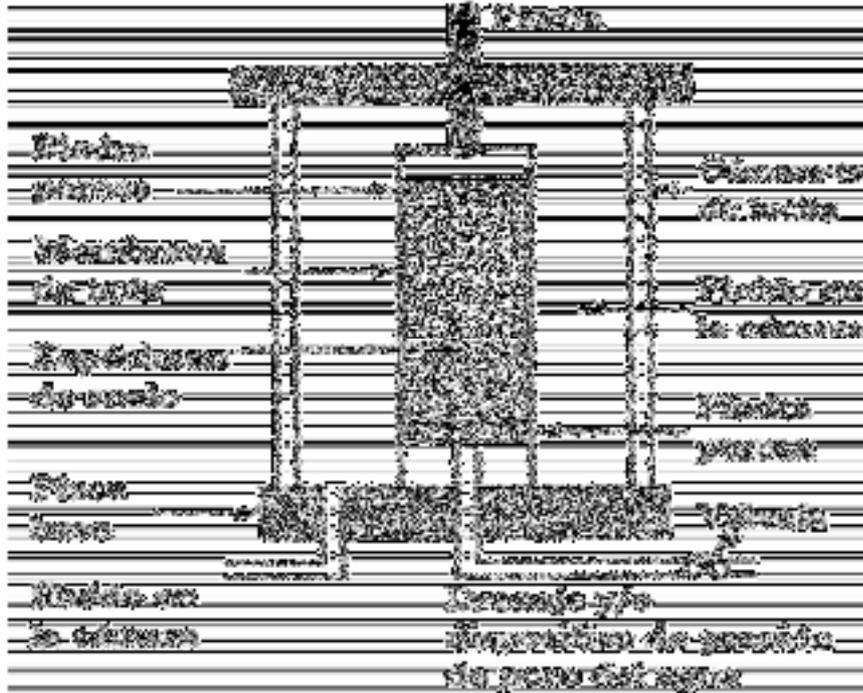


Figura N°13: Determinación de los parámetros de resistencia cortante

Fuente: DAS (2001)

En este tipo de ensayo se ejecutan tres tipos de ensayos:

- Prueba consolidada drenada (prueba CD)
- Prueba consolidada no drenada (prueba CU)
- Prueba no consolidada no drenada (prueba UU)

Para las pruebas no consolidadas no drenada

$$\text{Esfuerzo total principal mayor} = \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$$

$$\text{Esfuerzo total principal menor} = \sigma_3$$

Donde:

- $\Delta\sigma_f$: esfuerzo desviador adicional
- σ : esfuerzo normal

El esfuerzo de corte será:

$$s = cu = \frac{\Delta\sigma_f}{2} \quad (22)$$

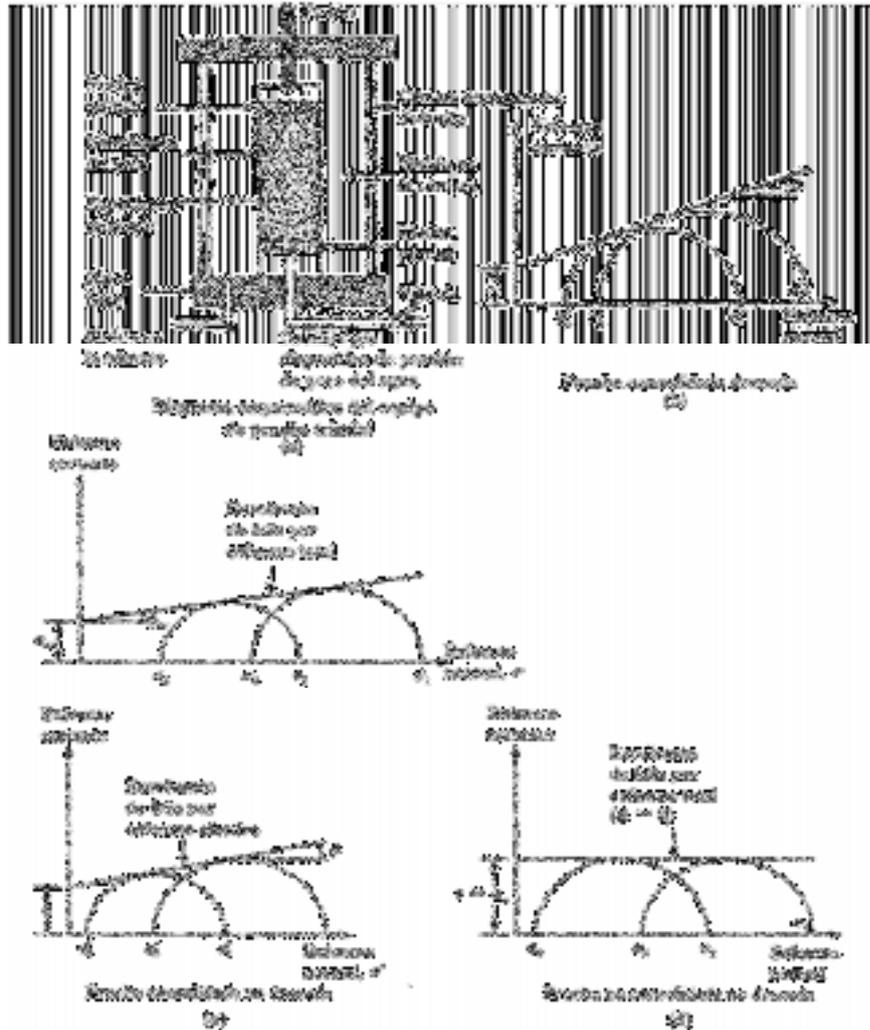


Figura N°14: Determinación de los parámetros de resistencia cortante

Fuente: DAS (2001)

2.6.3 SPT penetración estándar

Este método fue realizado por el ingeniero Terzaghi, que a través de los años algunos autores fueron aportando para mejorar ese tipo de ensayo, que consiste en realizar perforaciones a una determinada cota, donde se deja caer libremente un peso desde una altura anotando así los golpes necesarios para penetrar cada 15cm. El peso de la masa al igual que la altura respectiva del peso es de 63.5kg y 76.2cm respectivamente. (ASTM D-1586,1992)

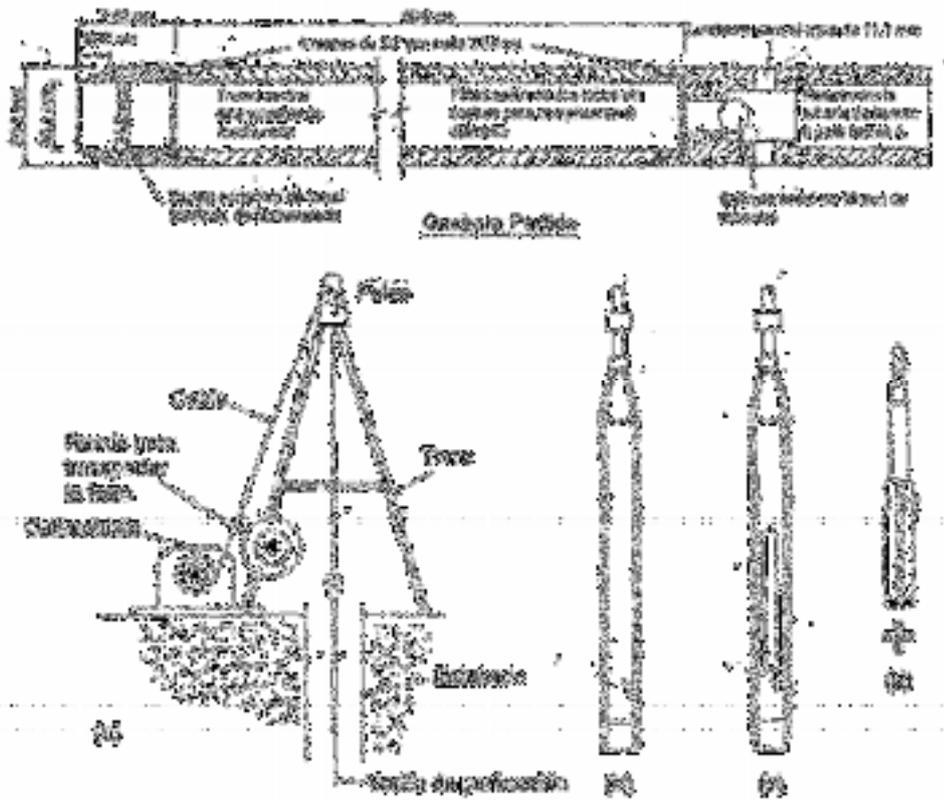


Figura N°15: Equipo del ensayo de Penetración Estándar (SPT).

Fuente: Alfredo Medina. (2002)

De la siguiente ecuación:

$$N_{crr} = N \times C_n \times h_1 \times h_2 \times h_3 \times h_4 \quad (23)$$

Donde:

- N_{crr} : Valor de N corregido
- N : Valor de N campo
- C_n : Factor de corrección por confinamiento efectivo
- h_1 : Factor por energía del martillo ($0.45 \leq h_1 \leq 1$)
- h_2 : Factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq h_2 \leq 1$)
- h_3 : Factor por revestimiento interno de tomamuestras ($0.8 \leq h_3 \leq 1$)
- h_4 : Factor por diámetro de la perforación (>1 para $D > 5''$, $=1.15$ para $D = 8''$)

El uso del ensayo SPT ha permitido obtener correlaciones con los diversos parámetros principalmente para suelos granulares con la compacidad, la

densidad relativa teniendo en cuenta la profundidad y el ángulo de rozamiento a partir de dos metros de profundidad. Para este ensayo es necesario realizar una corrección al valor de N ya que está sometido por la presión efectiva de sobrecarga.

$$N_{COR} = C_N N_F$$

Donde:

- N_{COR} : Valor de N corregido a un valor estándar de σ'_o
- C_N : Factor de corrección
- N_F : Valor N de campo

En la siguiente tabla están algunas relaciones empíricas propuestas por varios autores para determinar el valor de corrección C_N en función de la presión efectiva, donde σ'_o está en ton/pie².

Tabla N°5: Relaciones empíricas para C_N

Fuente	C_N
Liao y Whitman (1986)	$\sqrt{\frac{1}{\sigma'_o}}$
Skempton (1986)	$\frac{2}{1 + \sigma'_o}$
Seed y otros (1975)	$1 - 1.25 \log \left(\frac{\sigma'_o}{\sigma'_1} \right)$
Peck y otros (1974)	$0.77 \log \left(\frac{20}{\sigma'_o} \right)$
	para $\sigma'_o \geq 0.25$ U.S. ton/pie ²

Fuente: DAS (2001)

Numero de penetración estándar, N_{COR}	Compacidad relativa aproximada, C_r (%)
0 - 5	0 - 5
5 - 10	5 - 30
10 - 30	30 - 60
30 - 50	60 - 95

Figura N°16: Relación entre valores de N y compacidad relativa

Fuente: Recuperado de ASTM D-1586

La figura que se muestra a continuación muestra los valores de N y la resistencia a compresión simple.

Numero de penetración estándar, N	Consistencia	Resistencia a compresión simple, q_u (kN/m ²)
0 – 2	Muy blanda	0 – 25
2 – 5	Blanda	25 – 50
5 – 10	Rigidez media	50 – 100
10 – 20	Firme	100 – 200
20 – 30	Muy firme	200 – 400
> 30	Dura	> 400

Figura N°17: Relación entre el número de penetración estándar y algunas propiedades en suelos arcillosos

Fuente: Recuperado de ASTM D-1586

El ensayo SPT fue empleado para utilizarse en suelos granulares, sin embargo, en trabajos de pequeña extensión, puede conseguirse una menor economía utilizando un diseño conservador basado en resultados del S.P.T (ASTM D-1586, 1992). A continuación, se muestra la relación directa entre N y ϕ :

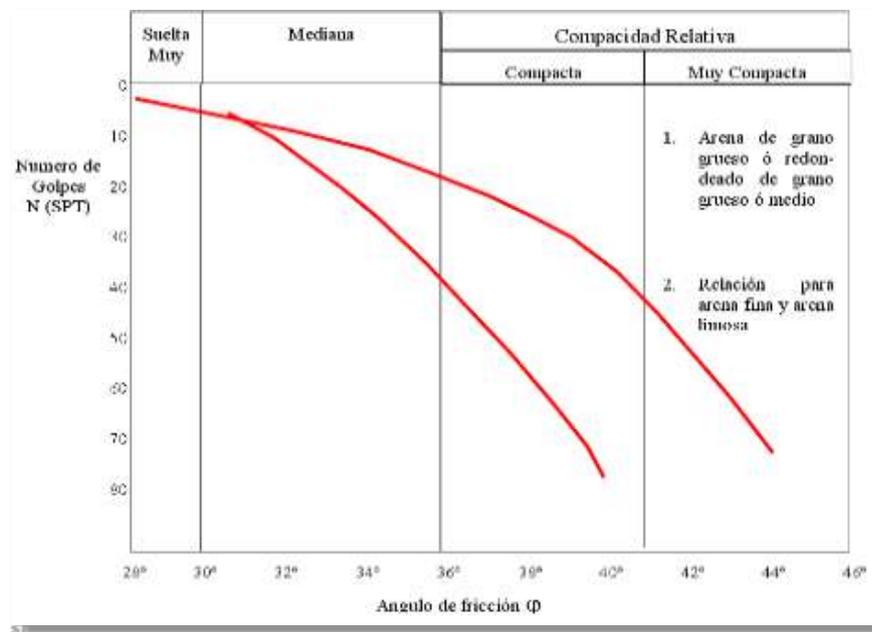


Figura N°18: Correlación entre el número de golpes, compactidad y ángulo de fricción.

Fuente: Recuperado de ASTM D-1586

El ángulo de fricción se correlaciona con el N corregido. Los autores Peck, Hanson y Thornburn (1974) han proporcionado una relación entre el Ncorr y el ángulo de fricción. (Das, 2001)

$$\phi(\text{grados}) = 27.1 + 0.3N_{\text{corr}} - 0.00054(N_{\text{corr}})^2$$

Donde:

- N_{COR} : Valor de N corregido a un valor estándar de σ' .
- ϕ : Ángulo de fricción interna

2.6.4 Método de cono de arena

Este ensayo sirve para obtener de forma indirecta el volumen del agujero. Se optará por ubicar una determinada área donde se determinará la densidad del terreno. Para que no existan problemas durante la ejecución es preferible que el tamaño de la partícula sea de una misma en toda la muestra para evitar segregación (Bowles, 1981). En general el volumen del hueco es:

$$V_{\text{hueco}} = \frac{\text{Peso del material utilizado para llenar el hueco}}{\text{Peso unitario del material}} \quad (24)$$

Diámetro nominal para arena mm (pulg)	Vol. del hueco para el ensayo (cm ³)	Peso unitario de arena para el ensayo (kg/cm ³)
300 (12)	600	150
150 (6)	150	300
75 (3)	300	600
30 (1.2)	600	1200

Figura N°19: Valores sugeridos por la Norma ASTM. Bowles

Fuente: BOWLES (1981)

Procedimiento:

- Se verificará que el cono no presente algún daño, asegurándose que el plato de base funcione adecuadamente.
- A continuación, se llenará el contenedor con el material condicionado donde ya se obtuvo la densidad y se determine la masa total.
- Se preparará la superficie del lugar donde se realizará el trabajo y verificando que esté nivelado. El plato de la base se utilizará como una herramienta para remover la superficie.

- Se colocará el plato de base sobre la superficie plana, asegurando el contacto con el terreno alrededor del borde del orificio central. El contorno de la base se marcará para revisar el movimiento durante el ensayo, de ser necesario asegurar el plato contra el movimiento que ocasione haciendo uso de clavos insertados dentro del suelo adyacente al filo del plato.

2.6.5 Método del balón

Por el método del balón, el volumen se encuentra midiendo directamente el volumen de agua a un balón de caucho, se leerá a través de un cilindro graduado. Este método presenta una ventaja sobre el cono de arena ya que el tiempo que se emplea es menor. (Bowles, 1981). La excavación se debe realizar de manera rápida para extraer el mismo contenido de humedad natural del suelo. Apenas se termine, se deberá cerrar dicho instrumento, y en lo posible tratar de evitar cualquier contacto vibratorio para que el volumen no incremente. En la siguiente imagen se observa ambos instrumentos de los métodos ya descritos.

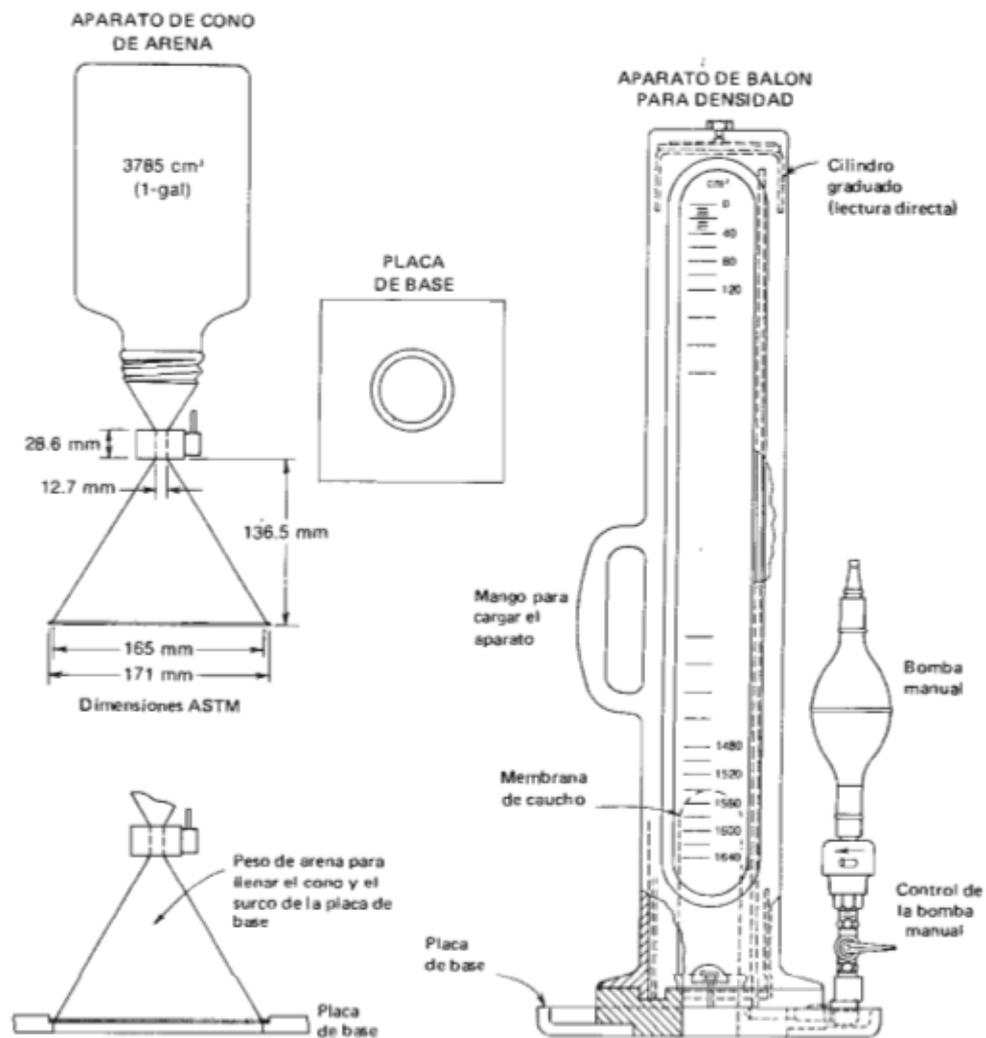


Figura N°20: Equipos de cono de arena y Balón para determinar la densidad

Fuente: BOWLES (1981)

2.7 Exploración geofísica

2.7.1 Descripción general de los métodos geofísicos

Los métodos geofísicos, hoy en día son de gran importancia para el estudio y desarrollo en la geotecnia. La unificación de los diferentes métodos geofísicos permite realizar interpretaciones relacionadas con algún fenómeno geológico de carácter prospectivo para la geotecnia y en el campo de la investigación para determinar las características geológico-geotécnicas de un suelo. (Naranjo, 2012)

Estos trabajos nos permiten obtener gran cantidad de data, de manera no destructiva del subsuelo en forma de modelos unidimensionales,

bidimensionales y tridimensionales, para examinar así el tipo de terreno y detectar sus características.

Exploración Geofísica

- Métodos Eléctricos
- Métodos Gravimétricos
- Métodos Magnéticos
- Métodos Sísmicos

Métodos eléctricos

Los métodos eléctricos se basan en el registro de ondas eléctricas del campo electromagnético en el suelo y subsuelo terrestre, aquellas que serán procesadas e interpretadas. El método tiene una mínima ampliación en la ingeniería civil, pero se puede utilizar en localizar cuerpos de materiales geológicos capaces de almacenar agua; zonas de agua caliente o vapor; estratos arcillosos encajonados por rocas, o más compactos; mapeo de contaminantes, entre otros. Es recomendable igualmente apoyarse de sondeos o calicatas para los resultados de prospección. (Cantos, 1973).

Tomografías de resistividad eléctrica: mediante la utilización de arreglos se encarga de evaluar la humedad, porosidad y contenido de arcilla en la elaboración de perfiles de resistividad. Con sondeos y toma de muestra se puede validar el modelo que resulte. Este método ayudó a obtener una mejor determinación de deslizamiento, se procedió a implementar la tomografía eléctrica de 2D y 3D para definir el perfil geotécnico. (Friedel, Thielen, Springman, 2006)

Suárez (2009) señala que el Sondeo Electromagnético Vertical (SEV) es el encargado de usar la resistencia eléctrica directa con la ayuda de la frecuencia electromagnética baja y una separación pequeña entre elementos.

Métodos gravimétricos

La presencia del campo gravimétrico es utilizada por la geofísica para detectar las variaciones verticales y laterales de las diferencias de densidades de las unidades geológicas en el subsuelo, son métodos pasivos que permiten la medición de las propiedades gravimétricas. (Cantos, 1973).

Los sondeos determinan la atracción gravitacional de una milésima de la constante de gravedad con precisión, admite detectar cavernas y diferencia en los niveles freáticos.

Entre las principales aplicaciones se encuentran las siguientes:

- Localización de exceso de masa: sulfuros masivos, etc.
- Detección de falta de masa: carbón, depósito de sal, etc.
- Estudio de placeres en actividades mineras.
- Mapeo regional: cuencas, grabens, etc.
- Definición de la morfología del basamento y marco estructural regional.
- Control de variaciones en aguas subterráneas

Métodos magnéticos

Se utiliza para obtener datos sobre el basamento y ubicación, en profundidad, de dichas sustancias. Asimismo, es útil para realizar estudios de la geología regional y estructural. Este método mide las anomalías del campo magnético y se emplea en investigaciones mineras (Cantos, 1973).

Guevara cita Bogoslovsky, Ogilvy (1977), donde indica que la variación del campo magnético de la tierra solo se aplica a movimientos profundos. Para poder obtener más información, se bajan magnetos de gran poder al fondo de las perforaciones.

Métodos sísmicos

Se establecen en la superficie del terreno, se inspecciona la vibración del suelo y se determina la velocidad de propagación en cada uno de los estratos del suelo, se establece el perfil sísmico del terreno en función a las velocidades de propagación de las ondas registradas, se registran las ondas P y S se puede determinar los parámetros elásticos como: módulo de Young (E), módulo de rigidez al cortante (G), relación de poisson (ν), etc. (Cantos, 1973).

Los más representativos de este método son:

- Refracción sísmica
- MASW

2.8 Refracción sísmica

Es un método que permite determinar la estratigrafía del subsuelo en forma indirecta, básicamente en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que lo

conforman. Consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas de compresión (Ondas P) generadas por una energía impulsiva a unos determinados puntos localizados a distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo. (ver figura N°21)

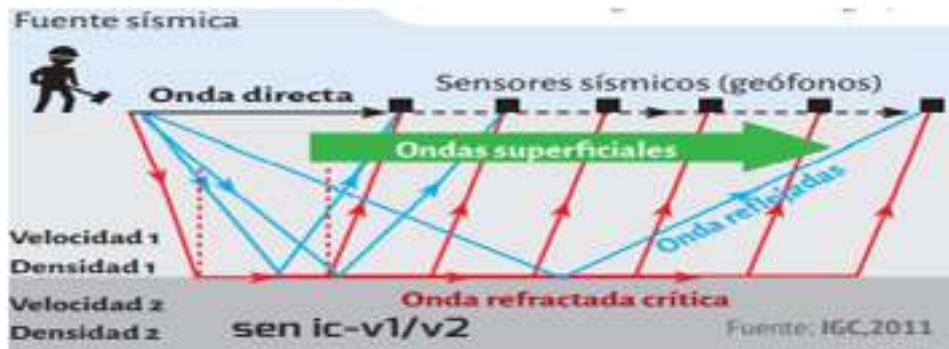


Figura N°21: Esquema de refracción sísmica y la llegada de ondas a los geófonos

Fuente: IGC (2011)

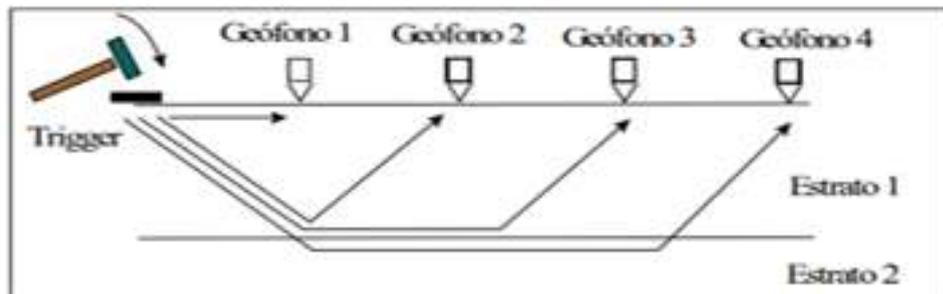


Figura N°22: Representación de la ejecución del ensayo de refracción sísmico

Fuente: Rodríguez (2013)

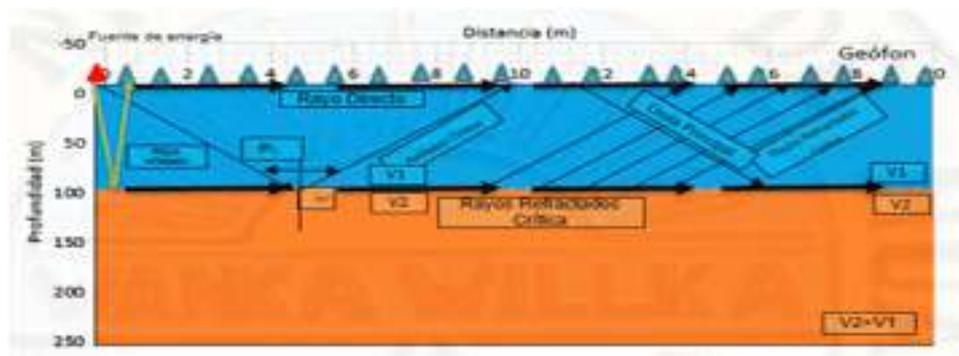


Figura N°23: Ley de refracción Sísmica de dos capas

Fuente: Universidad Nacional Tucumán. (2008)

Calderón (2013) indica que los tiempos que tardan las ondas en alcanzar dichos geófonos se denomina Dromocrona. Esta representación gráfica está compuesta por varias gráficas que representan cada una a una onda distinta.

2.8.1 Ondas sísmicas de cuerpo

Las ondas de corte y compresión son las ondas más utilizadas en los análisis de ingeniería.

Ondas P

Ondas de compresión, se propagan a mayor velocidad cuando se genera un cambio de volumen. Atraviesan sólidos, líquidos y gases porque son compresibles. Es más rápido en porción 1.7 en relación a las ondas S.

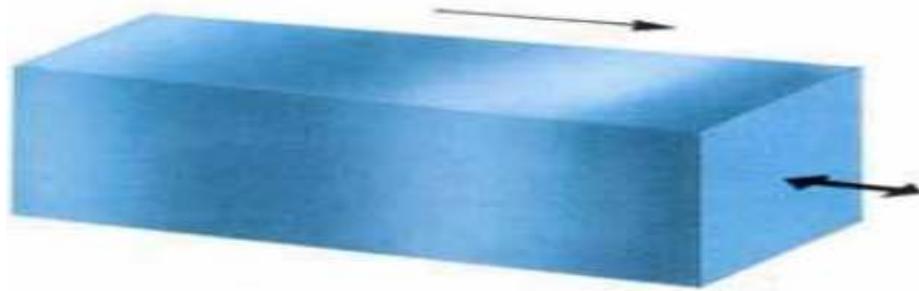


Figura N°24: Ondas Primarias P

Fuente: Manilla (2003)

$$V_p = \sqrt{((K+4/3\mu)/\rho)}$$

Donde:

- V_p = Velocidad de Onda P
- K = Módulo de Compresión
- μ = Módulo de Rigidez
- ρ = Densidad de Medio

Onda S

La más complicada de producir, se emplea en ingeniería para hallar módulos elásticos dinámicos, periodos fundamentales de vibración, estabilidad de cortes

para proyectos delicados, presas, túneles, estabilidad de masas rocosas, construcción de plantas nucleares, edificios, etc.

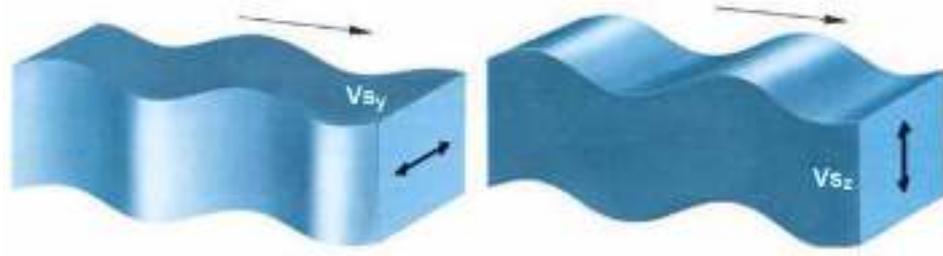


Figura N°25: Ondas S

Fuente: Manilla (2003)

Corresponde a una deformación cortante que considera el volumen debido a que los líquidos no soportan esfuerzo de corte.

Su velocidad es aproximadamente el 58% de la onda P.

$$V_s = (\mu/\rho)$$

Donde:

- V_s = velocidad de onda S
- μ = módulo de Rigidez
- ρ = densidad del medio

Ondas Sísmicas de Superficie:

Las ondas superficiales son de gran importancia a grandes distancias porque su amplitud depende de $R^{-1/2}$ siendo R la distancia, mientras que para las ondas internas la variación es con R^{-1} (Gibowicz y Kijko, 1994). Las amplitudes que se forman en la tierra pueden ser bastante extensas, porque disminuyen exponencialmente con la profundidad; sin embargo, su propagación es más lenta que las ondas S.

Dentro de esta categoría están las ondas Love y las ondas Rayleigh.

Ondas Love

Se propagan de forma similar que las ondas S, haciendo vibrar las partículas en sentido perpendicular a la propagación sin el movimiento vertical (Herraiz,1997).

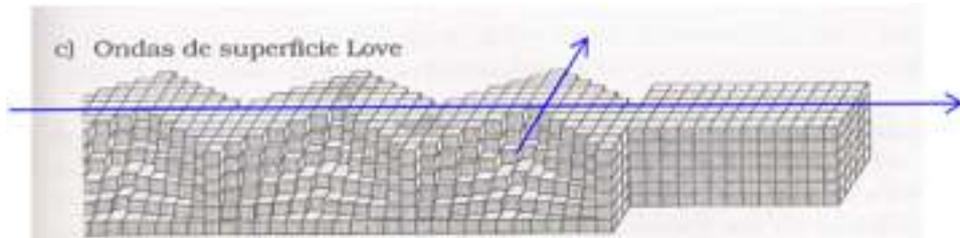


Figura N°26: Ondas Love

Fuente: CISMID 1997

Ondas Rayleigh

Las amplitudes se reducen exponencialmente con la profundidad, tienen un movimiento similar al de las ondas S en la superficie del agua, generando una vibración a las partículas sobre un plano que apunta en dirección de la trayectoria de las ondas, con movimientos elíptico horizontal y vertical simultáneamente. (Cantos, 1973).

Estas ondas son los agentes principales de las sacudidas que se sienten durante un movimiento telúrico, por lo que son los principales causantes de los daños que generan dicho movimiento.

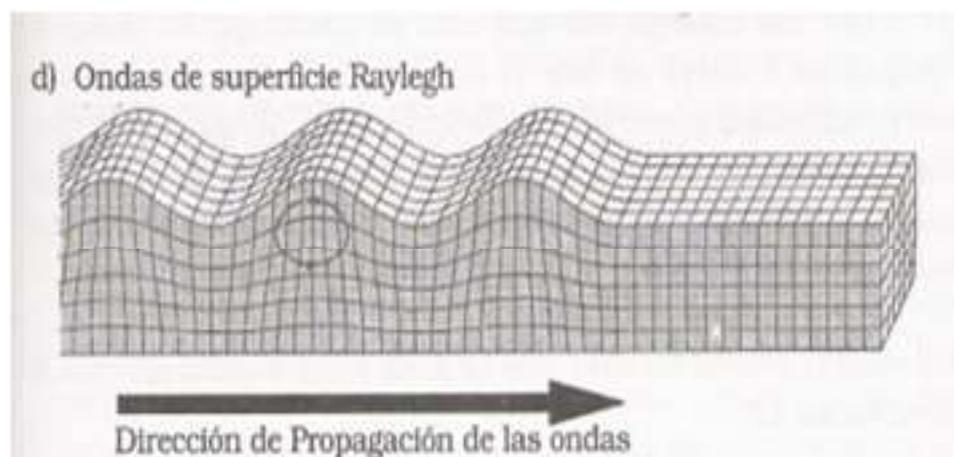


Figura N°27: Ondas de superficie Rayleigh

Fuente: CISMID 1997

Según Lay & Wallace (1995), las fuentes primarias de las ondas sísmicas pueden ser clasificadas en tres tipos: Internas, Externas, y Mixta.

Internas	Externas	Mixtas
Fallas Sísmicas	Vientos, Presión atmosférica	Erupciones Volcánicas
Explosiones internas	Oleaje y mareas	Deslizamientos
Flujo hidrológico	Ruido cultural(tráfico, trenes)	Avalanchas
Movimientos de Magmas	Impacto de Meteoritos	
Explotación minera subterránea	Explotación Minera Superficial	

Figura N°28: Clasificación de fuentes de ondas sísmicas

Fuente Avilés, Barzallo (2016)

En las tablas siguientes describimos los rangos de velocidades compresionales por diferentes fuentes encontradas

Tabla N°6: Velocidad primaria de material

Tipo de suelos	V_p (m/s)
Suelos Intemperados	240 - 810
Grava o arena seca	450 - 815
arena saturada	1220 - 1650
Arcilla saturada	815 - 2750
Agua	1490 - 1550
Agua de mar	1530 - 1550
Asfalto	1650 - 2000
Granito, rocas sedimentarias	2750 - 4250
Tron	6500 - 7000
Quiza	2750 - 4100
Granito	4575 - 7500
Roca sedimentaria	6500 - 7000

Fuente: Norma ASTM D 5777-95 (1995)

Tabla N°7: Velocidad primaria de material

Tipo de suelos	V_p (m/s)
Suelos de cobertura	< 1000
Roca muy alterada o alteración compacta	1000 - 2000
Roca alterada o alteración muy compacta	2000 - 4000
Roca poco alterada	4000 - 5000
Roca firme	> 5000

Fuente: Arce Helberg. (1990).

Tipo de suelos	V_p (m/s)
Esquisto arcilloso	2700 - 4800
Grava arcillosa seca	300 - 900
Arena – arena húmeda	200 - 1800
Roca metamórfica	4500 - 6800

Figura N°29: Velocidad primaria de material

Fuente: Curvich (1975)

Es seguro para poder delinear deslizamientos donde no existe evidencia topográfica, con esto permite rehacer un perfil de V_p en dos o tres dimensiones en función de la profundidad en toda la línea de geófonos.

2.8.2 Reflexión sísmica

Este método es uno de los más utilizados en la investigación de líneas rocosas, prospección petrolífera (tanto en tierra como el océano) e hidrogeología, ya que accede a obtener información de capas hondas para la cuantificación de depósitos de roca y petróleo, cálculo de límites (hasta 1000 m de profundidad), saturación (contenido de agua) y porosidad de un acuífero, así como el estacionamiento de saltos en fallas geológicas.

Se basa en las reflexiones de ondas sísmicas sobre las distintas interfases del subsuelo. Estas interfases (reflectores) responden, al igual que en la refracción, a contrastes de impedancia que posteriormente se relacionarán con las distintas capas geológicas. Las reflexiones son detectadas por los receptores (geófonos) que se ubican en la superficie y que están alineados con la fuente emisora. Como las distancias entre la fuente y los geófonos son pequeñas respecto a la profundidad de penetración que se alcanza, el dispositivo experimental soporta que se esté operando en corto ángulo; asegurando así la obtención de reflexiones y, distinguiéndose de la sísmica de refracción o de gran ángulo (Gayá, 2004).

