

UCUENCA

Universidad de Cuenca

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

Correlaciones entre el Ensayo de Penetración Dinámica Super pesada, Presiómetro de Menard y verificación con Ensayos Geotécnicos en suelos arcillosos y limosos del Sector Challuabamba-Cuenca

Trabajo de titulación previo a la
obtención del título de Ingeniero
Civil


Autores:

David Andrés Cabrera Barrera

Paúl Sebastián Muñoz Sacoto

Director:

Karla Johanna Santacruz Reyes

ORCID:  0009-0000-8192-7948

Cuenca, Ecuador

2024-01-02

Resumen

La alta sensibilidad de los resultados de ensayos geotécnicos con los parámetros recolectados en campo deriva en la necesidad de centrar esfuerzos en la exploración de métodos que permitan relacionar parámetros geotécnicos a partir de fuentes de información más accesibles tanto desde el punto de vista económico como técnico.

Este estudio analiza dos métodos de recolección de información geotécnica para establecer una primera aproximación a correlación entre los parámetros obtenidos mediante el ensayo de penetración dinámica super pesado DPSH y el ensayo presiométrico de Ménard PMT, que se han aplicado en 5 terrenos conformados por suelos finos del sector Challuabamba, en conjunto con información del proyecto OCP realizado en la provincia de Sucumbíos.

Se procesó la información recolectada en función del método SUCS. Los terrenos intervenidos fueron clasificados como finos, mayoritariamente limos inorgánicos, con 8 registros con esta clasificación, además de 3 registros de suelos arcillosos. Se usó el método estadístico T-Paired test, para verificar la igualdad entre los dos tratamientos, y finalmente se propuso un ajuste lineal entre los resultados de capacidad admisible de los dos ensayos mencionados.

El estudio encontró que un modelo de correlación conjunto de limos y arcillas no tiene un ajuste satisfactorio. Sin embargo, al limitar la información de análisis a suelos limosos, el ajuste se adecúa de forma satisfactoria a los resultados esperados, presentando un coeficiente de Pearson de 0.95, concluyendo que un criterio importante a considerar en la búsqueda de correlaciones bajo este contexto es la correcta clasificación SUCS de los suelos

Palabras clave: geotecnia, capacidad admisible, suelos finos, cantón Cuenca



El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Cuenca ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por la propiedad intelectual y los derechos de autor.

Repositorio Institucional: <https://dspace.ucuenca.edu.ec/>

Abstract

The high sensitivity of geotechnical test results to field-collected parameters underscores the need to focus efforts on exploring methods that allow for the correlation of geotechnical parameters based on more accessible sources of information, both from an economic and technical standpoint.

This study examines two methods of collecting geotechnical information to establish an initial correlation between parameters obtained through the Dynamic Super Heavy Penetration Test (DPSH) and the Menard Pressuremeter Test (PMT). These methods were applied to five terrains consisting of fine soils in the Challuabamba sector, along with information from the OCP project conducted in the province of Sucumbíos.

The collected information was processed using the SUCS method. The intervened terrains were classified as fine, predominantly inorganic silts, with 8 records falling under this classification, in addition to 3 records of clayey soils. The T-Paired test statistical method was employed to verify the equality between the two treatments. Finally, a linear fit was proposed between the results of the bearing capacity of the two mentioned tests.

The study found that a combined correlation model of silts and clays does not have a satisfactory fit. However, by limiting the analysis information to silty soils, the fit aligns satisfactorily with the expected results, presenting a Pearson coefficient of 0.95. This leads to the conclusion that an important criterion to consider in the search for correlations in this context is the correct SUCS classification of soils

Keywords: geotechnics, bearing capacity, fine soils, Cuenca city



The content of this work corresponds to the right of expression of the authors and does not compromise the institutional thinking of the University of Cuenca, nor does it release its responsibility before third parties. The authors assume responsibility for the intellectual property and copyrights.

Institutional Repository: <https://dspace.ucuenca.edu.ec/>

Índice de contenido

1. Introducción	16
1.1. Antecedentes	16
1.2. Justificación	18
1.3. Planteamiento	19
1.4. Objetivos	20
1.5. Hipótesis	21
1.6. Estructura de la tesis	21
2. Marco Teórico	23
2.1. Contexto Geológico local	23
2.2. Ensayos en Laboratorio	25
2.2.1. Análisis granulométrico	25
2.2.2. Límites de Atterberg	28
2.3. Ensayos en Campo	29
2.3.1. Ensayo de penetración dinámica superpesada (DPSH)	30
2.3.2. Ensayo Presiométrico de Ménard (PMT)	33
2.3.3. Ensayo de la Veleta	44
2.4. Resistencia Mecánica de los Suelos	45
2.5. Correlaciones Existentes	49
2.6. Test T - Paired:	50
3. Materiales y Métodos	53
3.1. Localización de sitios de estudio	53
3.2. Caracterización física	57
3.2.1. Granulometría	57
3.2.2. Límites de Atterberg	58
3.2.3. Clasificación SUCS	60
3.3. Ensayos in situ	60
3.3.1. Toma de muestras	61
3.3.2. Ensayo DPSH	61
3.3.3. Ensayo PMT	64
3.3.4. Ensayo de la Veleta	67
3.3.5. Ensayos realizados	68
3.4. Verificación estadística	69

3.5. Métodos de correlación y análisis	71
4. Resultados	74
4.1. Granulometría (gradación).....	74
4.2. Límites de Atterberg	75
4.3. Clasificación del Suelo según SUCS	78
4.4. Capacidad portante por resultados DPSH	80
4.5. Capacidad portante por resultados PMT.....	85
4.6. Capacidad portante admisible del terreno.....	87
4.7. Capacidad portante por ensayo de Veleta	88
4.8. Verificación de igualdad en los tratamientos.....	88
4.9. Planteamiento de correlación	90
5. Conclusiones y Recomendaciones	98
5.1. Conclusiones.....	98
5.2. Recomendaciones.....	100
6. Referencias	102
7. Anexos.....	105

Índice de figuras

Figura 1. Ubicación del Sector Challuabamba.....	24
Figura 2. Curva esfuerzo-deformación del ensayo PMT.....	35
Figura 3. Curva de pérdida de volumen.....	37
Figura 4. Curva presiométrica de Ménard.....	39
Figura 5. Capacidad de carga de un suelo bajo cimentación rígida continua.....	46
Figura 6. Ubicaciones de ensayos.....	55
Figura 7. Toma aérea Vistas del Valle.....	55
Figura 8. Toma aérea Pueblo Shuar.....	56
Figura 9. Toma aérea Pueblo Achuar.....	56
Figura 10. Toma aérea Challuabamba alto.....	57
Figura 11. Equipo para perforaciones.....	61
Figura 12. Equipo para ensayo PMT.....	65
Figura 13. Curvas Granulométricas de las zonas ensayadas.....	75
Figura 14. Carta de Casagrande del ensayo 1 Urb. Vistas al Valle.....	78
Figura 15. Ajuste lineal de la relación N ₂₀ - PLM.....	91
Figura 16. N ₂₀ vs E de Ménard.....	92
Figura 17. Ajuste lineal de la relación N ₂₀ - PLM (Limos).....	93
Figura 18. Ajuste de resultados de capacidad portante DPSH - PMT.....	95
Figura 19. Comparación del modelo de limos y el modelo indirecto.....	97
Figura 20. Curva granulométrica (Vistas del valle, ensayo 1).....	105
Figura 21. Carta de Casagrande (Vistas del Valle, Ensayo 1).....	106
Figura 22. Curva Granulométrica (Calle Pueblo Shuar, Ensayo 2).....	106
Figura 23. Carta de Casagrande (Calle Pueblo Shuar, Ensayo 2).....	107
Figura 24. Curva Granulométrica (Calle Pueblo Achuar, Ensayo 3).....	107
Figura 25. Carta de Casagrande (Calle Pueblo Achuar, Ensayo 3).....	108
Figura 26. Curva Granulométrica (ENSAYO 4 CHALLUABAMBA ALTO).....	108
Figura 27. Carta de Casagrande (ENSAYO 4 CHALLUABAMBA ALTO).....	109
Figura 28. Curva Granulométrica (ENSAYO 5 CHALLUABAMBA ALTO).....	109
Figura 29. Carta de Casagrande (ENSAYO 5 CHALLUABAMBA ALTO).....	110
Figura 30. Curva Granulométrica (OCP DPSH 1 PMT 1).....	110
Figura 31. Carta de Casagrande (OCP DPSH 1 PMT 1).....	111
Figura 32. Curva Granulométrica (OCP DPSH 2 PMT 1).....	111
Figura 33. Carta de Casagrande (OCP DPSH 2 PMT 1).....	112

Figura 34. Curva Granulométrica (OCP DPSH 2 PMT 2)	112
Figura 35. Carta de Casagrande (OCP DPSH 2 PMT 2)	113
Figura 36. Curva Granulométrica (OCP DPSH 3 PMT 1)	113
Figura 37. Carta de Casagrande (OCP DPSH 3 PMT 1)	114
Figura 38. Carta de Casagrande (OCP DPSH 3 PMT 2)	114
Figura 39. Carta de Casagrande (OCP DPSH 3 PMT 2)	115
Figura 40. Resultados procesados PMT (Vistas del Valle P1).....	121
Figura 41. Resultados procesados PMT (Calle Shuar P1)	123
Figura 42. Resultados procesados PMT (Calle Achuar P1).....	125
Figura 43. Resultados procesados PMT (Challuabamba Alto P1)	127
Figura 44. Resultados procesados PMT (Challuabamba Alto P2)	129
Figura 45. Resultados PMT (OCP perforación 1 - PMT 1).....	131
Figura 46. Resultados PMT (OCP perforación 2 - PMT 1).....	133
Figura 47. Resultados PMT (OCP perforación 2 - PMT 2).....	135
Figura 48. Resultados PMT (OCP perforación 3 - PMT 1).....	137
Figura 49. Resultados PMT (OCP perforación 3 - PMT 2).....	139