Método de cálculo

Los métodos más comunes son:

- Tiempos de intercepto
- Velocidades aparentes
- Frentes de onda
- Tiempos de retardo
- Trazado de rayos

Estos métodos están desarrollados y documentados en diversos libros de geofísica aplicada. Algunos de ellos han sido implementados en diversos programas de computador para agilizar los cálculos.

Tiempos de intercepto

Las ondas originadas en el punto de disparo determinan los tiempos de llegada de las ondas en los geófonos en superficie. Estos tiempos se irán incrementando con la distancia y profundidad de penetración de las ondas. El método utiliza la pendiente de las dromocronas para calcular la velocidad de los refractores; y los tiempos de intercepto de las dromocronas con el eje del tiempo para calcular las profundidades.

Velocidades aparentes

Permite identificar las velocidades y profundidades para modelos con capas inclinadas paralelas, utiliza los tiempos de intercepto en el origen de un tendido directo y de su reverso.

Frentes de onda

Es un método gráfico que se apoya en el trazado de frentes de onda provenientes de puntos de disparo, de tal manera que se pueda definir un punto intermedio en el refractor, asimismo la suma de los tiempos de viaje entre los puntos de disparo hasta los puntos de emergencia de las ondas refractadas desde el punto intermedio, sea igual al tiempo total de viaje entre los puntos de disparo conjugados.

Tiempos de retardo

Diferencia entre el tiempo que requiere la onda para recorrer la trayectoria entre el punto de disparo y el refractor, con el ángulo crítico dentro del medio superior y con su propia velocidad, v_1 , y el tiempo requerido por la misma onda para recorrer la proyección de esa misma trayectoria, pero con velocidad de refractor v_2 .

Trazado de rayos

Para modelos geológicos de topografía irregular, el uso de las computadoras para el cálculo y análisis de las curvas t-x se ha vuelto estratégico en los últimos años.

Evaluación de los módulos de la sismología de refracción

Relación de Poisson (ν):

Esta relación resulta entre los cambios unitarios de la deformación y el área transversal. La velocidad de las ondas sísmicas está en relación con las propiedades elásticas del medio de propagación (Manilla, 2003). Por lo tanto, dicha relación sería:

$$\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 2} \quad (25)$$

Donde:

- ν : Razón de Poisson
- V_p : Velocidad de onda P
- V_s : Velocidad de onda S

Las velocidades de propagación están en relación con las constantes de Lamé (l, m) y la densidad del material (ρ).

$$v_p = \sqrt{\frac{(1+2m)}{2}} \quad (26)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{m}{\rho}} \quad (27)$$

La aplicación de estos métodos sismólogos son bastante confiables en el campo geotécnico.

Materiales en la corteza terrestre y rangos oscilan entre los 100 a 7000m/s; y 10-200Hertz y las longitudes de onda van 1-600m; debido a esto los cuerpos se localizan más rápido en la ingeniería con dimensiones de 1-30m.

Módulo de Young (E)

Viene a ser la relación que existe entre la deformación y el esfuerzo tanto para compresión y tensión. (Manilla, 2003).

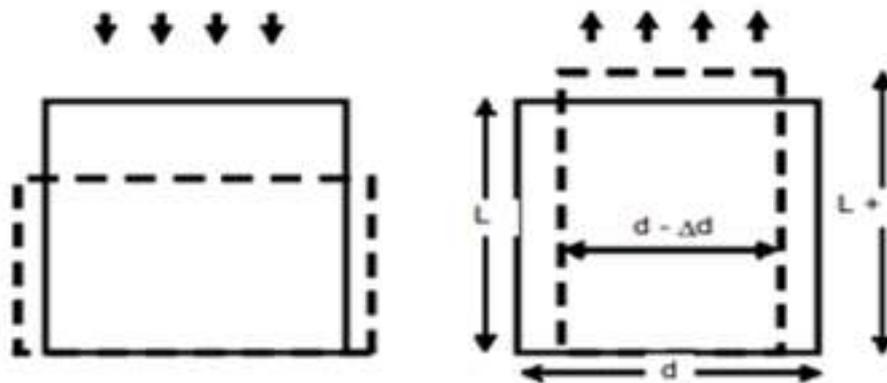


Figura N°30: Módulo de Young

Fuente: Manilla 2003

$$E=2G (1+\nu) \quad (28)$$

Donde:

- E = Módulo de Young
- G = Módulo de Corte
- ν = Razón de poisson

Módulo de Rigidez (G)

Relación entre el esfuerzo transversal y el desplazamiento relativo de los planos de desplazamiento. (Manilla, 2003).

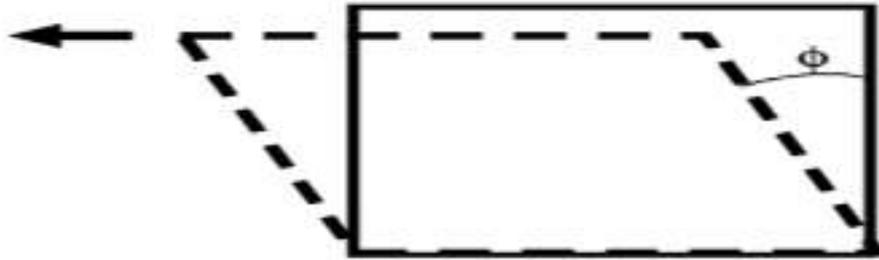


Figura N°31: Módulo de rigidez (G).

Fuente: Manilla (2003)

Y la ecuación se define de la siguiente forma

$$G = pVs^2 \quad (29)$$

Donde:

- G = Módulo de rigidez
- p = peso específico
- Vs = Velocidad de onda S

Módulo de Bulk (B)

Relación entre la presión hidrostática y el cambio de volumen unitario.

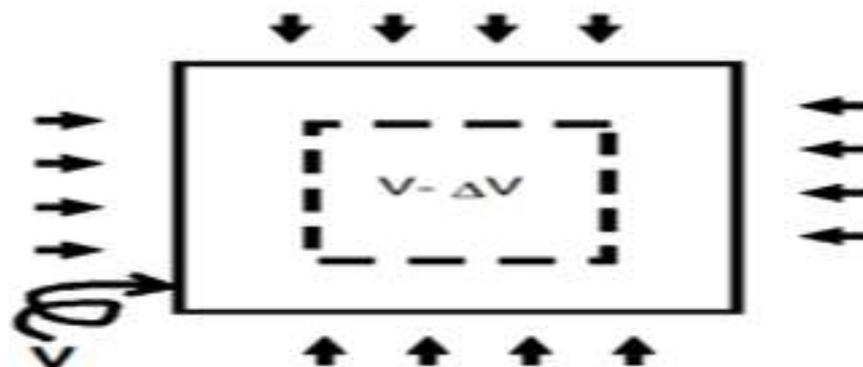


Figura N°32: Módulo de Bulk (B)

Fuente: Manilla 2003

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (30)$$

Donde:

- K = Módulo volumétrico
- E = Módulo de Young
- ν = Razón de poisson

2.9 Métodos de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)

Es uno de los métodos sísmicos de evaluación de la condición elástica del suelo para fines de ingeniería geotécnica (Correia, 2015), utiliza diferentes cantidades de receptores extendidos en modelos lineales, espaciados a distancias iguales y conectadas a un canal individual de registro generadas a partir de diversas fuentes, donde analizan la velocidad de propagación de las ondas superficiales para obtener información sobre la variación de la velocidad de la onda S relacionada con la profundidad de la zona estudiada (López et al., 2008).

El análisis de los registros permite obtener de ellos una curva de dispersión (un gráfico de ondas superficiales versus la frecuencia), donde se filtran únicamente las ondas superficiales; ya que, su velocidad de fase se aproxima en un 90 a 95% del valor de la velocidad de onda de corte (V_s), y mediante un cálculo inverso iterativo (método de inversión) se obtiene el perfil unidimensional V_s a partir de la curva de dispersión calculada (CISMID, 2013).

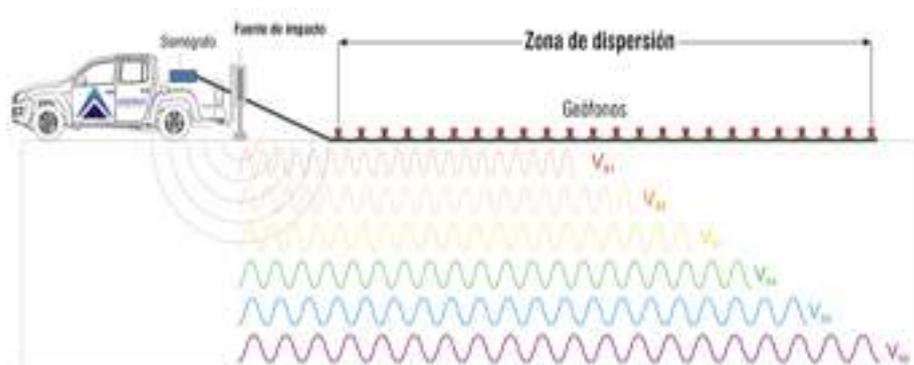


Figura N°33: Perfil de MASW

Fuente: Everest Geophysics

La profundidad máxima que se puede lograr es usualmente entre 10 a 30 m, pero varía de acuerdo al sitio y tipo de fuentes activas utilizadas. Las ondas superficiales se generan mejor en terrenos planos, con una menor variación topográfica dentro de la una línea en la zona de estudio. Sin embargo, cualquier relieve superficial cuya dimensión es mayor que 10% del largo del arreglo de geófonos, se convertirá en un significativo obstáculo para la generación de superficie de onda (Correia, 2015)

La interpretación de los registros consiste en obtener una curva de dispersión (velocidad de fase vs la frecuencia). Luego, el perfil de velocidad de onda de corte (V_s) se calcula utilizando un proceso iterativo que requiere la inversión no lineal de los datos de la curva de dispersión. El método de MASW estima que, a partir de la curva de dispersión, el perfil de velocidad de onda de corte (V_s) del terreno es construido mediante una simple transformación. Esta transformación estima que la longitud de onda (λ) se calcula a partir de la frecuencia (f) y la velocidad de fase (c). Luego, la profundidad (D) se define como 1/3 de la longitud de onda, y la velocidad de onda de corte (V_s) a dicha profundidad es b veces la velocidad de fase medida c , donde b es un coeficiente que cambia ligeramente con la frecuencia y se basa en un semi-espacio homogéneo. Se grafica el esquema Velocidad de Onda de Corte vs Profundidad. (Hayashi K., 2008).

$$\lambda = \frac{c}{f} \quad (31)$$

$$D = \frac{\lambda}{3} \quad (32)$$

$$V_s = b * c \quad (b \text{ es } 1.05 \text{ a } 1.11) \quad (33)$$

Dónde:

- λ = Longitud de onda
- c = Velocidad de fase
- f = Frecuencia
- D = Profundidad
- V_s = Velocidad de la onda S

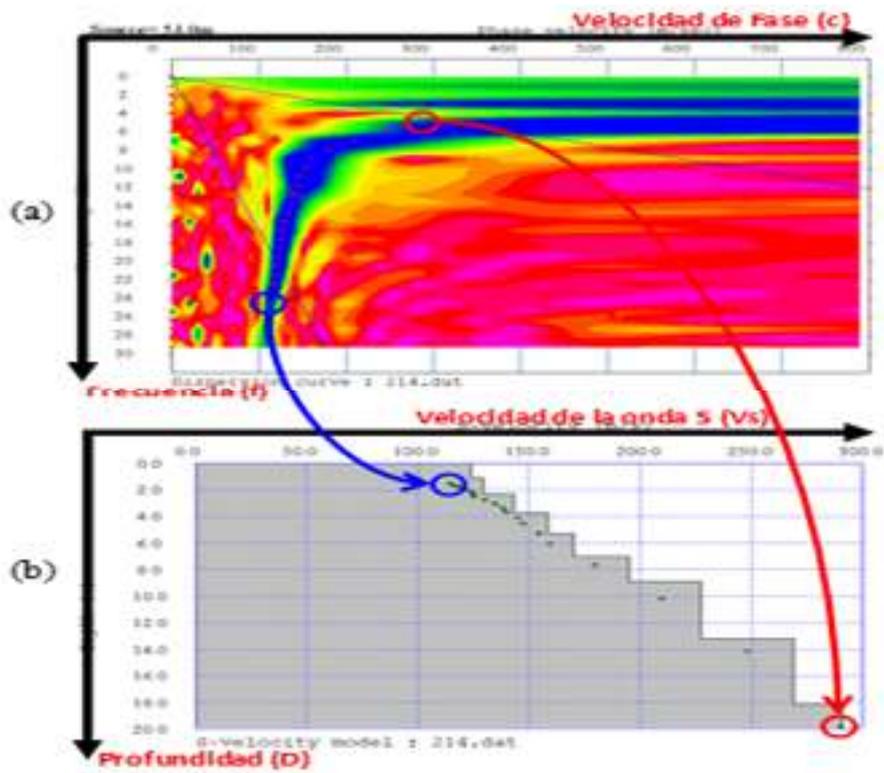


Figura N°34: Modelo inicial basado en un 1/3 de la transformación de la longitud de onda.

Fuente: Hayashi (2008)

Procedimiento de ensayo de MASW

Este ensayo nos permite calcular la velocidad de ondas S, cerca del subsuelo con el registro de ondas Rayleigh.

CARACTERÍSTICAS	VALOR NOMINAL	
Nº de canales	24	
Resistencia de salida	> 600 Ω	
Rango de frecuencia	10 - 400 Hz	
Filtro de frecuencias	10, 15, 25, 35, 50, 70, 100, 140, 200, 280, 400 Hz	
Ganancia	63X(36 dB) 2%	
Tiempo de registro	64, 128, 256, 512, 1024	
Tiempo de retardo de registro	0-999 ms	
Tiempo de pre- arranque	90% duración general	
Tensión de alimentación	12 V	
Potencia de consumo	48 W	



GEOMETRICS
Seismology Solutions

Figura N°35: Características del sismógrafo

Fuente: CES Sucursal Perú. Hayashi K (2020)

Velocidad de Corte

Para la precisión de suelos es importante conocer los perfiles de velocidad de onda de corte V_s , de las capas de subsuelo que subyacen en el terreno, donde es importante tener una noción del perfil estratigráfico del suelo con profundidades de investigación del orden de los 30 metros o más, debido a que el perfil de velocidades en los primeros 30 metros permite evaluar la respuesta sísmica del terreno (Ramos, 2012). Evaluar potenciales de licuación de suelos cuando se trata de terrenos arenosos, determinar el módulo de rigidez al esfuerzo cortante.

Para el cálculo de los parámetros antes mencionados a partir del cálculo de V_p y V_s

Coefficiente de Poisson:

$$\vartheta = \left(\frac{VP/VS)^2 - 2}{2 * (VP/VS)^2 - 2} \right) \quad (34)$$

Aquel material con un coeficiente de Poisson de 0.5 es un material incompresible deformado elásticamente a deformaciones pequeñas.

Módulo de Corte: $G_{dm} = \gamma * VS^2$; γ = Densidad del terreno

Módulo de Young: $E_{din} = 2 * G_{din} * (1 + \vartheta)$

Módulo volumétrico: $K_{din} = E_{din} / 3 * (1 - 2\vartheta)$

Capacidad de carga: $q_a = 2.4(10^{-4}) * \gamma * Vs$

Método Ruso:

Módulo de corte (kgf/cm²).

Está relacionado a la velocidad de onda S, el valor se obtendrá de la siguiente ecuación.

$$G = \gamma * V_s^2 * 102.04 * 10^{-4} \quad (35)$$

Donde:

- V_s = Velocidad de onda de corte
- γ = Peso específico (g/m³)

Cohesión específica C (kgf/cm²):

Naranjo (2012) señala que según I. G. Mindel existe una fórmula que correlaciona la cohesión y el módulo elástico de corte (G). La cohesión de estos suelos en condiciones de laboratorio se puede determinar directamente por la velocidad de propagación de las ondas longitudinales.

$$C = 24 * 10^{-4} V_p - 0.63 \quad (36)$$

Donde:

- C = Cohesión específica
- V_p = Velocidad de onda

Para los suelos limos no colapsables de Prikam, se tiene la siguiente ecuación entre la cohesión y el módulo de corte (G):

$$C = 75 * 10^{-5} G - 0.356 \quad (37)$$

Donde:

- C = Cohesión específica
- G = Módulo de Corte

Tensión de corte τ (kg/cm²).

Naranjo (2012) indica que en los suelos limos secos no colapsables de Prikam el esfuerzo se determinó a través del módulo de cizallamiento.

$$\tau = 86.8 * 10^{-5} G + 0.013 \quad (38)$$

Donde:

- τ = Tensión de Corte
- G = Módulo de Corte

Ángulo de fricción interna ϕ

Naranjo (2012) señala que para determinar el ángulo de fricción de suelos granulares se han propuesto algunos métodos. El autor I. G. Mindel indica que para limos no colapsables de Prikam el ángulo de fricción interna se puede obtener de la siguiente manera:

$$\phi = \text{arc tg}(11.8 * 10^{-5}G + 0.369) \quad (39)$$

Donde:

- ϕ = Ángulo de fricción interna
- G = Módulo de Corte

Método Turco:

Este método consistió en una recopilación de casos e investigaciones del sitio, donde se incluyeron pruebas de laboratorio y de geofísica. Estas investigaciones fueron hechas por la Universidad Bogazici, Bebek, Estambul, Turquía; la Universidad Estambul, Beyazit, Estambul, Turquía para poder determinar la capacidad portante a poca profundidad (Naranjo, 2012).

La expresión (q_a), para cortas profundidades, el fundamento y la profundidad (H) de la superficie, puede ser compatible con el peso del suelo y la columna sobre la base Schulze (1943), por lo tanto, puede ser expresada como:

$$q_a = \frac{\gamma H}{n} \quad (40)$$

Donde:

- q_a = capacidad portante
- γ = Peso volumétrico (Kn/m³)
- H = La profundidad de fundación
- n = Factor de inocuidad

De esta manera podemos reemplazar la velocidad de onda S :

$$H = V_s * T$$

Donde:

- V_s = Velocidad de onda “S”
- T = Tiempo

De esta manera obtendremos la capacidad portante en función de V_s :

$$q_a = \frac{\gamma V_s H}{T} \quad (41)$$

Donde:

- q_a = capacidad portante
- γ = Peso volumétrico (Kn/m³)
- H = La profundidad de fundación
- V_s = Velocidad de onda S
- T = Tiempo

A continuación, se presentarán las presiones admisibles y factores de inocuidad para diferentes tipos de terrenos (roca y suelo).

Soil type	V_s - range (m/sec)	n	q_a (kN/m ²)
'Hard' rocks	$V_s \geq 4\ 000$	$n = 1.4$	$q_a = 0.071 \gamma V_s$
'Soft' weak rocks	$750 \leq V_s \leq 4\ 000$	$n = 4.6 - 0.0008 V_s$	$q_a = 0.1 \gamma V_s / n$
Soils	$750 \geq V_s$	$n = 4.0$	$q_a = 0.025 \gamma V_s \alpha$

Figura N°36: Valores de capacidad de carga y factores de inocuidad

Fuente: (Naranjo, 2012)

Cálculo del peso específico (γ):

Existe una relación entre el peso específico y la velocidad de la onda “P” de un estrato de suelo. Sobre la base de los antecedentes de las pruebas del laboratorio por los autores fue propuesta una relación empírica por Schulze (1943).

$$y = y_0 + 0.002V_p \quad (42)$$

Donde:

- y = Peso específico (Kn/m³)
- V_p = Velocidad de la onda "P" (m/s)
- y_0 = Valores de peso volumétrico

Tabla N°8: Valores de peso volumétrico

(y_0)	Especificaciones
$Y_0 = 16$	Suelo arenoso
$Y_0 = 17$	Arena densa y grava
$Y_0 = 18$	Roca caliza y conglomerado
$Y_0 = 20$	Arenisca
$Y_0 = 24$	Rocas firmes

Fuente: Naranjo (2012)

Cálculo del peso volumétrico (γ):

El peso volumétrico se puede determinar de la siguiente manera:

$$y = 1.516 * 10^{-2} * \sqrt{V_p} + 1.3 \quad (43)$$

Donde:

- y = Peso volumétrico (g/cm³)
- V_p = Velocidad de la onda "P" (m/s)

Módulo elástico (E):

$$E = 0.97 * \left(\frac{E}{1300000} \right)^{0.141} * E \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \quad (44)$$

Donde:

- E = Módulo Elástico (kg/cm²)
- E = Módulo de Young (kg/m³)

Módulo de deformación (ϵ)

$$\varepsilon = 0.09346 * E + 4 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \quad (45)$$

Carga admisible:

$$Q_{adm} = \frac{2 * \text{Módulo Def}}{\text{Ancho Cimiento} * (1 - n^2)} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (46)$$

Donde:

- ε = Módulo de deformación (kg/cm²)
- n = Coeficiente de Poisson (m/s)

Número de Golpes SPT (N).

Existen correlaciones para el número de golpes N y las velocidades de onda Vs y Vp (Naranjo, 2012). Para los loess de Ucrania, I. G. Mindel dedujo que:

$$N = 0.0284 * Vp - 7.6 \frac{\text{golpes}}{\text{dm}} \quad (47)$$

También existen otras ecuaciones con el valor de N para determinar las velocidades de ondas Vs y Vp para todo tipo de suelos.

$$Vs = 91.0 * N^{0.337} \quad (48)$$

$$Vp = 35.734 * N + 89.306 \quad (49)$$

Terzaghi y Peck (1948) correlacionaron la densidad relativa con el valor N₆₀

(N ₆₀)	Dr%	Compacidad
0-3	0-15	Muy suelta
3-8	15-35	Suelta
8-25	35-65	Medianamente densa
25-42	65-85	Densa
42-58	85-100	Muy densa

Figura N°37: Correlación entre Dr y N₆₀

Fuente: Naranjo (2012)

En función a los valores de densidad relativa, Meyerhof (1956) propuso las siguientes ecuaciones para determinar el ángulo de rozamiento interno.

$$\phi = 25 + 0.15Dr\% (> 5\% \text{ arenas finas y limos}) \quad (50)$$

De la misma manera, Giuliani y Nicoll propusieron la siguiente correlación.

$$tg(\phi) = 0.575 + 0.361Dr^{0.866} \quad (51)$$

Dunham planteó la siguiente ecuación para el ángulo de rozamiento.

$$\phi = (12 * N)^{1/2} + 25 \quad (52)$$

Osaki propuso lo siguiente, donde el valor de N será el valor corregido.

$$\phi = (20 * N)^{1/2} + 15 \quad (53)$$

Por otro lado, Muromachi (1974) también indicó la siguiente correlación.

$$\phi = 20 + 3.5 * \sqrt{N} \quad (54)$$

Módulo de cizalla de los suelos

Denver propuso unas correlaciones para obtener el módulo de cizalla y módulo de corte a través del valor de N.

$$Go = 120 * N^{0.737} \quad (55)$$

$$G = 1200 * N^{0.8} (ton/m^2) \quad (56)$$

También se puede obtener el Módulo de Young a través de N.

$$E = 7\sqrt{N} (Mpa) \quad (57)$$

En la siguiente tabla se mostrará un resumen de las correlaciones dinámicas obtenidas por diversos autores para poder determinar los diferentes parámetros geotécnicos.

Tabla N°9: Correlaciones empíricas

AUTOR	CORRELACIÓN	LUGAR
I. G. MINDEL	$C' = 0.908 - 0.168(Vp/Vs)$	Cohesión para suelos de los Urales
	$\phi = 46.4 - 9.65(Vp/Vs)$	Ángulo de fricción para suelos de los Urales
	$N = 0.0284*Vp - 7.6$	SPT para suelos de Ucrania
IMAI Y YOSHIMURA (1970)	$Vs = 76*N^{(0.33)}$	Para todo tipo de suelos
OHTA Y GOTÔ (1978)	$Vs = 85.34*N^{(0.348)}$	Para todo tipo de suelos
JAPAN ROAD ASSOCIATION (2002)	$Vs = 76*N^{(0.33)}$	Para arenas
SCHULZE (1943)	$qa = \gamma VsH/T$	Capacidad admisible para los suelos de Turquía
	$\gamma = \gamma_o + 0.002Vp$	Peso específico

Fuente: Elaboración propia (2021)

CAPÍTULO III: FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis general

Los métodos geofísicos complementan al método convencional para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.

3.2 Hipótesis específicas

- El estudio de la capacidad portante por medio de los métodos geofísicos permitirá obtener con mayor exactitud los parámetros del suelo a diferencia de los métodos convencionales para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.
- El valor del ángulo de fricción del suelo obtenido mediante los ensayos geofísicos permitirá el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.
- La metodología convencional desde el punto de vista económico será la mejor opción en comparación con la metodología geofísica para el cálculo de capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.
- La comparación de los resultados entre los métodos convencionales y geofísicos mediante las correlaciones empíricas permitirá el cálculo de capacidad portante y asentamiento en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.

CAPÍTULO IV: DISEÑO METODOLÓGICO

4.1 Características de la investigación

4.1.1 Tipo de investigación

El presente trabajo de investigación fue de carácter aplicada, debido a que se pretendió establecer relaciones y semejanzas que pueda existir entre dos variables, características, conceptos. Así poder alcanzar los objetivos planteados encontrando para encontrar la mejor aplicación y análisis en los métodos. Borja (2016) menciona que los estudios cuantitativos se fundan una o varias hipótesis acerca de la realidad, se traza un plan para someterlas a prueba, se cuentan los conceptos incluidos en las hipótesis o variables y se convierten las mediciones en valores numéricos para poder procesarlos y estudiarlos posteriormente con técnicas estadísticas, para así extender los resultados a un universo más amplio o para consolidar las creencias de una teoría.

La finalidad de este trabajo fue obtener algunos antecedentes de la investigación para poder aportar en el estudio del tema, además de la comprobación a través de ensayos convencionales y geofísicos que permitirán determinar los parámetros del suelo de la zona con el fin de poder utilizar dichos métodos no destructivos para ahorrar más tiempo de trabajo y generar menos costo en las ejecuciones de futuros proyectos en ingeniería civil.

4.1.2 Nivel de investigación

El nivel de la presente investigación fue de tipo descriptivo correlacional, ya que estaba orientado a la medición del grado de relación que existen entre las ondas S y P, con los ensayos SPT y triaxial, aplicado al cálculo de la capacidad portante en los suelos del distrito de Puente Piedra en la ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado, para encontrar una correlación que se ajuste a las características de la zona.

4.2 Diseño de investigación

El diseño de investigación que se realizó para el siguiente trabajo fue experimental, debido a que el proyecto buscó obtener semejanzas entre los resultados de los

métodos geofísicos y convencionales a través de los ensayos de laboratorio, que sirvió para poder determinar los valores técnicos económicos y así responder las hipótesis planteadas. De esta manera promover el uso de los métodos geofísicos, ya que será un complemento para los ensayos convencionales al ser ensayos no destructivos que no generan daños a una determinada zona.

4.3 Variables

- Variable independiente: capacidad portante
- Variable dependiente: método geofísico y método convencional

Tabla N°10: Operacionalización de Variables

	Variable	Indicadores	Índices
Independiente	Capacidad Portante	Capacidad Admisible	M
		Longitud de onda	M/S
Dependiente	Método Geofísico	Velocidad de onda	M
		Estratificadores	Grados
		Ángulo de fricción	KG/CM2
	Método Convencional	Cohesión	KG/CM3
		Peso Unitario	KG/CM2

Fuente: Elaboración propia (2021).

4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Los técnicas e instrumentos que se emplearon para la elaboración y recolección de datos que serán utilizados para comparar los métodos geofísicos y convencionales serán:

- Estudio del material Bibliográfico: Revisión de los antecedentes acerca del tema, así como también las metodologías de diversos autores que servirán para el cálculo de los diversos parámetros.
- Utilización de Software: Esto principalmente para el análisis geofísico del suelo que servirán para comparar con el valor obtenido a través de los métodos convencionales y evaluar el resultado final.
- Ensayos en el laboratorio: Para el análisis de las propiedades mecánicas y dinámicas del suelo; con el fin de determinar la capacidad del terreno.

4.5 Procedimientos para la recolección de datos

Para el proceso de la recolección de datos se procedió a realizar los ensayos de densidad in-situ del suelo con los métodos de cono de arena y balón en los sectores delimitados en Puente Piedra. La parte de geofísica a través de ensayos de refracción sísmica y MASW, posteriormente también se realizará los ensayos de penetración estándar, triaxial, corte directo y CBR.

4.6 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Para proceder al análisis y procesamiento de los datos recopilados en el campo se utilizaron: tablas de excel, ábacos, gráficos, software donde se ingresan los datos de los ensayos de geofísica y los valores de los ensayos geotécnicos obtenidos en el laboratorio para el cálculo de capacidad portante.

CAPÍTULO V: PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO DEL ESTUDIO

5.1 Descripción de la zona de trabajo

El presente trabajo de investigación está enfocado en la evaluación geotécnica de las áreas para el servicio de consultoría de obra para la elaboración del estudio definitivo del proyecto: “Ampliación y mejoramiento del colector Puente Piedra y tratamiento de aguas servidas del área de drenaje de la PTAR Puente Piedra”, por lo que se realizó una visita de campo con el fin de recopilar las investigaciones geotécnicas, fotografías, ensayos, etc.

5.2 Ubicación del área en estudio

La zona del proyecto está ubicada principalmente en el distrito de Puente Piedra. Asimismo algunas habilitaciones también se encuentran en los distritos de Ancón, Carabayllo y Ventanilla, en dirección de Sur a Norte, el proyecto se inicia a la altura del Km 33.5 de la panamericana Norte y se extiende perpendicularmente hacia el Este y Oeste, hacia el Oeste se extiende hasta los cerros que dividen el distrito de Puente Piedra y Ventanilla, luego avanza en paralelo a la Panamericana Norte hasta la avenida Ventanilla por donde continúa la intersección con la Panamericana Norte, luego continúa por esta vía hasta el km 40, colindando en esta parte con el proyecto Antonio Raimondi, extendiéndose hacia el Este hasta los Cerros entre los límites de Ancón, Puente Piedra y Carabayllo; luego cierra el sector 391 entre el límite distrital de Puente Piedra y Carabayllo, hasta la avenida La Alameda (C.P. San Antonio de Carabayllo), el área de proyecto cierra en la intersección de la calle con la Panamericana Norte.

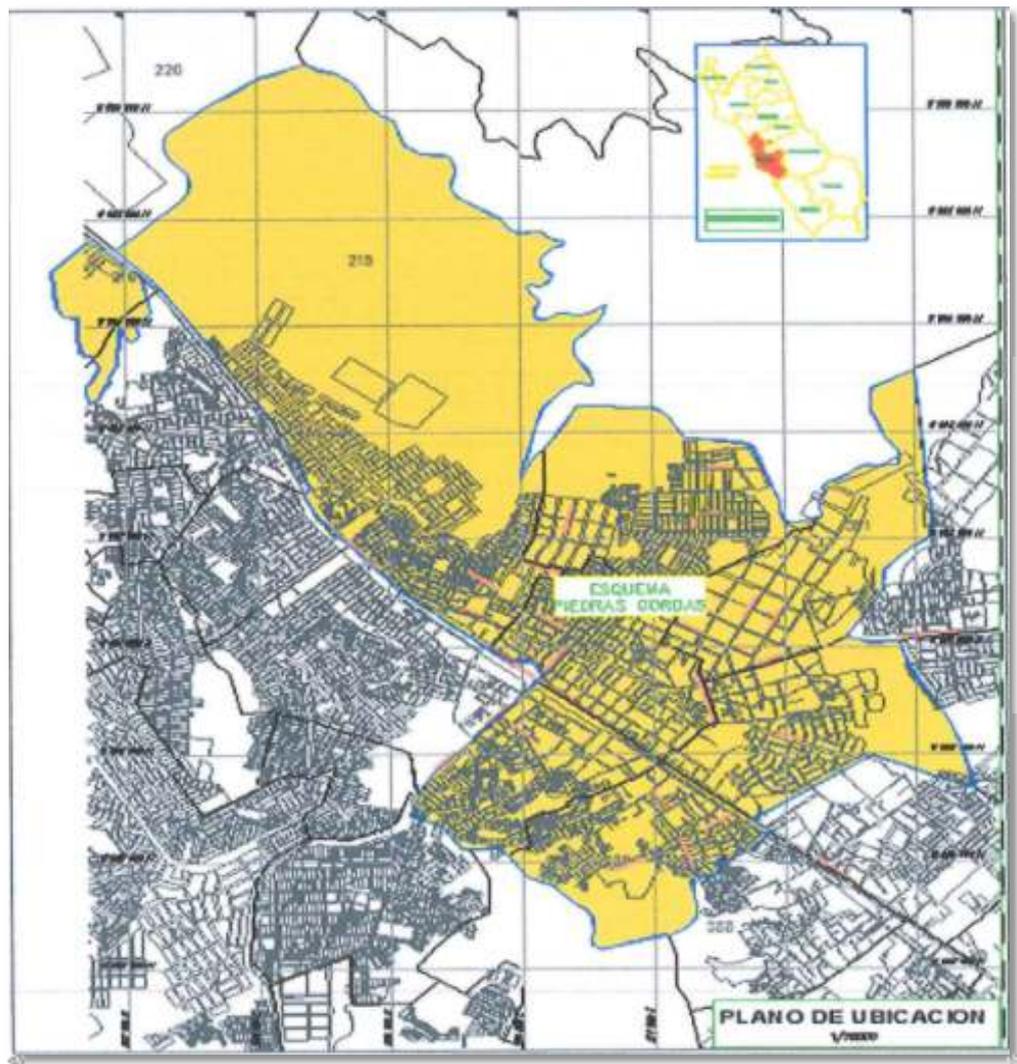


Figura N°38: Ubicación del área de trabajo

Fuente: TENATO SAC 2020

Habilitaciones	Lotes
Sector 219	
Urbanización Virgen de Loreto – FOVIMFAP: Programa del Fondo Mi Vivienda (Sector 216)	1231
Asociación de Vivienda Marko Jara Schenone I Etapa	2025
Asociación de Damnificados Nadine Heredia Ancón	114
Asociación de Vivienda Marko Jara Schenone II Etapa	400
Asociación Señor de Asencio de Cachuy	122
Asociación Las Pampas de Piedras Gordas	107
Asociación de Comerciantes Señor Cautivo de Ayabaca	100
Sector 366	
Centro Poblado San Antonio de Carabayllo	16
Asociación Vecinal Los Rosales de Puente Piedra	73
Asociación de Pequeños Agricultores Zapallal Alto	127
Asociación de Vivienda Integración	77
Centro Poblado Tierra Prometida	10
Asociación de Vivienda San Guillermo	51
Asociación de Vivienda Indoamérica	18
Sector 367	
Asociación Vivienda Dorado II Etapa	453
Sector 389	
AH Alborada II Etapa Ampliación	114
Asociación de Vivienda Las Casuarinas (Las Dunas)	815
Asociación de Vivienda Arco Iris de Dios	14
Asociación de Propietarios Bello Horizonte	17
Agrupación de Vivienda Familiar Alondra	17
Asociación de Propietarios Zona Tarapacá Lote 6	12
A.H. Los Andes del Perú	12
A.H. Jesús El Nazareno	11
A.H. Alborada I etapa MZ F	17
Asociación de Vivienda El Remanso de Zapallal	57
Asociación de Vivienda Establo Gallardo - Puente Piedra	50
A.H. Cesar Vallejo	30
Alborada II Etapa	22
AH Pedregal de Puente Piedra	18
Sector 390	
Asociación de Pobladores La Unión Zapallal	85
AA.HH. Bellavista	7
AH Tiwinza Ampliación	96
AA.HH. Nueva Vida	50
A.H. Tiwinza Manzana V	13
Sector 391	
Asociación Agropecuaria Lomas del Dorado	22
Sector 392	
Asociación Agropecuarios Industriales Valle Hermoso	179
Asociación de Propietarios 8 de diciembre	15
AA.HH. Santa Rosa - Zapallal	78
AA.HH. Eliseo Teobaldo Collazos Verde	91
AA.HH. Las Orquídeas	21
Asociación de Viv. Los Lirios	31
Sector 393	
Asociación de Vivienda Feliz Amanecer	51

Figura N°39: Sectores para la evaluación geotécnica

Fuente: TENATO SAC 2020

5.3 Aspectos climatológicos

El distrito de Puente Piedra se encuentra ubicado en la zona baja de la cuenca del río Chillón, en Lima Norte, con una superficie de 309 km² y una población de 353 mil habitantes. El 78% de las viviendas no cuentan con abastecimiento de agua potable y saneamiento.

En los meses de verano el clima en esta parte del Perú es variante de acuerdo el registro climatológico que se obtuvieron.



Figura N°40: Niveles de comodidad de la humedad en enero

Fuente: Merra 2 (2016)

Viento

La velocidad promedio del viento por hora en Carabayllo disminuye gradualmente en enero, con una disminución de 12.4 kilómetros por hora a 11.6 kilómetros por hora en el transcurso del mes.

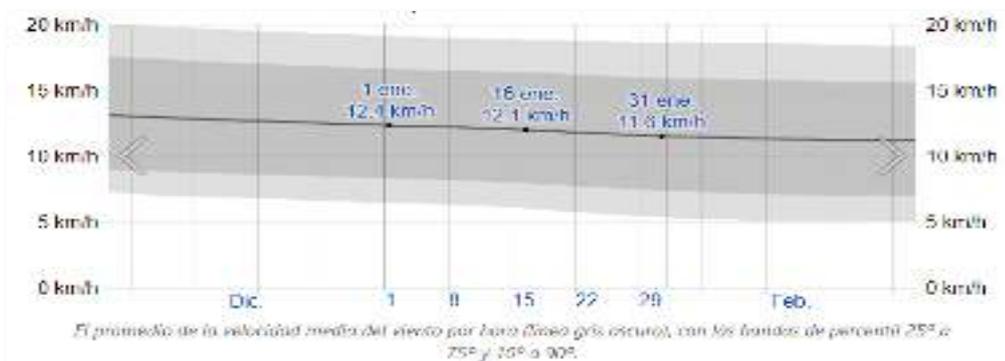


Figura N°41: Velocidad promedio del viento en enero

Fuente: Merra 2 (2016)

Temperatura

La temperatura promedio de la superficie del agua en Carabayllo aumenta gradualmente en enero, aumentando 1 °C, de 20 °C a 21 °C, en el transcurso del mes.

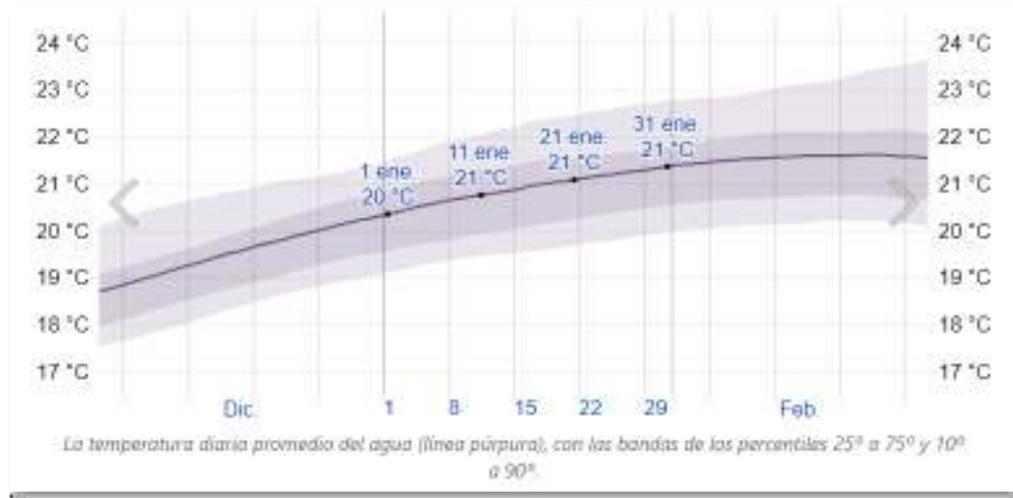


Figura N°42: Temperatura promedio del agua en enero

Fuente: Merra 2 (2016)

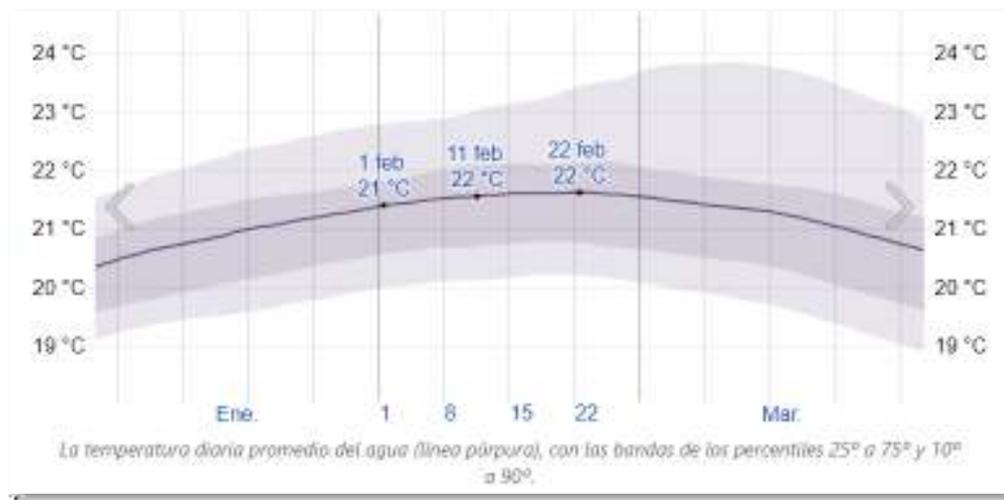


Figura N°43: Temperatura promedio del agua en febrero

Fuente: Merra 2 (2016)



Figura N°44: Temperatura promedio del agua en marzo

Fuente: Merra 2 (2016)

Periodo de cultivo

Las temperaturas en Carabayllo son lo suficientemente cálidas todo el año por lo que no tiene sentido hablar del periodo de cultivo en estos términos. No obstante, la siguiente tabla se incluye como ilustración de la distribución de temperaturas durante el año.

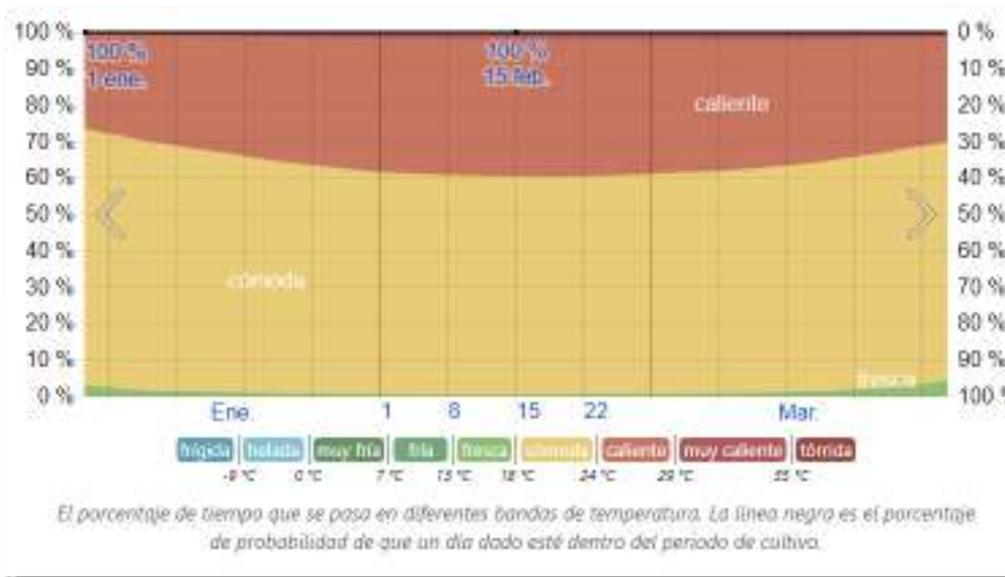


Figura N°45: Tiempo que está en diferentes bandas de temperatura y periodo de cultivo en febrero.

Fuente: Merra 2 (2016)

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Temperatura media (°C)	21.5	23.1	23	21.2	19.9	17.4	15.7	16.5	16.2	17.5	17.4	20.1
Temperatura mín. (°C)	19.5	20.8	20.8	19.8	18.7	15.4	14.8	14.3	14.5	15.2	15	17.7
Temperatura máx. (°C)	25.3	25.4	25.3	24.6	22	20.3	19.8	19.8	20.1	20.6	21.8	23.8
Precipitación (mm)	29	50	41	13	3	1	1	1	3	4	4	11
Humedad (%)	82%	87%	87%	82%	82%	84%	82%	82%	81%	81%	81%	82%
Días lluviosos (días)	0	0	8	3	1	0	0	0	1	1	1	2
Horas de sol (horas)	9.5	7.7	8.5	9.0	9.2	9.1	9.2	9.5	9.8	10.2	10.2	9.8

Hay una diferencia de 49 mm de precipitación entre los meses más secos y los más húmedos. La variación en la temperatura anual está alrededor de 6.6 °C.

Figura N°46: Tabla climática

Fuente: Climate Data (2019)

5.4 Accesibilidad de uso territorial

El distrito de Puente Piedra, está ubicado en la parte norte de la Provincia de Lima, Departamento de Lima, Perú. Es un centro poblado que posee una extensión territorial de 390.92 Km², y cuya altitud es de 184 m.s.n.m. Su clima es húmedo en los meses de invierno y templado con sol radiante en meses de verano; oscilando su temperatura anual los 19.2 °C, sus límites distritales ubican al Norte a los distritos de Ancón y Santa Rosa; al Sur, el Río Chillón y el distrito de Los Olivos; al Este el distrito de Carabaylo y al Oeste al distrito de Ventanilla.

Al distrito de Puente Piedra, se ingresa usando las siguientes vías:

La vía principal de accesibilidad al distrito es la Panamericana Norte, que cruza el distrito en toda su extensión de Sur a Norte y viceversa. Este trayecto comienza sobre el Puente Chillón, que cruza el río del mismo nombre en el kilómetro 24 de la Panamericana Norte y finaliza a la altura del Kilómetro 39.5 de la misma vía. En esta vía, se cruza la principal avenida de ingreso al Cercado de Puente Piedra, como es la Av. Lecaros, así como el ingreso a otras zonas del distrito. Bajo la Avenida Lecaros se ha construido el Paso a Desnivel Puente Piedra.

Una primera vía de accesibilidad auxiliar es la Carretera Ventanilla que termina en el paso a desnivel en la zona de zapallal. Desde allí se conecta a la Panamericana Norte en la zona norte del distrito.

CAPÍTULO VI: METODOLOGÍA PARA LA EJECUCIÓN DE ENSAYOS

6.1 Descripción de los ensayos convencionales y geofísicos

Los ensayos tradicionales que se desarrollaron en esta investigación se realizaron con el fin de determinar parámetros de suelo como el ángulo de fricción y cohesión para determinar la capacidad portante para las estructuras proyectadas de Puente Piedra.

Los ensayos geofísicos ejecutados en el siguiente trabajo se hicieron con el propósito de determinar los parámetros del suelo en la zona de Puente Piedra a través de correlaciones empíricas que se aproximan a los resultados obtenidos en los ensayos convencionales con el objetivo de poder usarlos para poder diseñar nuevas estructuras (obras de saneamiento) y reducir el tiempo de trabajo que se realiza en campo.

6.2 Ejecución de ensayos de campo

Se realizaron 5 calicatas descritas en las siguientes tablas, señalando la profundidad, las coordenadas y algunos datos geotécnicos que estarán detallados a profundidad en los anexos 2 y 3.

Tabla N°11: Resumen de calicatas en estructuras proyectadas

ITEM	CALICATA	PROF. TOTAL (m)	N° DE MUESTRAS	Nivel de Roca (m)	Nivel Freático (m)
1	P. Empalme N°II- 5/C-1	1,5	M-1	N.E.	N.E.
2	P. Empalme N°II- 5/C-2	3,0	M-1	N.E.	N.E.
3	CP-01/C-1	6,5	M-1	N.E.	N.E.
4	CP-01/C-2	6,5	M-1	N.E.	N.E.
5	CP-01/C-3	6,5	M-1	N.E.	N.E.

Fuente: Elaboración propia (2021)

La ubicación geográfica de las 5 calicatas se presentará a continuación. En el anexo 2 se mostrará un panel fotográfico de las calicatas que se desarrollaron.

Tabla N°12: Resumen de coordenadas de calicatas en estructuras proyectadas

N°	CALICATA	COORDENADAS	
		E	N
1	P. Empalme N°II-5/C-1	270 585	8 690 329
2	P. Empalme N°II-5/C-2	270 594	8 690 322
3	CP-1/C-1	271 401	8 690 517
4	CP-1/C-2	271 423	8 690 530
5	CP-1/C-3	271 401	8 690 538

Fuente: Elaboración propia (2021)

En la tabla N°13 se muestra un resumen de los parámetros esenciales de suelos de las estructuras proyectadas “Empalme N°5” y “CP-01” zona delimitada, C.H viene a ser el contenido de humedad.

Tabla N°13: Resumen de laboratorio estructuras proyectadas

N°	Calicata	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C. H.	Clasificación	
				Grava	Arena	Finos	L.L.	P. IP (%)			
1	P.E. N°II-5/C-1	M-01	1,50 - 3,00	9	71.1	19.9	-	NP	-	2	SM
2	P.E. N°II-5/C-2	M-01	2,20 - 3,00	13.2	78.2	8.7	-	NP	-	3	SP - SM
3	CP-01/C-1	M-01	6,00 - 6,50	25.2	72.6	2.2	-	NP	-	2	SP
4	CP-01/C-2	M-01	3,00 - 6,50	44	51.7	4.3	-	NP	-	2	SP
5	CP-01/C-3	M-01	5,00 - 6,00	45,4	46,5	8,1	-	NP	-	3	SP-SM

Fuente: Elaboración propia (2021)

Punto Empalme N° II-5

La cámara de derivación está ubicada cerca de la av. Panamericana entre los límites del sector 367 y el sector 390. Morfológicamente se encuentra sobre una superficie plana con una pendiente nula. El área donde se proyectará esta estructura se encuentra

sobre depósitos antrópicos con una potencia que varía de 0,3 a 0,7 m producto de la explanación para los accesos de la carretera, subyace al depósito antrópico los depósitos eólicos, conformados por arenas pobremente gradadas, de coloración gris amarillento oscuro, húmedo, de compacidad medianamente densa, presencia de gravas aisladas, con un espesor de más de 2 m. En la zona de la estructura no se ha identificado problemas estructurales tales como pliegues y fallas ni problemas geodinámicos externos como asentamiento o caídas de rocas que puedan afectar la estructura proyectada.



Figura N°47: Zona de proyección de la estructura Empalme N°II-5

Fuente: Elaboración propia (2021)

CP – 01

El área proyectada donde se establecerá la cisterna CP-01 presenta material heterogéneo, constituido por depósitos antrópicos y materiales eólicos conformados por arenas; morfológicamente se encuentra sobre una superficie suave con una pendiente plana. Litológicamente el área donde se proyectará está conformada en la superficie por depósito antrópico compuesto de relleno producto de la explanación del terreno con potencias de 2,0 a 2,5 m; subyace depósitos eólicos conformados por arenas pobremente graduadas, color pardo, ligeramente húmedo, compacidad medianamente densa, grano fino no plástico. En la zona de la estructura no se ha identificado problemas estructurales tales como pliegues y fallas ni problemas

geodinámicos externos como asentamiento o caídas de rocas que puedan afectar la estructura proyectada.



Figura N°48: Fotografía donde se proyectará la cisterna CP – 01

Fuente: Elaboración propia (2021)



Figura N°49: Ensayo de densidad método cono de arena

Fuente: Elaboración propia (2021)

Se excavará un hoyo para realizar el ensayo a través del orificio central en el plato de base. Los volúmenes del orificio de prueba deberán ser grandes para que sean prácticos y poder minimizar los errores. Luego se colocará el material excavado en un contenedor hermético para identificar el número de prueba. Se protegerá el

material de cualquier pérdida de humedad hasta determinarse la masa y el contenido de humedad. En la tabla N°14 se mostrará el resumen del ensayo de cono de arena donde muestra los resultados de densidad natural, densidad seca y contenido de humedad.

Tabla N°14: Resumen de ensayos de densidad in situ en Estructuras proyectadas

N°	Calicata	Método	Profundidad (m)	Densidad natural (g/cm ³)	Contenido de humedad (%)	Densidad seca (g/cm ³)
1	P. Empalme N°II-5/C-1	Cono de Arena	2,50	1,75	2,0	1,71
2	P. Empalme N°II-5/C-2	Cono de Arena	2,50	1,70	3,0	1,65
3	CP-01/C-1	Cono de Arena	2,50	1,72	3,0	1,67
4	CP-01/C-2	Cono de Arena	2,50	1,76	2,0	1,73
5	CP-01/C-3	Cono de Arena	2,50	1,77	2,0	1,74

Fuente: Elaboración propia (2021)

6.2.1 Ensayos convencionales

Prueba SPT

El equipo utilizado para realizar el ensayo de penetración estándar es el siguiente:

- Equipo de SPT
- Masa de 10 kg
- Tubería de apoyo para la masa
- Toma muestra (tubo Shelby)
- Soga de 3"
- Cámara fotográfica

- Carpeta de apuntes
- Formatos de Ensayo Penetración Estándar
- Cinta métrica o flexómetro



Figura N°50: Equipo SPT ubicado la estructura proyectada CP - 01

Fuente: Elaboración propia (2021)

En la tabla N°15 se muestra la ubicación de las estructuras proyectadas para el ensayo SPT.

Tabla N°15: Resumen de coordenadas de Ensayos SPT

N°	SPT	ESTRUCTURA	COORDENADAS	
			E	N
1	SPT-02	Punto Empalme N° II-5	270 591	8 690 323
2	SPT-05	CP-01	271 415	8 690 539

Fuente: Elaboración propia (2021)

Procedimiento (norma ASTM D1586-64)

- Se inicia realizando una perforación en la zona hasta cierta profundidad determinada, con los instrumentos necesarios para realizar la prueba.

- Luego se procede a la limpieza de dicha perforación realizada, y se instalará un tomamuestras que constará de los siguientes elementos: una zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento de varillaje.
- Para poder ejecutar dicho ensayo, el muestreador deberá estar enroscado al extremo de la tubería de perforación y se bajará hasta la profundidad sobre el cual se realizará la prueba. La tubería se marcará cada 6" (15cm) para identificar los niveles.
- Una vez realizado todo esto, se comenzará a efectuar el ensayo SPT dejando caer libremente el peso del martillo de 63.5 kg, desde una altura de 30" (762mm) sobre la cabeza de golpeo de las barras de sondeo para que así el muestreador pueda penetrar primero 6" (15cm). Se tomará nota de los golpes realizados.
- Después se procede a hincar el muestreador 12" (30cm), anotando el número de golpes para cada 6" (15cm) de carrera, hasta llegar a 24" (60cm).
- La lectura del golpeo del primer y último tramo se no toma en cuenta debido a la alteración del suelo en el primer caso y la posibilidad de sobre compactación en el segundo caso.
- Los valores de golpes en el tramo central de 15cm, conllevan al parámetro N_{30spt} o N_{spt}, llamado resistencia a la penetración estándar.

$$N_{SPT} = N_{(15-30)} + N_{(30-45)}$$

- Una vez finalizada la hinca, se retira la muestra abriendo de manera longitudinal la cuchara, se coloca en un recipiente hermético y se colocan los datos del ensayo: profundidad, número de muestra, valor del número de golpes, número de sondeo.
- Cuando se termine de realizar el ensayo de cada muestra se debe mantener con la temperatura adecuada para así poder llevarlo al laboratorio y determinar los parámetros a calcular.

Cálculos:

$$N = N1 + N2$$

Donde:

- N1: Número de golpes necesarios para hincar la cuchara muestreadora 15cm.

- N2: Número de golpes necesarios para hincar la cuchara muestreadora otros 15cm.

A partir del N del ensayo S.P.T se pueden determinar la Resistencia a la Penetración y la Presión Admisible.

- Resistencia a la Penetración:

$$R_p = N \times 4$$

- Presión Admisible:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{8} \text{ kg/cm}^2$$

En nuestra práctica el valor de la resistencia a la compresión simple que es:

$$\sigma_{adm} = \left(\frac{N1 + N2}{8} \right) \text{ kg/cm}^2$$

6.2.2 Ensayos geofísicos

A diferencia de los ensayos convencionales, los parámetros de los ensayos geofísicos se obtuvieron mediante correlaciones empíricas descritos por algunos autores sobre las condiciones del terreno y que consideraciones se debería tener para cada tipo de suelo. Estas fórmulas fueron producto de ensayos de campo y algunos ajustes.

Dichos parámetros que se pudo recopilar se obtuvieron a través de la información en campo mediante el siguiente equipo.

- 1 sismógrafo Digital de 24 canales.
- Computador portátil de 8 celdas con software de adquisición Seismodule Controller.
- 1 cable sísmico de 24 canales.
- 24 geófonos de 14 Hz. y 24 geófonos de 4.5 Hz
- Cable poder de 12 V.
- Cable interface sismógrafo – computador portátil (ethernet).
- Comba de 18 libras.
- Placa de metal 15cm de diámetro.

A través de los métodos de MASW y refracción sísmica se determinará la estratigrafía del subsuelo mediante la generación de ondas sísmica Vs y Vp. Se generará un modelo de las condiciones del área de investigación, logrando así un mayor conocimiento de las propiedades de los estratos, las cuales se utilizarán como información para el estudio de mecánica de suelos. Para poder realizar dichas pruebas se debe tener en cuenta el estado de los materiales y que sean seguros para el personal de trabajo. Se extenderá los cables para los ensayos geofísicos y los geófonos.

Ensayo MASW

El ensayo de MASW consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas de corte (Vs) generadas por un golpe de impacto producidas por una comba. La diferencia radica en que para este método se emplean geófonos de 4.5 Hz de frecuencia, además, los puntos de disparo se ubican a 0,2 y 0,4 L a los extremos de la línea, como se muestra en la siguiente figura:

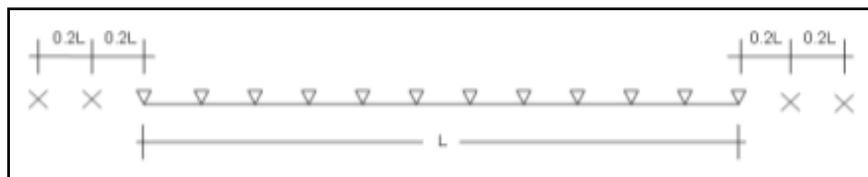


Figura N°51: Distribución de puntos del disparo del ensayo MASW

Fuente: TENATO 2020

Para el procesamiento de los registros de campo, se realiza la inversión de velocidades de las ondas S mediante el análisis de la dispersión de las ondas de superficie. Esto se debe a que éstas cuentan con un 98% de componente de onda S y menos del 2% de onda P. Las ondas de superficie pierden velocidad de fase de manera significativa mientras la frecuencia de las mismas aumenta. Por esto, la dispersión de la onda de superficie ocurre por lo general entre 5 Hz y 30 Hz. Mediante un procesamiento minucioso se obtiene un gráfico de distancia versus tiempo que luego mediante las transformadas de Fourier se obtiene las curvas de velocidad de fase versus frecuencia en donde se puede ver la tendencia de la onda de fase que define la velocidad de la onda S que nos permite obtener la curva de dispersión en el modo fundamental generada en el ensayo.

Ensayo de Refracción Sísmica

El procesamiento de los ensayos geofísicos se realizó mediante el uso de programas PickWin y PlotRefra.



Figura N°52: Equipo de Refracción Sísmica

Fuente: Elaboración propia (2021)

El programa PickWin permite realizar lecturas de los sismogramas, además permite obtener el tiempo de llegada de la primera onda (esto se realiza para los cinco shots). El segundo programa origina un modelo de profundidad a partir del archivo de datos de entrada producido por el primer programa, creando así el gráfico de las dromocrónicas el cual permite distinguir los cambios de pendientes que vendría a representar el cambio de velocidad del suelo en estudio. Asimismo, el programa calcula las velocidades de los estratos mediante la técnica de mínimos cuadrados, usa el método de tiempo de retardo para estimar las profundidades y finalmente ajusta las profundidades de cada estrato por efecto de la superficie topográfica. Este último proceso se hace de forma iterativa hasta encontrar el modelo que se ajuste a la geología superficial del terreno investigado.

6.3 Ensayos de laboratorio

Prueba de Corte Directo

Para el ensayo de corte directo se utilizó una muestra de suelo de condición alterada.

- Si se usa una muestra inalterada, debe ser suficientemente grande para proveer un mínimo de tres muestras idénticas. La preparación de la muestra que se utilizará debe efectuarse de tal manera que la pérdida de humedad sea mínima.
- Para las muestras inalteradas de suelos poco resistentes, se debe tener cuidado al trabajar con las muestras, para evitar alguna alteración de su composición inicial.
- Para poder obtener el contenido de humedad se determina principalmente el peso inicial de la muestra.
- Cuando se utilizan muestras de suelos compactados, dicha compactación se hará con las condiciones deseadas de humedad y peso unitario. Se puede trabajar directamente en la prueba de corte en un molde de igual dimensión a las del dispositivo de corte o en un molde mayor para recortarlas.
- Si se utilizan muestras de suelos compactados, la compactación debe hacerse con las condiciones de humedad y peso unitario deseados. Se puede efectuar directamente en el dispositivo de corte, en un molde de dimensiones iguales a las del dispositivo de corte o en un molde mayor para recortarlas.
- Para que las alteraciones por efecto del muestreo sean mínimas, el diámetro de dichas muestras debe tener una medida mínima de 5 mm (1/5") menor que el diámetro del tubo.
- El espesor de la muestra de ensayo debe tener un valor mínimo de 12mm (1/2"), y no menor de un sexto el tamaño máximo de las partículas del suelo.
- Se hace pesar una muestra de arena (seca o en condiciones húmedas), lo suficiente para realizar tres ensayos a la misma densidad. Se ensambla la caja de corte, se obtiene la sección (A) de la muestra y se coloca la arena en la caja junto al pistón de carga y la piedra porosa.
- Se aplica una carga vertical y se coloca el dial para determinar cuál es el desplazamiento vertical (incluir también el peso del pistón de carga y la mitad superior de la caja de corte en el peso de la carga vertical).
- Se separa la caja de corte, se fija el bloque de carga y se ajusta el deformímetro para medir el desplazamiento cortante (en ensayos saturados se debe saturar la muestra el tiempo necesario).

- Luego se empieza aplicando la carga horizontal tomando las medidas desde los deformímetros de carga, cambio de volumen y desplazamiento cortante.
- La tasa de deformación unitaria debe ser del orden de 0,5 no mayor de 2mm/min, y deberá ser tal que la muestra falle entre 3 y 5 minutos. Se repite el procedimiento por lo menos en dos muestras utilizando un valor distinto de carga vertical (se sugiere doblar la carga).
- La relación mínima entre el diámetro/espesor o ancho/espesor, según la muestra, debe ser 2:1.

Cálculo de esfuerzo cortante:

$$\tau = \frac{F}{A}$$

Donde:

- τ = Esfuerzo de corte nominal (lbf/pulgadas² / Kpa)
- F = Fuerza cortante (lbf, N)
- A = Área inicial del espécimen (pulgadas², mm²)

Esfuerzo Normal:

$$\sigma_n = \frac{N}{A}$$

Donde:

- σ_n = Esfuerzo de corte nominal (lbf/pulgadas² * Kpa)
- N = Fuerza normal vertical aplicada que actúa sobre el espécimen (lbf, N)

Velocidad de deformación:

$$dr = \frac{dh}{T_e}$$

Donde:

- d_r = Velocidad de desplazamiento (pulgadas/min, mm/min)
- d_h = Desplazamiento lateral relativo (pulgadas/min)
- T_e = Tiempo transcurrido en el ensayo (min)

Esfuerzo de Corte:

$$E = \frac{K * Ld}{A}$$

Donde:

- E = Esfuerzo de corte
- K = Constante del anillo de carga 0.315 para el equipo de corte residual
- Ld = Lectura de la columna dial de carga
- A = Área del molde

Deformación tangencial:

$$Def = LecDef * 0.001$$

Donde:

- Def = Deformación tangencial (cm)
- LecDef = Lectura del dial de deformación tangencial

Prueba triaxial uu

Procedimiento del ensayo triaxial no consolidado-no drenado (UU)

- Se debe preparar dos o tres muestras cilíndricas, con el mismo contenido de humedad y esfuerzo de compactación, y obtener las medidas respectivas por cada espécimen con una relación L/d adecuado.
- Se colocará una piedra porosa sobre la base inferior, también se puede emplear un espaciador adecuado de plexiglas o de otro material similar para poder colocar las muestras.
- Se colocará un disco (plexiglas) u otro material seleccionado que exceda un poco a la muestra sobre la piedra porosa, se debe cubrir estas bases independientes del montaje con una película delgada de grasa de silicona.
- Luego, con el dilatador de membranas al vacío se deberá colocar sobre la muestra una membrana delgada e impermeable, asegurándola a su alrededor a la altura del pedestal, para proporcionar un sello efectivo. En cualquier caso, se deberá asegurar el pistón de carga con el dispositivo de fijación, para que no salga expulsado con velocidad cuando se apliquen presiones en la cámara triaxial.

- Después se insertará la muestra en la membrana y se ajustará la placa inferior de la piedra porosa utilizando sellos de anillo para sellar la membrana. Se obtendrá un sello más hermético si el perímetro de la placa se engrasa levemente con grasa de silicona. Asegurarse de que las piedras porosas estén húmedas o saturadas.
- Se procederá a colocar la cámara con la muestra en el dispositivo de carga y se llenará con fluido. Se esperará 10 minutos después aplicar la presión de la cámara para que la muestra se estabilice bajo ésta, antes de a la aplicación de la carga axial.
- De esta manera el aparato de carga empezará a trabajar y se dejará en funcionamiento por unos minutos, con la velocidad deseada. Se procederá a anotar la lectura cero de los dispositivos de medida de carga y deformación apenas el pistón esté en contacto con la cabeza de compresión.
- Conforme se desarrolla el ensayo triaxial, se irá anotando las lecturas de carga y deformación a intervalos suficientemente pequeños, para así poder definir la curva esfuerzo-deformación.
- Después de que ocurra la falla, se debe quitar toda presión y se dejará drenar el fluido de la cámara. Se desprenderá el aparato de ensayo, se examinará y se hará un esquema del tipo de falla de la muestra. Luego se determinará la masa del espécimen para luego proceder a secarla con el fin de determinar la humedad y la masa unitaria de ésta.

Cálculos:

La deformación unitaria, ϵ se calculará con la siguiente fórmula:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$$

Donde:

- ϵ = Deformación unitaria axial para la carga dada.
- ΔL = Cambio en longitud de la muestra, igual al cambio entre la lectura inicial y final del indicador de deformación
- L_0 = Longitud inicial de la muestra

Se calcula la sección transversal promedio de la muestra A, para una carga dada así:

$$A' = \frac{A_0}{1 - \epsilon}$$

Donde:

- ϵ = Deformación unitaria axial para la carga dada.
- A_0 = Área inicial promedio de la probeta.

Se calcula el esfuerzo, σ :

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Donde:

- P = Carga aplicada dada
- A = Área de la sección promedio correspondiente

Se calcula los valores de p :

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

Donde:

- σ_1 = Esfuerzo de confinamiento número uno.
- σ_3 = Esfuerzo de confinamiento número tres.

Se calcula los valores de q :

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Donde:

- σ_1 = Esfuerzo de confinamiento número uno.
- σ_3 = Esfuerzo de confinamiento número tres.

Para calcular θ se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{sen}\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

Donde:

- $\phi =$ Ángulo de fricción interna
- $\sigma_1 =$ Esfuerzo de confinamiento número uno.
- $\sigma_3 =$ Esfuerzo de confinamiento número tres.

Se dibuja la coordenada (p,q) y se calcula α :

$$\text{Sen } \phi = \tan \alpha$$

Y se obtiene el valor de la cohesión:

$$C = \frac{\alpha}{\cos \phi}$$

Donde:

- $\phi =$ Ángulo de fricción interna
- $\alpha =$ Valor de la pendiente

CAPÍTULO VII: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

7.1 Análisis de ensayo

Los ensayos convencionales y geofísicos que se desarrollaron para esta investigación se hicieron con el propósito de determinar diferentes parámetros geotécnicos para obtener la capacidad admisible del suelo, que servirán para proyectar nuevas estructuras en la zona de Puente Piedra.

Los ensayos convencionales se interpretaron a partir de los ensayos que se realizaron en el laboratorio basándose en diferentes fuentes bibliográficas, de la misma forma los ensayos no invasivos se desarrollaron y analizaron por los autores del presente trabajo.

Para poder procesar los ensayos geotécnicos se recopiló información de las velocidades de ondas de corte Vs y compresión Vp. De esta manera se procedió a comparar los resultados obtenidos de ambos ensayos convencionales y geofísicos.

7.1.1 Análisis de ensayos convencionales

Con respecto a los ensayos, se determinó que la clasificación SUCS para el distrito de Puente Piedra está constituido principalmente por arena limosa (SM), arena mal graduada (SP) y arena mal graduada con limo (SP - SM).

Se observa que se tomaron de 1 a 5 muestras que fueron llevados al laboratorio para así obtener su respectiva clasificación. En la siguiente tabla se presentará el análisis respectivo de la información recopilada, donde LL es el límite líquido, LP el límite plástico e IP el índice de plasticidad.

Tabla N°16: Resumen de laboratorio de muestras extraídas del ensayo SPT

N°	SPT	Muestra	Prof. (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C. H. (%)	Clasificación SUCS
				Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.	IP		
1	P.E. N°II-5_SPT-02	M-01	0,55-1,00	14.7	61.2	24.2	-	NP	-	5	SM
2	P.E. N°II-5_SPT-02	M-02	1,55-2,00	3.8	62.5	33.8	-	NP	-	9	SM
3	P.E. N°II-5_SPT-02	M-03	2,55-3,00	2.4	76.7	20.9	-	NP	-	5	SM
4	P.E. N°II-5_SPT-02	M-04	3,55-4,00	0	89.4	10.6	-	NP	-	3	SP - SM
5	P.E. N°II-5_SPT-02	M-05	4,30-4,60	0	91.7	8.3	-	NP	-	2	SP - SM
6	CP-01_SPT-05	M-01	0,55-1,00	0.1	86.3	13.5	-	NP	-	3	SM

Fuente: Elaboración propia (2021)

Análisis y resultados del ensayo SPT

El ensayo de penetración estándar consistió en realizar un conteo del número de golpes sobre la zona de trabajo. Con esta prueba podemos obtener el valor N que viene a ser la suma los tramos centrales sin tomar en cuenta el primer trayecto debido a algunas alteraciones en el campo.

Entonces utilizando la fórmula:

Resistencia a la Penetración Estándar:

$$R_p = N \times 4$$

Presión Admisible:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{8} \text{ kg/cm}^2$$

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	ϕ
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0,2 - 0,4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Densa	0,6 - 0,8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200	> 45

Figura N°53: Valores de compacidad del suelo

Fuente: Naranjo (2012)

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm ²) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0,25	3
Blanda	2 a 4	0,25 a 0,50	30
Mediana	4 a 8	0,50 a 1,00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2,00 a 4,00	200
Dura	> 30	> 4	200

Figura N°54: Valores de E y qu en base al número de golpes

Fuente: Naranjo (2012)

El grado de compacidad que seleccionamos fue de 0.5 y el número de golpes será la suma de 12 y 14, obteniendo un valor de 26. De esta manera

Obtenemos el valor de R_p :

$$R_p = (12+14) * 4 = 104$$

Carga admisible:

$$Q_{adm} = (26) / 10 = 2.6$$

Análisis y resultados del ensayo de Corte Directo

La prueba de corte directo permitió obtener los parámetros de resistencia del suelo. Asimismo en otras investigaciones se tomaron valores de resistencia que se aproximan del ensayo de corte directo del presente trabajo que servirán para poder realizar una comparación de los resultados para esta investigación.

Los valores de cohesión y ángulo de fricción mostrará en la tabla N°17, donde la profundidad alcanzó hasta los tres metros para las estructuras proyectadas CP-01 y Punto Empalme N°II-5.

Tabla N°17: Resumen de ensayos de corte directo en suelo en estructuras proyectadas

N°	Estructura	Calicata	Prof. (m)	SUCS	C (kg/cm ²)	φ (°)
1	Punto Empalme N°II-5	C-02	2,20 – 3,00	SP-SM	0,09	25,9
2	CP-01	C-01	M-01	SP	0,15	17,2

Fuente: Elaboración propia (2021)

Donde:

SM : arena limosa

SP : arena mal graduada

SP – SM : arena mal graduada con limo

Análisis y resultados del ensayo triaxial

El ensayo triaxial UU no consolidado no drenado, es una prueba rápida para tipo de suelos cohesivos donde no es necesario esperar la consolidación ni el drenaje en la prueba, ya que será suficiente con saturar la muestra de agua. Esto

nos permitió obtener los valores de cohesión y fricción de una manera sencilla y rápida.

Los valores obtenidos de cohesión y ángulo de fricción se mostrará en la tabla N°18 para las estructuras proyectadas CP-01 y Punto Empalme N°II-5.