Índice de tablas

Tabla 1. Abertura de tamices para ensayo granulométrico	26
Tabla 2. Relación entre la resistencia estática y dinámica del suelo	33
Tabla 3. Factor de soporte del suelo K_p en función del tipo de suelo	43
Tabla 4. Tipo de suelo según ensayo PMT	44
Tabla 5. Correlación entre PI y Cu	49
Tabla 6. Correlación entre PLM y q_c	50
Tabla 7. Porcentaje de puntos $t_{\alpha, v}$ de la distribución t.....	52
Tabla 8. Dimensiones y masas para ensayos de penetración dinámica	63
Tabla 9. Dimensiones de tolerancias de las sondas para el ensayo Presiométrico de Ménard	66
Tabla 10. Límites de Atterberg Ensayo 1 urbanización Vistas del Valle	76
Tabla 11. Límites de Atterberg Ensayo 2 Calle Pueblo Shuar.....	76
Tabla 12. Límites de Atterberg Ensayo 3 Calle pueblo Achuar	76
Tabla 13. Límites de Atterberg Ensayo 4 Challuabamba Alto	77
Tabla 14. Límites de Atterberg Ensayo 5 Challuabamba Alto	77
Tabla 15. Clasificación del suelo de los ensayos realizados	79
Tabla 16. Clasificación del suelo de los ensayos complementarios	80
Tabla 17. Resultados ensayo DPSH.....	84
Tabla 18. Resultados ensayo PMT	86
Tabla 19. Resultados de capacidad admisible	87
Tabla 20. Resultados del ensayo de Veleta.....	88
Tabla 21. Diferencias entre resultados DPSH – PMT	89
Tabla 22. Parámetros del ensayo T-Paired.....	89
Tabla 23. Matriz de correlación por el método de Pearson (análisis arcillas y limos)	92
Tabla 24. Matriz de correlación por el método de Pearson (Limos)	93
Tabla 25. Cálculo de la diferencia cuadrada	95
Tabla 26. Error cuadrado medio (MSE)	96
Tabla 27. Límites de Atterberg (Vistas del Valle, ensayo 1).....	105
Tabla 28. Límites de Atterberg (Calle Pueblo Shuar, Ensayo 2)	106
Tabla 29. Límites de Atterberg (Calle Pueblo Achuar, Ensayo 3).....	107
Tabla 30. Límites de Atterberg (ENSAYO 4 CHALLUABAMBA ALTO).....	108
Tabla 31. Límites de Atterberg (ENSAYO 5 CHALLUABAMBA ALTO).....	109
Tabla 32. Límites de Atterberg (OCP DPSH 1 PMT 1).....	110

Tabla 33. Límites de Atterberg (OCP DPSH 2 PMT 1).....	111
Tabla 34. Límites de Atterberg (OCP DPSH 2 PMT 2).....	112
Tabla 35. Límites de Atterberg (OCP DPSH 3 PMT 1).....	113
Tabla 36. Límites de Atterberg (OCP DPSH 3 PMT 2).....	114
Tabla 37. Resultados DPSH (Vistas del Valle).....	116
Tabla 38. Resultados DPSH (Calle Shuar)	116
Tabla 39. Resultados DPSH (Calle Achuar)	117
Tabla 40. Resultados DPSH (Challuabamba Alto).....	117
Tabla 41. Resultados DPSH (OCP perforación 1)	118
Tabla 42. Resultados DPSH (OCP perforación 2)	118
Tabla 43. Resultados DPSH (OCP perforación 3)	119
Tabla 44. Resultados in situ PMT (Vistas del Valle P1)	120
Tabla 45. Resultados in situ PMT (Calle Shuar P1)	122
Tabla 46. Resultados in situ PMT (Calle Achuar P1)	124
Tabla 47. Resultados in situ PMT (Challuabamba Alto P1).....	126
Tabla 48. Resultados in situ PMT (Challuabamba Alto P2).....	128
Tabla 49. Resultados in situ (OCP perforación 1 - PMT 1)	130
Tabla 50. Resultados in situ (OCP perforación 2 - PMT 1)	132
Tabla 51. Resultados in situ (OCP perforación 2 - PMT 2)	134
Tabla 52. Resultados in situ (OCP perforación 3 - PMT 1)	136
Tabla 53. Resultados in situ (OCP perforación 3 - PMT 2)	138

Índice de ecuaciones

Ecuación 1. Peso seco teórico.....	27
Ecuación 2. Resistencia Dinámica del Terreno.....	30
Ecuación 3. Resistencia Puntual Unitaria.....	31
Ecuación 4. Porcentaje de penetración.....	31
Ecuación 5. Capacidad Portante del Terreno.....	32
Ecuación 6. Deformación en Volumen en función del Esfuerzo Aplicado.....	34
Ecuación 7. Corrección de presión en Base a un Ajuste Hiperbólico	35
Ecuación 8. Volumen del líquido inyectado en función de la presión en la celda de presurización	36
Ecuación 9. Corrección ante la pérdida de Volumen.....	37
Ecuación 10. Volumen de fluido total corregido	37
Ecuación 11. Descripción de la curva Presiométrica de Ménard.....	38
Ecuación 12. Volumen Corregido en la celda central de la Sonda	39
Ecuación 13. Volumen de la celda central calibrada	40
Ecuación 14. Regresión de la Curva.....	40
Ecuación 15. Descripción de la Curva en función de la Curva inversa del Volumen	41
Ecuación 16. Presión límite de Ménard.....	41
Ecuación 17. Módulo presiométrico de Ménard para Sonda de Cubierta Flexible.....	41
Ecuación 18. Módulo presiométrico de Ménard para Sonda de tubo partido.....	42
Ecuación 19. Capacidad Portante del terreno en función de los parámetros del Ensayo presiométrico de Ménard	42
Ecuación 20. Cohesión no drenada (Olguín & Ortúzar, 2015).....	44
Ecuación 21. Cohesión no drenada (Eurocódigo UNE-ENV 1997-3, 2002)	45
Ecuación 22. Capacidad portante del Terreno Según Terzaghi	46
Ecuación 23. Factores de capacidad de carga según cohesión, peso específico y sobrecarga del terreno	47
Ecuación 24. Capacidad portante del Terreno General.....	48
Ecuación 25. Capacidad de carga admisible del terreno.....	48
Ecuación 26. Correlación entre NSPT y NDPSH	49
Ecuación 27. Correlación entre NSPT y NDPSH Suelos Cohesivos	49
Ecuación 28. Correlación entre PI y ϕ	50
Ecuación 29. Correlación entre PLM y NSPT	50
Ecuación 30. Estadístico de prueba poblacional T - Paired.....	51

Ecuación 31. Rangos de rechazo del estadístico de prueba poblacional	51
Ecuación 32. Estadístico de prueba muestral T - Paired.....	70
Ecuación 33. Desviación estándar muestral, diferencia media entre resultados y diferencia unitaria entre pares	70
Ecuación 34. Coeficiente de Pearson	71
Ecuación 35. Coeficiente de Spearman	72
Ecuación 36. Error cuadrado medio.....	72
Ecuación 37. Estadístico de prueba.....	73
Ecuación 38. Verificación del rango de rechazo T - Paired	90
Ecuación 39. Ajuste lineal para modelo de limos	94
Ecuación 40. Correlaciones de análisis indirecto (con ensayo SPT)	96
Ecuación 41. Expresión indirecta de correlación.....	96

Dedicatoria

Dedico de todo corazón esta tesis a mi madre Dunia, quien ha sido mi pilar durante todo mi periodo de aprendizaje. Ella me supo guiar y aconsejar en cada paso que he dado, brindándome todo lo necesario para mi correcto desempeño y desarrollo moral como académico. Sin su tiempo, sacrificio y ejemplo esto no hubiera sido posible.

A mi padre Johnny, quien a pesar de la distancia siempre ha sido una figura fundamental de ejemplo en mi vida, siempre motivándome a cumplir mis metas, plantando la semilla de la curiosidad y ansia de conocimiento en mí. Su apoyo y amor ha sido importante para el desarrollo de quien hoy soy.

A mi hermano, que me supo levantar el ánimo en mis primeros fracasos y siempre se interesó en mi avance personal, motivándome a persistir y afrontar las dificultades universitarias que hoy puedo decir que ambos hemos superado exitosamente.

A mi compañera de vida Ana, que me ha acompañado a lo largo de esta travesía brindándome su apoyo incondicional, su amor sincero y un refugio cálido al cual volver, en el cual encuentro mi paz.

A toda mi familia, quien siempre se ha interesado en mi bienestar y son lo más valioso que he podido tener.

David

A mis padres Gabriel y Ruth, por su apoyo, consejos y guía a lo largo de este arduo proceso de formación personal y profesional; por sacrificar todo para que a mí y a mi hermana nunca nos falte nada. Quiero que sepan que siempre han sido mi ejemplo para seguir, mi lugar al cual acudir en los momentos de dolor y con quienes celebrar los momentos de alegría, me siento muy orgulloso de ustedes y quiero dedicarles este esfuerzo.

A mi hermana Samantha, mi confidente y compañera, por todas las risas y enseñanzas que hemos compartido, por siempre ser mi apoyo en los peores momentos y enseñarme a ser un mejor ser humano.

A toda mi familia, por su guía y compromiso en mi crecimiento humano y profesional, le dedico este trabajo a todos mis tíos, primos y abuelitos. Una mención especial a mi abuelo Gonzalo, que desde el cielo me ha guiado y acompañado en todo momento.

A mi enamorada Helen, por sus palabras de aliento, por estar a mi lado estos últimos 6 años y ser mi refugio y mi inspiración, tu apoyo incondicional siempre iluminó mi camino.

Sebastián

Agradecimientos

A la Ingeniera Karla Santacruz, expresamos nuestro más sincero agradecimiento por su compromiso inquebrantable y apoyo constante a lo largo del desarrollo de este trabajo de titulación. Sus enseñanzas han sido verdaderamente enriquecedoras.

Extendemos nuestro agradecimiento a los Ingenieros Daniel Vélez y Aleksandr Khachartyan por brindarnos valiosos consejos y una orientación precisa que resultaron fundamentales para el desarrollo exitoso de nuestro trabajo de titulación.

Queremos expresar nuestra gratitud a los Ingenieros Alfredo Vázquez L, Alfredo Vázquez R y a todo el personal de Geo&Geo por su compromiso ejemplar y colaboración indispensable durante la ejecución de los ensayos de campo y el procesamiento de datos. Especial gratitud a Janneth, Estefanía y Ángel, cuya dedicación ha sido clave para el éxito de este proyecto.

Agradecemos de manera muy especial al Ing. Jaime Bojorque por su respaldo para la sustentación del trabajo de titulación.

A nuestros amigos y compañeros, les agradecemos de corazón, ya que han sido una parte fundamental en nuestra vida académica. Su apoyo y compañía han sido invaluable, y estamos agradecidos por compartir este viaje de aprendizaje y logros juntos.

Expresamos nuestra gratitud a nuestro gran amigo Xavier Vintimilla, por sus consejos y apoyo que fueron muy enriquecedores y valiosos para el desarrollo de este trabajo de titulación.

David y Sebastián

De manera especial agradezco a todos mis compañeros universitarios con quienes hemos sufrido, llorado y reído a lo largo de este trayecto de más de 5 años; en especial a José, Juan y Sebastián, en los cuales encontré una amistad verdadera que perdurará en mi corazón siempre.

A todos mis maestros y guías con los cuales compartí esta vida universitaria. Ellos han sabido pulir los conocimientos que hoy tengo, pero sobre todo han despertado un alto sentido de moralidad y honestidad profesional en mí.

David

A mis queridos amigos, quedo eternamente agradecido por todos los momentos compartidos, por los 10 ciclos de esfuerzo y sacrificio que vivimos juntos, sin ustedes este logro no hubiera sido posible. Agradezco a mis amigos del grupo de los “guapos” José, Kevin, David y Juan, a mis primeras amistades de la universidad Xavier, Hugo y Santiago, a los amigos con quienes compartí mis últimas vivencias como universitario Josué, Kevin, Pame V, Pame R, Evelyn y de manera especial a mis amigos de Azogues Karen y Leonel, con ustedes los largos viajes fueron mejores.

Sebastián

1. Introducción

1.1. Antecedentes

En el campo de la ingeniería civil, una de las ramas más importantes para el correcto funcionamiento y dimensionamiento de obras, es la geotecnia. Esta ciencia consiste en la investigación de los materiales naturales de la corteza terrestre, que se verán implicados en el diseño, construcciones o explotación de obras civiles (Servicio Geológico Mexicano, 2016). El principal objetivo de esta ciencia es obtener parámetros que caracterizan las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, las cuales incidirán de manera directa en el diseño de obras como cimentaciones, excavaciones, túneles, entre otros.

De esta necesidad surgen varios ensayos, ya sean in situ o ensayos de laboratorio, que facilitan la obtención de los mencionados parámetros, algunos de los más importantes son la capacidad portante, deformabilidad, cohesión. A partir del año 1955, surgió el denominado “Ensayo presiométrico de Ménard (PMT)”, sobre el cual se desarrollaron nuevas teorías respecto al cálculo de asentamientos (Ménard & Rousseau, 1962), cimentaciones profundas con carga transversal (Ménard, 1962), capacidad portante axial (Ménard, 1963), entre otros.

El PMT se define básicamente como un ensayo Esfuerzo-Deformación, cuyo objetivo es estimar características geotécnicas de suelos, asociadas a la deformabilidad y resistencia. El proceso consiste en realizar una perforación hasta una profundidad de interés, en la cual se introducirá una sonda, cuya función es expandirse para tomar lecturas de esfuerzo y deformación. Los principales parámetros que brinda este ensayo son: Módulo de Ménard (EM), presión límite (PL) y presión de fluencia (PF).

Autores como (Frank, 2009), afirman que el PMT tiene una gran ventaja respecto a otros métodos, la cual es proporcionar tanto parámetros de falla (PL) como parámetros de deformación (EM). Sin embargo, no siempre es viable utilizar este ensayo ya que es un método lento, que requiere personal altamente especializado y por ende su ejecución es costosa. Además, es poco recomendable en terrenos aluviales.

Por otro lado, el Ensayo de Penetración Dinámica Superpesado (DPSH) al igual que todos sus homólogos ensayos de penetración dinámica con registro continuo, empiezan a surgir de forma derivada del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), mismo que se originó en 1927. El ensayo DPSH varía las características de penetración respecto al ensayo SPT, pero

conserva la idea general de caracterizar el suelo en base a un número de golpes específico para hincar un dispositivo en el suelo. Por otro lado, a diferencia del SPT, las mediciones y datos de resistencia del DPSH se obtienen de forma continua.

El ensayo DPSH se define como el hincamiento de una punta cónica perpendicular al eje de penetración, midiéndose el golpeo necesario para profundizar 20 centímetros (Yepes Piqueras, 2021). Debido a la simplicidad de este ensayo, la rapidez de obtención de resultados y el bajo costo de aplicación, se han establecido diversas correlaciones con otros métodos. Tal es el caso del artículo publicado por (Dapena & Lacasa, 2000), donde se establece una relación DPSH-SPT para suelos cohesivos. Adicionalmente, en la literatura se pueden encontrar estudios que definen correlaciones entre el ensayo SPT y el PMT, como en el artículo del autor (Yildiz, 2021).

Nace así el interés por establecer una correlación entre los ensayos DPSH y PMT, con el fin de ahorrar recursos económicos y tiempo al momento de realizar ensayos. Sin embargo, el autor (Yepes Piqueras, 2021) establece que no son de alta fiabilidad las correlaciones entre los distintos ensayos de penetración dinámica cuando entra en juego la cohesión del suelo, o cuando se analizan suelos de relleno, donde es necesario profundizar el análisis con un estudio dedicado al establecimiento de correlaciones bajo dichas circunstancias; lo cual es uno de los objetivos principales de este trabajo al tratar con suelos predominantemente finos.

Por tal motivo, el presente estudio pretende obtener una correlación aceptable y confiable entre los resultados de los ensayos DPSH y PMT para suelos arcillosos y limosos del sector Challuabamba, mismo que por su ubicación y por la formación geológica a la que pertenece, contiene un porcentaje considerable de suelos con las características deseadas. Cabe destacar que es posible definir correlaciones mediante métodos indirectos, debido a que ambos métodos cuentan con estudios enfocados en compararlos con otros estudios geotécnicos, como es el ensayo SPT, esto se profundizará en el capítulo 2.

1.2. Justificación

El presente trabajo busca la descripción y relación entre los resultados de capacidad portante del terreno mediante los métodos DPSH y PMT sobre suelos predominantemente finos. La presente investigación se ha llevado a cabo en una zona clave de la ciudad de Cuenca debido a su creciente expansión, uso de suelo y litología. Para la caracterización de dichos suelos se ha usado el método de clasificación de suelos SUCS, basado en ensayos granulométricos y límites de Atterberg, siendo esta caracterización fundamental para lograr una correcta relación entre los ensayos aplicados.

La zona en cuestión es el Sector Challuabamba, perteneciente al cantón Cuenca de la provincia del Azuay. Esta zona ha experimentado últimamente una gran expansión debido a su crecimiento urbano, emplazamiento y construcción de un gran número de locales comerciales, por tal motivo es una zona importante de estudio. Además, está ubicada en la formación geológica Loyola, perteneciente al grupo Azogues, dada la alta presencia de lutitas, material compuesto por minerales de arcilla y limos, es pertinente para esta investigación trabajar con el material de esta zona, abundante en suelos finos.

Al analizar las ventajas y desventajas de los ensayos DPSH y PMT, podemos apreciar que en el primer caso el ensayo es rápido, sencillo y económico, sin embargo, la información que ofrece es limitada en comparación con el ensayo PMT, el cual arroja resultados de resistencia y deformabilidad, pero como consecuencia se deberá realizar un procedimiento largo, costoso y que requiere personal especializado.

Por lo antes planteado, es importante obtener un método aproximado para estimar los resultados de los ensayos a partir de correlaciones entre los mismos. Las correlaciones permitirán conocer de mejor manera el comportamiento de cada ensayo y a su vez ahorrar tiempo y recursos. Debido a estas razones, se considera de utilidad el uso de dos ensayos nuevos y bien sustentados como lo es el DPSH y PMT para generar una comparación confiable entre los resultados, y así utilizarla en una zona de constante desarrollo dentro de la Ciudad.