Tabla N°18: Resumen de ensayos de compresión triaxial en suelos

N°	Estructura	Calicata	Prof. (m)	Y (g/cm ³)	C.H. (%)	Esfuerzos totales	
						C (kg/cm²)	φ (°)
1	CP-01	C-01	3,00 – 6,50	1,68	2	0,00	38,1
2	Punto Empalme N°II-5	C-02	2,20 – 3,00	1,67	2	0,00	38,8

Fuente: Elaboración propia (2021)

7.1.2 Análisis de ensayos geofísicos

Análisis de MASW

Los resultados de este ensayo nos permitirán obtener la variación de las velocidades de ondas de corte (V_s) hasta una profundidad de 30,00 m. aproximadamente. El procesamiento de la información de campo se realizó por medio del programa Seislmager/SW versión 1.4. Los resultados obtenidos se pueden visualizar en el anexo 10.

En la tabla que se presenta a continuación, se muestra la caracterización del suelo en función al V_{s30} de los ensayos MASW realizados en las estructuras CP-01 y Punto empalme N°II-5.

Tabla N°19: Clasificación de sitio MASW

Estructura MASW	Tipo de onda	Periodo Fundamental Ts (s)	Vs 30 (m/s)	IBC	Tipo de Suelo según IBC	Tipo de suelo según E030
-----------------	-----------------	----------------------------------	----------------	-----	-------------------------------------	--------------------------------------

CP-01	MASW 01	S	0,21	560	C	Suelo muy denso o roca blanda	S1
	MASW 02	S	0,21	565	C	Suelo muy denso o roca blanda	S1
Punto empalme N°II-5	MASW 01	S	0,24	501	C	Suelo muy denso o roca blanda	S1
	MASW 02	S	0,2	602	C	Suelo muy denso o roca blanda	S1
	MASW 03	S	0,22	549	C	Suelo muy denso o roca blanda	S1
	MASW 04	S	0,23	523	C	Suelo muy denso o roca blanda	S1

Fuente: Elaboración propia (2021)

Análisis de refracción sísmica

La evaluación de la refracción sísmica consistió en graficar líneas de la superficie basándose en la topografía superficial, indicando los puntos de localización de geófonos y los puntos de impacto. Para la línea sísmica se estableció un perfil estratigráfico con valores de velocidad de propagación de ondas longitudinales (ondas P), basándose en las dromocrónicas que son gráficas que relacionan tiempo de llegada con distancias. Los ensayos que se realizaron están en el anexo 11.

En el siguiente cuadro se resume la interpretación de las líneas de refracción sísmica.

Tabla N°20: Resultados de los ensayos de refracción

Estructura	Línea Sísmica	Nº Capa	Espesor (m)	V _p (m/s)	Descripción
CP-01	LS – 01	Capa 1	3,0 – 4,0	386	Suelo de cobertura
		Capa 2	-	965	Roca muy alterada
	LS – 02	Capa 1	3,5 – 5,0	389	Suelo de cobertura
		Capa 2	-	1050	Roca muy alterada
Punto Empalme N°II-5	LS-01	Capa 1	3,0 – 4,0	432	Suelo cobertura
		Capa 2	-	807	Suelo Residual de mayor compacidad

Fuente: Elaboración propia (2021)

7.2 Interpretación de resultados

7.2.1 Resultados de ensayos convencionales

Resultados de parámetros de resistencia al cortante

Corte directo

Tabla N°21: Resumen de ensayo de corte directo para la estructura Punto Empalme N°II-5

Nº	Estructura Calicata	Prof. (m)	SUCS	C (kg/cm ²)	φ (°)	
1	Punto Empalme N°II-5	C-02	2,20 – 3,00	SP-SM	0,09	25,9

Fuente: Elaboración propia (2021)

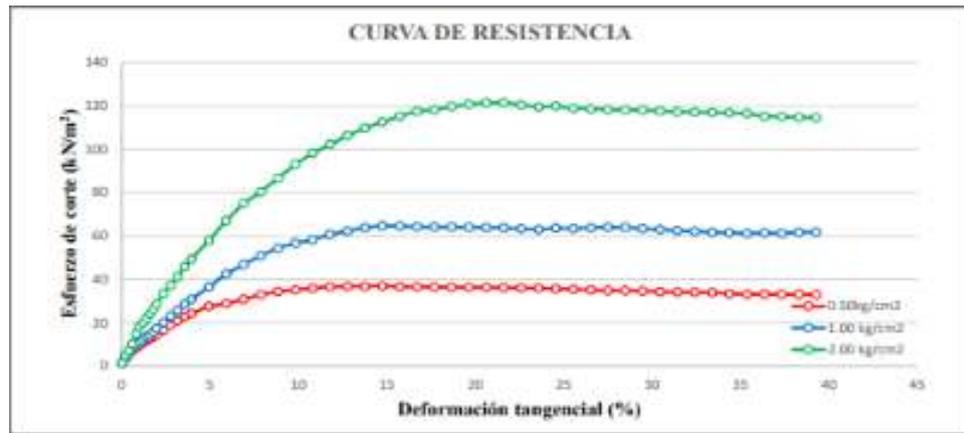


Figura N°55: Curva de resistencia para Punto Empalme N°11-5

Fuente: TENATO 2020

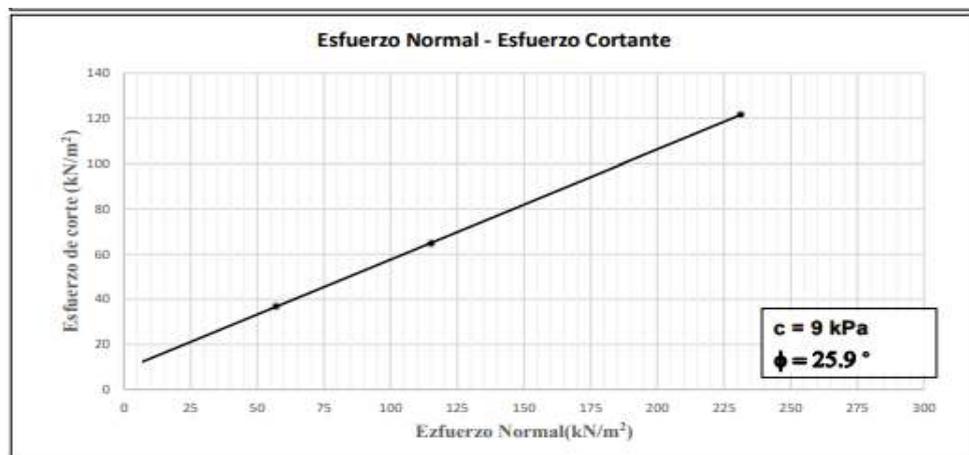


Figura N°56: Esfuerzo Normal vs Esfuerzo cortante para Punto Empalme N°11-5

Fuente: TENATO 2020

Tabla N°22: Resumen de ensayo de corte directo para la estructura CP - 01

N°	Estructura Calicata	Prof. (m)	SUCS	C (kg/cm ²)	φ (°)
2	CP-01 C-01	M-01	SP	0,15	17,2

Fuente: Elaboración propia (2021)

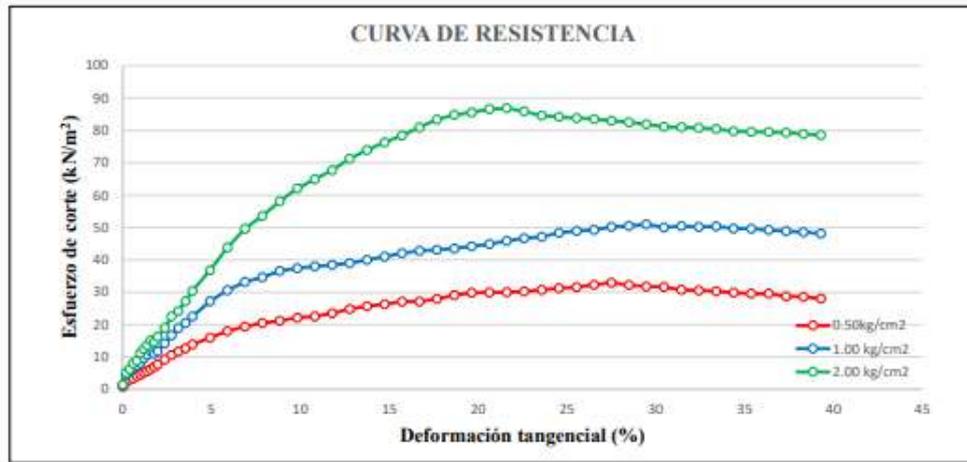


Figura N°57: Curva de resistencia para Punto Empalme N°II-5

Fuente: TENATO 2020

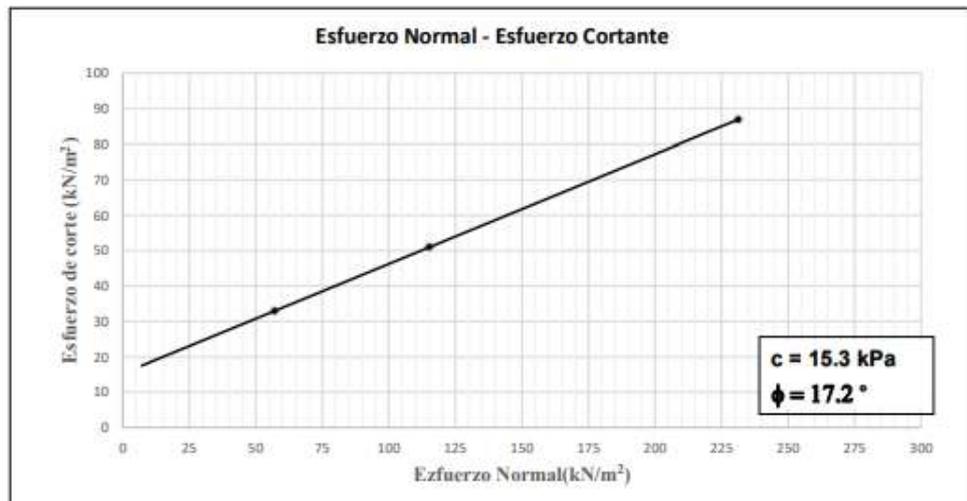


Figura N°58: Esfuerzo Normal vs Esfuerzo cortante para CP – 01

Fuente: TENATO 2020

Tabla N°23: Resumen de ensayo triaxial para la estructura CP - 01

N°	Estructura	Calicata	Prof.	Y	C.H.	Esfuerzos totales	
						C	ϕ
			(m)	(g/cm ³)	(%)	(kg/cm ²)	(°)
1	CP-01	C-01	3,00 – 6,50	1,68	2	0,00	38,1

Fuente: Elaboración propia (2021)

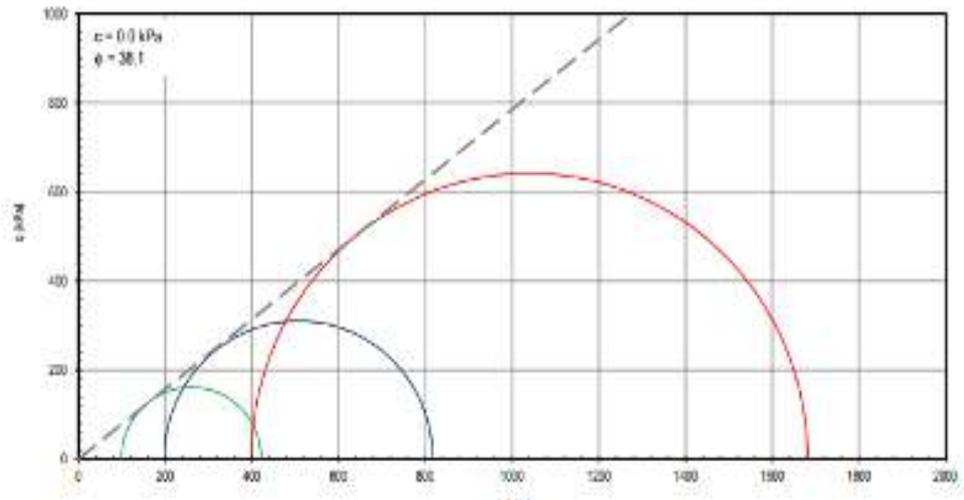


Figura N°59: Ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado

Fuente: TENATO 2020

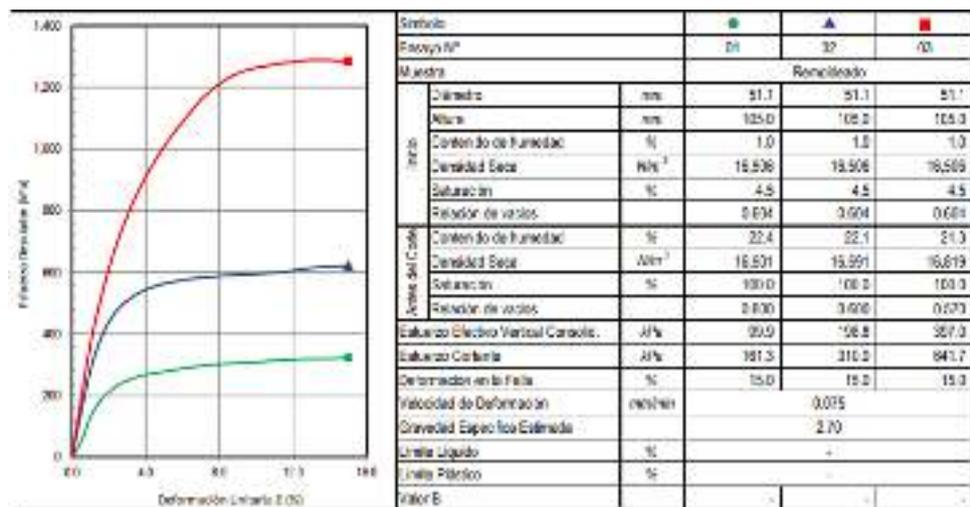


Figura N°60: Datos obtenido del ensayo triaxial UU

Fuente: TENATO 2020

Tabla N°24: Resumen de ensayo triaxial para Punto Empalme N°II-5

N°	Estructura	Calicata Prof.	Y (m)	C.H. (g/cm³)	Esfuerzos totales		
					C (%)	φ (°)	
2	Punto Empalme N°II-5	C-02	2,20 – 3,00	1,67	2	0,00	38,8

Fuente: Elaboración propia (2021)

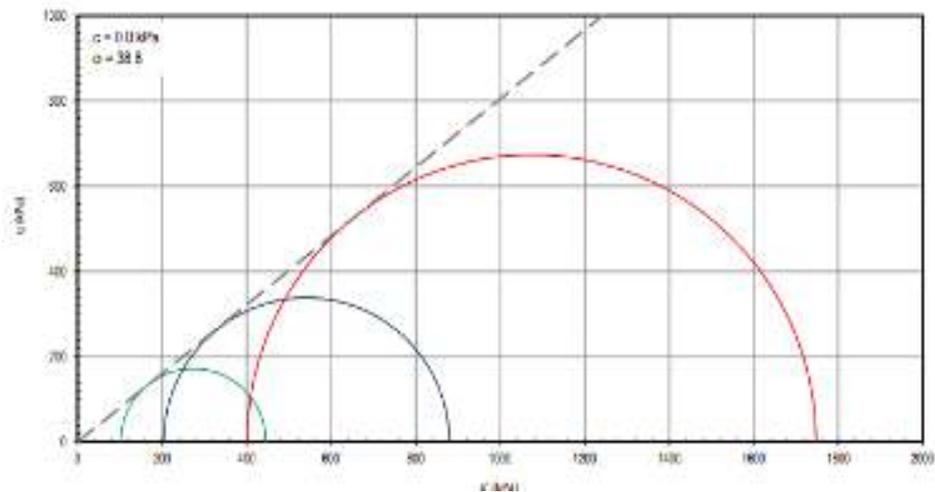


Figura N°61: Ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado

Fuente: TENATO 2020

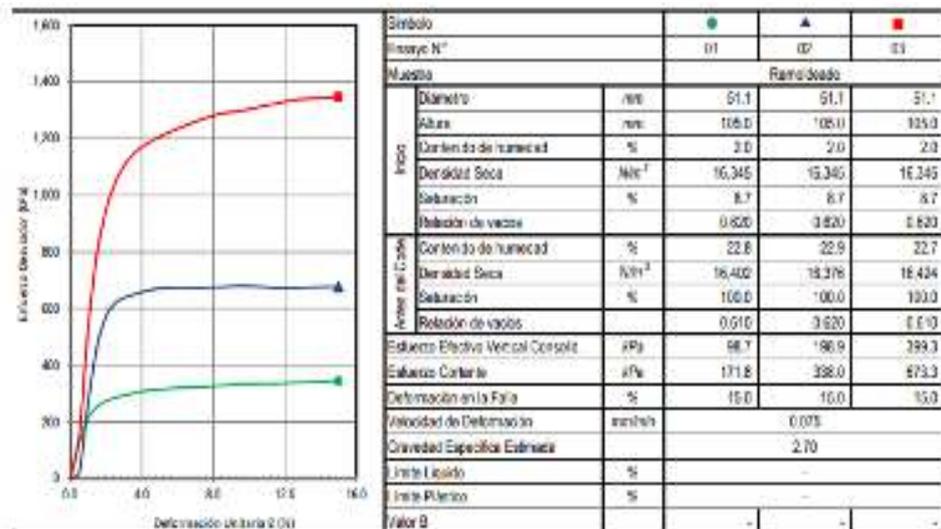


Figura N°62: Datos obtenido del ensayo triaxial UU

Fuente: TENATO 2020

Tabla 25: Resumen de registros de ensayos SPT para Punto Empalme N°II-5

N°	Estructura	SPT	Profundidad (m)	Observación
1	Punto Empalme N° II-5	SPT-02	5,30	Se continuó con el Ensayo tipo cono Peck hasta los

5,30 m de profundidad donde se registró 39 golpes.

Fuente: Elaboración propia (2021)

CODIGO: Punto Empalme N° II-05 **SPT : 2**

UBICACIÓN : ANCON PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 3.88

PROF (m)	G R A F I C O	DESCRIPCIÓN DEL SUELO <small>Clasificación técnica, forma del material granular (caso), contenido de humedad, consistencia (líquida, plástica y límite líquido), presencia de coqueles y material orgánico.</small>	SUCS	N° GOLPES	N	COMO PERC	TRAMO (m)	H ₄₅ %	SP. TR. AUTOMÁTICA
0.00		RELLENO, ARENA, NO PRESENTA GRAVAS, SIN PLASTICIDAD, SUELTA, SIN HUMEDAD (SF00), SUELO DE COLOR GRIS PARDUSCO CLARO, SE USO AGUA PARA PODER PROFUNDIZAR					0.00 A 0.08		S/M
0.08		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDOS GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, PRESENTA ALGUNAS GRAVAS AISLADAS, MEDIANAMENTE DENSA, DE BAJO CONTENIDO DE HUMEDAD 12%, PROFUNDIZAR	SM	6 6 6	12		0.55 A 1	5	M-01
0.14		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDOS GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, DE BAJO CONTENIDO DE HUMEDAD 1%, PROFUNDIZAR SIMILAR A M-01	SM				1 A 1.55		S/M
0.19		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDOS GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 9%, PROFUNDIZAR	SM	5 5 4	19		1.55 A 2	9	M-02
0.23		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDOS GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 9%, PROFUNDIZAR SIMILAR A M-02	SM				2 A 2.25		S/M
0.25		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDOS GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 5%, PROFUNDIZAR	SM	2 3 3	8		2.55 A 3	5	M-03
0.28		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDOS GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 10%, SIMILAR A M-03	SM						S/M
0.31		ARENA POBRIMENTE GRADUADA LIMOSA, DE COLOR PARDOS GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 3%.	SP-SM	16 15 24	39			3	M-04
0.34		ARENA POBRIMENTE GRADUADA LIMOSA, DE COLOR PARDOS GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 3%, SIMILAR A M-04	SP-SM						S/M
0.37		ARENA POBRIMENTE GRADUADA LIMOSA, DE COLOR PARDOS GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 2%, CONTACTO CON GRAVA SIN PODER EXTRAER	SP-SM	10 25 34	69			2	M-05
0.42			SP-SM		20 39		5.15 5.30		S/M

OBSERVACIONES :

Página 5/1

Figura N°63: Ensayo SPT para punto Empalme N°II-5

Fuente: TENATO 2020

Tabla N°26: Resumen de registros de ensayos SPT para CP - 01

N°	Estructura	SPT	Profundidad	Observación
----	------------	-----	-------------	-------------

(m)

2	CP-01	SPT-05	2,20	Se continuó con el Ensayo tipo cono Peck hasta los 2,20 m de profundidad donde se registró 45 golpes.
---	-------	--------	------	---

Fuente: Elaboración propia (2021)

UBICACIÓN : ANCON		CODIGO: CP-01	SPT : 5	PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 2.20				
PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	UNIDAD	Nº GOLPES	Nº	CONO PECK	TRAMO (m)	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE SUELO
0.00 - 0.30	SUELO PRESENTA TRAMO DE RELLENO: MEZCLA DE SUELO CON BASURA, SUELO PRESENTA CONTAMINACION CON LADRILLOS, BOLSAS PLASTICA, NO SE PUEDE REALIZAR SPT DE 0.35 A 1.00, SUELO DE COLOR PANDO GRISACEO	RELLENO				0.30 A 1.00	3	SM
1.00 - 1.40	ARENA LIMOSA, DE COLOR PANDO GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, DE BAJO CONTENIDO DE HUMEDAD 5%, SE UTILIZO AGUA PARA PERFORAR	SM	8 7	15		1.00 A 1.40	3	M-01
1.40 - 1.50	NO SE PUDO PROFUNDIRAR POR BLOQUES DE ROCA				5	1.00		
1.50 - 1.75					10	1.75		
1.75 - 1.90					18	1.90		
1.90 - 2.00					30	2.00		
2.00 - 2.20					45	2.20		

OBSERVACIONES :

Figura N°64: Ensayo SPT para CP – 01

Fuente: TENATO 2020

Capacidad admisible

Ensayo triaxial

Para poder determinar la capacidad admisible de la estructura proyectada CP – 01 se tomaron los valores previos de cohesión, ángulo de fricción y peso volumétrico como se indica en la siguiente tabla para una zapata cuadrada de 1m por lado.

Tabla N°27: Capacidad admisible para una zapata cuadrada de 1m de lado

DATOS	UNIDADES	
DIMENSIÓN DE ZAPATA		
BASE (B)	1	m
L	1	m
PROFUNDIDAD (DF)	1.5	m
DIMENSIONAMIENTO DE SUELO		
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (Θ)	27.50	grados
COHESIÓN (C)	0	kg/m ³
PESO VOLUMÉTRICO DEL SUELO	1.7	t/cm ³
FACTOR DE SEGURIDAD (Fs)	3	

Fuente: Elaboración propia (2021)

Los factores de forma, profundidad y carga se determinaron mediante las ecuaciones de Meyerhof, siendo las siguientes:

Tabla N°28: Factores de forma, factores de profundidad y factores de carga

Factores					
Forma		Profundidad		Carga	
Sc =	1.54	Dc =	1.16	Nc =	24.85
Sq =	1.27	Dq =	1.08	Nq =	13.94
Sy =	1.27	Dy =	1.08	Ny =	15.55

Fuente: Elaboración propia (2021)

De esta manera se obtiene el valor de capacidad última con la ecuación 15 de Meyerhof

$$Q_u = 6 \text{ kg/cm}^2$$

Del mismo modo para determinar la capacidad admisible de la estructura proyectada Punto Empalme N°5, se tomaron los valores previos de cohesión, ángulo de fricción y peso volumétrico como se indica en la siguiente tabla para una zapata cuadrada de 1m por lado.

Tabla N°29: Capacidad admisible para una zapata cuadrada de 1m de lado

PARA UNA ZAPATA 1m * 1m		
DATOS	UNIDADES	
DIMENSIÓN DE ZAPATA		
BASE (B)	1	m
L	1	m
PROFUNDIDAD (DF)	1.5	m
DIMENSIONAMIENTO DE SUELO		
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (ϕ)	27.50	grados
COHESIÓN (C)	0	kg/m ³
PESO VOLUMÉTRICO DEL SUELO	1.7	t/cm ³
FACTOR DE SEGURIDAD (Fs)	3	

Fuente: Elaboración propia (2021)

De igual manera los factores de forma, profundidad y carga se determinaron mediante las ecuaciones de Meyerhof, siendo las siguientes:

Tabla N°30: Factores de forma, factores de profundidad y factores de carga

Factores					
Forma		Profundidad		Carga	
Sc =	1.54	Dc =	1.49	Nc =	24.85
Sq =	1.27	Dq =	1.25	Nq =	13.94
Sy =	1.27	Dy =	1.25	Ny =	15.55

Fuente: Elaboración propia (2021)

De esta manera se obtiene el valor de capacidad última con la ecuación 15 de Meyerhof.

$$Q_u = 6.2 \text{ kg/cm}^2$$

Ensayo SPT

Para poder obtener el valor de capacidad portante en la estructura CP – 01, se utilizaron los valores de N para una zapata cuadrada de 2m de lado a diferentes profundidades que se describirán en las siguientes tablas.

Para la estructura CP - 01

Tabla N°31: Para una profundidad de 1.45 m

PROFUNDIDAD 1.45 m		
N	15	
RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN	60	
CARGA ADMISIBLE	1.5	
CONSISTENCIA	COMPACTA	
Qu	2	Kg/cm ²
ϕ (ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO)	38	grados
E	200	Kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia (2021)

Para la estructura Punto empalme N°II-5:

Tabla N°32: Para una profundidad de 1 m

PROFUNDIDAD 1 m		
N	12	
RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN	48	
CARGA ADMISIBLE	1.2	
CONSISTENCIA	COMPACTA	
Qu	1.8	Kg/cm ²
ϕ (ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO)	37	grados
E	180	Kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla N°33: Para una profundidad de 2 m

PROFUNDIDAD 2 m		
N	9	
RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN	36	
CARGA ADMISIBLE	0.9	
CONSISTENCIA	COMPACTA	
qu	1.2	Kg/cm ²
φ (ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO)	36	grados
E	100	Kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla N°34: Para una profundidad de 3 m

PROFUNDIDAD 3 m		
N	6	
RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN	24	
CARGA ADMISIBLE	0.6	
CONSISTENCIA	MEDIANA	
qu	0.8	Kg/cm ²
φ (ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO)	32	grados
E	55	Kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla N°35: Para una profundidad de 5.3 m

PROFUNDIDAD 5.3 m			
N		39	
RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN		156	
CARGA ADMISIBLE		3.9	
CONSISTENCIA		DURA	
qu	4.5		Kg/cm2
φ (ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO)	42		grados
E	200		Kg/cm2

Fuente: Elaboración propia (2021)

El cálculo de la capacidad admisible por medio de los ensayos geofísicos se determinó para una zapata cuadrada de 2m de lado.

Tabla N°36: Capacidad admisible para CP - 01

ESTRUCTURA	ENSAYO	ANCHO CM	ESPESOR	COHESIÓN ESPECIFICA	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	MÓDULO DE YOUNG E	CARGA ADMISIBLE
CP-01	LS-1	200	2.5	0.51577619	26.84668359	5523.34845	6.09

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla N°37: Capacidad admisible para Punto Empalme N°5

ESTRUCTURA	ENSAYO	ANCHO CM	ESPESOR	COHESIÓN ESPECIFICA	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	MÓDULO DE YOUNG E	CARGA ADMISIBLE
Punto Empalme N°II-5	LS-1	200	1.5	0.3323568	25.51521171	4220.45754	4.6

Fuente: Elaboración propia (2021)

7.2.2 Resultados de ensayos geofísicos

Resultados de ensayo de refracción sísmica

En la zona de estudio, se realizaron 17 líneas de refracción sísmica de 50 m de longitud y 1 línea de 75m, con una separación entre geófonos de 2,0 m y 3,0 respectivamente. La fuente de energía utilizada para generar las ondas sísmicas fue una comba de 25 lb, la cual ha permitido obtener registros de ondas de propagación con una adecuada nitidez.

Para el presente proyecto se consideró dos puntos referidos a las estructuras proyectas los cuales son punto de empalme N° II-5 Y EL CP-01

Tabla N°38: Ubicación de las estructuras proyectadas

N°	Estructura	Longitud(m)	Ensayo	COORDENADAS		
				UTM		
				Este	Norte	
1	CP-01	50	LS-1	I	271 399	8 690 500
				F	271 387	8 690 549
		50	LS-2	I	271 411	8 690 505
				F	271 400	8 690 553
2	Punto Empalme N°II-5	50	LS-1	I	271 610	8 690 309
				F	271 571	8 690 341

Fuente: Elaboración propia 2021

Para caracterizar el material en función de la velocidad de propagación de la onda sísmica (V_p), se recopiló tablas que correlacionan el valor de la velocidad con el tipo de material. A continuación, se presentan las principales correlaciones propuestas por diferentes autores:

Tabla N°39: Velocidades primarias de materiales I

Tipo de suelos	V_p (m/s)
Suelos intemperizados	240 – 610
Grava o arena seca	460 – 915
Arena saturada	1220 – 1830
Arcilla saturada	910 – 2750
Agua	1430 – 1665
Agua de mar	1460 – 1525
Arenisca	1830 – 3960
Esquistos, arcillas esquistosas	2750 – 4270
Tiza	1830 – 3960
Caliza	2130 – 6100
Granito	4575 – 5800
Roca metamórfica	3050 – 7000

Fuente: Norma ASTM D 5777 – 95

Tabla N°40: Velocidades primarias de materiales II

Tipo de suelos	V_p (m/s)
Suelos de cobertura	< 1000
Roca muy alterada o aluvión compacto	1000 – 2000
Roca alterada o aluvión muy compacto	2000 – 4000
Roca poco alterada	4000 – 5000
Roca firme	> 5000

Fuente: Arce Helberg (1990)

Tabla N°41: Velocidades primarias de materiales III

Tipo de suelos	V_p (m/s)
Esquisto arcilloso	2700 – 4800
Grava arcillosa seca	300 – 900
Arena – arena húmeda	200 – 1800
Roca metamórfica	4500 – 6800

Fuente: Curvich (1975)

La evaluación de la refracción sísmica ha consistido en graficar líneas de la superficie basándose en la topografía superficial, indicando los puntos de localización de geófonos y los puntos de impacto. Para la línea sísmica se estableció un perfil stratigráfico con valores de velocidad de propagación de ondas longitudinales (ondas P), basándose en las dromocrónicas que son gráficas que relacionan tiempo de llegada con distancias.

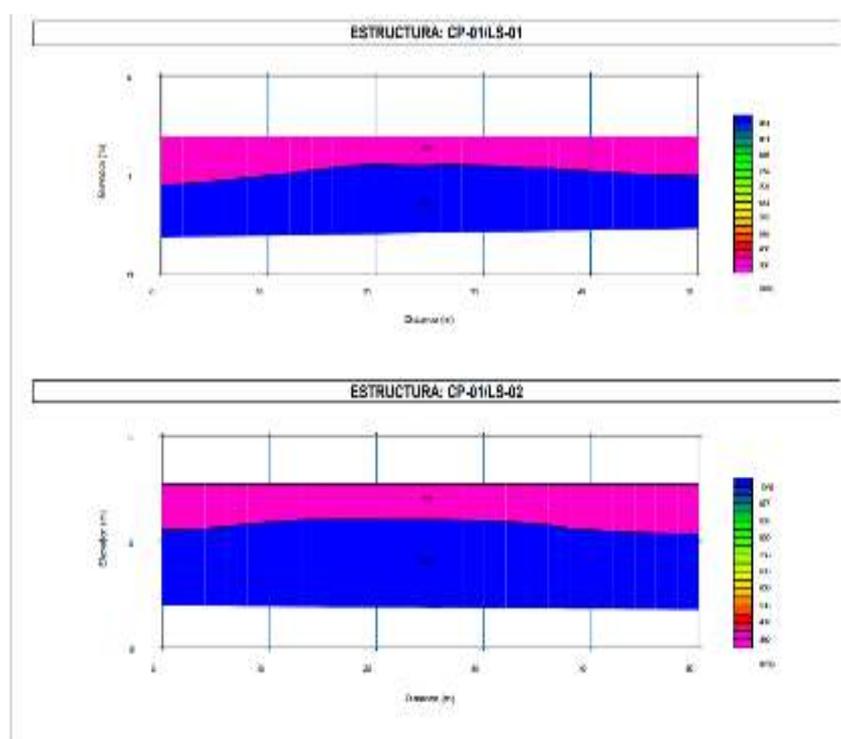
Tabla N°42: Descripción del suelo para las estructuras proyectadas

Estructura	Línea Sísmica	N° Capa	Espesor (m)	V _p (m/s)	Descripción
CP-01	LS – 01	Capa 1	3,0 – 4,0	386	Suelo de cobertura
		Capa 2	-	965	Roca muy alterada
	LS – 02	Capa 1	3,5 – 5,0	389	Suelo de cobertura
		Capa 2	-	1050	Roca muy alterada

	Capa 1	3,0 – 4,0	432	Suelo cobertura
Punto Empalme N°II-5	LS-01			
	Capa 2	-	807	Suelo Residual de mayor compacidad

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla N°43: Interpretación de resultados de refracción sísmica para la estructura CP - 01



En la estructura proyectada CP-01, se realizó dos ensayos:

En el ensayo horizontal se obtuvo LS-01

En la capa 1 $V_p < 1000$ (m/s), en una profundidad máxima de 3 m.

$V_p = 386$ m/s suelo de cobertura

En la capa 2 $1000 < V_p < 2000$ (m/s) con una profundidad máxima de 4 m $V_p = 965$ m/s roca muy alterada

En el ensayo vertical

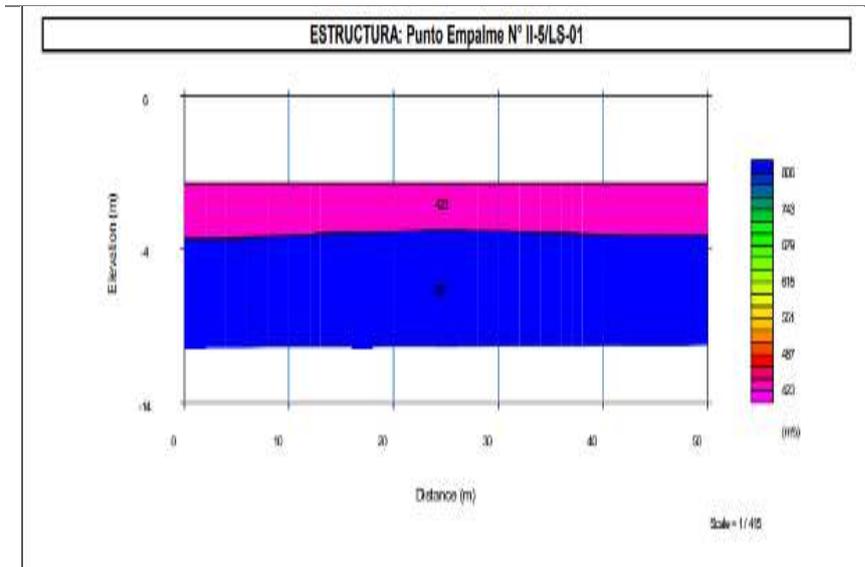
En el ensayo vertical se obtuvo LS-02

En la capa 1 $V_p < 1000$ (m/s), en una profundidad máxima de 3.5 m. $V_p = 389$ m/s suelo de cobertura

En la capa 2 $1000 < V_p < 2000$ (m/s) con una profundidad máxima de 5 m $V_p = 1050$ m/s roca muy alterada

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla N°44: Interpretación de resultados de refracción sísmica para la estructura Punto Empalme N°5



En la estructura proyectada CP-01, se realizó el ensayo:
En el ensayo horizontales se obtuvo LS-01
En la capa 1 $V_p < 1000$ (m/s), en una profundidad máxima de 3 m. $V_p = 432$ m/s
En la capa 2 $1000 < V_p < 2000$ (m/s) con una profundidad máxima de 4m $V_p = 807$ m/s

Fuente: Elaboración propia (2021)

Resultados de ensayo de MASW

El ensayo MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal es un método que consiste en la interpretación de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) para el punto central de dicha línea, fue desarrollado por investigadores de Kansas University. El principal requerimiento es el uso de geófonos de muy baja frecuencia (4,5 Hz) y un programa de modelamiento. El método MASW permite obtener perfiles de ondas S hasta profundidades promedio de 25 m a 30 m.

Como parte del presente estudio se realizaron 23 ensayos MASW en la zona de estudio con la finalidad de poder obtener los parámetros del suelo. Para el

presente proyecto se consideró dos puntos referidos a las estructuras proyectadas los cuales son punto de empalme N° II-5 Y EL CP-01.