Cabe destacar que, debido a las limitaciones en tiempo, recursos e información, este trabajo pretende ser una primera aproximación al establecimiento de correlaciones entre los ensayos mencionados, de modo que se definirá un proceso a seguir para la obtención y validación de las correlaciones propuestas, sin embargo, los resultados finales se verán afectados por el tamaño de la muestra, de modo que no deben considerarse totalmente fiables.

1.3. Planteamiento

En este estudio, iniciamos el proceso investigativo mediante la recopilación y revisión exhaustiva de información preliminar. Esta información se obtuvo principalmente a partir de investigaciones previas que destacan los ensayos de interés y las correlaciones entre ensayos geotécnicos. Este enfoque proporciona una base sólida de información y conocimiento que permitirá abordar con precisión el tema propuesto y llevar a cabo los ensayos de manera adecuada.

La ejecución de los ensayos DPSH, PMT, se realizará en 5 distintos puntos del Sector Challuabamba, el cual según la hoja geológica ÑV-D Azogues 073 (Instituto de Investigación Geológico y Energético, 2022) establece que presentará suelos arcillosos y limosos, en bases a la información geológica de la zona que muestra una presencia de bentonita, capas limosas, guijarrosas y suelos volcánicos mayoritariamente.

Con la información geológica del sector revisada y analizada, se procederá a realizar un reconocimiento en campo, para definir los puntos específicos en los cuales se efectuará el trabajo pertinente para este estudio. Una de las primeras actividades a realizar será el muestreo, para verificar que los suelos se encuentren dentro de la categoría de suelos finos. Esta actividad se realizará bajo las especificaciones presentadas por la norma (NTE INEN 695, 2010), relacionada al muestreo de áridos.

Una vez concretadas las actividades de muestreo, se dará inicio al trabajo en laboratorio, mismo que busca caracterizar adecuadamente los suelos de estudio. Es importante mencionar que, para obtener resultados con validez y relevancia, es indispensable ejecutar los ensayos de laboratorio siguiendo los lineamientos de las normativas correspondientes. En este caso se usará como base la normativa ASTM, además de siempre tener presente las recomendaciones propuestas en el Manual de Laboratorio de Suelos e Ingeniería Civil (Bowles, 1981), y otras sugerencias que pueden encontrarse en la literatura.

Una vez realizada la caracterización de los suelos de interés, se procederá a ejecutar los ensayos DPSH, presiómetro de Ménard y veleta, mismos que contarán con la supervisión de profesionales del área técnica y operadores experimentados, quienes brindarán su apoyo y conocimiento para la realización correcta y acertada de los ensayos.

Como paso final, se procesarán y analizarán los resultados obtenidos en la ejecución de los ensayos, además de resultados adicionales de otros sectores de características similares, brindados por la compañía Geo&Geo. A partir de estos se resultados se buscará detectar

correlaciones para aproximar los resultados que se obtendrán en todos los ensayos implicados conociendo únicamente uno de ellos. Además de esto, la utilidad de la investigación también incidirá en la comparación del comportamiento del suelo bajo distintos tipos de exigencias necesarias en cada ensayo, permitiendo contrastar el comportamiento del material según el ensayo realizado.

Los parámetros de interés para el análisis planteado serán la capacidad portante “ q_u ”, obtenido por ambos ensayos luego de un post procesamiento, el número de golpes “NDPSH”, obtenido del ensayo de penetración dinámica DPSH, y la presión límite “PL”, obtenida del ensayo PMT.

A partir de todos los análisis realizados, se procurará verificar la validez estadística de las correlaciones de las variables, en base a ensayos complementarios como lo es el análisis T-Paired, para así asegurar que los planteamientos derivados de este trabajo sean aceptables. Una vez realizada dicha verificación, el resultado esperado es la obtención de una relación directa entre los resultados de los ensayos realizados, apuntando a determinar una correlación específica.

1.4. Objetivos

El objetivo general de este trabajo de titulación se definió de la siguiente manera:

- Estimar una correlación entre el ensayo DPSH y PMT en suelos finos del sector Challuabamba.

Para cumplir con este propósito, surge la necesidad de trabajar en los siguientes objetivos específicos:

- Determinar zonas con suelo fino dentro del Sector Challuabamba.
- Realizar ensayos DPSH y PMT en las zonas definidas.
- Comparar los resultados de los ensayos DPSH y PMT en base a la capacidad portante del suelo.
- Contrastar los resultados reportados de los ensayos DPSH y PMT con la cohesión no drenada del ensayo de Veleta.
- Analizar los resultados e identificar correlaciones entre las lecturas realizadas, dando énfasis a los parámetros de resistencia.

1.5. Hipótesis

La base de este trabajo de titulación es la hipótesis de que los suelos estudiados en los diferentes puntos definidos del sector Challuabamba presentan características similares, igual clasificación según SUCS, y por ende una distribución granulométrica similar, además de que sus propiedades inciden directamente en los resultados de los ensayos DPSH y PMT.

Se parte de información disponible de estudios que correlacionan ensayos geotécnicos, como el caso del autor (Dapena & Lacasa, 2000), que presenta una correlación entre los ensayos SPT-DPSH, y el autor (Anwar, 2018), quien plantea una correlación entre los ensayos SPT-PMT. En base a estos planteamientos, este estudio pretende comprobar que existe una alternativa que relacione directamente los ensayos DPSH-PMT en suelos arcillosos-limosos.

1.6. Estructura de la tesis

Con la finalidad de cumplir los objetivos planteados, será necesario la ejecución de varias etapas dentro del trabajo las cuales van desde una recopilación bibliográfica acerca de los métodos y normativas involucradas, la conformación de un marco teórico que sustente conceptualmente los ensayos realizados, a la aplicación de los mismos. Finalmente se desarrollará un procesamiento estadístico de los resultados y el establecimiento de las posibles correlaciones entre ensayos.

Se inicia a partir de la necesidad de encontrar la existencia de una relación entre los ensayos DPSH y PMT con el objetivo de facilitar el desarrollo de estudios geotécnicos en suelos pertenecientes al sector Challuabamba y sus formaciones geológicas asociadas. Para esto se parte de una revisión bibliográfica acerca del estado del arte de los ensayos DPSH y PMT, así como su rango de aplicación.

Se realiza una verificación de las normativas y estándares sobre las cuales los ensayos geotécnicos planteados se apoyan teóricamente para su desarrollo, incluyendo así las normativas ASTM-D 3550 para la obtención de muestras, el tratamiento de las mismas, y su clasificación posterior, además de las normas ISO 22476-2 e ISO 22476-4 para el desarrollo correcto de los ensayos y calibraciones requeridas, finalmente terminando con el apoyo del Eurocódigo para el procesamiento final de resultados en la búsqueda de la capacidad admisible del terreno en base a los resultados DPSH y PMT.

Se procede al desarrollo de los ensayos de campo y laboratorio necesarios, así como a la realización un análisis de los resultados obtenidos, encontrando la clasificación cualitativa de los suelos involucrados en base al Sistema Unificado de Clasificación del Suelo SUCS.

Una vez definida la clasificación de los suelos ensayados, se procede a determinar la capacidad admisible de los mismos a partir de los dos métodos (ensayo DPSH y PMT). Estas capacidades serán utilizadas para desarrollar un modelo estadístico mediante el ensayo t-paired, el cual nos permite establecer la existencia de diferencias en los tratamientos realizados entre dos muestras obtenidas en pares.

En función de los resultados del modelo estadístico, finalmente, se establecen las correlaciones posibles entre los métodos estudiados, entregando como resultados finales el grado de correlación existente entre los métodos, la validez estadística de los mismos y la ecuación de correlación entre los métodos en conjunto con las limitaciones que dicha ecuación presente.

2. Marco Teórico

En este capítulo, se aborda el fundamento teórico en el cual se basa el desarrollo de esta investigación. Se inicia con la descripción del contexto geológico de la zona explorando las nociones generales del terreno, para luego continuar con una descripción de los ensayos y las propiedades fundamentales de los suelos en las áreas de estudio. Conforme a la descripción de cada ensayo también se procede a analizar metodologías para el procesamiento correcto de los datos obtenidos.

2.1. Contexto Geológico local

La zona de trabajo seleccionada se ubica en la cuenca sedimentaria Azuay-Cañar, la cual según el autor (Velez Dávila, 2012) contiene grandes planicies comprendidas entre los ríos Tomebamba y Yanuncay. Dichas planicies a su vez contienen depósitos aluviales y terrazas glaciares, además de que hay una amalgama de formaciones en la zona como lo es la formación Guapán, la formación Azogues y la formación Loyola, todas pertenecientes al grupo de formaciones Azogues.

En el sector específico de esta investigación el cual es el Sector Challuabamba, las principales formaciones son la Guapán, Loyola, Azogues y en ciertos sectores la formación Turi. Según la información brindada por (Instituto de Investigación Geológico y Energético, 2022) en la hoja geológica 73 la formación Guapán cuenta con la presencia de gruesas capas de bentonita, además de tobas y areniscas tobáceas; la formación Loyola en contraste cuenta con lutitas, yeso y caliza cristalina, la formación Azogues está conformada de areniscas tobáceas, depósitos de limolitos y de arcilla., y finalmente, la formación Turi la cual cuenta con un conglomerado de base sobre la cual se asientan capas limosas y guijarrosas. Cabe recalcar que una parte importante de la denominada cuenca de Cuenca abarca terrenos pertenecientes a las formaciones Macuchi, Celica, Mangán, Santa Rosa, Turi, Tarqui, Piñón, entre otras.