Tabla N°45: Ubicación de los puntos para el ensayo MASW

N°	ESTRUCTURA ENSAYO	COORDENADAS UTM		
		ESTE	NORTE	
1	Punto Empalme N°II-5	MASW-1	270 591	8 690 325
		MASW-2	270 603	8 690 314
		MASW-3	270 586	8 690 330
		MASW-4	270 578	8 690 336
2	CP-01	MASW-1	271 393	8 690 525
		MASW-2	271 406	8 690 529

Fuente: Elaboracion propia (2021)

Los resultados de este ensayo nos permitirán obtener la variación de las velocidades de ondas de corte (V_s) hasta una profundidad de 30,00 m. aproximadamente. El procesamiento de la información de campo se realizó por medio del programa Seislmager/SW versión 1.4.

Se ha calculado la velocidad promedio de ondas de corte V_{s30} de acuerdo al International Building Code (IBC, 2015) con el propósito de caracterizar sísmicamente el tipo de suelo en función de los perfiles unidimensionales de ondas de corte y sus correspondientes velocidades promedio hasta los 30 m de profundidad (V_{s30}). De acuerdo al código IBC 2015, se clasifica los suelos en 6 clases, esta clasificación ha sido definida en función a la velocidad de ondas de corte promedio de un estrato de 30 m de profundidad que se calcula de acuerdo a la siguiente relación:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} \quad (58)$$

Donde:

- d_i : Espesor de cada capa entre 0.0 m y 30.0 m
- V_{si} : Velocidad de ondas de corte de cada capa (m/s)

Tipo de Suelo	Clasificación del Suelo	Propiedades Promedio en los primeros 30 metros (Vs30*)		
		Velocidad Vs (m/s)	Resistencia a la Penetración estándar, NSTP	Resistencia al corte no drenado S(psf)
A	Roca muy dura	Vs > 1500	N/A	N/A
B	Roca	760 < Vs ≤ 1500	N/A	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	360 < Vs ≤ 760	NSPT >50	Su ≥ 2000
D	Suelo Rígido	180 ≤ Vs ≤ 360	15 ≤ NSPT ≤ 50	1 000 ≤ Su ≤ 2000
E	Suelo blando	Vs < 180	NSPT <15	Su < 1000
E	-	Cualquier perfil de suelo con más de 3m de espesor que tenga las siguientes características: 1. Índice de plasticidad (IP) > 20 2. Contenido de humedad (w) ≥ 40 % y 3. Resistencia al corte no drenada Su < 500psf		
F	-	Cualquier perfil de suelo que contenga una o más de las siguientes características: 1. Suelos vulnerables a una posible fractura o colapso bajo efecto sísmico, por ejemplo: suelos licuables, arcillas altamente sensibles y suelos débilmente cementados. 2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (H>3 de turba y/o arcillas altamente orgánicas, donde H=espesor del suelo). 3. Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.6 m con índice de plasticidad IP>75) 4. Arcillas gruesas suaves a medias (H> 36m)		

Figura N°65: Clasificación sísmica de acuerdo al IBC

Fuente: TENATO 2020

En la tabla N°46 se presenta la caracterización del suelo en función al Vs30 de los ensayos MASW realizados en cada estructura.

Tabla N°46: Clasificación de sitio

Estructura	MASW	Tipo de onda	Periodo Fundamental Ts (s)	Vs 30 (m/s)	IBC	Tipo de Suelo según IBC	Tipo de suelo según E030
CP-01	MASW 01	S	0,21	560	C	Suelo muy denso o roca blanda	S1
	MASW 02	S	0,21	565	C	Suelo muy denso o	S1

								roca blanda
		MASW 01	S	0,24	501	C	Suelo muy denso o roca blanda	S1
		MASW 02	S	0,2	602	C	Suelo muy denso o roca blanda	S1
Punto empalme N°II-5		MASW 03	S	0,22	549	C	Suelo muy denso o roca blanda	S1
		MASW 04	S	0,23	523	C	Suelo muy denso o roca blanda	S1

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla N°47: Parámetros sísmicos según la E.030

N° Estructura	MASW	Vs (m/s)	Tipo de suelo según E030	Factor de Zona (Z)	Periodo de predominante Tp(s)	Factor de amplificación del suelo (S)	TL(s)
1	CP-01 MASW 01	560	S1	0,45	0,4	1,00	2,5
	MASW 02	565					
2	Punto empalme N°II-5 MASW 01 MASW 02	501	S1	0,45	0,4	1,00	2,5

MASW 549

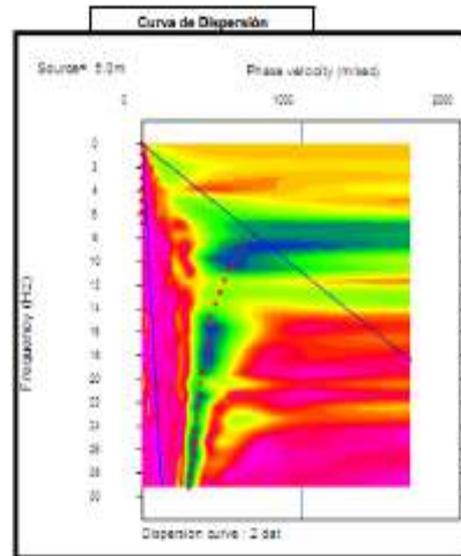
03

MASW 523

04

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla N°48: Interpretación de resultados de MASW - 01

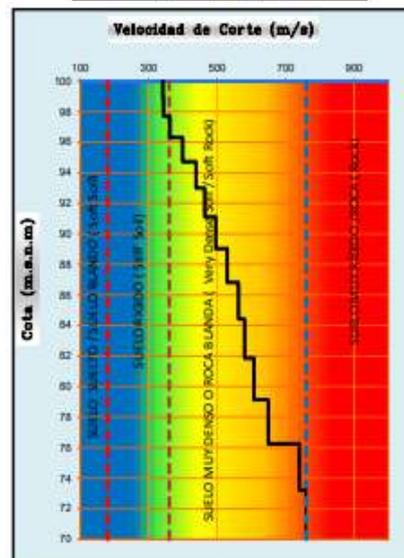


ESTRUCTURA: CP-01/MASW-01

Cuadro Resumen

Cota(m.s.n.m)	Vs(m/s)	Rigidez
98.93	341.65	Suelo rígido
97.69	342.73	
96.29	361.89	Suelo muy denso o roca blanda
94.73	398.92	
93.00	438.14	
91.10	463.26	
89.04	495.49	
86.81	529.57	
84.42	562.06	
81.87	579.94	
79.15	606.80	
76.26	649.18	
73.21	740.71	Suelo muy rígido / Roca
70.00	758.43	

Perfil Unidimensional

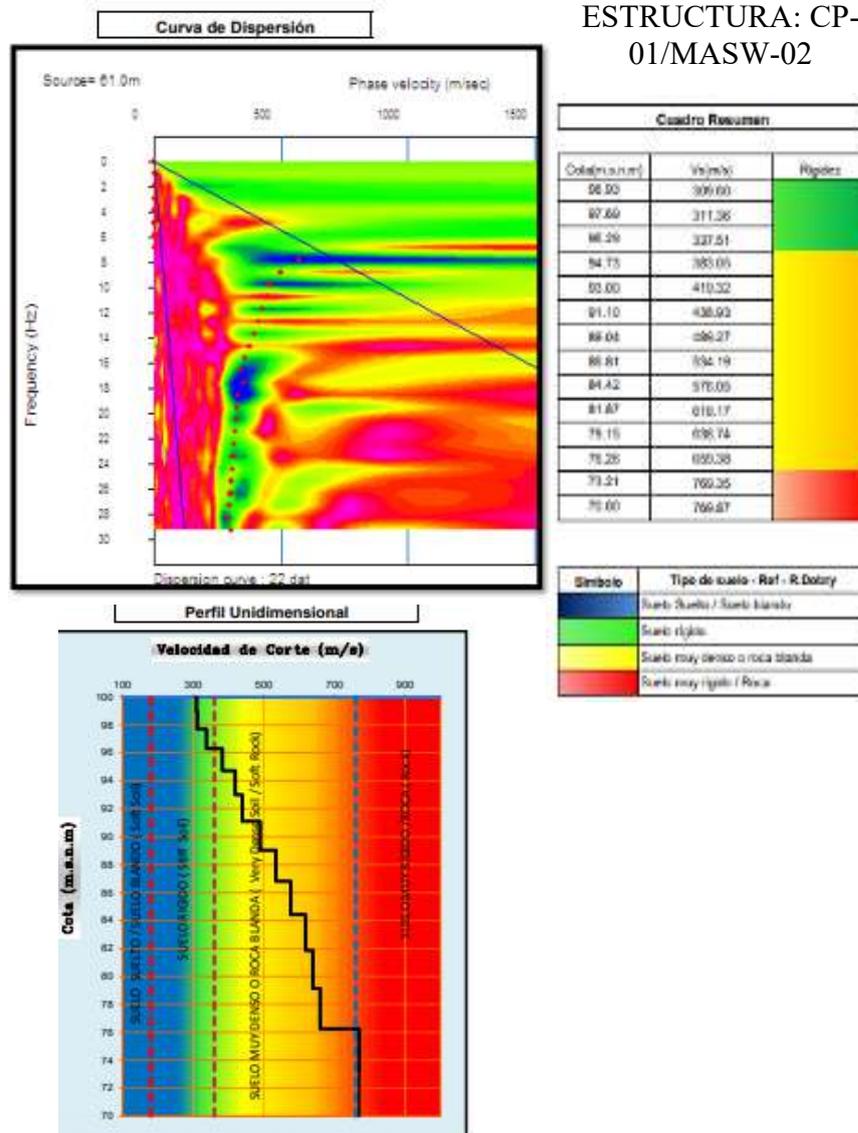


Símbolo	Tipo de suelo - Ref - R.Dobry
Blue	Suelo Suelto / Suelo blando
Green	Suelo rígido
Yellow	Suelo muy denso o roca blanda
Red	Suelo muy rígido / Roca

Se ha tomado dos ensayos en este de la estructura proyectada CP-01 (cisterna) En el cual se determinó que el tipo de onda es S así mismo según el IBC el punto señalado es clasificado como un suelo muy denso o roca blanda tipo C y el tipo de suelo de acuerdo a la norma E030 es S1. Así mismo se calculó que su velocidad $V_s 30(m/s) = 560$

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla N°49: Interpretación de resultados de MASW - 02



Se ha tomado dos ensayos en este de la estructura proyectada CP-01 (cisterna) En el cual se determinó que el tipo de onda es S así mismo según el IBC el punto señalado es clasificado como un suelo muy denso o roca blanda tipo C y el tipo de suelo de acuerdo a la norma E030 es S1. Así mismo se calculó que su velocidad $V_s 30(m/s) = 565$

Fuente: Elaboración propia (2021)

7.3 Correlaciones geofísicas

Para poder determinar la capacidad portante del suelo, se utilizaron las correlaciones derivados de la geofísica a través de las velocidades de onda S y onda P.

La profundidad con la cual se elaboró para la estructura CP – 01 y Punto Empalme N°II-5 fue de 1.5 m para un tipo de suelo limoso. Los valores obtenidos se muestran en las siguientes tablas.

Tabla N°50: Datos de la estructura CP – 01 y Punto Empalme N° II - 5

Estructura	Ensayo	Ancho (cm)	Espesor	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Yo (Kn/m3)
CP-01	LS-1	200	2.5	337.51	772	17
Punto Empalme N°II-5	LS-1	200	1.5	299.91	650	17

Fuente: Elaboración propia (2021)

Se aplicó el método ruso a través de las ecuaciones descritas anteriormente 35,36,37,38. Para determinar el peso volumétrico se utilizó la ecuación 43, el coeficiente de Poisson se obtuvo mediante la ecuación 25, el módulo de Young y modulo elástico con las ecuaciones 28 y 44.

Tabla N°51: Resultados obtenidos a través de las correlaciones

Estructura	Peso Vol. (g/cm3)	$(Vp/Vs)^2$	Coef. De Poisson N	Módulo de Young E	Módulo Elástico E (kg/cm2)	Módulo de Def.	N° de golpes (SPT)	Carga Adm
CP-01	1.72	5.23	0.382	5523.35	2480.61	520.21	14	6.09
Punto Empalme N°II-5	1.69	4.70	0.365	4220.46	1824.91	398.44	11	4.6

Fuente: Elaboración propia (2021)

El módulo de corte se obtuvo mediante la ecuación 35. El valor de la cohesión específica se determinó mediante dos ecuaciones diferentes, la primera a través del

módulo de corte y la segunda con la velocidad de onda P. La tensión de corte y el ángulo de fricción se calcularon una vez obtenido del módulo G.

Tabla N°52: Correlaciones obtenidas por el método ruso

Estructura	Ensayo	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Módulo de Corte kgf/cm ² (G)	Cohesión Específica	Cohesión Específica	Tensión de Corte	Ángulo de fricción interna
CP-01	LS-1	337.51	772	1162.37	1.22	0.52	1.02	26.85
Punto Empalme N°II-5	LS-1	299.91	650	917.81	0.93	0.33	0.81	25.52

Fuente: Elaboración propia (2021)

El valor del peso específico se halló con la ecuación 42 como se explicó anteriormente. Con los valores de H, N y peso específico, se puede obtener la capacidad admisible de las estructuras proyectadas mediante la ecuación 40.

Tabla N°53: Correlaciones obtenidas por el método turco

Estructura	Ensayo	Vs(m/s)	Vp (m/s)	Ts	Peso Específico Y (Kn/m ³)	H	N	δ	Qa
CP-01	LS-1	337.51	772	0.21	18.544	1.5	4	0.965	6.954
Punto Empalme N°II-5	LS-1	299.91	650	0.24	18.3	1.5	4	0.965	6.863

Fuente: Elaboración propia (2021)

Para la estructura CP – 01 se calculó el valor de N a través de la ecuación 29 brindada por Mindel para los loess de Ucrania.

Tabla N°54: Variación con respecto a la correlación entre Vs y N.

Estructura	Vs(m/s)	Vp	N de ensayo Spt	Módulo de deformación	Correlación vs valor N	% de variación entre la correlación y el valor N del SPT
CP-01	337.51	772	15	520.2121461	14	0.05

Fuente: Elaboración propia (2021)

El porcentaje de variación entre la correlación que se determinó para hallar el número de golpes y el valor real N fue de 0.05% (variación aceptable).

Para poder determinar el valor de Vs se utilizó la ecuación 30, donde el porcentaje de variación entre la velocidad obtenida por la correlación y el valor Vs real es de 33%, siendo el rango aceptable del 50%

Tabla N°55: Variación porcentual entre Vs de campo y Vs de correlación.

CORRELACIÓN Vs		
Valor Vs en campo (VALORES CON Vs y Vp)	Valor Vs generado por las correlaciones	% de variación entre el Vs de campo y Vs de la correlación
337.51	226.66	0.33

Fuente: Elaboración propia (2021)

Del mismo modo para determinar el valor de Vp se utilizó la ecuación 31, dicho resultado indica que el porcentaje de variación entre la velocidad obtenida por la correlación y el valor Vp real es de 19%, siendo el rango aceptable del 50%

Tabla N°56: Variación porcentual entre Vp de campo y Vp de correlación.

CORRELACIÓN Vp		
Valor Vp en campo (VALORES CON Vs y Vp)	Valor Vp por correlaciones	% de variación entre el Vp de campo y Vp de la correlación
772	625	0.19

Fuente: Elaboración propia (2021)

Para obtener el módulo de cizalla G se utilizaron las ecuaciones 32 y 33 brindadas por Denver y así se pudo obtener una variación porcentual a partir del valor de N corregido y la velocidad de onda Vs dando un valor de 24%, siendo el 50% el valor aceptable.

Tabla N°57: Variación porcentual entre el módulo de cizalla a partir de N y el módulo de cizalla a partir de Vs

Correlación cizalla		
Módulo de cizalla (VALORES CON Vs y Vp)	Módulo de cizalla G correlación	% de variación entre el módulo de cizalla a partir del valor N y el módulo de cizalla a partir de la Vs
1162.37	883.00	0.24
	104.7259366	

Fuente: Elaboración propia (2021)

También se obtuvo el valor del módulo de Young propuesto por Denver ecuación 34, en base al número de golpes N y las velocidades de onda VS y Vp.

Tabla N°58: Módulo de Young en base a N y las velocidades Vs y Vp

MÓDULO DE YOUNG E (VALORES CON Vs y Vp)	MÓDULO DE YOUNG E (valor en base a N) método Denver
5523.34845	276.4551004

Fuente: Elaboración propia (2021)

La densidad relativa se obtuvo a partir de una correlación brindada por los autores Terzaghi y Peck (figura 37) donde para un valor de N igual a 15 la densidad relativa aproximada es de 45% arena medianamente densa.

Tabla N°59: Valor de la Densidad relativa

ESTRUCTURA	N	Dr%
CP-01	15	45%

Fuente: Elaboración propia (2021)

Para poder determinar el ángulo de fricción relacionando al número de golpes existen diversas propuestas brindadas por diferentes autores que se presentará en la tabla 60.

Tabla N°60: Correlaciones para determinar el ángulo ϕ

CORRELACIONES PARA EL CÁLCULO DE ϕ (ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO)		
ÁNGULO DE ROZAMIENTO CON DR%	Meyerhof (1956)	25.07
	Miuliani y Nicoll	37.08
ÁNGULO DE ROZAMIENTO CON N	DUNHAM	30.20
	MUROMACHI (1974)	33.56
	OSAKI	20.92

Fuente: Elaboración propia (2021)

En este cuadro se detalla que mediante el valor N del ensayo SPT se puede correlacionar la densidad relativa y con ello se puede calcular el ángulo de rozamiento.

Es evidente que, mediante los cálculos, la variación que se muestra no supera el 50% mediante los diversos métodos, utilizando como referencia el DR%, es por ello que la estimación que se muestra es confiable.

Para la estructura Punto Empalme N°II-5 se calculó de la misma manera con las mismas ecuaciones el valor de N a través de la ecuación 29 brindada por Mindel para los loess de Ucrania.

Tabla N°61: Variación con respecto a la correlación entre Vs y N

Estructura	Vs(m/s)	Vp	N SPT	Módulo de deformación	Correlación vs valor N	% de variación entre la correlación y el valor N del SPT
Punto Empalme N°II-5	299.91	650	12	398.4439	11	0.095

Fuente: Elaboración propia (2021)

El porcentaje de variación entre la correlación que se determinó para hallar el número de golpes y el valor real N fue de 0.095% (variación aceptable).

Para poder determinar el valor de Vs se utilizó la ecuación 30, donde el porcentaje de variación entre la velocidad obtenida por la correlación y el valor Vs real es de 30%, siendo el rango aceptable del 50%

Tabla N°62: Variación porcentual entre Vs de campo y Vs de correlación

CORRELACIÓN Vs		
Valor Vs en campo (VALORES CON Vs y Vp)	valor Vs generado por las correlaciones	% de variación entre el Vs de campo y Vs de la correlación
299.91	210.24	0.30

Fuente: Elaboración propia (2021)

Del mismo modo para determinar el valor de Vp se utilizó la ecuación 31, dicho resultado indica que el porcentaje de variación entre la velocidad obtenida por la correlación y el valor Vp real es de 20%, siendo el rango aceptable del 50%

Tabla N°63: Variación porcentual entre Vp de campo y Vp de la correlación.

CORRELACIÓN Vp		
valor Vp en campo (VALORES CON Vs y Vp)	valor Vp por correlaciones	% de variación entre el Vp de campo y Vp de la correlación
650	518.114	0.20

Fuente: Elaboración propia (2021)

El valor del módulo de Young propuesto por Denver se obtuvo mediante la ecuación 34, en base al número de golpes N y las velocidades de onda VS y Vp.

Tabla N°64: Módulo de Young en base a N y las velocidades Vs y Vp

MÓDULO DE YOUNG E (VALORES CON Vs y Vp)	MÓDULO DE YOUNG E (valor en base a N) método Denver
4220.4575	749.10

Fuente: Elaboración propia (2021)

La densidad relativa para la estructura Empalme N II-5, se realizaron los mismos cálculos que la estructura CP – 01, donde se obtuvo a partir de una correlación brindada por los autores Terzaghi y Peck (figura 37) donde para un valor de N igual a 12 la densidad relativa aproximada es de 40% y para un valor N igual a 9 su DR% será 36% arena medianamente densa, ver tabla 65.

Tabla N°65: Valor de la Densidad relativa

ESTRUCTURA	N	Dr%
Punto Empalme N° II-05	12	40
	9	36

Fuente: Elaboración propia (2021)

Para determinar el ángulo de fricción relacionado al número de golpes existen diversas propuestas brindadas por diferentes autores que se presentará en las siguientes tablas.

La tabla 66 se efectuó con los valores de N igual a 12 y Dr igual a 40.

Tabla N°66: Correlaciones para determinar el ángulo ϕ

CORRELACIONES PARA EL CÁLCULO DE ϕ (ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO)		
ÁNGULO DE ROZAMIENTO CON DR%	Meyerhof (1956)	31.00
	Giuliani y Nicoll	6.08
ÁNGULO DE ROZAMIENTO CON N	DUNHAM	29.90
	MUROMACHI (1974)	32.12
	OSAKI	20.66

Fuente: Elaboración propia (2021)

Y para la tabla 67 se efectuó con los valores de N igual a 9 y Dr igual a 36.

Tabla N°67: Correlaciones para determinar el ángulo ϕ

CORRELACIONES PARA EL CÁLCULO DE ϕ (ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO)		
ÁNGULO DE ROZAMIENTO CON DR%	Meyerhof (1956)	30.40
	Giuliani y Nicoll	6.62
ÁNGULO DE ROZAMIENTO CON N	DUNHAM	29.58
	MUROMACHI (1974)	30.50
	OSAKI	20.39

Fuente: Elaboración propia (2021)

Se observa que, mediante los cálculos, las variaciones no superan el 50% mediante los diversos métodos, utilizando como referencia el Dr%, por ello la estimación que se muestra es confiable.

También se puede calcular mediante el valor N el ángulo de rozamiento por los 3 métodos que se señala. Los cálculos muestran valores más exactos en los dos primeros métodos y una variación aceptable en el tercer método, se puede considerar que este último método es necesario restringir los parámetros para que el valor se pueda adecuar al tipo de suelo.

Tabla N°68: Cuadro comparativo de los valores de cohesión

Método		Cohesión	
CP-01	Convencional	Corte Directo	0.15
		Triaxial	0.00
	Geofísico	con Vp	1.22
		con Módulo G	0.52
Punto N°5	Convencional	Corte Directo	0.09
		Triaxial	0.00
	Geofísico	con Vp	0.93
		con Módulo G	0.33

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°69: Cuadro comparativo de los valores de σ

Método		σ			
CP-01	Convencional	Corte Directo	17.20		
		Triaxial	38.01		
	Geofísico	con Módulo G	26.85		
		con Dr% Meyerhof (1956)	25.07		
		con Dr% Miuliani y Nicoll	37.08		
		con N Dunham	30.20		
		con N Muromachi (1974)	33.56		
		con N Osaki	20.92		
		Punto Empalme N°II - 5	Convencional	Corte Directo	25.9
				Triaxial	38.80
Geofísico	con Módulo G		25.52		
	con N igual a 12 y Dr igual a 40%		con Dr% Meyerhof (1956)	31.00	
			con Dr% Miuliani y Nicoll	6.08	
			con N Dunham	29.9	
			con N Muromachi (1974)	32.12	
			con N Osaki	20.66	
			con Dr% Meyerhof (1956)	30.4	
			con Dr% Miuliani y Nicoll	6.62	
	con N Dunham	29.58			
	con N Muromachi (1974)	30.5			
	con N Osaki	20.39			

Fuente: Elaboración propia

7.4 Contraste de hipótesis

La presente investigación consta de una hipótesis general y cuatro hipótesis específicas. Después de analizar los resultados de los capítulos anteriores se responderá las hipótesis planteadas y poder afirmar o negar su veracidad.

Hipótesis General

De acuerdo al estudio y a las tablas generadas en la presente investigación se evidencia que con parámetros derivados de la geofísica junto con las convencionales se puede entender mejor el tipo de suelo en el cual se profundiza la investigación. Los parámetros derivados de la geofísica, si bien son valores altos para algunas depresiones a donde los métodos convencionales no han llegado, manifiestan que siguen siendo confiables; por otro lado, para profundidades menores de estudio, donde la geotecnia sí ha podido acceder, los parámetros obtenidos por la geofísica guardan relación con los parámetros de métodos geofísicos, de esta manera podemos decir que métodos convencionales y los métodos geofísicos se complementan directamente para obtener valores más confiables en el cálculo de la capacidad portante, es por ello la necesidad de poder contar con ambos métodos para la ejecución de proyectos. Asimismo, es importante recalcar que para poder comparar estos resultados es necesario utilizar los valores obtenidos de los métodos convencionales.

Primera Hipótesis

El método geofísico facilitó la obtención de parámetros geotécnicos de una manera más rápida, las V_s y las V_p brindaron detalles de las diferentes capas del suelo permitiendo obtener el tipo de suelo para cada capa y espesor dependiendo de la onda P en refracción sísmica, en cuanto el método MASW, permitió calcular mediante la V_s la resistencia a la penetración estándar, resistencia al corte no drenado, su clasificación de suelo y con ello el tipo de suelo de acuerdo a la normatividad E030 y su factor de amplificación del suelo. A diferencia de los métodos convencionales que hace necesario llevar a un laboratorio las muestras para detallar por diferentes métodos sus clasificaciones de acuerdo a las normativas peruanas, así como también podría ser dañado estas muestras en el trayecto lo que reduciría su efectividad de cálculo si no se conserva bien las muestras. Es por ello que el método geofísico

facilita cálculos y valores con mayor rapidez y efectividad el cual contribuirá con el análisis de los valores que se obtienen con los métodos convencionales.

Segunda Hipótesis

Mediante los valores de V_s y V_p permitieron calcular los módulos elásticos de Young, deformaciones y coeficiente de Poisson valores necesarios para el cálculo de cohesión y ángulo de fricción. Es necesario considerar también que el límite máximo de profundidad que se considera está limitado al tipo de suelo para este proyecto se ha considerado una cota máxima de 1.5m desde el nivel 100 m, punto inicial de los ensayos geofísicos. El valor de la capacidad admisible por el método geofísico brindó un soporte no definido, pero si complementario a la capacidad admisible por el método convencional. Los valores de ángulo de fricción demostraron efectividad al no sobrepasar el 50% de los resultados obtenidos mediante las correlaciones, y al momento de comparar con los valores de los ensayos convencionales se encuentran en el rango admisible para poder utilizar y determinar la capacidad portante.

Tercera Hipótesis

En el capítulo de análisis de costos se utilizaron programas de generadores de precios, uno de ellos fue CYPE ingeniero 2021 donde brindaron la información para ejecutar las calicatas que se realizan en campo, el tarifario de la Universidad Nacional de ingeniería (2017) que muestra el presupuesto para los ensayos de corte directo, triaxial UU y también un tarifario extra del ensayo SPT. Sumado a esto el presupuesto que se utilizó para ejecutar los ensayos geofísicos resultó ser más económico en comparación con el ensayo SPT en un factor de escala estándar

Cuarta Hipótesis

Mediante los métodos geofísicos se pudo obtener los valores de V_s y V_p y mediante el método convencional se obtuvieron los valores para N_{spt} , ambos métodos permitieron correlacionar a partir de un dato cualquiera y calcular el otro valor faltante, ambos valores fueron necesarios para calcular la capacidad portante para las estructuras proyectadas. Lo importante de estas correlaciones es que la comparación de estos resultados finales no debería exceder al 50% para que pueda considerarse aceptable.

7.5 Discusión de resultados

Los resultados de este proyecto de investigación han sido obtenidos en base a ensayos convencionales y geofísicos (refracción sísmica, MASW), los cuales se evidencian mediante fotografías y resultados de diferentes laboratorios que evidenciaron los ensayos necesarios son necesarios para el cumplimiento de los términos de referencia para la culminación del proyecto. En base a ellos se considera que los resultados adquiridos únicamente se podrá ser aplicación en la zona; sin embargo, la metodología de trabajo y estudio podrá ser motivación para próximas investigaciones. Los métodos geofísicos hoy en día están siendo utilizado con mayor frecuencia, debido a sus ventajas logísticas para la obtención de parámetros geotécnicos, considerando además los parámetros ambientales, y la poca homogeneidad de suelo estos a diferencia de los convencionales generan menos daños que los métodos convencionales.

Luego de analizar los valores obtenidos en los laboratorios se propuso correlacionar los valores de los ensayos convencionales y geofísicos para lo cual consideramos en el método convencional al SPT ,debido a que es un ensayo con mayor uso y con valores más específicos para los cálculos de capacidad portante, este junto con los ensayos geofísicos ayudaron a corroborar que existen un variación mínima no más del 50% entre ambos ensayos, lo cual ayudó a crear una ecuación que permita obtener valores aproximados para cualquiera de ambos con la consideración de que por lo menos se debe tener un dato para el cálculo del otro valor.

Debido a que el proyecto y los cálculos se realizaron en una zona donde se evidencia la presencia de rocas y arena se debe tomar en consideración estos factores para el SPT los valores N_{spt} mayores a 50 se consideran rechazo, esto complica los cálculos debido a que podrían ocasionar daños y deformaciones, reduciendo así la vida útil de la herramienta y errores en el cálculo es por ello que en el presente proyecto se consideró los cálculos para los ensayos en estratos donde no exista presencia de roca o suelos de alta resistencia. Uno de los objetivos trazados por este proyecto fue determinar las propiedades del suelo por medio de la geofísica que permita el cálculo de la capacidad portante. Debido a ello se creó una tabla donde se puede evidenciar que en base a las velocidades de onda S y P podemos calcular diversos módulos que brindan una herramienta útil para el cálculo de la capacidad portante.

Tabla N°70: Propiedades del suelo derivados de la geofísica

Estructura	Vs(m/s)	Vp	peso específico y KN/M3	peso volumétrico (g/cm3)	Coefficiente de Poisson N	Módulo de Young E	módulo elástico E (kg/cm2)	Módulo de deformación
CP-01	337.51	77	18.54	1.72	0.38	5523.35	2480.61	520.21
Punto Empalme N°II-5	299.91	65	18.3	1.69	0.37	4220.46	1824.91	398.44

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla N°71: Parámetros geotécnico derivados de la geofísica

Estructura	Ensayo	Vs(m/s)	Vp	Módulo de corte kgf/cm2 (G)	Cohesión específica	Cohesión específica	Tensión de corte	Ángulo de fricción interna
CP-01	LS-1	337.51	772	1162.37	1.22	0.52	1.022	26.847
Punto Empalme N°II-5	LS-1	299.91	650	917.81	0.93	0.33	0.810	25.515

Fuente: Elaboración propia (2021)

Esta tabla generada también brindó una correlación para el N_{spt} , evidenciando así una mínima variación.

Tabla N°72: Correlación entre el V_s y N

Estructura	$V_s(m/s)$	V_p	N_{SPT}	Correlación VS Valor N	% de variación entre la correlación y el valor N del SPT
Punto Empalme N°II-5	299.91	650	12	11	0.095
CP-01	337.51	772	15	14	0.05

Fuente: Elaboración propia (2021)

Es correcto entonces definir que a partir de una delimitación de zona y tipo de material así como el estrato máximo, se puede correlacionar los ensayos para una precisión mejor de los resultados además de ellos se puede evidenciar que los métodos convencionales y los geofísicos se pueden complementar correctamente sin mostrar variaciones exageradas ni distorsiona, muy por el contrarios ambos métodos considerando algunas restricciones sirven para obtener valores que permiten una confiabilidad mayor para la ejecución de las estructuras.

CAPÍTULO VIII: PRESUPUESTOS E IMPACTO AMBIENTAL

8.1 Costos de los métodos convencionales y geofísicos

Uno de los objetivos específicos de la presente investigación fue determinar el presupuesto de los ensayos realizados en campo y laboratorio para poder evaluar cual sería la mejor alternativa económica y tener un valor aproximado del costo total de dichos ensayos geotécnicos. Se realizó una comparación de las metodologías y se pudo visualizar la importancia de los métodos geofísicos que servirán como complemento para el estudio de los suelos.

8.1.1 Costos de ensayos convencionales

Se especificó el precio para la realización de calicatas, corte directo y ensayo triaxial UU proporcionado por la Universidad Nacional de Ingeniería y Services Construction And Geotechnical engineering E.I.R.L. Se realizó el costo para ensayo de corte directo estándar. Se obtuvieron 5 calicatas, donde de estas mismas se extrajeron muestras para realizar el ensayo de corte directo respectivamente.

Para el tipo de terreno en este caso un suelo limoso realizado con medio mecánicos, se obtuvo el precio de una calicata a través de un programa de internet cuyo nombre es Generador de Precios Rehabilitación Perú CYPE Ingenieros.

Tabla N°73: Costo para ensayo geotécnico de las muestras de 5 calicatas

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Equipos			
mq01ret020b	h	Retrocargadora sobre neumáticos, de 70 kW.	0,431	100,84	43,46
			Subtotal equipos:		43,46
2		Mano de obra			
mo113	h	Peón de construcción.	0,371	14,55	5,40
			Subtotal mano de obra:		5,40
3		Herramientas			
	%	Herramientas	2,000	48,86	0,98
			Costos directos (1+2+3):		49,84

Fuente: Generador de Precios. Rehabilitación. Perú CYPE Ingenieros (2021)

El costo para realizar una calicata de dimensiones 1m x 1m x 1m se encuentra alrededor de S/ 49.84. Con el trabajo realizado con cinco calicatas, equivale a un total de S/ 249.2

También se puede adquirir el costo a través del ensayo de corte directo por cada muestra. Por las cinco calicatas se toma una muestra que serán procesada en el laboratorio. En la tabla N°22 se muestra el precio de este ensayo donde incluye la clasificación SUCS.

Tabla N°74: Costo del ensayo Corte Directo

Descripción	Precio (s/)	ASTM	NTP – Otros
Corte Directo (contiene SUCS)	420	D - 3080	339.171

Fuente: Tarifa de ensayo de laboratorio. Universidad Nacional de Ingeniería (2017)

Por lo tanto:

5 (número de calicatas) x 1 (muestra) = 5 muestras

5 x S/. 420 = S/. 2100

De esta manera el precio total sería la suma de:

249.2 + 2100 = S/. 2349.2

A través del ensayo triaxial no consolidado no drenado también se puede adquirir el presupuesto por cada muestra. De la misma manera por las cinco calicatas se tomará una muestra que se llevará al laboratorio. En la tabla N°23 se indicará el precio de este ensayo donde también incluye la clasificación SUCS para el tipo de suelo cohesivo.

Tabla N°75: Costo del ensayo Triaxial UU

Descripción	Precio (s/)	ASTM	NTP – Otros
Triaxial UU (contiene SUCS)	700	D - 2850	339.164

Fuente: Tarifa de ensayo de laboratorio. Universidad Nacional de Ingeniería (2017)

Del mismo modo:

5 (número de calicatas) x 1 (muestra) = 5 muestras

5 x S/. 700 = S/. 3500

De esta manera el precio total sería la suma de:

$$249.2 + 3500 = S/. 3749.2$$

Igualmente se puede obtener el presupuesto total con el ensayo SPT. En la tabla N°24 se muestra el precio de este ensayo para el tipo de suelo cohesivo.

Tabla N°76: Costo del ensayo SPT

Descripción	Precio (s/)	ASTM	NTP – Otros
SPT (por metro de profundidad)	250	D1586 - 11	339.133:99

Fuente: Services Construction and Geotechnical engineering E.I.R.L (2018)

Como es un tipo de suelo blando, la cota no será muy profunda por lo que podríamos estimar un valor de hasta siete metros, de esta manera:

$$7\text{m} \times 250 = S/. 1750$$

Del mismo modo:

$$5 \text{ (número de calicatas)} \times 1 \text{ (muestra)} = 5 \text{ muestras}$$

$$5 \times S/. 1750 = S/. 8750$$

De esta manera el precio total sería la suma de:

$$249.2 + 8750 = S/. 8999.2$$

Tabla N°77: Resumen de costos de los diferentes ensayos convencionales

Método convencional	Precio en Soles
Corte Directo	2349.2
Triaxial UU	3749.2
Penetración Estándar	8999.2

Fuente: Elaboración propia (2021)

8.1.2 Costos de ensayos geofísicos

Para los métodos geofísicos se emplearon los ensayos de MASW y refracción sísmica. Del estudio “Análisis comparativo de métodos destructivos y no destructivos en la determinación de parámetros geotécnicos para estabilización de un talud en la costa verde – Miraflores” la empresa SOTELO & ASOCIADOS S.A.C detalla el costo para la elaboración de los ensayos.

Tabla N°78: Costo de ensayos geofísicos

Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Costo Total
			Unitario (\$)	(\$)
Líneas Sísmicas	mt	5	400	2000
		TOTAL (\$/)		2000
		TOTAL (\$/)		6760

Fuente: Sotelo & Asociados (2019)

8.2 Impacto ambiental de los métodos convencionales y geofísicos

8.2.1 Impacto ambiental de los métodos convencionales

Una vez concluido los diferentes ensayos convencionales realizados en el campo, se generará un impacto cuando se realiza una limpieza en la zona modificando así la estabilidad del aire puro y movilizand las partículas del suelo que contaminan el ambiente. Al momento de transportar el material, se perderá pequeños residuos que también formará parte de la contaminación del aire. Otro factor que se considera como parte del impacto ambiental es la emisión de ruido por parte de la maquinaria que se emplea en los ensayos.