El autor (Proaño, Once, & Rodas, 2022) afirma que el sector Challuabamba se delimita como se presenta a continuación en Figura 1.

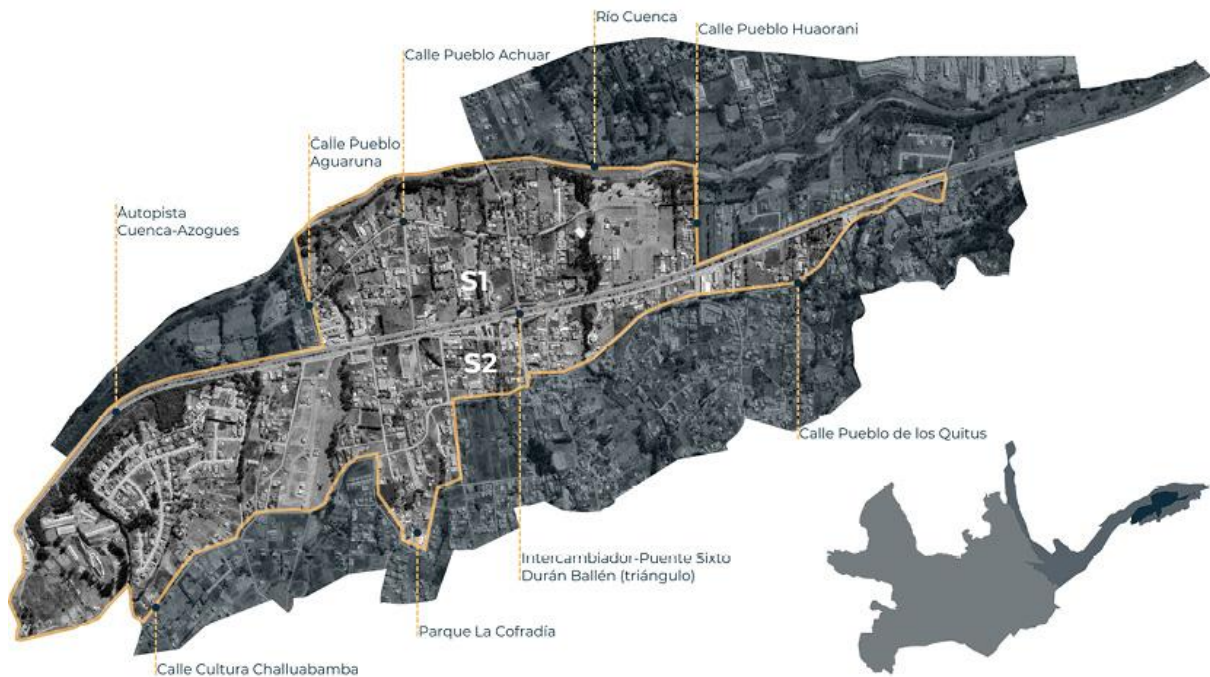


Figura 1. Ubicación del Sector Challuabamba

Fuente: (Proaño, Once, & Rodas, 2022)

El sector cuenta con algunos afluentes acuáticos, principalmente formados por quebradas que atraviesan toda la zona y descargan directamente en el río Cuenca, además de presentar un porcentaje importante de rellenos de quebradas, producto de las construcciones del sector. Adicionalmente, la precipitación media anual oscila entre los 500 y 1000 mm³ anuales, cuyos picos máximos de precipitación se ubican entre los meses de febrero y abril (Loja Paucar, 2018) .

El tipo de suelo, la presencia de agua e intervención antrópica, en conjunto con el constante cambio de uso de suelo debido a la expansión urbanística de la ciudad, generan riesgos importantes referente a inestabilidad del suelo y pérdida de su capacidad, lo cual deriva en la necesidad de estudiar detalladamente esta zona para dimensionar adecuadamente cualquier obra civil, además de prever alternativas para garantizar la integridad humana, material y mitigar los daños que pudieran generarse.

2.2. Ensayos en Laboratorio

Dentro de los procesos de caracterización del suelo es de gran importancia el correcto desarrollo de los ensayos en laboratorio. Para ello, se parte de la correcta obtención de una muestra alterada del suelo mediante un tubo de pared partida en campo, la cual debe ser llevada al laboratorio para su análisis granulométrico y de límites de Atterberg. Estos análisis servirán como guía para una descripción y caracterización correcta de los materiales a correlacionar.

En esta sección se indicarán las características generales de los suelos que se requieren conocer para la ejecución del presente trabajo de titulación, además de su proceso general de obtención en laboratorio.

2.2.1. Análisis granulométrico

El análisis granulométrico como lo describe (Das, 2012) es la determinación del rango del tamaño de las partículas presentes en un suelo expresado como un porcentaje del peso (o masa) seco total. En lo referente al tamaño de los agregados existen dos procesos usados para la clasificación del tamaño de grano de un suelo, los cuales se dividen en la aplicación dependiendo si la partícula tiene un diámetro de grano mayor o igual a 0.075mm o por el contrario un diámetro menor a este.

En el caso de mayor interés se encuentra la descripción granulométrica de las partículas mayores a 0.075mm, por lo cual se debe aplicar el proceso respectivo a este tipo de material, el cual según (Das, 2012) corresponde a análisis por cribado de las partículas, que consiste en sacudir la muestra del suelo previamente secada y disgregada a través de una serie de mallas o tamices con aberturas cada vez más pequeñas.

Una vez obtenida la muestra en campo, para la realización de un correcto análisis granulométrico por cribado es esencial mantenerla en condiciones óptimas, evitando el desecado de la misma en el trayecto del campo a laboratorio, ya que esto influirá en los resultados posteriores.

Cuando la muestra llega al laboratorio, es necesario la medición del peso húmedo del material antes de someter a la muestra al proceso de secado. Una vez pesado el material seco, se debe realizar un proceso de disgregación de las partículas para su correcta descripción por

cribado, este proceso es generalmente realizado mediante una acción de lavado de la muestra sobre el tamiz 200, generando que el material fino menor a los 0.075mm sea eliminado de la muestra y prevalecerán las partículas disgregadas mayores a este tamaño.

Finalizado el proceso de lavado es fundamental colocar la muestra al horno para el secado durante 24 horas, luego de las cuales se procederá a pesar el material restante de la muestra.

Finalmente, se hará pasar el material a través de un conjunto de tamices decrecientes con los tamaños de abertura explicados en la Tabla 1, y como lo señala la norma (ASTM D 422 - 63, 2002) el cribado deberá ser realizado mediante un proceso de movimiento lateral y vertical de la malla acompañado de sacudidas con el fin de mantener a la muestra continuamente en movimiento sobre la malla.

Tamiz N°	Abertura (mm)
4	4.75
10	2
40	0.425
200	0.075
Fondo	

Tabla 1. Abertura de tamices para ensayo granulométrico

Fuente: (ASTM D 422 - 63, 2002)

Una vez finalizado el cribado del material, se deberá pesar la cantidad de material retenido en cada uno de los tamices antes descritos anotando la misma para la posterior descripción de la curva granulométrica del material.

Antes de la descripción de la curva granulométrica es esencial realizar las respectivas correcciones tanto por peso de material como por humedad, ambas serán descritas a continuación:

Corrección por peso de muestra:

Es imprescindible aplicar la corrección por peso, ya que una parte del material de la muestra tiende a adherirse a los tamices durante el ensayo, mientras que otra pequeña cantidad se pierde debido al manejo. Es fundamental compensar esta pérdida de material de manera estadísticamente válida

Esta compensación se realiza al tomar la diferencia entre el peso de la muestra total antes del proceso de tamizado y después del proceso de tamizado, y sumarla al peso del tamiz más significativo del ensayo, es decir el tamiz con mayor cantidad de agregado retenido.

Corrección por Humedad:

Al igual que en la corrección por peso, la corrección por humedad es imprescindible en la correcta descripción de la curva granulométrica, ya que el tamaño y la distribución de las partículas del agregado se encuentran directamente influenciadas por la cantidad de humedad presente en la muestra, distorsionando los resultados del análisis granulométrico.

Para realizar la corrección, se parte del peso húmedo inicial del terreno y de la humedad referente a este obtenida del pesar pequeñas porciones de esta de antes y después de un proceso de secado al horno. Es requerido contar con al menos 3 muestras de humedad del suelo de campo para que la misma se considere estadísticamente correcta y compensar errores de manejo de las mismas.

Con dicha humedad promedio, se debe estimar el peso específico seco teórico de la muestra en función del peso húmedo inicial a partir de la siguiente ecuación:

$$W_s = \frac{W_{wet}}{\left(1 + \frac{\%w}{100}\right)}$$

Ecuación 1. Peso seco teórico

Donde:

W_s : Peso seco teórico

W_{wet} : Peso húmedo de la muestra en campo

$\%w$: Porcentaje de humedad de la muestra en campo

En función de este valor teórico se analizarán los resultados de los porcentajes retenidos, para finalmente plasmar la curva granulométrica.