De lo antes mencionado, se puede decir que es una magnitud considerablemente mínima en comparación con el verdadero impacto ambiental que se genera en el terreno cuando se modifica su estructura debido a las perforaciones en el área, excavaciones o tomas de muestras que se realizan

para obtener los parámetros necesarios para el estudio de suelo. En otras palabras, es un impacto moderadamente alto.

Sumado a esto, presentará un peligro en la zona de estudio ya que en el lugar se encuentran obras de saneamiento subterráneas y al realizar dichos ensayos convencionales dañarán directamente las obras ya elaboradas anteriormente.

8.2.2 Impacto ambiental de los métodos geofísicos

Por otro lado, los métodos geofísicos también conocidos como no invasivos presentan un nulo impacto ambiental debido a que no modifica ni altera la zona del terreno para obtener dicha información geotécnica.

Los métodos geofísicos a diferencia de los métodos convencionales, no provocan alteraciones en el campo para obtener la mayor cantidad de información, y a veces con la data de los métodos tradicionales es insuficiente para poder obtener una correcta clasificación de suelos a mayor profundidad o comparar los parámetros de capacidad portante. El único impacto que se generó en el terreno fue la respuesta al golpe del martillo para determinar las velocidades de ondas de corte y compresión, que desaparecen después de la prueba sin generar cambios en el suelo. El equipo técnico que operó dichos ensayos geofísicos utilizó implementos de seguridad para evitar las molestias del ruido que se emite al golpear el martillo con el plato.

De esta forma no se necesitó realizar excavaciones ni perforaciones para obtener la información del suelo, solamente tomando las velocidades de onda S y onda P que se desaparecen cuando se acaba el ensayo sin alterar ni modificar la forma del terreno.

CONCLUSIONES

1. El área del terreno donde se realizaron los ensayos geotécnicos está constituido principalmente por arena limosa (SM), arena mal graduada (SP) y arena mal graduada con limo (SP - SM).
2. El ensayo de Corte Directo permitió obtener los valores de cohesión y ángulo de fricción para las estructuras proyectadas hasta una profundidad de 3m siendo de clasificación suelo limoso. Para la estructura CP - 01 el valor de cohesión fue de 0.09 y el ángulo de fricción 25.9, para la estructura Punto de Empalme N°II-5 la cohesión fue de 0.15 y el ángulo de fricción de 17.2.
3. El ensayo triaxial UU (no consolidado no drenado), también permitió obtener los parámetros de cohesión y ángulo de fricción donde la cohesión (C) es 0 para ambas estructuras, el ángulo de fricción para CP – 01 fue de 38.1 y para la estructura Punto de Empalme N°II-5 fue de 38.8. Este ensayo permitió obtener los parámetros para determinar la capacidad de carga para una zapata cuadrada de 2m de lado y una profundidad de hasta 2m, para la estructura Punto Empalme N°II-5 una zapata cuadrada de 2m de lado y una profundidad de 1.5m.
4. Para el ensayo SPT se analizó una zapata cuadrada de 2m de lado donde los valores se obtuvieron en base al número de golpes. Para CP – 01, el valor de capacidad admisible fue de 1.5kg/cm² con un valor de N igual a 60 y una profundidad de 1.45m. Para la estructura Empalme N°5 se analizaron las mismas dimensiones, para una profundidad de 1m con un valor de N igual a 12 el valor de capacidad admisible fue de 1.2 kg/cm², para una profundidad de 2m con un valor de N igual a 9 el valor de capacidad admisible fue de 0.9 kg/cm². Para una profundidad de 3m con un valor de N igual a 6 el valor de capacidad admisible fue de 0.6 kg/cm², para una profundidad de 5.3 m con un valor de N igual a 39 el valor de capacidad admisible fue de 3.9 kg/cm².
5. En cuanto a los ensayos geofísicos el valor de la capacidad admisible para CP – 01 fue de 6.09 kg/cm² y para el punto de empalme N°5 fue de 1.84kg/cm².
6. Podemos decir que la implementación de los métodos geofísicos será de gran utilidad y complemento para los ensayos convencionales ya que de esta manera se puede obtener mayor cantidad de información donde los métodos tradicionales pueden llegar solamente hasta una profundidad determinada.

7. La metodología geofísica demostró ser más económica a comparación del ensayo convencional y más efectivo al momento de tomar los datos, reduciendo así presupuesto y jornada laboral en el campo para obtener los parámetros geotécnicos que serán necesarios para el cálculo de la capacidad portante.
8. Mediante los cálculos desarrollados se muestra que los valores en los ensayos geofísicos y convencionales en relación al ángulo de fricción se evidencia que existe una variación de hasta 15%.
9. Mediante los diversos cálculos y correlaciones se concluye que la variación de la capacidad admisible para las estructuras proyectadas CP-01 y EL PUNTO DE EMPALME N°II-5 no supera el 34% es por ello que se puede concluir que es confiable los valores obtenidos entre los métodos convencionales y geofísicos. Por esta razón podemos decir que para tener valores más confiables es necesario la complementación de estos dos métodos con el fin de brindar una mejor alternativa para la ejecución del proyecto.
10. Se puede evidenciar que el ensayo de SPT es más costoso debido a las múltiples facilidades que brinda el ensayo en campo. Sin embargo, es necesario la complementación de los otros dos métodos para una mayor confiabilidad y comparación de la capacidad admisible para la correcta ejecución del proyecto.
11. Se puede decir que el ensayo de geofísica es confiable. Además, muestran los resultados de los terrenos en el lugar sin incitar ningún tipo de cambios de las características y propiedades del mismo al ser golpeado como el ensayo de penetración estándar o extraído de su sitio natural para ensayos en el laboratorio (triaxial). La realización de algunos tipos de obra requiere conocer con mayor detalle las peculiaridades geotécnicas del terreno para su óptimo diseño, de igual manera para minimizar el impacto negativo que puede ser generado en su entorno.

RECOMENDACIONES

1. Es necesario definir la profundidad en la cual se trabajará para no distorsionar los cálculos entendiendo que a cierta profundidad puede existir roca o nivel freático, lo que generaría un aumento de cálculo de capacidad portante excesivo, por esta razón las ecuaciones no serían homogéneas.
2. Es necesario definir el dimensionamiento de las zapatas y la profundidad de cimentación para el cálculo de la capacidad admisible que se realizará.
3. Se sugiere utilizar los métodos geofísicos para no dañar el medio ambiente, ya que el método convencional (SPT) podría generar daños en las estructuras subterráneas, y con ello podría perjudicar a la población, daños ambientales de pequeña a gran magnitud.
4. Es importante conservar bien las muestras de campo que se llevará a laboratorio para no alterar la composición inicial del material.
5. Durante las pruebas con los equipos de refracción sísmica es significativo vigilar e identificar todas las perturbaciones en el medio que puedan formar ruido ya que se puede crear distorsión en los datos obtenidos haciendo más complicado el procesamiento de datos
6. Se destaca que se debe seguir realizando pruebas de balances de resultados por los tres métodos en diferentes sitios con el objetivo de conseguir más parámetros para llegar a una decisión que establezca cual ensayo es el más adecuado. Ya que nuestro país es diferenciado por su geología variada y cambiante en cada región

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva (2007). *Diseño de Cimentaciones*. Primera edición. Lima, Perú: Editorial Instituto de la Construcción y Gerencia, ICG. Recuperado de <http://www.jorgealvahurtado.com/files/DisenoCimentacionesAlva.pdf>
- Avilés, J. Barzallo, B. (2016). *Caracterización de suelos del centro histórico de la ciudad de Cuenca mediante métodos geofísicos*. (Tesis de Pregrado). Universidad de Cuenca, Cuenca - Ecuador. Recuperado de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/24201>
- Badillo (2005). *Mecánica de suelos*. México: Editorial Limusa, S.A. de C.V. México, D.F. Recuperado de https://suelos.milaulas.com/pluginfile.php/128/mod_resource/content/1/Mecanica%20de%20suelos%20-%20Juarez%20Badillo.pdf
- Berry, P. Reid, D; (1993). *Mecánica de Suelos*. Santafé de Bogotá, Colombia: Mc-Graw Hill. Recuperado de https://www.academia.edu/31824775/Mec%C3%A1nica_De_Suelos_Peter_L_Berry_and_David_Reid_pdf
- Borja (2016). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo, Perú. Recuperado de https://www.academia.edu/33692697/Metodolog%C3%ADa_de_Investigaci%C3%B3n_Cient%C3%ADfica_para_ingenier%C3%ADa_Civil
- Calderón, M. (2018). *Correlación empírica entre la velocidad de propagación de las ondas S (Vs) y el resultado del ensayo de resistencia a la penetración estándar, aplicado a los suelos departamento del huila, Putumayo y Casanare - Colombia*. (Tesis de Maestría). Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica - Perú. Recuperado de <http://repositorio.unh.edu.pe/bitstream/handle/UNH/2536/TESIS-2018-MAESTR%c3%8dA%20EN%20MINER%c3%8dA-TRUJILLO%20CALDERON.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

- Das (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. México: International Thomson Editores. Recuperado de https://www.academia.edu/18553128/Principios_De_Ingenier%C3%ADa_De_Cimentaciones_Braja_M_Das_4ta_Edici%C3%B3n
- Das (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. 4ª edición. California State: Internacional Thomson Editores. Das, B. J; 2006. Recuperado de https://www.academia.edu/18553128/Principios_De_Ingenier%C3%ADa_De_Cimentaciones_Braja_M_Das_4ta_Edici%C3%B3n
- Guarachi (2013). *Aplicación de métodos geofísicos basados en ondas superficiales para la caracterización sísmica de suelos. Aplicación a la microzonificación sísmica del norte y poniente de Santiago*. Santiago, Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile. Recuperado de <https://repositorio.uc.cl/handle/11534/2877>
- Huanca, B. Flores, R. (2019). *Estudio geotécnico y geofísico con fines de cimentación para tres asociaciones de vivienda en la ciudad de Tacna*. (Tesis de Pregrado). Universidad Privada de Tacna, Tacna - Perú. Recuperado de <http://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/UPT/790/1/Flores-Terrazas-Huanca-Cutipa.pdf>
- Jurado, A. Pérez, R. (2019). *Análisis comparativo de métodos destructivos y no destructivos en la determinación de parámetros geotécnicos para estabilización de un talud en la costa verde – Miraflores – Perú*. (Tesis de Pregrado). Universidad Privada Ricardo Palma, Lima - Perú. Recuperado de <https://1library.co/document/z3d9ow9y-comparativo-destructivos-destructivos-determinacion-parametros-geotecnicos-estabilizacion-miraflores.html>
- Manilla (2003). *Geofísica aplicada en los proyectos básicos de ingeniería civil*. Sanfandila, México: Instituto Mexicano del transporte. Recuperado de <https://www.imt.mx/archivos/publicaciones/publicaciontecnica/pt229.pdf>

- Marínez, C. Sepúlveda, J (2017). *Determinación de los parámetros dinámicos en los materiales que componen la formación algodonal en Ocaña norte de Santander mediante métodos geofísicos*. Ocaña, Colombia: Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña. Recuperado de <http://repositorio.ufpso.edu.co/xmlui/handle/123456789/888>
- Medina (2002). *Análisis comparativo de las teorías de capacidad portante por corte de cimentaciones superficiales*. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería. Recuperado de <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/4327>
- Mendoza, J. (2015). *Uso de refracción sísmica y análisis multicanal de ondas superficiales para la determinación de módulos elásticos, en la finca Viento Blanco, San Vicente Pacaya, Escuintla*. (Tesis de Pregrado). Universidad de San Carlos de Guatemala, Alta Verapaz – Guatemala. Recuperado de http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/17/17_0556.pdf
- Murillo, L. (2019). *Métodos de prospección geofísica aplicados a la investigación geotécnica para estudio del recrecimiento de una represa de relaves en el distrito de Oyolo*. (Tesis de Pregrado). Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa - Perú. Recuperado de <http://repositorio.unsa.edu.pe/bitstream/handle/UNSA/2808/GFalmula.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Norma Técnica E. 050 (2018). *Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. Recuperado de https://www.academia.edu/39630390/REGLAMENTO_NACIONAL_DE_EDIFICACIONES_NORMA_T%C3%89CNICA_E_050_SUELOS_Y_CIMENTACIONES_2018
- Peck, Ralph & Otros (2004). *Ingeniería de Cimentaciones*. Editorial Limusa, S.A. de C.V. México, D.F. Recuperado de https://www.academia.edu/8050614/Ingenieria_de_cimentaciones_Peck_Hanson_Thornburn

Suárez (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, UIS. Recuperado de <http://desastres.usac.edu.gt/documentos/docgt/pdf/spa/doc0101/doc0101.pdf>

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de consistencia

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL
¿Los métodos geofísicos complementan al método convencional para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra?	Determinar si los métodos geofísicos complementan al método convencional para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.	Los métodos geofísicos complementan al método convencional para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.
ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS
¿Cuál es el método geofísico que permitirá obtener con mayor exactitud los parámetros del suelo para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra?	Determinar cuál es el método geofísico que permitirá obtener con mayor exactitud los parámetros del suelo para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.	El estudio de la capacidad portante por medio de los métodos geofísicos permitirá obtener con mayor exactitud los parámetros del suelo a diferencia de los métodos convencionales para el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.
¿Cuál es el valor del ángulo de fricción del suelo mediante los ensayos geofísicos que permitirá el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra?	Determinar el valor del ángulo de fricción del suelo mediante los ensayos geofísicos que permitirá el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.	El valor del ángulo de fricción del suelo obtenido mediante los ensayos geofísicos permitirá el cálculo de la capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra
¿Cuál será la mejor metodología geofísica y convencional desde el punto de vista económico para el cálculo de capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra?	Evaluar la mejor metodología geofísica y convencional desde el punto de vista económico para el cálculo de capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.	La metodología convencional desde el punto de vista económico será la mejor opción en comparación con la metodología geofísica para el cálculo de capacidad portante en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra
¿Cuál de las correlaciones empíricas permitirá comparar los resultados entre los métodos convencionales y geofísicos para el cálculo de capacidad portante y asentamiento en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra?	Comparar las correlaciones empíricas de los resultados entre los métodos convencionales y geofísicos que permitirá el cálculo de capacidad portante y asentamiento en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra	La comparación de los resultados entre los métodos convencionales y geofísicos mediante las correlaciones empíricas permitirá el cálculo de capacidad portante y asentamiento en la zona del proyecto ampliación de sistemas de agua potable y alcantarillado en Puente Piedra.

Fuente: Elaboración propia (2021)

Anexo 2: Panel fotográfico de calicatas para CP – 01



CALICATA CP – 01 / C1



Vista panorámica



Vista perfil estratigráfico



Vista panorámica



Vista perfil estratigráfico

CALICATA CP – 01 / C2

Anexo 3: Panel fotográfico de ensayos geofísicos MASW



Vista panorámica



Vista perfil estratigráfico



Vista panorámica



Vista perfil estratigráfico

ESTRUCTURA CP - 01

Anexo 4: Contenido de humedad para estructuras proyectadas



LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO POR EL ORGANISMO PERUANO DE ACREDITACIÓN INACAL - DA CON REGISTRO No LE-121

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2218-19 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass

INFORME DE ENSAYO: GS-F1-20-039 045

SOLICITUD N°:	20-039		
PROYECTO:	"AMPLIACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOS SECTORES 218, 268, 287, 288, 289, 281, 282 Y 283 - PIEDRAS GORDAS, EN LOS DISTRITOS DE PUENTE PIEDRA Y ANCOA DE LA PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA"		
DIRECCIÓN DEL PROYECTO:	Puente Piedra-Ancoá		
CLIENTE:	CES Sacamal Perú		
DIRECCIÓN DEL CUENTE:	Av. Máximo Aldaz 500, Jesús María		
SONDAGE:	P.E. N° II-GSPT-02	ZONA / SECTOR:	---
MUESTRA:	M-1	CANTERA / PROGRESIVA:	---
PROFUNDIDAD (m):	0.66-1.00	LUGAR DE MUESTREO:	---

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	20-039 045	TIPO:	SUELO	CONDICIÓN:	SPT	FECHA DE ENSAYO:	2020-06-20
------------------------	------------	--------------	-------	-------------------	-----	-------------------------	------------

DATOS DEL ENSAYO

Muestra	Ensayo N°1	Ensayo N°2
Masa tara	p 105,2	---
Masa tara + suelo húmedo	p 604,5	---
Masa tara + suelo seco	p 595,1	---
Masa tara + suelo seco constante 1	p 595,1	---
Masa tara + suelo seco constante 2	p 595,0	---
Humedad %:	4,3	---
Verificación de dispersión (Límite máximo 5%- Suelos)	0,0	
(Límite máximo 21%- Rocas)	OK	
Verificación del Paso Mínimo (Tabla N° 1- ASTM D-2218)	T.M. = 1 1/2	
Método Ensayo	A	
Resultado (%) *	5	

Si se midió A el resultado se aproxima al entero.
Si el método es B el resultado se reportará al 0,1%.

Nota:
T.M.: Tamaño máximo del suelo (para 100%)
La temperatura de ensayo es: 110°C ± 5°C
No se detectó ningún material (suelo) de la muestra de ensayo.
El peso cumple con la mínima requerida en la norma Tabla N° 1- ASTM D 2218-2018
La muestra de ensayo no presenta más de un tipo de suelo (petrificados)

Observaciones: _____

Fecha de Emisión: 2020.06.28

Fecha de Recepción: 2020.07.15

Lugar de Ensayo: Laboratorio de Suelos



* Los datos de verificación de la muestra son proporcionados por el cliente.
Los resultados corresponden sólo a los ensayos realizados sobre la muestra proporcionada por el cliente. El laboratorio Sotelo & Asociados no realiza modificaciones.
El laboratorio Sotelo & Asociados acepta la responsabilidad total o parcial de presente informe de ensayo, de la información exacta por nuestro laboratorio.
Los ensayos controlados del presente informe de ensayo se realizaron en el marco de la acreditación del INACAL - DA, en el laboratorio de los Servicios de Mecánica de Suelos y SUD.

Procedimiento: I-01
Código: A-1-034-1
Versión: 02
Fin del informe
página: 1 de 1

Fuente: TENATO 2020

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2216-19 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass

INFORME DE ENSAYO: GS-F1-20-039 046

SOLICITUD N° : 20-039
PROYECTO : "AMPLIACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOS SECTORES 219, 366, 367, 389, 390, 391, 392 Y 393 – PIEDRAS GORDAS, EN LOS DISTRITOS DE PUENTE PIEDRA Y ANCÓN DE LA PROVINCIA DE LIMA – DEPARTAMENTO DE LIMA"
UBICACIÓN DEL PROYECTO: Puente Piedra-Ancón
CLIENTE: CES Sucursal Perú
DIRECCIÓN DEL CLIENTE: Av Maximo Abril 580, Jesús María
SONDAJE : P.E. N°II-5/SPT-02* ZONA / SECTOR : —*
MUESTRA : M-2* CANTERA / PROGRESIVA: —*
PROFUNDIDAD (m) : 1.55-2.00* LUGAR DE MUESTREO: —*

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	20-039 046	TIPO :	SUELO	CONDICION:	SPT	FECHA DE ENSAYO:	2020-08-19
-----------------	------------	--------	-------	------------	-----	------------------	------------

DATOS DEL ENSAYO

Muestra	Ensayo N°1	Ensayo N°2
Masa tara	g 167,5	—
Masa tara + suelo húmedo	g 687,8	—
Masa tara + suelo seco	g 644,4	—
Masa tara + suelo seco constante 1	g 644,3	—
Masa tara + suelo seco constante 2	g 644,3	—
Humedad %	9,1	—
Verificación de dispersión (Limite máximo 5%- Suelos) (Limite máximo 21%- Rocas)	0,0 ok	
Verificación del Peso Mínimo (Tabla N° 1- ASTM D-2216)	T.M. = 3/4 Cumple	
Metodo Ensayo	A	
Resultado (%) *	9	

Si es método A el resultado se aproxima al entero.
Si el método es B el resultado se reportará al 0.1%

Nota:

T.M.: Tamaño máximo del suelo (pasa 100%)
La temperatura de secado es 110°C +/- 5°C
No se excluyó ningún material (suelo) de la muestra de ensayo
El peso cumple con lo mínimo requerido en la norma Tabla N° 1 ASTM D 2216:2019
La muestra de ensayo no presenta más de un tipo de suelo (estratificaciones)

Observaciones:

Fecha de Emisión : 2020-08-28
Fecha de Recepción : 2020-07-15
Lugar de Ensayo : Laboratorio de Suelos



* Los datos de identificación de la muestra son proporcionados por el cliente

Los resultados corresponden solo a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente. El laboratorio Sotelo & Asociados no realiza muestreos.

El laboratorio Sotelo & Asociados prohíbe la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo, sin la autorización escrita por nuestro laboratorio.

Los ensayos acreditados del presente informe de ensayo si estar en el marco de la actividad de INACAL - DA, se encuentran dentro del ámbito de reconocimiento mutuo de los miembros firmantes de IAAC + IAC.

Procedimiento: P-01

Código: A-1-GS-F-1

Versión: 03

Fin del Informe

página 1 de 1

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2216-19 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass

INFORME DE ENSAYO: GS-F1-20-039 047

SOLICITUD N° : 20-039
PROYECTO : "AMPLIACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOS SECTORES 219, 368, 367, 380, 398, 391, 392 Y 393 – PIEDRAS GORDAS, EN LOS DISTRITOS DE PUENTE PIEDRA Y ANCÓN DE LA PROVINCIA DE LIMA – DEPARTAMENTO DE LIMA"

UBICACIÓN DEL PROYECTO: Puente Piedra-Ancón
CUENTE: CES Sucursal Perú
DIRECCIÓN DEL CLIENTE: Av Maximo Abril 580, Jesús María
SONDAJE : P.E. N°B-5SPT-02*
MUESTRA : M-3*
PROFUNDIDAD (m) : 2.55-3.80*

ZONA / SECTOR : ---*
CANTERA / PROGRESMA: ---*
LUGAR DE MUESTREO: ---*

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	20-039 047	TIPO:	SUELO	CONDICION:	SPT	FECHA DE ENSAYO:	2020-08-10
-----------------	------------	-------	-------	------------	-----	------------------	------------

DATOS DEL ENSAYO

Muestra	Ensayo N°1	Ensayo N°2
Masa tara	g 194,9	---
Masa tara + suelo húmedo	g 946,0	---
Masa tara + suelo seco	g 909,8	---
Masa tara + suelo seco constante 1	g 909,8	---
Masa tara + suelo seco constante 2	g 909,7	---
Humedad %	5,1	---
Verificación de dispersión (Límite máximo 5%- Suelos) (Límite máximo 21%- Rocas)	0,0 ok	
Verificación del Peso Mínimo (Tabla N° 1- ASTM D-2216)	T.M. = 3/4 Cumple	
Método Ensayo	A	
Resultado (%) *	5	

Si es método A el resultado se aproxima al entero.
Si el método es B el resultado se reportará al 0.1%

Nota:

T.M: Tamaño máximo del suelo (pasa 100%)
La temperatura de secado es 110°C +/- 5°C
No se excluyó ningún material (suelo) de la muestra de ensayo
El peso cumple con lo mínimo requerido en la norma Tabla N° 1 ASTM D 2216:2019
La muestra de ensayo no presenta más de un tipo de suelo (estratificaciones)

Observaciones:

Fecha de Emisión : 2020-08-28
Fecha de Recepción : 2020-07-15
Lugar de Ensayo : Laboratorio de Suelos:



* Los costos de identificación de la muestra son proporcionados por el cliente.
Los resultados corresponden solo a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente. El laboratorio Sotelo & Asociados no recibe muestras.
El laboratorio Sotelo & Asociados prohíbe la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo, sin la autorización escrita por nuestro laboratorio.

Los ensayos acreditados del presente informe de ensayo al estar en el marco de la acreditación del INACAL - DA, se encuentran dentro del ámbito de reconocimiento mutuo de los miembros firmantes de IAC y IAC

Procedimiento: P-01

Código: A-1-03-F-1

Versión: 03

Fin del informe

página: 1 de 1



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2216-19 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass

INFORME DE ENSAYO: GS-F1-20-039 048

SOLICITUD N°: 20 039
 PROYECTO: *AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y AL CANTARELLADO DE LOS SECTORES 219, 388, 387, 389, 390, 391, 392 Y 393 - PIEDRAS GORDAS, EN LOS DISTRITOS DE PUENTE PIEDRA Y ANCON DE LA PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA*
 UBICACION DEL PROYECTO: Puente Piedra-Ancon
 CLIENTE: CES Sucursal Peru
 DIRECCION DEL CLIENTE: Av. Maximo Abril 593, Jesus Maria
 SONDAJE: P.E. Nº1-S/SP1-02* ZONA/SECTOR: ---
 MUESTRA: N-4* CANTERA/PROGRESIVA: ---
 PROFUNDIDAD (m): 3,55-4,00* LUGAR DE MUESTREO: ---

DATOS DE LA MUESTRA

ORDEN MUESTRA:	28.039 048	TIPO:	SUELO	CONDICION:	Nº1	FECHA DE ENSAYO:	2023-08-20
----------------	------------	-------	-------	------------	-----	------------------	------------

DATOS DEL ENSAYO

Muestra	Ensayo N°1	Ensayo N°2
Masa tara	170,4	---
Masa tara + suelo húmedo	897,9	---
Masa tara + suelo seco	895,5	---
Masa tara + suelo seco constante 1	895,5	---
Masa tara + suelo seco constante 2	895,3	---
Humedad %	2,7	---
Verificación de dispersión (Limite máximo 5%- Suelos) (Limite máximo 21%- Rocas)	0,0 ok	
Verificación del Peso Mínimo (Tabla N° 1- ASTM D-2216)	T.M. = N°4 Cumple	
Metodo Ensayo	A	
Resultado (%) *	3	

Si es método A el resultado se aproxima al entero.
 Si el método es B el resultado se reportará al 0.1%

Nota:

T.M.: Tamaño máximo del suelo (pasa 100%)
 La temperatura de secado es 110°C +/- 5°C
 No se excluyó ningún material (suelo) de la muestra de ensayo
 El peso cumple con lo mínimo requerido en la norma Tabla N° 1 ASTM D 2216:2019
 La muestra de ensayo no presenta más de un tipo de suelo (estratificaciones)

Observaciones:

Fecha de Emisión: 2020-08-28
 Fecha de Recepción: 2020-07-15
 Lugar de Ensayo: Laboratorio de Suelos



* Los datos de identificación de la muestra son proporcionados por el cliente.

Los resultados corresponden sólo a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente. El laboratorio Sotelo & Asociados no realiza muestreos.

El laboratorio Sotelo & Asociados prohíbe la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo, sin la autorización escrita por nuestro laboratorio.

Los ensayos acreditados del presente informe de ensayo al estar en el marco de la acreditación del INACAL - DA, se encuentran dentro del ámbito de reconocimiento mutuo de los miembros firmantes de IAAC e IAC

Procedimiento: P-01

Código: A-1-GS-F-1

Versión: 03

Fin del informe

página: 1 de 1

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2216-19 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass

INFORME DE ENSAYO: GS-F1-20-039 049

SOLICITUD N° : 20-039
PROYECTO : *AMPLIACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOS SECTORES 219, 306, 367, 388, 390, 391, 392 Y 393 - PIEDRAS GORDAS, EN LOS DISTRITOS DE PUENTE PIEDRA Y ANCÓN DE LA PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA*

UBICACIÓN DEL PROYECTO: Puente Piedra-Ancón
CLIENTE: CES Sucursal Perú

DIRECCIÓN DEL CLIENTE: Av. Máximo Abril 580, Jesús María

SONDAJE : P.E. N°11-5/SPT-02*
MUESTRA : M-5*
PROFUNDIDAD (m) : 4,30-4,69*

ZONA / SECTOR : --*
CANTERA / PROGRESIVA: --*
LUGAR DE MUESTREO: --*

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA: 20-039 049 TIPO: SUELO CONDICION: SPT FECHA DE ENSAYO: 2020-08-19

DATOS DEL ENSAYO

Muestra	Ensayo N°1	Ensayo N°2
Masa tara	g 204,4	—
Masa tara + suelo húmedo	g 838,3	—
Masa tara + suelo seco	g 823,0	—
Masa tara + suelo seco constante 1	g 823,0	—
Masa tara + suelo seco constante 2	g 822,9	—
Humedad %	2,5	---
Verificación de dispersión (Límite máximo 5%- Suelos) (Límite máximo 21%- Rocas)	0,0 ok	
Verificación del Peso Mínimo (Tabla N° 1- ASTM D-2216)	T.M. = N°4 Cumple	
Método Ensayo	A	
Resultado (%) *	2	

Si es método A el resultado se aproxima al entero.
Si el método es B el resultado se reportará al 0.1%

Nota:

T.M.: Tamaño máximo del suelo (pasa 100%)
La temperatura de secado es 110°C +/- 5°C
No se excluyó ningún material (suelo) de la muestra de ensayo
El peso cumple con lo mínimo requerido en la norma Tabla N° 1 ASTM D 2216 2019
La muestra de ensayo no presenta más de un tipo de suelo (estratificaciones)

Observaciones:

Fecha de Emisión : 2020-08-28
Fecha de Recepción : 2020-07-15
Lugar de Ensayo : Laboratorio de Suelos



* Los datos de identificación de la muestra son proporcionados por el cliente.

Los resultados corresponden sólo a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente. El laboratorio Sotelo & Asociados no realiza muestreos.

El laboratorio Sotelo & Asociados prohíbe la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo, sin la autorización escrita por nuestro laboratorio.

Los ensayos acreditados del presente informe de ensayo al estar en el marco de la acreditación del INACAL - DA, se encuentran dentro del ámbito de reconocimiento mutuo de los miembros firmantes de IAAC e IAC.

Procedimiento: P-01

Código: A-1-GS-F-1

Versión: 03

Fin del informe

página: 1 de 1

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D-2216-19 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass

INFORME DE ENSAYO: GS-F1-20-039 056

SOLICITUD N° : 20-039
PROYECTO : *AMPLIACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOS SECTORES 219, 366, 367, 389, 390, 391, 392 Y 393 - PIEDRAS GORDAS, EN LOS DISTRITOS DE PUENTE PIEDRA Y ANCÓN DE LA PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA*

UBICACIÓN DEL PROYECTO: Puente Piedra-Ancón
CLIENTE: CES Sucursal Perú
DIRECCIÓN DEL CLIENTE Av Maximo Abril 580, Jesús María
SONDAJE : CP-01/SPT-05* ZONA / SECTOR : --*
MUESTRA : M-1* CANTERA / PROGRESIVA: --*
PROFUNDIDAD (m) : 0.55-1.00* LUGAR DE MUESTREO: --*

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	20-039 056	TIPO :	SUELO	CONDICION:	SPT	FECHA DE ENSAYO:	2020-08-20
-----------------	------------	--------	-------	------------	-----	------------------	------------

DATOS DEL ENSAYO

Muestra	Ensayo N°1	Ensayo N°2
Masa tara	g 100,5	---
Masa tara + suelo húmedo	g 530,5	---
Masa tara + suelo seco	g 526,1	---
Masa tara + suelo seco constante 1	g 526,1	---
Masa tara + suelo seco constante 2	g 526,1	---
Humedad %	3,1	---
Verificación de dispersión (Límite máximo 5%- Suelos) (Límite máximo 21%- Rocas)	0,0 ok	
Verificación del Peso Mínimo (Tabla N° 1- ASTM D-2216)	T.M. = 3/8 Cumple	
Metodo Ensayo	A	
Resultado (%) *	3	

Si es método A el resultado se aproxima al entero.
Si el método es B el resultado se reportará al 0.1%

Nota:

T.M.: Tamaño máximo del suelo (pasa 100%)
La temperatura de secado es 110°C +/- 5°C
No se excluyó ningún material (suelo) de la muestra de ensayo
El peso cumple con lo mínimo requerido en la norma Tabla N° 1 ASTM D 2216:2019
La muestra de ensayo no presenta más de un tipo de suelo (estratificaciones)

Observaciones:

Fecha de Emisión : 2020-08-28
Fecha de Recepción : 2020-07-15
Lugar de Ensayo : Laboratorio de Suelos



* Los datos de identificación de la muestra son proporcionados por el cliente.

Los resultados corresponden sólo a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente. El laboratorio Sotelo & Asociados no realiza muestreos.

El laboratorio Sotelo & Asociados prohíbe la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo, sin la autorización escrita por nuestro laboratorio.