2.2.2. Límites de Atterberg

Se conoce como límites de Atterberg a una medida empleada para cuantificar la consistencia (entendida como resistencia del flujo) y comportamiento de suelos finos, basándose en su humedad (relación del contenido de agua con el volumen total de la masa de suelo). Las consistencias conocidas son:

- Semilíquida. - Este tipo de consistencia, la masa de suelo presenta características propias de un líquido espeso, y fluye por efectos de gravedad.
- Plástica. - Esta consistencia se caracteriza por que la masa de suelo es capaz de adaptarse y variar su forma bajo ligeras presiones.
- Semisólida. - Esta consistencia indica que el suelo entró en una etapa de contracción, disminuyendo su volumen a medida que el contenido de humedad disminuye, además, la masa de suelo se torna no moldeable.
- Sólida. - Esta etapa se caracteriza debido a que la variación del contenido de humedad en un cierto límite no implica cambios de volumen.

En base a estas consistencias se definen los denominados "límites de Atterberg", que son básicamente las humedades en las cuales se produce la transición entre las distintas consistencias mencionadas. El autor (Das, 2012) indica los siguientes límites.

- Límite líquido (LL). - Es la humedad límite a la cual el suelo transiciona de consistencia líquida a plástica.
- Límite plástico (LP). - Es la humedad límite a la cual el suelo transiciona entre el estado semisólido y plástico.

- Límite de contracción (LC). - Es la humedad límite a la cual el suelo transiciona entre la consistencia sólida y la semi sólida.

Para poder caracterizar las muestras de suelo según SUCS, es necesario conocer el límite líquido (LL) y límite plástico (LP), los cuales se definieron en base al método del cono de penetración, de la normativa (BS 1377: Part 2, 1990) y al método de límite plástico de la normativa (ASTM D 4318 - 00, 2018) respectivamente. Es importante señalar que estos ensayos se llevaron a cabo de manera conjunta con la carta de plasticidad de Casagrande, en conformidad con lo permitido por el Eurocódigo (Eurocódigo UNE-ENV 1997-3, 2002).

- Método de penetrómetro de cono. - Este método implica soltar un cono pesado desde una altura estándar durante un período de 5 segundos, sobre una muestra de suelo que previamente ha sido uniformemente humedecida. Esta muestra se ha tamizado con una malla #40 y se le ha añadido una cantidad específica de agua, para posteriormente medir la penetración. Estas mediciones se registran y la muestra de suelo húmedo se pesa antes de secarla en un horno para determinar su contenido de humedad. El proceso debe repetirse al menos tres veces, y luego se traza una curva de tendencia utilizando los valores de penetración y humedad resultantes. El valor de humedad correspondiente a una penetración de 20.00 mm, obtenido a través de esta curva, se considera el límite líquido buscado.
- Método de límite plástico. - Consiste en un proceso de humedecer una muestra de suelo previamente secado al horno, que se ha tamizado por una malla # 40 hasta que al moldearla en forma de un cilindro alargado se divide o cuartea al llegar a los 3mm de diámetro. Esto se realizará 3 veces y las muestras distintas se pesarán y serán posteriormente secadas, logrando así obtener el valor de la humedad de límite plástico al sacar el promedio de las humedades resultantes.

2.3. Ensayos en Campo

Los ensayos en campo, o ensayos in situ, se definen como pruebas, tratamientos y análisis realizados directamente en el lugar de estudio del suelo. Estos ensayos se llevan a cabo con el propósito de obtener respuestas reales del comportamiento del suelo frente a las perturbaciones que pueda experimentar debido a la variación de cargas y condiciones de contorno presentes en el sitio.

En este trabajo, se presentarán y explicarán tres tipos de ensayos in situ, junto con sus respectivas ventajas y desventajas de aplicación. Estos ensayos en campo ofrecen una valiosa información que, en conjunto con los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio, permiten una mejor comprensión de las propiedades y comportamiento del suelo en su ambiente natural.

2.3.1. Ensayo de penetración dinámica superpesada (DPSH)

Se encuentra regido bajo la norma europea (ISO 22476-2, 2005), y está específicamente diseñado para aplicarse en suelos y en rocas blandas; en suelos finos y cohesivos la información obtenida del ensayo deberá contrastarse con correlaciones con otros métodos más adecuados para este tipo de terrenos. Este ensayo implica el proceso de hinca y penetración del suelo mediante la aplicación de cierta energía sobre una maza que tiene una puntaza cónica, la cual se adentra en el suelo. El objetivo principal del ensayo es lograr una penetración perpendicular al suelo, es decir, a un ángulo de 90 grados. Durante el ensayo, se realizarán mediciones del número de golpes necesarios para cada intervalo de 20 cm de penetración, y estos se registrarán con los nombres de N20 o NDPSH.

Este procedimiento proporcionará información valiosa sobre la resistencia y comportamiento del suelo blando bajo condiciones naturales. Es factible realizar el ensayo de penetración dinámica NDPSH tanto desde la cota superficial del suelo hasta alcanzar las profundidades deseadas como también mediante la excavación de una calicata hasta la profundidad de interés del proyecto debido a limitaciones para la ejecución del ensayo, como, por ejemplo, en zonas con infraestructura existente o estratos de difícil acceso por penetración.

La elección del enfoque dependerá de la finalidad del estudio, los objetivos específicos y las condiciones del terreno. Ambos métodos son válidos y pueden proporcionar información valiosa sobre las propiedades del suelo en el área de estudio.

El método de cálculo se basa en los parámetros del equipo de hinca DPSH y en la energía de penetración usada, ya sea del método A o B, donde la norma (ISO 22476-2, 2005) estipula que el cálculo de la capacidad portante del suelo debe ser realizada en función de la siguiente expresión:

$$q_d = \frac{m}{m + m'} \cdot r_d ;$$

Ecuación 2. Resistencia Dinámica del Terreno

Donde:

q_d : Resistencia dinámica del terreno.

r_d : Resistencia puntual unitaria.

m : masa de la maza (kg)

m' : masa total del varillaje, cabeza de impacto y de la varilla guía (kg)

A su vez, como se puede ver en la expresión, es necesario conocer el valor de resistencia puntual unitaria, la cual es dependiente de valores como la energía de impacto y el porcentaje de penetración obtenido en el ensayo, como se puede ver detallado en la Ecuación 2:

$$r_d = \frac{m g h}{A e};$$

Ecuación 3. Resistencia Puntual Unitaria

Donde:

m : masa de la maza (Kg)

g : Aceleración de la gravedad (m/s²)

h : Altura de caída de la masa (cm)

A : Área de base de la puntaza (cm²)

e : porcentaje de penetración

Finalmente, el porcentaje de penetración puede ser definido como el parámetro que mide la resistencia a la penetración del suelo, el mismo puede ser definido de la siguiente forma:

$$e = \frac{0.2}{N_{20}};$$

Ecuación 4. Porcentaje de penetración.

Esta expresión describe perfectamente la energía que requerirá el equipo para penetrar en el terreno, o como lo expone (Bolatti, 2019), quien a su vez cita a (Eurocódigo UNE-ENV 1997-3, 2002), el valor de r_d es una estimación del trabajo de hincado realizado para penetrar el terreno, por lo tanto, al remplazar Ecuación 2 en Ecuación 1, se obtiene la descripción completa de la resistencia dinámica del suelo, la misma que a su vez será multiplicada por un factor de reducción del 40 al 60 por ciento en función de las condiciones de terreno para obtener finalmente la capacidad portante q_u del mismo. Esto se puede visualizar a continuación:

$$q_u = C \cdot \frac{m^2 g h}{(m + m') A e}$$

Ecuación 5. Capacidad Portante del Terreno

Donde:

q_u : Capacidad portante del terreno

C: Coeficiente de reducción.

El coeficiente de reducción como lo estipula (Laboratorio de Ingeniería y Medio Ambiente. Imasa Lab s.a., 2013) es dependiente directamente de las características texturales del terreno, su estado de humedad natural y la presencia de nivel freático.

Una representación de este coeficiente de reducción puede venir representado por la relación entre la resistencia estática q_u y la resistencia dinámica q_d , esta relación es presentada en el trabajo de (Buisson, 1952) quien la expone como lo presentado en la Tabla 2:

S/D	Tipo de terreno
0,30	Suelos de compacidad floja o consistencia blanda
0,50	Arcillas
0,75	Arenas
1,00	Gravas con fuerte rozamiento

Tabla 2. Relación entre la resistencia estática y dinámica del suelo

Fuente: (Buisson, 1952)

Donde:

S: Resistencia estática q_u

D: Resistencia dinámica q_d

Esta relación a su vez está en concordancia con los parámetros de terreno antes expuestos por Imasa Lab (2013).

Finalmente, se obtiene la influencia de las dimensiones geométricas de la cimentación en el proceso de obtención de la capacidad admisible Q_{adm} del suelo, se debe obtener en función a las ecuaciones establecidas por Terzagui, las cuales serán descritas en el apartado de resistencia mecánica de los suelos:

2.3.2. Ensayo Presiométrico de Ménard (PMT)

Este ensayo se encuentra normado bajo la norma (ISO 22476-4, 2012), el cual basa su metodología en la medición de la deformación de suelo cuando este es sometido a una presión debido a la expansión radial de una sonda cilíndrica hinchable en base a fluidos de inyección en estado líquido y gaseoso, donde el equipo se encarga de estimar características geotécnicas del suelo asociadas a la resistencia y deformabilidad.

En contraste con el método DPSH visto anteriormente, para este ensayo es imperativo realizar una excavación previa hasta la profundidad deseada del ensayo, debido a que la sonda no penetrará en el mismo como en el caso anterior, si no que por el contrario esta realizará un proceso de expansión radial dentro del suelo aplicando presión a las paredes del mismo, logrando así obtener lecturas de volumen y de la presión aplicada para el aumento de dicho volumen. Esta excavación realizada deberá minimizar las perturbaciones en el terreno, debido que dichas perturbaciones pueden influenciar a una toma de datos erróneos y al mal uso del equipo.

Es recomendado ampliamente el uso de barrenas huecas en conjunto con barriles de perforación para la realización del proceso de excavación y la preparación de la zona de ensayo.

Por otra parte, en este tipo de ensayo es importante realizar correctamente las calibraciones correspondientes del equipo antes del desarrollo del ensayo.

La primera calibración, debido a la pérdida de presurización, implica medir la resistencia de las membranas de caucho de la sonda en un entorno sin confinamiento, lo que nos permite determinar el valor de la presurización originada por la membrana. Este valor debe ser sustraído posteriormente de los datos obtenidos durante el ensayo para obtener una representación precisa del comportamiento del terreno, excluyendo cualquier efecto del equipo.

Para esta calibración es necesario obtener la curva de presión vs volumen en condiciones despresurizadas como se muestra a continuación:

$$Vr = f(pe)$$

Ecuación 6. Deformación en Volumen en función del Esfuerzo Aplicado

Donde:

Vr : Volumen Inyectado en Condiciones desconfiadas

pe : Presión en la celda de medición en condiciones desconfiadas

Un ejemplo de la curva es descrito a continuación en la Figura 2:

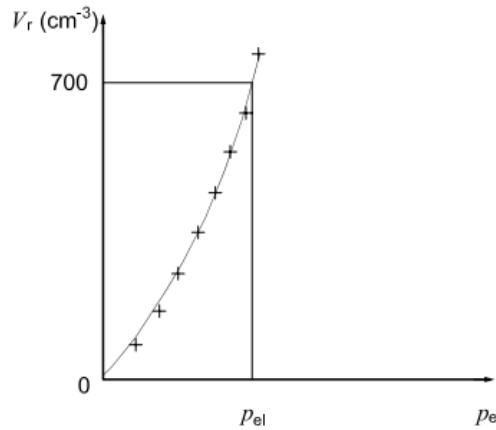


Figura 2. Curva esfuerzo-deformación del ensayo PMT

Fuente: (ISO 22476-4, 2012)

Donde:

V_{r60} : Volumen de líquido inyectado al final de cada presurización en condiciones desconfiadas

p_{el} : pérdida de presión de la sonda

Finalmente, la corrección de la presión aplicada deberá ser la siguiente aplicando el tercer método de la norma referente a un ajuste hiperbólico doble:

$$p = p_r (V_r) - p_e (V_r)$$

Ecuación 7. Corrección de presión en Base a un Ajuste Hiperbólico

Donde:

p : Presión corregida

p_r : presión en la celda de medición en condiciones confinadas

p_e : presión en la celda de medición en condiciones desconfiadas.

V_r : Volumen del líquido inyectado en cada presurización en condiciones confinadas.

Esta corrección deberá ser aplicada para cada aumento de presurización contrastando los resultados de la curva de calibración con el valor obtenido de presión en condiciones confinadas.

La segunda calibración, debida a la pérdida de volumen, consiste en determinar la expansión de las mangueras del equipo debido a su puesta en funcionamiento, la misma que finalmente deberá ser restada de la lectura final del equipo. Para esta calibración la sonda deberá ser presurizada hasta que la cubierta de la sonda o el tubo partido se encuentren en contacto con el cilindro de calibración. Una vez alcanzado este punto, la presión debe aumentarse en un intervalo de tiempo de 20 segundos, y ser mantenida durante 60 segundos antes de volver a aumentarla.

Para la corrección por pérdida de volumen será necesario graficar el volumen de fluido inyectado de cada intervalo de presión aplicado de la forma:

$$V_r = f(p_r)$$

Ecuación 8. Volumen del líquido inyectado en función de la presión en la celda de presurización

Donde:

V_r : Volumen de líquido inyectado luego de cada presurización condiciones confinadas.

p_r : Presión en la celda de medición condiciones confinadas.

La cual luego se llamará la curva de corrección ante la pérdida de volumen, la norma (ISO 22476-4, 2012) presenta un ejemplo de la misma:

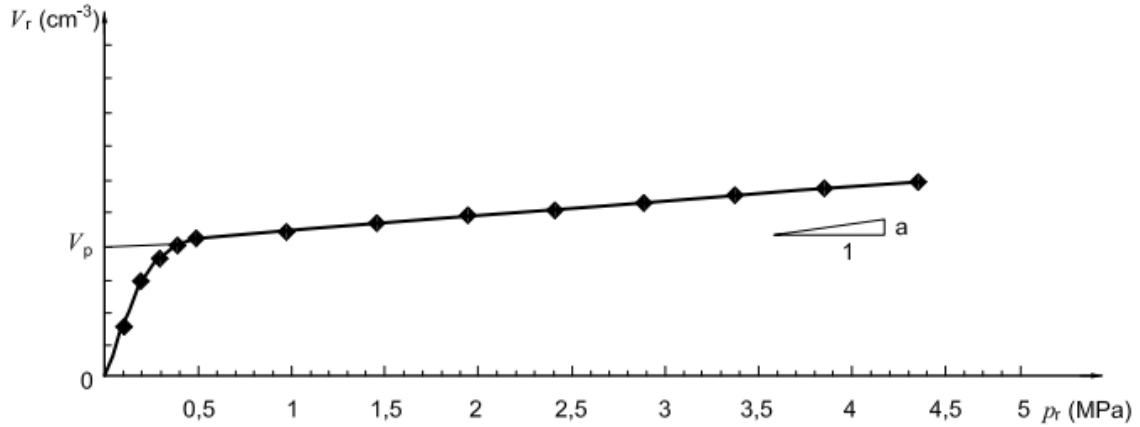


Figura 3. Curva de pérdida de volumen

Fuente: (ISO 22476-4, 2012)

En tal situación la correcta descripción de los resultados deriva en la descripción de la tendencia de la zona recta del ensayo despreciando la curva inicial de llenado de las celdas de la sonda de la siguiente manera:

$$V_r = V_p + ap_r$$

Ecuación 9. Corrección ante la pérdida de Volumen

Donde:

V_p : Intercepción de la línea recta

a : Factor de pérdida de volumen (pendiente de la zona recta)

Por lo tanto, el valor corregido de volumen inyectado para un valor de presión obtenido en cada una de las mediciones deberá ser el siguiente:

$$V = V_r(p_r) - ap_r$$

Ecuación 10. Volumen de fluido total corregido

Donde:

V: Volumen corregido de fluido inyectado en la sonda.

Valores de la curva presiométrica corregida

Luego de reducciones a las ecuaciones antes descritas de Volumen y Presión corregidas, la norma provee las siguientes dos ecuaciones para la descripción de la curva Presiométrica de Ménard, las cuales se encuentran función de parámetros de Presión y Volumen.

$$p = p_r + p_h - p_e (V_r)$$

$$V = V_r - V_e(p)$$

Ecuación 11. Descripción de la curva Presiométrica de Ménard

Donde:

p_h : Carga hidráulica

V_e : Perdida de volumen de todo el equipo durante la presurización

Aparte de la curva presiométrica, es necesario una correcta descripción de la curva de arrastre o “creep corrected curve”, la cual tiene como datos la presión ejercida y el cambio de volúmenes $\Delta v_{60/30}$, que representa la diferencia entre el cambio de volúmenes debido a la presión aplicada en un punto del ensayo a los 60 segundos para el cambio de volumen previo obtenido a los 30 segundos a una misma presión aplicada.

En función de las ecuaciones antes obtenidas se puede graficar la curva presiométrica de Ménard como se puede ver a continuación:

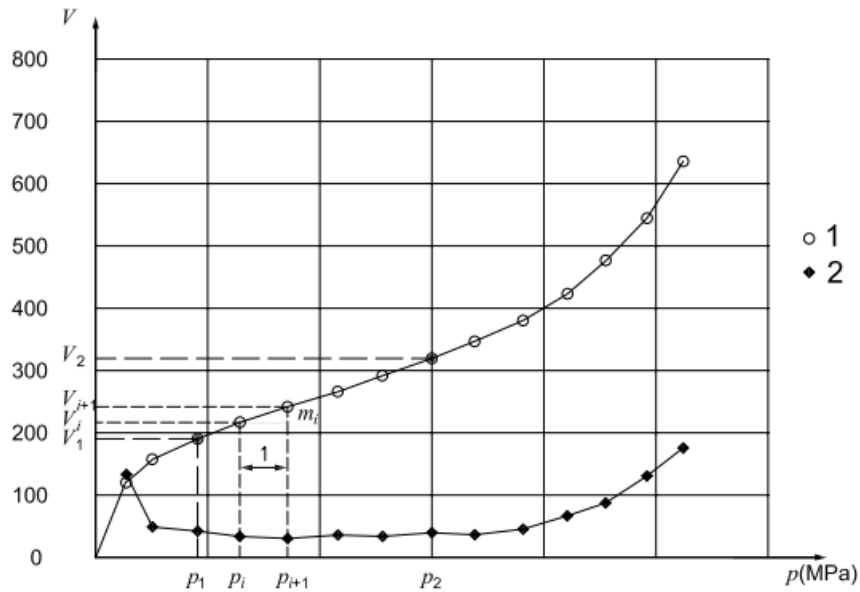


Figura 4. Curva presiométrica de Ménard

Fuente: (ISO 22476-4, 2012)

Donde:

- 1: Curva presiométrica corregida de Ménard
- 2: Curva corregida de arrastre

Finalmente, para la obtención de la capacidad portante del terreno, es de gran importancia obtener los parámetros para su cálculo a partir de la curva presiométrica de Ménard, como lo explica el Eurocódigo (Eurocódigo UNE-ENV 1997-3, 2002) dos procesos deberán ser usados, un proceso para la obtención del módulo presiométrico EM y la presión límite del ensayo PLM.