Los ensayos acreditados del presente Informe de ensayo al estar en el marco de la acreditación del INACAL - DA, se encuentran dentro del ámbito de reconocimiento mutuo de los miembros firmantes de IAAC e ILAC

Procedimiento: P-01

Código: A-1-GS-F-1

Versión: 03

Fin del informe

página: 1 de 1

Anexo 5: Clasificación de suelos SUCS



LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO POR EL ORGANISMO PERUANO DE ACREDITACIÓN INACAL - DA CON REGISTRO No LE-121



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)
ASTM D-2487-17 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

INFORME DE ENSAYO: GS-F6-20-039 039

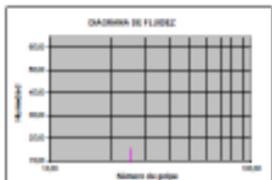
SOLICITUD N°: 20-032
 PROYECTO: AMPLIACION DE LINEA BENTONITA EN PUNTA PIERNA Y ALICATADO LADO DE LOS DUCTOS DE 370, 380, 387, 390, 391, 393 Y 396 - PUNTA PIERNA, EN EL DISTRITO DE PUNTA PIERNA Y ADELANTE LA PROYECTOS DE LINEA - UNIFICACION DE LINEA
 Ubicación del Proyecto: Punta Pierna
 Cliente: OCA Seguridad Perú
 Dirección de Cliente: Av. Mariano Abril 506, Jesús María
 BUREAU: P.A. HEBALP
 MUESTRA: M-1
 PROFUNDIDAD: 1.80 X 0.30
 FORMA / MUESTRO: ---
 CAMPLER / PROYECTOS: ---
 LUGAR DE MUESTRO: *

ENTIDAD DE LA MUESTRA: SUELO
 CODIGO MUESTRA: 20-032-032 TIPO DE MUESTRA: SUELO CONDICION DE MUESTRA: ALTERADA FECHA DE ENSAYO: 2020-08-28

DATOS DEL ENSAYO

Granulometría por Tamizado: NTP 326.128-14

Malla	Abertura (mm)	% que pasa
3"	75	100.0
2"	50	100.0
1 1/2"	37.5	100.0
1"	25.0	100.0
3/4"	19.0	100.0
3/8"	9.50	97.4
Nº 4	4.75	91.0
Nº 10	2.00	87.0
Nº 20	0.85	82.0
Nº 40	0.425	79.0
Nº 60	0.250	67.1
Nº 100	0.150	32.9
Nº 200	0.075	19.0



Limites de Consistencia: ASTM D 4318-17

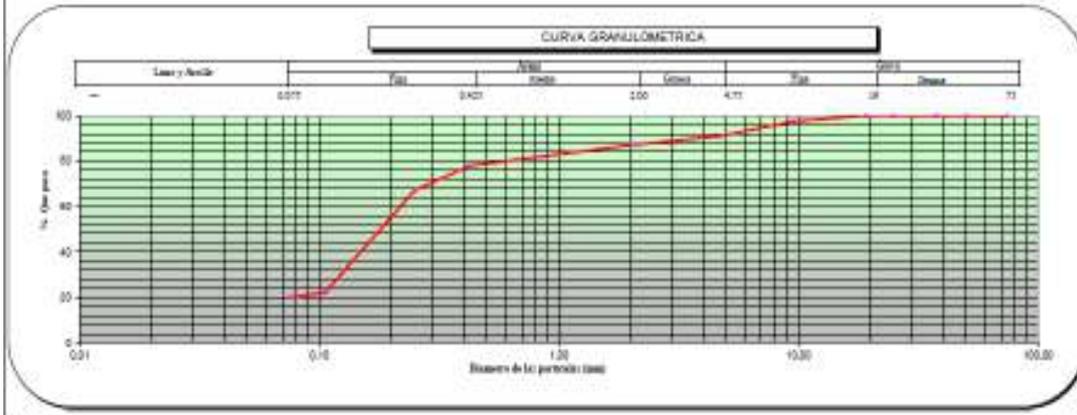
Límite Líquido (LL)	(%)	-
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	-

Distribución Granulométrica

% Grava	Grava Gruesa	0.0	9.0
	Grava Fina	9.0	
% Arena	Arena Gruesa	4.0	71.1
	Arena Medía	9.1	
	Arena fina	58.1	
% Finos			69.9

Clasificación: ASTM - D2487-17

Clasificación (S.U.C.S.)	SM
Descripción:	Arena limosa



Observaciones:

Fecha de Emisión: 2020-08-28
 Fecha de Recepción: 2020-07-19
 Lugar de Ensayo: Laboratorio de Suelos



** Las datos de identificación de la muestra son proporcionados por el cliente.
 Los resultados corresponden solo a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente. El laboratorio Sotelo & Asociados no realiza ensayos de campo.
 El laboratorio Sotelo & Asociados presta el servicio de transporte de muestras de ensayo, sin la autorización escrita por nuestro laboratorio.
 Los ensayos adicionales del presente informe de ensayo se realizaron en el marco de la acreditación de INACAL - DA, se encuentran dentro del ámbito de reconocimiento mutuo de los resultados firmados de INACAL - DA.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

ASTM D-2487-17 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

INFORME DE ENSAYO: GS-PG-20039-000

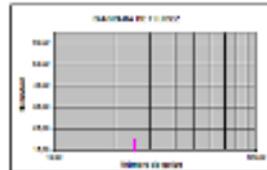
Nº IDENTIFICACION: 24 009
PROYECTO: AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOS SECTORES 213, 240, 267, 285, 290, 321, 382 Y 393 - PIEDRAS NEGRAS, MUNICIPIO DE PIURA Y AMOY DE LA PROVINCIA DE UMAC - DEPARTAMENTO DE UMAC
Ubicación del Proyecto: Piura - Piura (Perú)
Cliente: CDR Regional Piura
Dirección del Cliente: Av. Mariscal Abril 503, Jesús María
SONDAJE: P.F. Nº 18 N.º 21
MUESTRA: M-11
PROFUNDIDAD: 2.20 a 2.80
ZONA / SECTOR: ---
CANTERA / PROGRESIVA: ---
LUGAR DE MUESTREO: ---

DATOS DE LA MUESTRA					
CODIGO MUESTRA:	20-038-000	TIPO DE MUESTRA:	SUELO	CONDICION DE MUESTRA:	ALTERADA
				ALTEZA:	
				FECHA DE ENSAYO:	2020-08-18

DATOS DE LA MUESTRA					
CODIGO MUESTRA:	20-038-000	TIPO DE MUESTRA:	SUELO	CONDICION DE MUESTRA:	ALTERADA
				ALTEZA:	
				FECHA DE ENSAYO:	2020-08-18

DATOS DEL ENSAYO

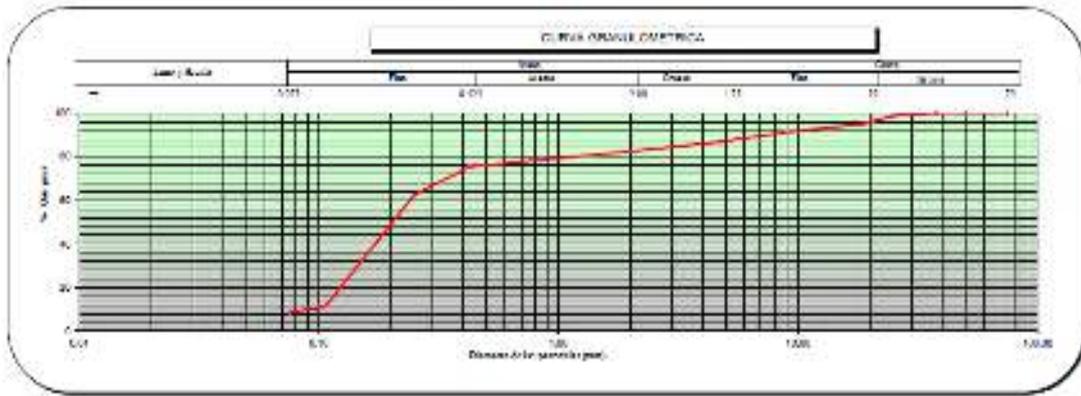
Distribución para Tamizado N.º 20 - 75 µm		
Tamaño	Abertura (µm)	% que pasa
3"	75	100.0
2"	50	100.0
1 1/2"	37.5	100.0
1"	25.0	98.5
3/4"	18.75	95.2
3/8"	9.375	91.0
N.º 4	4.75	85.0
N.º 10	2.00	82.5
N.º 20	0.85	70.6
N.º 40	0.425	70.3
N.º 60	0.250	62.4
N.º 100	0.150	11.0
N.º 200	0.075	8.7



Límites de Consistencia ASTM D-4310-17		
Límite Líquido (LL)	(%)	Nº
Límite Plástico (LP)	(%)	-
Índice Plástico (IP)	(%)	-

Distribución Granulométrica			
% Grava	Grava Gruesa	4.0	10.0
	Grava Fina	8.3	20.0
% Arena	Arena Gruesa	4.4	10.0
	Arena Media	7.1	17.0
	Arena Fina	65.7	160.0
% Arcilla		8.7	

Clasificación ASTM D-2487-17	
Clasificación (SUCS)	SP - SM
Descripción:	Arenas predominantemente gravilimosas limas



Observaciones:

Fecha de Emisión: 2020-08-28
Preparado por: M. Hernández
Revisado por: J. Calvo y M. Hernández



*) Se adjunta distribución de la muestra con: instrucciones por el cliente.
Los resultados corresponden solo a la muestra representada por el ítem. Si se requiere mayor información por favor contactar al laboratorio.
LABORATORIO SOTELO & ASOCIADOS S. R. L. inscrita en el Registro de Comercio de Piura, en la inscripción N.º 18700. En la inscripción N.º 18700. En la inscripción N.º 18700.
Los ensayos realizados, del presente informe, han sido realizados en el laboratorio de acreditación INACAL - DA, con un número de registro de acreditación N.º 121 y 140.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

ASTM D-2487-17 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

INFORME DE ENSAYO: GS-F6-20-039 070

SOLICITUD N°: 20-039
PROYECTO: AMPLIACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOS SECTORES 219, 306, 367, 309, 336, 391, 392 Y 393 - PIEDRAS GORDAS, EN LOS DISTRITOS DE PUENTE PIEDRA Y ANCOÓN DE LA PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA
Ubicación del Proyecto: Puente Piedra-Ancoón
Ciudad: CDS Susacana Perú
Dirección del Cliente: Av. Máximo Abril 988, Jesús María

SONDAJE: CP-011C-01
MUESTRA: M-1*
PROFUNDIDAD: 6.80-6.50*

ZONA / SECTOR: ---
CANTERA / PROGRESIVA: ---
LUSAR DE MUESTREO: ---

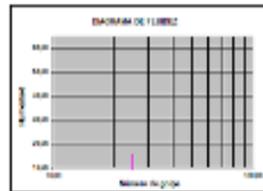
DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	20-039 070	TIPO DE MUESTRA:	SUELO	CONDICION DE MUESTRA:	ALTERADA	FECHA DE ENSAYO:	2020-08-19
------------------------	------------	-------------------------	-------	------------------------------	----------	-------------------------	------------

DATOS DEL ENSAYO

Granulometría por Tamizado NIP 338 128 14

Malla		% que pasa
Tamiz	Abertura (mm)	
3"	75	100.0
2"	50	100.0
1 1/2"	37.5	100.0
1"	25.0	97.9
3/4"	18.8	95.0
3/8"	9.5	87.0
Nº 4	4.75	71.8
Nº 10	2.00	61.1
Nº 20	0.85	53.8
Nº 40	0.425	50.2
Nº 60	0.250	39.0
Nº 100	0.150	3.9
Nº 200	0.075	2.2



Límites de Consistencia ASTM D 4318 17

Límite Líquido (LL)	(%)	-
Límite Plástico (PL)	(%)	NP
Índice de Plasticidad (IP)	(%)	-

Distribución Granométrica

% Arena	Grava Gruesa	Grava Fina	% Fines
4.0	21.1	17.3	95.9
11.3	11.3	79.8	
48.0		2.2	

Clasificación ASTM D 2487 17

Clasificación (S.U.C.S.)	SP
Descripción:	Arena pobremente graduada con grava



Observaciones:

Fecha de Emisión: 2020-09-02
Período de Validación: 2020 E.V. 02
Lugar de Emisión: Laboratorio de Mecánica de Suelos



* Los datos de identificación de la muestra son proporcionados por el cliente.
 Los resultados se reportarán solo a las muestras recibidas, salvo las excepciones proporcionadas por el cliente. Elaboración: T. Tenato, Asistente. No hubo re-ensayos.
 El Laboratorio de Suelos de Ingeniería y Asesoría SUELOS y GEOTECNIA S.A. no es responsable de la exactitud de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados por terceros.
 Los ensayos autorizados de presente informe de ensayo se realizaron en el marco de la acreditación de INACAL - DA, de acuerdo con el artículo 17 de la Ley N° 27107 y el artículo 17 de la Ley N° 27108.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

ASTM D-2487-17 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

INFORME DE ENSAYO: GS-FG-20-046 018

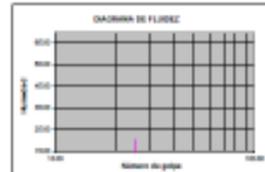
SOLICITUD N°: 20-046
PROYECTO: AMPLIACION DE LINEA FERROVIARIA ANCOA-PUNTA Y ALICANTAS/ALICANTO DE LINEA FERROVIARIA TETA, 200, 200, 200, 201, 200 Y 200 - PUNTA
Ubicación del Proyecto: PUNTA PIEDRA - ANCOA
Cliente: CES SUCURSAL PERU
Dirección del Cliente: _____
ZONA / SECTOR: _____
CANTON / PROVINCIA: _____
LUGAR DE MUESTREO: _____

DATOS DE LA MUESTRA			
CODIGO MUESTRA: 20-046 018	TIPO DE MUESTRA: SUELO	CONDICION DE MUESTRA: ALTERADA	FECHA DE ENSAYO: 2020-08-12
DATOS DE LA MUESTRA			
CODIGO MUESTRA: 20-046 018	TIPO DE MUESTRA: SUELO	CONDICION DE MUESTRA: ALTERADA	FECHA DE ENSAYO: 2020-08-12

DATOS DEL ENSAYO

Granulometría por Tamizado: NTP 326-128-14

Malla		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
3"	75	100.0
2"	50	99.9
1 1/2"	37.5	94.5
1"	25.0	89.8
3/4"	19.0	82.7
3/8"	9.50	80.2
Nº 4	4.75	54.0
Nº 10	2.00	45.4
Nº 20	0.85	35.7
Nº 40	0.425	30.7
Nº 60	0.250	23.1
Nº 100	0.150	9.5
Nº 200	0.075	6.1



Límites de Consistencia: ASTM D 4318-17

Límite Líquido (LL)	(%)	-
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	-

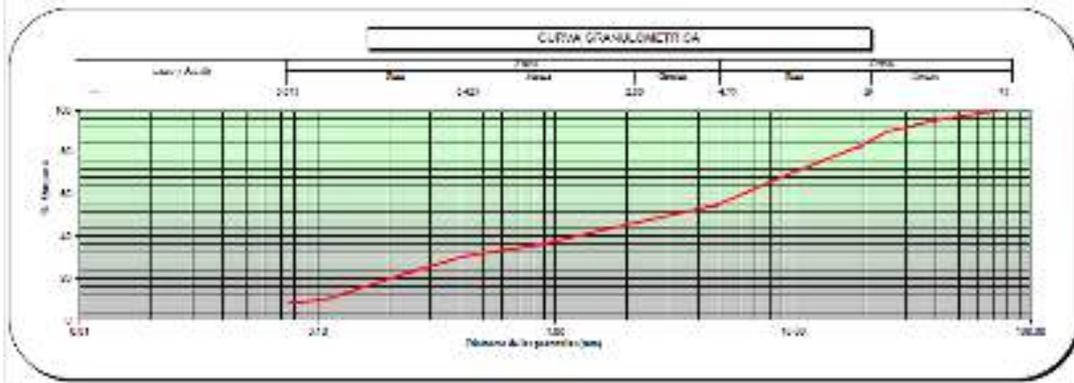
Distribución Granulométrica

% Grava	Grava Gruesa	17.3	45.4
	Grava Fina	28.1	
% Arena	Arena Gruesa	9.2	45.9
	Arena Media	14.7	
	Arena Fina	22.6	
% Finos			6.1

Clasificación: ASTM - D2487-17

Clasificación (S.U.C.S.)	SP - SM
--------------------------	---------

Descripción: Arena pobremente graduada con limo y grava



Observaciones: _____
Fecha de Emisión: 2020-08-18
Fecha de Modificación: 2020-08-18
Lugar de Emisión: Laboratorio de Ensayos



Anexo 6: Ensayo de Corte Directo



LABORATORIO SOTELO & ASOCIADOS

Presidencia P.R.
Código: 007-0
VIAJES 1

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CORTE DIRECTO DE SUELOS

ASTM D-3080-11 Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

EXECTIVO: PNA 19-08

PROYECTO: REEMPLAZO DE LOS DENTALES DE SUELO POTABLE Y AGUAS CALIENTES DE LOS DISTRITOS 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000.

CLIENTE: P.R. SOTELO & ASOCIADOS

CONTROL / PROCEDIMIENTO: ---

LISTAS DE REGISTRO: ---

FECHA DE LA MUESTRA

DATOS DEL GRUPO

MUESTRA: SUELO DE SUELO

ESTADO: CONSOLIDADO

EDIC: 27-08

LABORATORIO: SOTELO & ASOCIADOS

DATOS DEL ESPECIMEN	ESPECIMEN 1		ESPECIMEN 2		ESPECIMEN 3	
	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final
Esfuerzo Normal (kPa)	57.00		110.00		270.00	
Drift	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Adiada (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Humectación (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fricción (%)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Densidad (g/cm ³)	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70

ESPECIMEN 1			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
Esfuerzo Tangencial (kPa)	Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)	Esfuerzo Tangencial (kPa)	Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)	Esfuerzo Tangencial (kPa)	Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)
0.00	57.00	0.00	0.00	110.00	0.00	0.00	270.00	0.00
0.20	57.00	0.20	0.20	110.00	0.20	0.20	270.00	0.20
0.39	57.00	0.39	0.39	110.00	0.39	0.39	270.00	0.39
0.59	57.00	0.59	0.59	110.00	0.59	0.59	270.00	0.59
0.79	57.00	0.79	0.79	110.00	0.79	0.79	270.00	0.79
0.99	57.00	0.99	0.99	110.00	0.99	0.99	270.00	0.99
1.19	57.00	1.19	1.19	110.00	1.19	1.19	270.00	1.19
1.39	57.00	1.39	1.39	110.00	1.39	1.39	270.00	1.39
1.59	57.00	1.59	1.59	110.00	1.59	1.59	270.00	1.59
1.79	57.00	1.79	1.79	110.00	1.79	1.79	270.00	1.79
1.99	57.00	1.99	1.99	110.00	1.99	1.99	270.00	1.99
2.19	57.00	2.19	2.19	110.00	2.19	2.19	270.00	2.19
2.39	57.00	2.39	2.39	110.00	2.39	2.39	270.00	2.39
2.59	57.00	2.59	2.59	110.00	2.59	2.59	270.00	2.59
2.79	57.00	2.79	2.79	110.00	2.79	2.79	270.00	2.79
2.99	57.00	2.99	2.99	110.00	2.99	2.99	270.00	2.99
3.19	57.00	3.19	3.19	110.00	3.19	3.19	270.00	3.19
3.39	57.00	3.39	3.39	110.00	3.39	3.39	270.00	3.39
3.59	57.00	3.59	3.59	110.00	3.59	3.59	270.00	3.59
3.79	57.00	3.79	3.79	110.00	3.79	3.79	270.00	3.79
3.99	57.00	3.99	3.99	110.00	3.99	3.99	270.00	3.99
4.19	57.00	4.19	4.19	110.00	4.19	4.19	270.00	4.19
4.39	57.00	4.39	4.39	110.00	4.39	4.39	270.00	4.39
4.59	57.00	4.59	4.59	110.00	4.59	4.59	270.00	4.59
4.79	57.00	4.79	4.79	110.00	4.79	4.79	270.00	4.79
4.99	57.00	4.99	4.99	110.00	4.99	4.99	270.00	4.99
5.19	57.00	5.19	5.19	110.00	5.19	5.19	270.00	5.19
5.39	57.00	5.39	5.39	110.00	5.39	5.39	270.00	5.39
5.59	57.00	5.59	5.59	110.00	5.59	5.59	270.00	5.59
5.79	57.00	5.79	5.79	110.00	5.79	5.79	270.00	5.79
5.99	57.00	5.99	5.99	110.00	5.99	5.99	270.00	5.99
6.19	57.00	6.19	6.19	110.00	6.19	6.19	270.00	6.19
6.39	57.00	6.39	6.39	110.00	6.39	6.39	270.00	6.39
6.59	57.00	6.59	6.59	110.00	6.59	6.59	270.00	6.59
6.79	57.00	6.79	6.79	110.00	6.79	6.79	270.00	6.79
6.99	57.00	6.99	6.99	110.00	6.99	6.99	270.00	6.99
7.19	57.00	7.19	7.19	110.00	7.19	7.19	270.00	7.19
7.39	57.00	7.39	7.39	110.00	7.39	7.39	270.00	7.39
7.59	57.00	7.59	7.59	110.00	7.59	7.59	270.00	7.59
7.79	57.00	7.79	7.79	110.00	7.79	7.79	270.00	7.79
7.99	57.00	7.99	7.99	110.00	7.99	7.99	270.00	7.99
8.19	57.00	8.19	8.19	110.00	8.19	8.19	270.00	8.19
8.39	57.00	8.39	8.39	110.00	8.39	8.39	270.00	8.39
8.59	57.00	8.59	8.59	110.00	8.59	8.59	270.00	8.59
8.79	57.00	8.79	8.79	110.00	8.79	8.79	270.00	8.79
8.99	57.00	8.99	8.99	110.00	8.99	8.99	270.00	8.99
9.19	57.00	9.19	9.19	110.00	9.19	9.19	270.00	9.19
9.39	57.00	9.39	9.39	110.00	9.39	9.39	270.00	9.39
9.59	57.00	9.59	9.59	110.00	9.59	9.59	270.00	9.59
9.79	57.00	9.79	9.79	110.00	9.79	9.79	270.00	9.79
9.99	57.00	9.99	9.99	110.00	9.99	9.99	270.00	9.99
10.19	57.00	10.19	10.19	110.00	10.19	10.19	270.00	10.19
10.39	57.00	10.39	10.39	110.00	10.39	10.39	270.00	10.39
10.59	57.00	10.59	10.59	110.00	10.59	10.59	270.00	10.59
10.79	57.00	10.79	10.79	110.00	10.79	10.79	270.00	10.79
10.99	57.00	10.99	10.99	110.00	10.99	10.99	270.00	10.99
11.19	57.00	11.19	11.19	110.00	11.19	11.19	270.00	11.19
11.39	57.00	11.39	11.39	110.00	11.39	11.39	270.00	11.39
11.59	57.00	11.59	11.59	110.00	11.59	11.59	270.00	11.59
11.79	57.00	11.79	11.79	110.00	11.79	11.79	270.00	11.79
11.99	57.00	11.99	11.99	110.00	11.99	11.99	270.00	11.99
12.19	57.00	12.19	12.19	110.00	12.19	12.19	270.00	12.19
12.39	57.00	12.39	12.39	110.00	12.39	12.39	270.00	12.39
12.59	57.00	12.59	12.59	110.00	12.59	12.59	270.00	12.59
12.79	57.00	12.79	12.79	110.00	12.79	12.79	270.00	12.79
12.99	57.00	12.99	12.99	110.00	12.99	12.99	270.00	12.99
13.19	57.00	13.19	13.19	110.00	13.19	13.19	270.00	13.19
13.39	57.00	13.39	13.39	110.00	13.39	13.39	270.00	13.39
13.59	57.00	13.59	13.59	110.00	13.59	13.59	270.00	13.59

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CORTE DIRECTO DE SUELOS

ASTM D-3080-11 Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

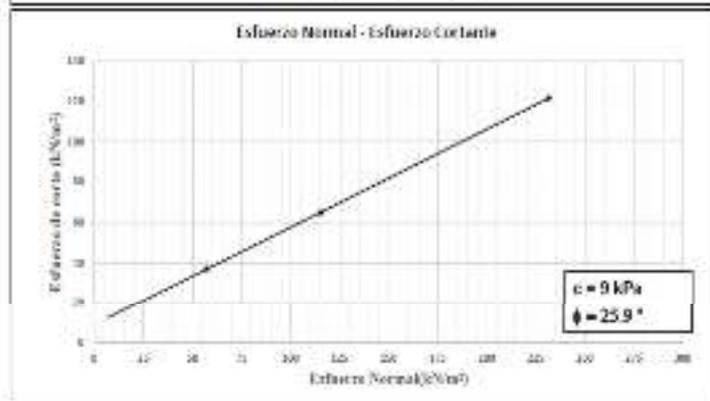
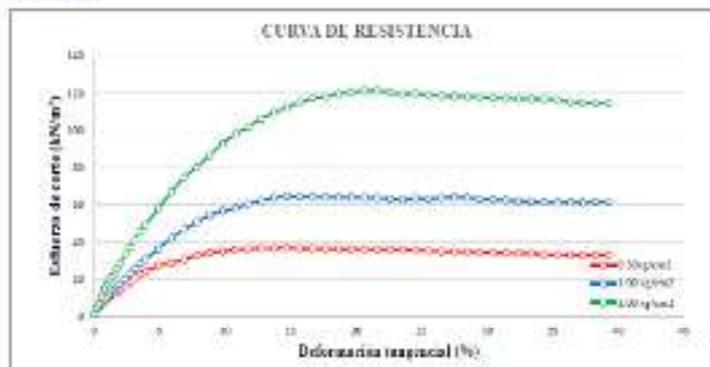
INDICACION: HBR-29-010
 PROYECTO: "AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOS SECTORES 219, 306, 367, 369, 330, 351, 353, Y 353 - PIEDRAS VERDES, EN LOS DISTRITOS DE PUEMBO PIEDRA Y ANCON DE LA PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA"
 UBICACION: PUENTE PIEDRA - ANCON
 ISMERIC: CES SURCURSAL PERU
 DIRECCION DEL CUENCA: Av. Matucana 481180, Av. San Mateo
 SONDAJE: P.E. N°14-SJC-2
 MUESTRA: M-01
 PROFUNDIDAD (m): 2.25-3.50
 ZONA / SECTOR: --
 CATEGORIA / PROYECTO: --
 LUGAR DE MUESTREO: --

CONDICIONES DE LA MUESTRA

CORNO BALANZA	DIAMETRO	GRUPO	TIPO	CONDICION	ALTURA	INDICADOR	CONDICION

INDICADORES

METRO: M-1 < M-2
 SEX: S-1 < S-2
 ESTADO: ESTABLECER



F. de Emisión: 2020-07-13
 F. de Revisión: 2020-09-04
 Lugar de Emisión: Laboratorio de Tesis

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CORTE DIRECTO DE SUELOS

ASTM D-2850-11 Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

SOLICITUD N°: HSA-2019-026
 PROYECTO: AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOS SECTORES 215, 306, 367, 398, 399, 391, 392, Y 393 - PIEDRAS GORDAS, EN LOS DISTRITOS DE PUENTE PIEDRA Y ANCON DE LA PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA
 UBICACION: PUENTE PIEDRA - ANCON
 CUENTE: CEB SUBURBANA PERU
 DIRECCION DEL CUENTE: Av. Maximo Arias 888, Jesús María
 NOMENCLAJA: CP-01C-1
 MUESTRA: W-01
 PROFUNDIDAD (m): 6.09 a 8.30
 ZONA / BANCION: ---
 CANTERA / PROGRESIVA: ---
 LUGAR DE MUESTREO: ---

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA	TIPO	SECCION	ALTEZURA	FECHA DE ENVIADO
2019-01-019				2019-09-24

REVISION

MUESTRA: W-01 - M¹A
 SOC: SP
 ESTADO: REVISOR: DR-0011

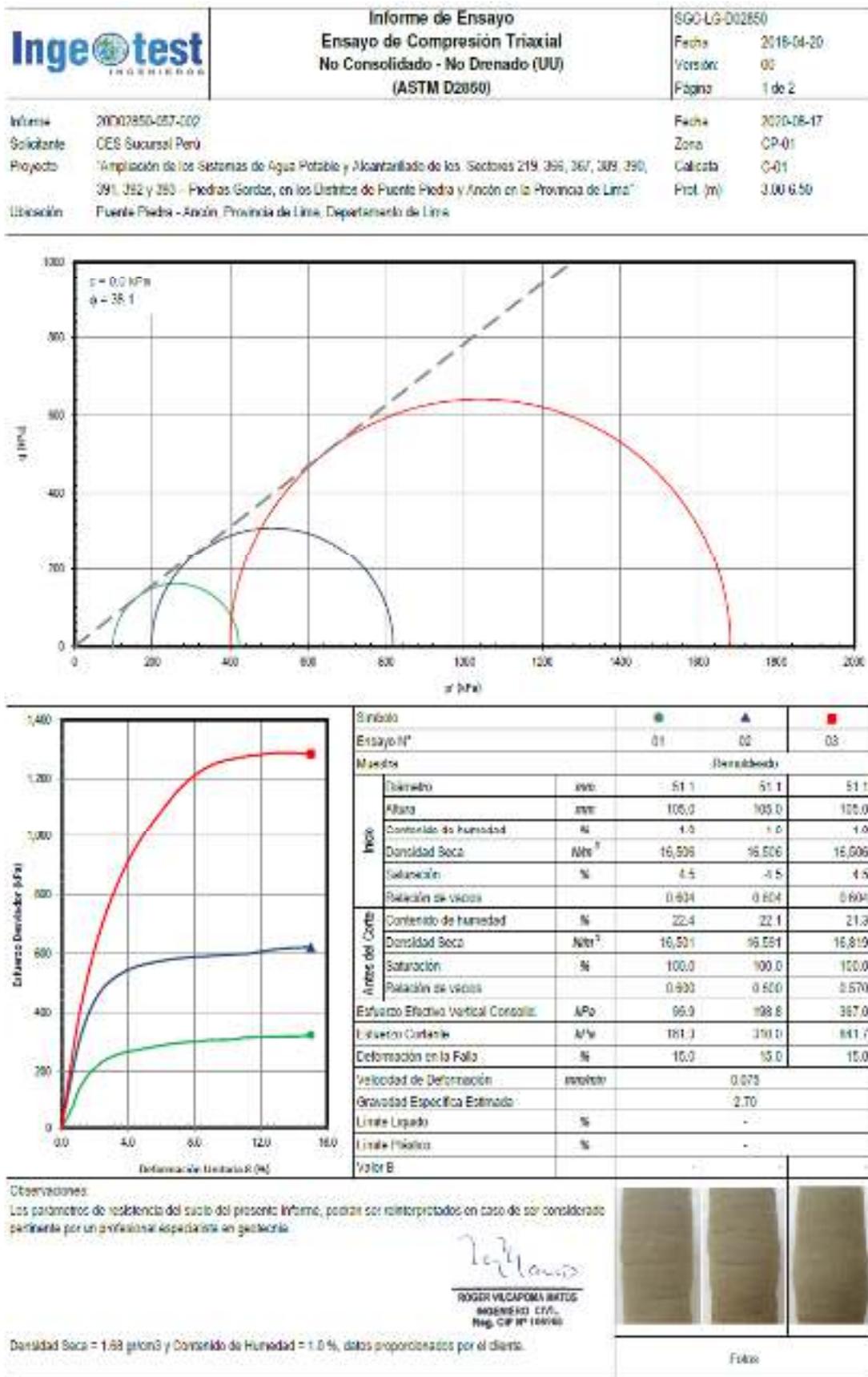


F. de Inspección: 2019-07-13
 F. de Emisión: 2019-09-04
 Lugar de Origen: Laboratorio de Suelos



Fuente: TENATO 2020

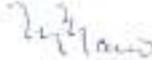
Anexo 7: Ensayo triaxial



Fuente: TENATO 2020

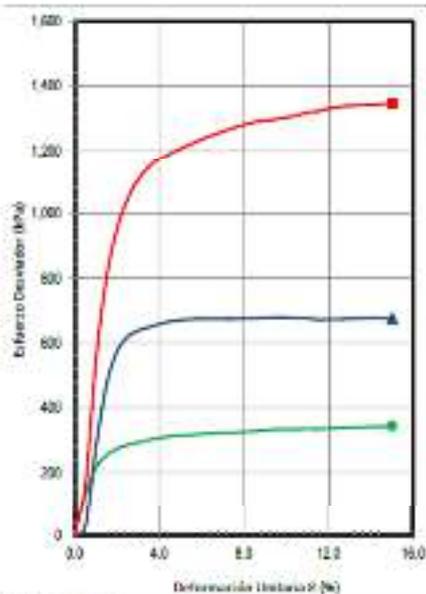
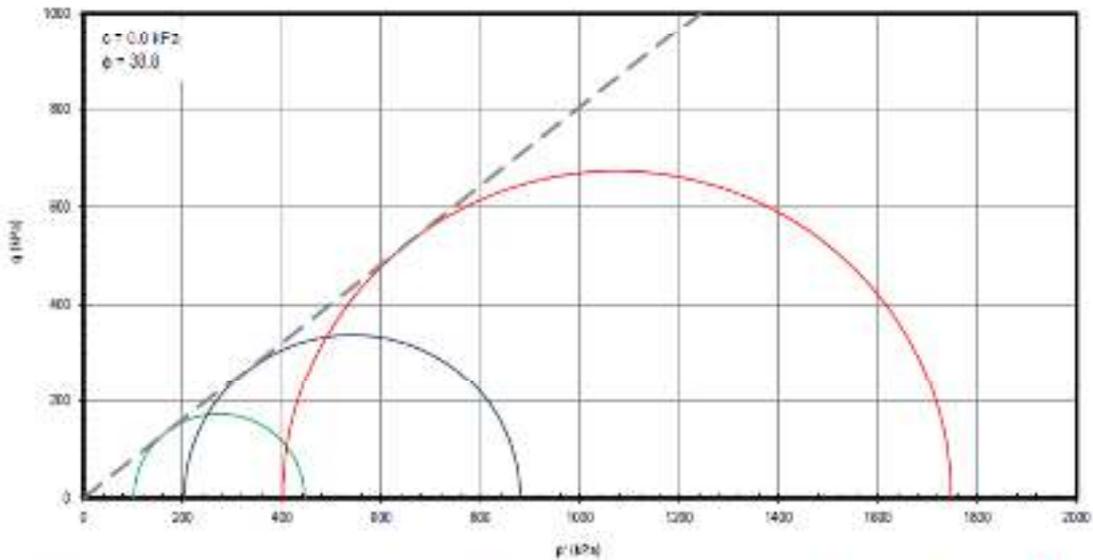
	Informe de Ensayo Ensayo de Compresión Triaxial No Consolidado - No Drenado (UU) (ASTM D2850)	SGC-LG-002850 Fecha: 2018-04-20 Versión: 00 Página: 7 de 7
	Informe: 20002850-057-002 Solicitante: CCS Sucursal Perú Proyecto: "Ampliación de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de los Sectores 219, 366, 367, 389, 390, 391, 392 y 393 - Piedras Gordas, en los Distritos de Fuente Piedra y Ancón en la Provincia de Lima" Ubicación: Fuente Piedra - Ancón, Provincia de Lima, Departamento de Lima	Fecha: 2020-03-17 Zona: CP-01 Celdula: C-01 Profundidad: 3.00-6.50

ESPECIMEN N° 01		ESPECIMEN N° 02		ESPECIMEN N° 03	
100 kPa		200 kPa		400 kPa	
Deformación	Esfuerzo Desviador	Deformación	Esfuerzo Desviador	Deformación	Esfuerzo Desviador
%	kPa	%	kPa	%	kPa
0.0	-0.1	0.0	-0.9	0.0	-2.3
0.5	52.1	0.5	151.6	0.5	194.7
1.0	131.5	1.0	285.4	1.0	411.0
1.5	180.5	1.5	376.4	1.5	507.5
2.0	211.3	2.0	435.8	2.0	681.0
2.5	234.3	2.5	461.0	2.5	784.3
3.0	249.0	3.0	506.2	3.0	870.8
3.5	259.7	3.5	526.1	3.5	945.4
4.0	267.2	4.0	543.2	4.0	1011.4
4.5	272.1	4.5	554.3	4.5	1068.0
5.0	277.7	5.0	562.7	5.0	1119.1
5.5	282.6	5.5	568.5	5.5	1167.5
6.0	288.1	6.0	574.2	6.0	1204.5
6.5	292.4	6.5	577.9	6.5	1248.8
7.0	296.0	7.0	582.3	7.0	1287.8
7.5	298.9	7.5	584.7	7.5	1318.6
8.0	301.3	8.0	587.1	8.0	1354.7
8.5	303.6	8.5	588.9	8.5	1386.7
9.0	305.9	9.0	591.2	9.0	1382.7
9.5	305.6	9.5	593.0	9.5	1395.3
10.0	307.3	10.0	594.0	10.0	1403.1
10.5	310.2	10.5	595.0	10.5	1409.6
11.0	313.8	11.0	597.5	11.0	1415.4
11.5	314.9	11.5	600.5	11.5	1420.9
12.0	317.2	12.0	605.6	12.0	1423.6
12.5	318.2	12.5	610.0	12.5	1428.0
13.0	319.5	13.0	613.8	13.0	1430.5
13.5	319.8	13.5	616.8	13.5	1430.2
14.0	319.3	14.0	617.9	14.0	1430.0
14.5	319.7	14.5	618.9	14.5	1427.6
15.0	322.6	15.0	620.0	15.0	1425.9


ROGER WILCAPOMA MATOS
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 180316

Fuente: TENATO 2020

Informe:	20D02850-057-003	Fecha:	2020-08-17
Solicitante:	CES Sucursal Perú	Zona:	N°1-5
Proyecto:	"Ampliación de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de los Sectores 219, 366, 367, 369, 350, 391, 392 y 393 - Piedras Gordas, en los Distritos de Fuente Piedra y Ancón en la Provincia de Lima"	Calicata:	C-02
Ubicación:	Puerto Piedra - Ancón, Provincia de Lima, Departamento de Lima	Prof. (m):	2.20-3.00

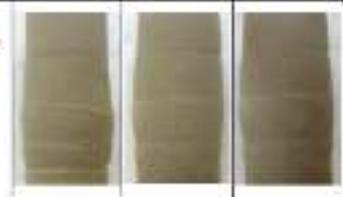


Símbolo		●	▲	■	
Ensayo N°		D1	D2	D3	
Muestra		Remoldeada			
Índice	Diametro	mm	51.1	51.1	51.1
	Alfara	mm	105.0	105.0	105.0
	Contenido de humedad	%	2.0	2.0	2.0
	Densidad Saca	N/m ³	18,245	18,245	18,245
	Saturación	%	8.7	8.7	8.7
Áreas del Cono	Relación de vacíos		0.620	0.620	0.620
	Contenido de humedad	%	22.8	22.9	22.7
	Densidad Saca	N/m ³	16,402	16,375	16,424
	Saturación	%	100.0	100.0	100.0
Esfuerzo	Relación de vacíos		0.610	0.620	0.610
	Esfuerzo Efectivo Vertical Consolid.	kPa	98.7	138.9	359.3
	Esfuerzo Contante	kPa	171.8	338.0	673.3
Deformación on la Falla	%	15.0	15.0	15.0	
Velocidad de Deformación	mm/min	0.075			
Fractura Específica (mm/m)		2.70			
Límite Líquido	%	-			
Límite Plástico	%	-			
Valor S		-			

Observaciones:
 Los parámetros de resistencia del suelo del presente informe, podrán ser reinterpretados en caso de ser considerado pertinente por un profesional especialista en geotecnia.

R. Vilcapoma
ROGER VILCAPOMA MADIG
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CP N° 20664

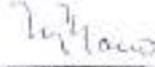
Densidad Saca = 1.67 g/cm³ y Contenido de Humedad = 2.0 %, datos proporcionados por el cliente



Fotos

	Informe de Ensayo		SGC-LG-DIG2850	
	Ensayo de Compresión Triaxial		Fecha	2018-04-20
	No Consolidado - No Drenado (UU)		Versión	00
	(ASTM D2650)		Página	2 de 2
Ítem	20002850-057-003	Fecha	2020-08-17	
Solicitante	CEIS Sicastral Peru	Zona	N°1-5	
Proyecto	"Ampliación de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de los Sectores 293, 266, 267, 288, 290, 291, 292 y 293 - Piedras Gordas, en los Distritos de Puente Piedra y Ancón en la Provincia de Lima"	Celosa	C-02	
Ubicación	Puente Piedra - Ancón, Provincia de Lima, Departamento de Lima	Profundidad	2.20-3.00	

ESPECIMEN N° 01		ESPECIMEN N° 02		ESPECIMEN N° 03	
100 kPa		200 kPa		400 kPa	
Deformación	Esfuerzo Desviador	Deformación	Esfuerzo Desviador	Deformación	Esfuerzo Desviador
%	kN/m²	%	kN/m²	%	kN/m²
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	129.5	0.5	22.3	0.5	156.5
1.0	215.0	1.0	275.4	1.0	548.6
1.5	253.5	1.5	488.0	1.5	608.4
2.0	273.3	2.0	573.5	2.0	960.3
2.5	284.4	2.5	616.3	2.5	1054.5
3.0	292.8	3.0	627.8	3.0	1115.2
3.5	300.6	3.5	646.1	3.5	1150.1
4.0	307.0	4.0	657.8	4.0	1182.3
4.5	311.4	4.5	666.1	4.5	1201.0
5.0	314.4	5.0	670.5	5.0	1218.6
5.5	316.8	5.5	672.9	5.5	1233.1
6.0	319.2	6.0	673.9	6.0	1247.5
6.5	320.3	6.5	673.6	6.5	1260.0
7.0	322.0	7.0	673.3	7.0	1272.4
7.5	323.7	7.5	673.0	7.5	1283.0
8.0	325.1	8.0	674.7	8.0	1293.3
8.5	327.8	8.5	675.8	8.5	1301.7
9.0	330.2	9.0	677.5	9.0	1308.1
9.5	333.3	9.5	678.0	9.5	1310.0
10.0	334.3	10.0	678.2	10.0	1316.3
10.5	334.7	10.5	678.6	10.5	1323.4
11.0	335.1	11.0	678.0	11.0	1331.8
11.5	334.8	11.5	678.1	11.5	1338.5
12.0	336.5	12.0	678.3	12.0	1343.3
12.5	337.8	12.5	678.0	12.5	1349.0
13.0	338.6	13.0	678.9	13.0	1352.1
13.5	339.7	13.5	674.9	13.5	1354.5
14.0	341.4	14.0	675.9	14.0	1355.0
14.5	341.8	14.5	676.3	14.5	1357.3
15.0	343.5	15.0	676.0	15.0	1360.3


ROGER VILCAFORA MATOS
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CP N° 12628

Fuente: TENATO 2020

Anexo 8: Ensayo Penetración Estándar (SPT)

		ESPECIALIDAD DE GEOTECNIA		Código del Proyecto:	3024101				
		REGISTROS DE ENSAYOS SPT		Preparado por:	M.H.Z.				
				Revisado por:	V.S.E.				
				Fecha de emisión:	16/07/2020				
SERVICIO DE CONSULTORÍA DE OBRA PARA LA ELABORACIÓN DEL ESTUDIO DEFINITIVO Y EXPEDIENTE TÉCNICO DEL PROYECTO: *AMPLIACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOS SECTORES 219, 266, 267, 268, 280, 281, 282 Y 283 - PIEDRAS GORDAS, EN LOS DISTRITOS DE PUENTE PIEDRA Y ANCÓN DE LA PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA*									
		CODIGO: Punto Empalme N° II-05		SPT : 2					
UBICACIÓN : ANCON		PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 3.85							
PROF. (m)	C R A F I C O	DESCRIPCIÓN DEL SUELO <small>Clasificación Noticia; forma del material granular; color; contenido de humedad; consistencia; Oros; presencia de coqueles; y material orgánico</small>	SUCS	Nº GOLPES	N	COMO PEEK	TRAMO (m)	H.R. %	Nº DE BARRAS
0.00		RELLENO, ARENA, NO PRESENTA GRAVAS, SIN PLASTICIDAD, SUELTA, SIN HUMEDAD (SECO), SUELO DE COLOR GRIS PARDUSCO CLARO, SE USO AGUA PARA PODER PROFUNDIZAR	RELLENO				0.00 A 0.55		S/M
0.55		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDO GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, PRESENTA ALGUNAS GRAVAS AISLADAS, MEDIANAMENTE DENSA, DE BAJO CONTENIDO DE HUMEDAD 12%, PROFUNDIZAR	SM	6 6 6	12		0.55 A 1	5	M-01
1.10		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDO GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, DE BAJO CONTENIDO DE HUMEDAD 1%, PROFUNDIZAR SIMILAR A M-01	SM				1 A 1.55		S/M
1.65		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDO GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 9%, PROFUNDIZAR	SM	5 5 4	9		1.55 A 2	9	M-02
2.20		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDO GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 9%, PROFUNDIZAR SIMILAR A M-02	SM				2 A 2.55		S/M
2.75		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDO GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 5%, PROFUNDIZAR	SM	2 3 3	6		2.55 A 3	5	M-03
3.30		ARENA LIMOSA, DE COLOR PARDO GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 10%, SIMILAR A M-03	SM						S/M
3.85		ARENA POBREMENTE GRADUADA LIMOSA, DE COLOR PARDO GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 3%	SP-SM	16 15 24	39			3	M-04
		ARENA POBREMENTE GRADUADA LIMOSA, DE COLOR PARDO GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 9%, SIMILAR A M-01	SP-SM						S/M
		ARENA POBREMENTE GRADUADA LIMOSA, DE COLOR PARDO GRISACEO OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD, NO PRESENTA GRAVAS, MEDIANAMENTE DENSA, EN ESTADO HUMEDO 2%, CONTACTO CON GRAVA SIN PODER EXTRAER	SP-SM	10 25 34	50			2	M-05
			SP-SM			20 30	5.15 5.30		S/M

OBSERVACIONES :

Página 111

Fuente: TENATO 2020

Anexo 9: Capacidad admisible de las estructuras proyectadas

PARA UNA ZAPATA 1.5m * 3m		
DATOS		UNIDADES
DIMENSION DE ZAPATA		
BASE (B)	1.5	m
L	1	m
PROFUNDIDAD (DF)	1	m
DIMENSIONAMIENTO DE SUELO		
ANGULO DE FRICCION INTERNA (θ)	27.50	grados
COHESION (C)	0	kg/m3
PESO VOLUMENTRICO DEL SUELO	1.7	t/cm3
FACTOR DE SEGURIDAD (Fs)	3	

Kp=	2.72				
Sc=	1.81	dc=	1.22	Nc=	24.85
Sq=	1.41	dq=	1.11	Nq=	13.94
Sy=	1.41	dy=	1.11	Ny=	15.55

qu=	6.1	kg/cm2
-----	-----	--------

Q ADM	2.04
-------	------

PARA UNA ZAPATA DE 1.5m * 3m								
ESTRUCTURA	ENSAYO	ANCHO CM	espesor	COHESION ESPECIFICA	ANGULO DE FRICCION INTERNA	MODULO DE YOUNG E	CARGA ADMISIBLE	CARGA ULT
Punto Empalme N°II-5	LS-1	150	1.5	0.3323568	25.51521171	4220.45754	6.13	2.04

CP-01

PARA UNA ZAPATA DE 1.5m * 3m		
DATOS		UNIDADES
DIMENSION DE ZAPATA		
BASE (B)	1.5	m
L	3	m
PROFUNDIDAD (DF)	1.5	m
DIMENSIONAMIENTO DE SUELO		
ANGULO DE FRICCION INTERNA (θ)	27.50	grados
COHESION (C)	0	kg/m ³
PESO VOLUMETRICO DEL SUELO	1.7	t/cm ³
FACTOR DE SEGURIDAD (Fs)	3	

Kp=	2.72				
Sc=	1.27	dc=	1.33	Nc=	24.85
Sq=	1.14	dq=	1.16	Nq=	13.94
Sy=	1.14	dy=	1.16	Ny=	15.55

qu=	6	kg/cm ²
-----	---	--------------------

Q ADM	2.10
-------	------

PARA UNA ZAPATA DE 1.5m * 3m

ESTRUCTURA	ENSAYO	ANCHO CM	espesor	COHESION ESPECIFICA	ANGULO DE FRICCION INTERNA	MODULO DE YOUNG E	CARGA ADMISIBLE	CARGA ULT
CP-01	LS-1	150	2.5	0.51577619	26.84668359	5523.34845	8.12	2.71

ANÁLISIS TÉCNICO						
ENSAYO	ESTRUCTURA	ANCHO (m)	COHESIÓN Vs (m/s)	COHESIÓN Vp (m/s)	ÁNGULO DE FRICCIÓN	Q Adm kg/cm ²
GEOFÍSICO	CP-01	1.5	0.52	1.22	26.85	2.71
	P EMPALME	1.5	0.33	0.93	25.52	2.04
TRIAXIAL	CP-01	1.5	0	0	27.5	2.10
	P EMPALME	1.5	0	0	27.5	2.04
SPT	CP-01	1.5	-	-	30.07	2.00
	P EMPALME	1.5	-	-	29.58	1.80

ANÁLISIS ECONÓMICO		
ENSAYO	ESTRUCTURA	PRECIO S/
GEOFÍSICO	CP-01	6760.00
	P EMPALME	
TRIAXIAL	CP-01	3749.20
	P EMPALME	
SPT	CP-01	8999.20
	P EMPALME	

ANÁLISIS AMBIENTAL		
ENSAYO	ESTRUCTURA	DESCRIPCIÓN
GEOFISICA	CP-01	Grado de impacto ambiental es menor, temporal, a corto plazo
	P EMPALME	
TRIAXIAL	CP-01	Grado de impacto ambiental es menor, temporal, a corto plazo.
	P EMPALME	
SPT	CP-01	Grado de impacto ambiental es menor, temporal, a corto plazo
	P EMPALME	

PARA UNA ZAPATA DE 1.5m * 3m

CP-01

PERFORACION 1,45 m

N	15	
RESISTENCIA A LA PENTRACION	60	
CARGA ADMISIBLE	1.5	
CONSISTENCIA	COMPACTA	
qu	2	Kg/cm2
φ (ANGULO DE ROZAMIENTO)	38	grados
E	200	Kg/cm2

PARA UNA ZAPATA DE 1.5m * 3m

Punto Empalme N° II-05

PERFORACION 1,00 m

N	12	
RESISTENCIA A LA PENTRACION	48	
CARGA ADMISIBLE	1.2	
CONSISTENCIA	COMPACTA	
qu	1.8	Kg/cm2
φ (ANGULO DE ROZAMIENTO)	37	grados
E	180	Kg/cm2

PERFORACION 2,00 m

N	9	
RESISTENCIA A LA PENTRACION	36	
CARGA ADMISIBLE	0.9	
CONSISTENCIA	COMPACTA	
qu	1.2	Kg/cm2
φ (ANGULO DE ROZAMIENTO)	36	grados
E	100	Kg/cm2

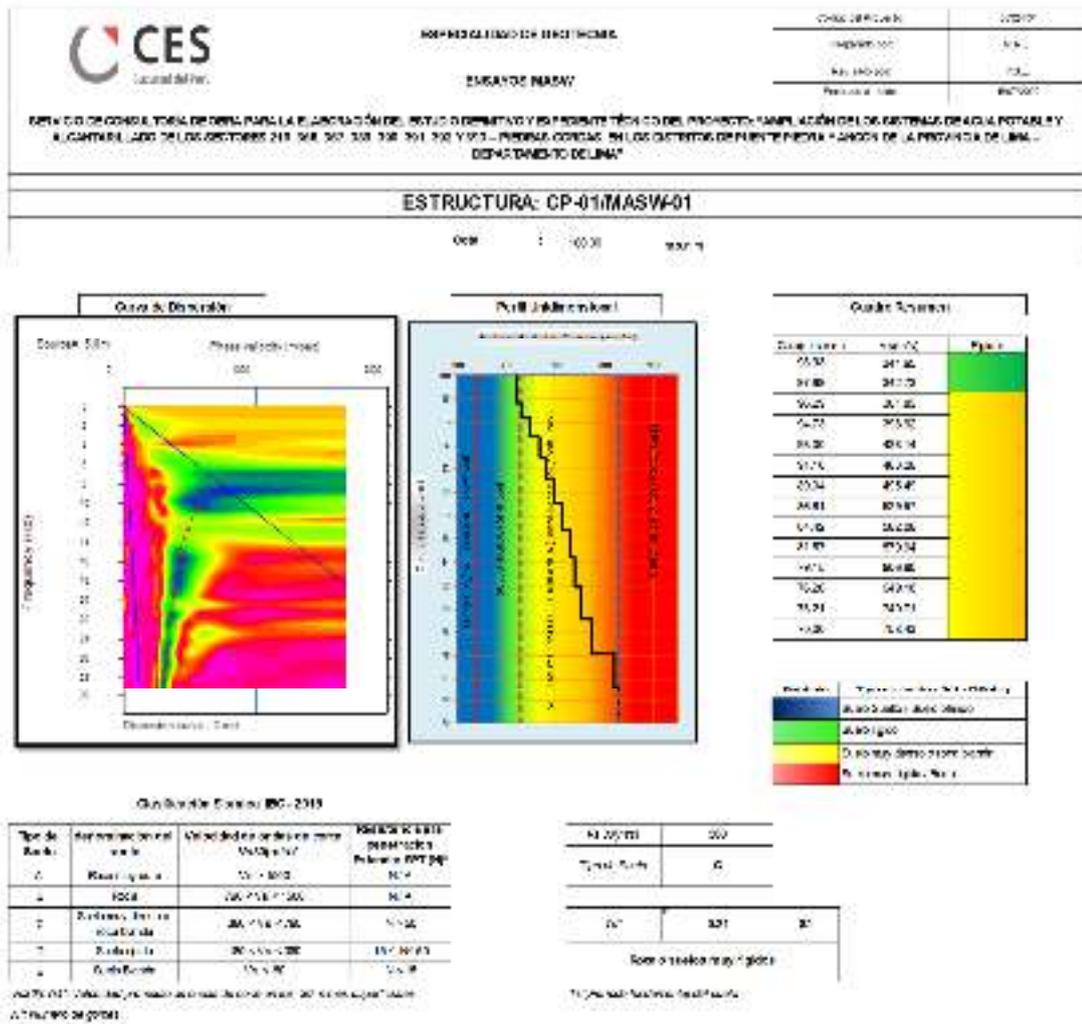
PERFORACION 3,00 m

N	6	
RESISTENCIA A LA PENTRACION	24	
CARGA ADMISIBLE	0.6	
CONSISTENCIA	MEDIANA	
qu	0.8	Kg/cm2
φ (ANGULO DE ROZAMIENTO)	32	grados
E	55	Kg/cm2

PERFORACION 5,30 m

N	39	
RESISTENCIA A LA PENTRACION	156	
CARGA ADMISIBLE	3.9	
CONSISTENCIA	DURA	
qu	4.5	Kg/cm2
φ (ANGULO DE ROZAMIENTO)	42	grados
E	200	Kg/cm2

Anexo 10: Ensayo MASW para las estructuras proyectadas



Fuente: TENATO 2020



ESPECIALIDAD DE INGENIERIA

INGENIERIA CIVIL

Código de Proyecto: 201711

Fecha de Emisión: 11/17

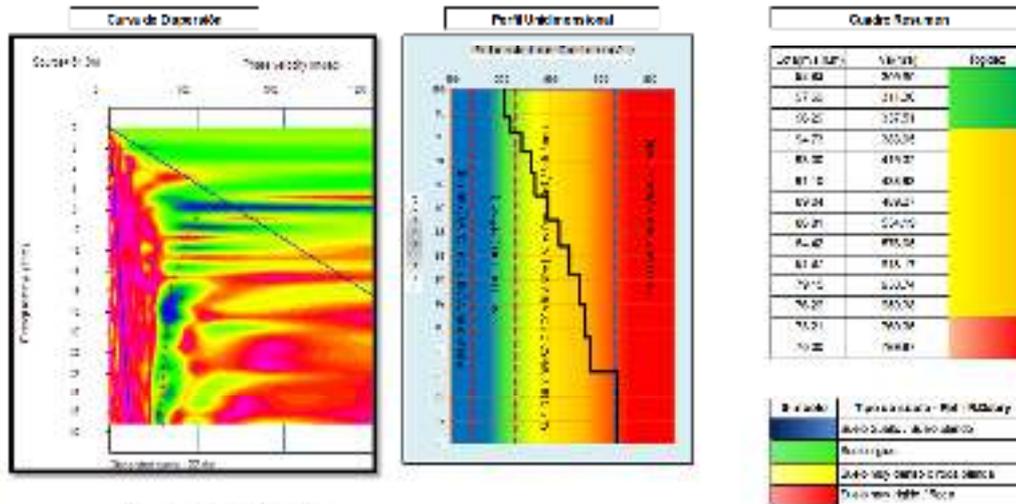
Proyecto: 1727

Nombre del Cliente: S. A. 2017

OBJETIVO DISEÑAR Y REALIZAR PLAN DE EJECUCIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIONES Y REPRESENTAR SECCIÓN DEL PROYECTO, VERIFICACIÓN DE LOS DATOS DE LAS PRUEBAS Y ALCANTARILLADO DE LOS SECTORES 247, 248, 249, 250, 251, 252 Y 253 - PIEDRAS GORDAS, EN LOS DISTRITOS DE PUENTE HERRERA Y JARDÍN DE LA PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA

ESTRUCTURA: CP-01.MASW-02

Escala: 1:1000

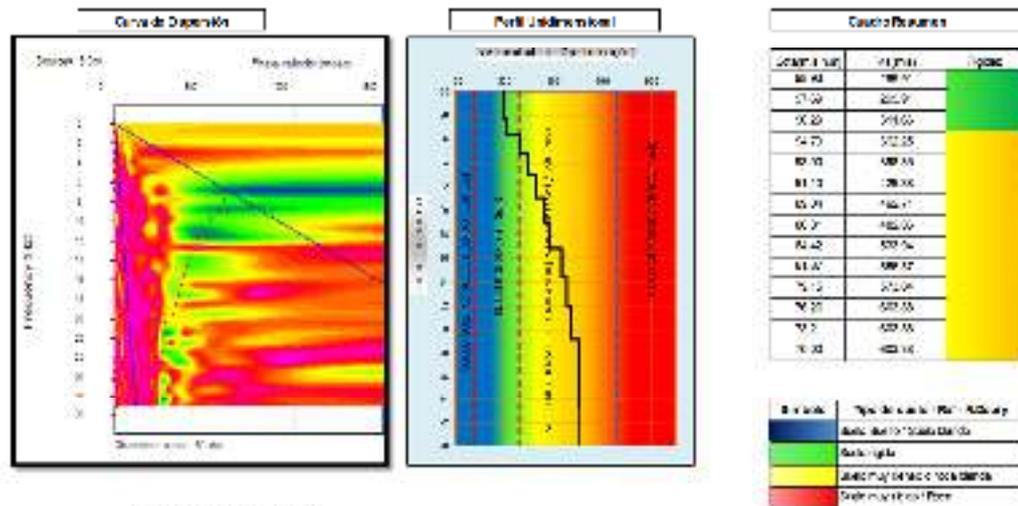


Tipo de Suelo	Características del Suelo	Alcance de los datos de prueba	Indicador de clasificación
A	Suavemente arenoso	15 < w < 20	SA - 15
B	arenoso	20 < w < 25	SB - 20
C	Suavemente arcilloso	25 < w < 30	SC - 25
D	arenoso	30 < w < 35	SD - 30
E	Suavemente arcilloso	35 < w < 40	SE - 35

Factor	Valor
Factor de seguridad	1.5
Factor de seguridad	1.5

Fuente: TENATO 2020

	EMPRESA DE INGENIERIA	Estado del Proyecto:	2014/0
		Fecha de Emisión:	01/17
	INDUSTRIAS INSAVI	Emisión por:	1/17
		No. de Emisión:	111/1007
INDICACION GENERAL DEL DISEÑO PARA LA RECONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE Y DISPOSICIÓN DE LOS COLETTOS, PROYECTO "AMPLIACIÓN DE LOS SERVIDORES DE AGUA POTABLE" A LA ZONA LLANURA DE LOS SECTORES 210, 216, 217, 219, 230, 231, 232 Y 233 - 11 BARRIOS CONFINADOS EN LOS DISTRITOS DE LUNTA Y AGUÓN DE LA PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA"			
ESTRUCTURA: Punto Empalme N° II-5/MASW-01			
04 1 20.00 4.00			



Cálculo de la Capacidad de Carga (kg/m²)

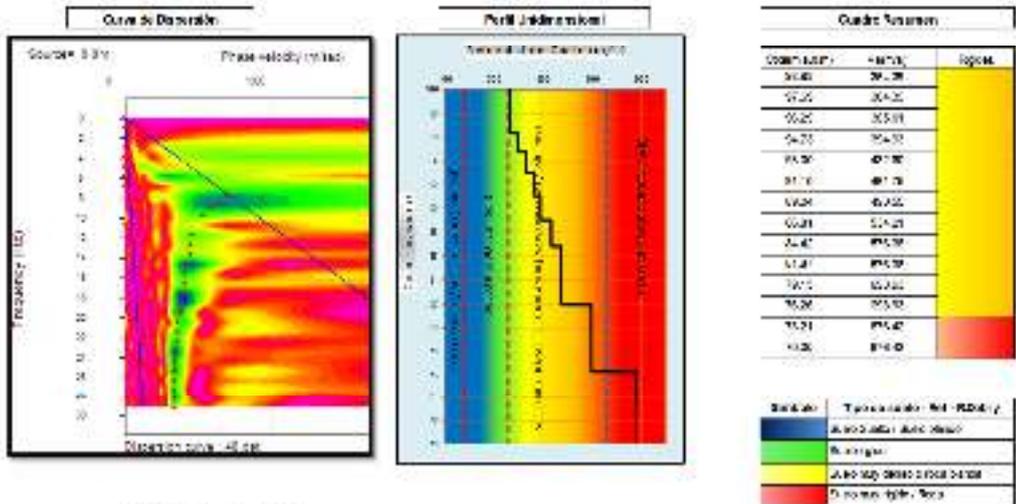
Tipo de Suelo	Descripción del Suelo	Indicador de Capacidad de Carga (kg/m²)	RECOMENDACIÓN de Carga (kg/m²)
1	SUELO DURA	1000-1500	10-15
2	SUELO MEDIA	500-1000	5-10
3	SUELO Blanda	100-500	1-5

NOTA: El valor de la capacidad de carga de cada tipo de suelo se debe considerar en el momento de diseñar el sistema de drenaje.

No. de Suelo	100	
Tamaño de Suelo	10	
7m	100	10
Resumen de los datos		
El sistema de drenaje de cada tipo de suelo se debe considerar en el momento de diseñar el sistema de drenaje.		

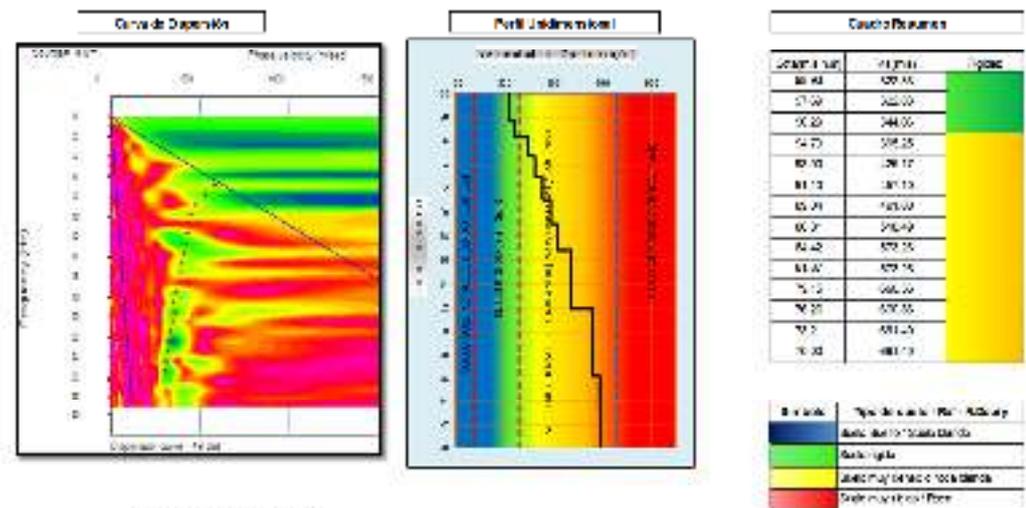
Fuente: TENATO 2020

 CES <small>Corporación CES</small>	ESPECIALIDAD DE INGENIERÍA	Curso / Proyecto	100127
	INSTRUMENTACIÓN	Asignatura	L.P.1
		Prácticas	117
		Prácticas	100126
OBJETIVO DE LA PRÁCTICA: TENER CONCIENCIA DE LA IMPORTANCIA DE LA CALIDAD DE LOS DATOS EN EL ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS SISTEMAS DE MONITOREO Y ALERTAMIENTO DE LOS SECTORES 213, 208, 207, 206, 205 Y 203 - PIEDRAS CONCAS, EN LOS DISTRITOS DE PUENTE PIEDRA - ÁMBORO DE LA PROVINCIA DE ULLIN - DEPARTAMENTO DE ULLIN.			
ESTRUCTURA: Punta Empalme N° II-6/MASW-02			
Fecha: _____ Lugar: _____			



Fuente: TENATO 2020

	EMPRESA DE INGENIERIA	Estado del Proyecto:	2014/0
		Fecha de Emisión:	11/17
	INDICADA INSAW	Emisión:	1/17
		No. de Emisión:	11/1028
INDICACION GENERAL DEL PROYECTO PARA LA INGENIERIA DE DISEÑO, ESTUDIO ECONÓMICO Y PROYECTO DE OBRAS CIVILES, PROYECTO "AMPLIACION DE LOS RÍOS TRINCHERO Y LA TRINCHERA DE AGUA POTABLE" A LA ZONA LLANADA DE LOS SECTORES 210, 216, 217, 219, 230, 231, 232 Y 233 - FUNDOS COMUNALES EN LOS DISTRITOS DE LUNTE Y ALCAZÓN DE LA PROVINCIA DE LIMA - DEPARTAMENTO DE LIMA"			
ESTRUCTURA: Punto Empalme N° II-5/MASW-03			
04 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10			



Cálculo de la capacidad de carga (q_{ult})

Tipos de Suelo	Descripción del suelo	Indicador de resistencia (q _{ult}) en [kN/m ²]	REQUISITO de penetración (q _{ult}) en [kN/m ²]
1	Suelo muy ligero	100 - 150	10 - 15
2	Suelo ligero	150 - 200	15 - 20
3	Suelo muy pesado	200 - 300	20 - 30
4	Suelo pesado	300 - 400	30 - 40

NOTA: El valor de la capacidad de carga (q_{ult}) se debe considerar el menor de los valores de los tipos de suelos.

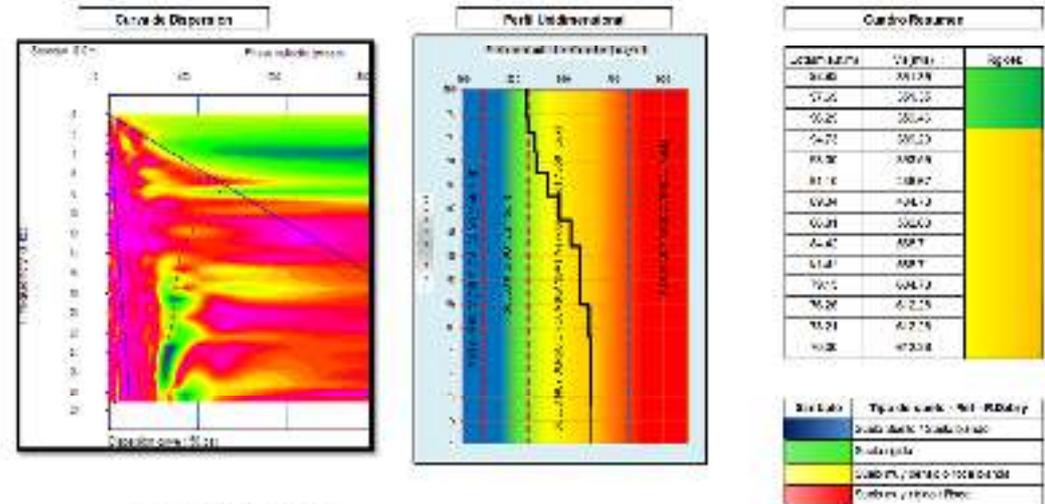
q _{ult} (kN/m ²)	100
Factor de seguridad	2
q _d (kN/m ²)	50

Base de datos de tipos de suelos

El factor de seguridad es de 2.00

Fuente: TENATO 2020

	ESPECIALIDAD DE GEOLOGIA		(1014)	
	INSTRUMENTACION		(1017)	
	PROYECTO		(1018)	
	FECHA DE EJECUCION		(1019)	
CONVENIO DE COLABORACION TECNICA PARA LA ELABORACION DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL Y SUS PLANES DE MANEJO PARA LA CONSTRUCCION Y OPERACION DEL SISTEMA DE TRAMITE DE AGUAS POTABLES Y ALICANTAMIENTO DE LOS DUCTOS EN LAS SECCIONES 307, 308, 309, 310, 311, 312 Y 313 - PISOSAS CORDAS EN LOS DISTRITOS DE PUENTE Y OTRA - AVICION DE LA PROVINCIA DE JAMA - DEPARTAMENTO DE LIMA				
ESTRUCTURA: Punto Empalme N° II-6/MASW-04				
Escala: 1:1000 1:2000 1:5000				



Corte Realizado Sección 307-313

Tipos de Suelo	Descripción de suelo	Muestra de suelo en cm	INTERVALO DE penetración (kg/cm²)
A	Suelo de tipo A	0-10 cm	10-15
B	Suelo de tipo B	10-20 cm	15-20
C	Suelo de tipo C	20-30 cm	20-25
D	Suelo de tipo D	30-40 cm	25-30
E	Suelo de tipo E	40-50 cm	30-35

10/25/2017, 14:20:00 (10/25/2017 14:20:00) 10/25/2017 14:20:00 (10/25/2017 14:20:00) 10/25/2017 14:20:00 (10/25/2017 14:20:00)

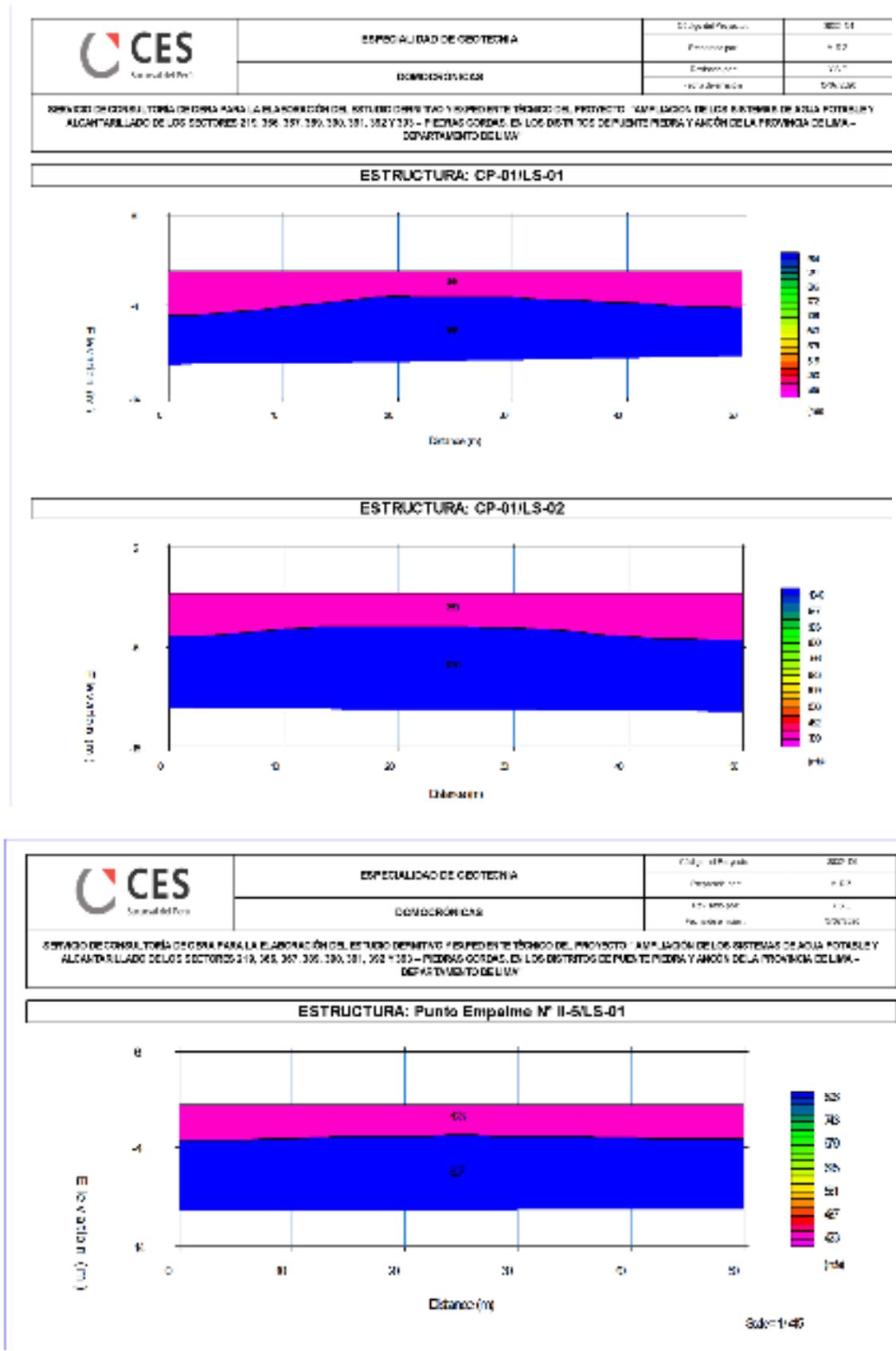
en Nivel	50
en Nivel	0

Tp	0.25	0
Resistencia al avance		

10/25/2017 14:20:00 (10/25/2017 14:20:00)

Fuente: TENATO 2020

Anexo 11: Ensayo de Refracción Sísmica para las estructuras proyectadas



Fuente: TENATO 2020



Tabla 5-1: Resumen de las investigaciones geotécnicas

ESTRUCTURAS	INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS						INVESTIGACIONES INDIVIDUALES		
	CALCULO		DESARROLLO DE CAMPO	EPL	EPT	ANÁLISIS DE INESTABILIDADES	ANÁLISIS	RETIRO DE TIERRA	
	CANTIDAD	PROPORCIÓN (%)	LARGURO	CANTIDAD		CANTIDAD	CANTIDAD	CANTIDAD	
SISTEMA DE AGUA POTABLE	RESERVOIRES	12	3	12	-	4	5	12	15
	OTRAS ESTRUCTURAS (ESTACION BASTION 65-01, CISTERNA CF-1)	6	3	10	-	4	5	4	4
	OTRAS ESTRUCTURAS (CAMARA DE DERIVACION CD-1 Y CD-2)	4	7						
	SISTEMAS DE IMPULSION PROYECTADAS (A 69m)	14	3	14	23	-	5	-	-
	LINEAS DE CONDUCCION PROYECTADAS * MEJORADAS (7,025m)	57	3	57	10	-	5	-	-
	REDES SECUNDARIAS AGUA Y ARI. (4 500m)	20	hasta 1.50	20					
	REDES SECUNDARIAS AGUA Y ARI. (24 500m)	119	hasta 2.50	119					
REDES SECUNDARIAS AGUA Y ARI. (2 500m)	7	hasta 3.50	7	-	-	-	-	-	
ALCANTARILLADO	COLECTORES PRIMARIOS (1,700m)	9	5	9	-	-	2	-	-
CANTERAS	CANTERAS DE ROCA, AGREGADOS, BLOQUE ESTRUCTURAL Y BOTADEROS	12	-	-	-	-	6	-	+
TOTAL		258	-	244	42	8	28	16	16



E:\PROYECTOS\2020\01\01\PT-MSG-01_Ray D. V. 0 3. ALCANCES DEL SERVICIO

018 | 018-0001711-PT-MSG-01_Ray D. V. 0 3. ALCANCES DEL SERVICIO

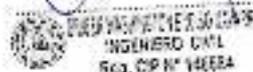
Fuente: TENATO 2020

CARTA DE AUTORIZACIÓN

Mediante el presente en mi condición de supervisor del estudio de Mecánica de Suelos, Geología y Geotecnia y Estudio de Interferencias de la elaboración del Estudio Definitivo y Expediente Técnico de Proyecto: "Ampliación de los sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de los sectores 219, 366, 367, 389, 390, 391, 392 y 393 – Piedras Gordas, en las distritos de Puente Piedra y Ancón - Provincia Lima - Departamento de Lima.

Autoriza el uso de datos obtenidos en la especialidad de Mecánica de Suelos cuyo uso debe ser solo con fines académicos al Bach. Freddy Luís Ramos Vega, quien participó como asistente en la supervisión del estudio y accedió a la información de los resultados obtenidos.

Debido a que la información es propiedad de la Entidad correspondiente es responsabilidad del interesado dar el uso adecuado de toda la información.

Eriber Washington Endiso Navaro
Especialista en Ingeniería Geotécnica