La norma (ISO 22476-4, 2012) establece que el parámetro de presión límite PLM representa la presión corregida para la cual el volumen inyectado corregido en la celda central de la sonda es tal que:

$$V_L = V_c + 2V_1$$

Ecuación 12. Volumen Corregido en la celda central de la Sonda

Donde:

V_c : Volumen inicial externo de la celda central de medición.

V_1 : Volumen inicial al inicio del rango pseudo-elástico

A su vez, V_c es el volumen de la celda central de medida luego de la calibración del equipo y se encuentra definido por:

$$V_c = 0.25 \pi l_c d_c^2$$

Ecuación 13. Volumen de la celda central calibrada

Donde:

l_c : Largo de la celda central de medición

d_c : Diámetro interior del cilindro de calibración

Como lo establece la norma antes descrita, esta ecuación se puede usar para la determinación de PML cuando el volumen de la celda central de medición es mayor que el volumen descrito por tal ecuación, donde se deberá usar interpolación lineal para encontrar la presión límite; pero debido a la dificultad de llegar a dicho volumen, se establece el desarrollo de otra metodología para la descripción de la presión límite PLM la cual se basa en la extrapolación.

Aquí entra en vigor el método recíproco, el cual consiste en encontrar la intersección entre la curva presiométrica de Ménard y la curva $(p, 1/V)$, donde una regresión lineal deberá ser aplicada usando las tres últimas lecturas del ensayo siguiendo las siguientes ecuaciones:

$$Y = Ap + B$$

Ecuación 14. Regresión de la Curva

Donde:

A, B: coeficientes obtenidos de la regresión lineal de Y en p.

A su vez tenemos que:

$$Y = V^{-1}$$

Ecuación 15. Descripción de la Curva en función de la Curva inversa del Volumen

Así, despejando el sistema de ecuaciones dado cuando el volumen es representado por el parámetro VL, obtenemos finalmente la intersección de las curvas, y a su vez la descripción de la presión PLM como se muestra:

$$PLM = \frac{B}{A} + \frac{1}{[A(V_c + 2V_1)]}$$

Ecuación 16. Presión límite de Ménard

El volumen correspondiente a esta intersección será a su vez definido como el parámetro V2, el cual será de importancia en la descripción del módulo presiométrico de Ménard, mismo que, según lo describe la norma (ISO 22476-4, 2012), se puede expresar mediante las siguientes ecuaciones en función del tipo de sonda usada:

Sonda de cubierta flexible

$$E_M = 2(1 + \nu) \left[V_c + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] \frac{(p_2 - p_1)}{(V_2 - V_1)}$$

Ecuación 17. Módulo presiométrico de Ménard para Sonda de Cubierta Flexible

Donde:

E_M : Módulo Presiométrico de Ménard (Deformación Inicial)

ν : Módulo de Poisson del suelo (0.33)

Sonda de tubo partido

$$E_M = 2(1 + \nu)\sqrt{(V_m + V_c)(V_m + V_t)}\frac{(p_2 - p_1)}{(V_2 - V_1)}$$

Ecuación 18. Módulo presiométrico de Ménard para Sonda de tubo partido

Donde:

$V_t = 0.25 \pi l_c d_{ci}^2$: Volumen de la celda central de medida incluido el tubo partido.

$V_m = (V_1 + V_2)/2$.

Métodos de cálculo en base a la información

Una vez obtenidos los parámetros clave del ensayo presiométrico de Ménard, (Pérez de Agreda & Álvarez de Toledo, 2009) establecen que el esfuerzo de falla o capacidad portante del terreno puede ser definida mediante la siguiente ecuación:

$$q_u = k_p(P_{le} - \sigma_{oh}) - \sigma_{ov}$$

Ecuación 19. Capacidad Portante del terreno en función de los parámetros del Ensayo presiométrico de Ménard

Donde:

q_u : Capacidad portante del terreno.

k_p : Factor de soporte del suelo en base a la profundidad de desplante.

σ_{ov} : Esfuerzo de confinamiento vertical del suelo a la profundidad analizada.

σ_{oh} : Esfuerzo de confinamiento horizontal del suelo a la profundidad analizada.

Donde el factor k_p para cimentaciones superficiales se encuentra definido de la siguiente manera en función de la profundidad de desplante, las características geométricas del cimiento y el tipo de suelo analizado previamente bajo un ensayo cuantitativo en laboratorio del mismo, como lo establece (Pérez de Agreda & Álvarez de Toledo, 2009):

Tipo de Suelo	Valor de K_p
Arcilla y limo A, Pizarra A	$0.8(1+0.25(0.6+0.4 B/L) Df/B)$
Arcilla y limo B	$0.8(1+0.35(0.6+0.4 B/L) Df/B)$
Arcilla C	$0.8(1+0.50(0.6+0.4 B/L) Df/B)$
Arena A	$(1+0.35(0.6+0.4 B/L) Df/B)$
Arena y Grava B	$(1+0.50(0.6+0.4 B/L) Df/B)$
Arena y Grava C	$(1+0.80(0.6+0.4 B/L) Df/B)$
Pizarra B y C	$1.3(1+0.27(0.6+0.4 B/L) Df/B)$
Marga, Marga Calcárea y Roca Meteorizada	$(1+0.27(0.6+0.4 B/L) Df/B)$

Tabla 3. Factor de soporte del suelo K_p en función del tipo de suelo

Fuente: (Pérez de Agreda & Álvarez de Toledo, 2009)

Donde, el tipo de suelo se determina en función de lo establecido en la siguiente tabla:

Suelo	Tipo		PLM (MPa)
Arcilla y Limo	A	Suave	<0.7
	B	Rígida	1.2-2
	C	Dura	>2.5
Arena y Grava	A	Suelta	<0.5
	B	Media	1-2
	C	Densa	>2.5
Pizarra	A	Suave	<0.7
	B	Meteorizada	1-2.5
	C	Densa	>3
Marga y Marga Calcárea	A	Suave	1.5-4
	B	Densa	>4.5
Roca Meteorizada	A	Meteorizada	2.5-4
	B	Fragmentada	>4.5

Tabla 4. Tipo de suelo según ensayo PMT

Fuente: (Pérez de Agreda & Álvarez de Toledo, 2009)

2.3.3. Ensayo de la Veleta

Este ensayo se encuentra especificado en la normativa ASTM D2573-15, se emplea principalmente para obtener la cohesión no drenada en arcillas blandas. En el procedimiento se establece que la velocidad de rotación del equipo deberá ser de 6 °/min, y se deberá introducir en el terreno hasta que la punta del instrumento se encuentre completamente cubierta.

Este ensayo tiene como criterio la rotura del suelo a través del esfuerzo aplicado por la rotación de la veleta, evitando influencias por poros o sobreesfuerzos del instrumento, cabe destacar que siempre debe procurarse mantener al equipo aplomado y los resultados obtenidos deberán ser corregidos dependiendo del tamaño de la punta que se emplee.

El autor (Olguín & Ortúzar, 2015), plantea la siguiente expresión para la obtención de la cohesión no drenada a partir de los parámetros obtenidos en campo con la veleta:

$$S_u = 0.273 \frac{T}{D^3}$$

Ecuación 20. Cohesión no drenada (Olguín & Ortúzar, 2015)

Donde:

- S_u = Cohesión no drenada
- T = Torque aplicado a la veleta
- D^3 = Diámetro de la veleta

Por otro lado, en el euro código (Eurocódigo UNE-ENV 1997-3, 2002) se establece la siguiente relación:

$$S_u = \mu C_{fv}$$

Ecuación 21. Cohesión no drenada (*Eurocódigo UNE-ENV 1997-3, 2002*)

Donde:

- S_u = Cohesión no drenada
- μ = Factor de corrección debido al aspa
- C_{fv} = Esfuerzo de torsión aplicado al equipo

2.4. Resistencia Mecánica de los Suelos

Dentro del campo de la Ingeniería Civil, es de vital importancia conocer las propiedades mecánicas de un suelo en el que se pretenda intervenir, para dimensionar adecuadamente la cimentación de la obra y tener presente cualquier medida de prevención pertinente. El autor (Nanclares Arango, 2018) cita a la norma (ASTM D 653 - 21b, 2022), en la cual indica que se define al término “resistencia” como un nivel de tensión límite que puede aplicarse a un material sin que este llegue al fallo, previo a la aplicación de cualquier tipo de carga.

En el campo de la mecánica de suelos, el término que nos interesa analizar es la capacidad portante, la cual según el autor (Maldonado Díaz, 2016) determina la resistencia del suelo cuando se le aplican cargas externas. Esta resistencia depende de ciertos parámetros, como:

- Tipo de suelo
- Condiciones de drenaje
- Forma de transmisión de las cargas

Uno de los productos más importantes de la aplicación de estas cargas es la generación de deformaciones (asentamientos), los cuales limitan la carga que se pueda aplicar sobre el suelo. La carga máxima que puede recibir un suelo es conocida como “Capacidad de Carga Última (q_u)”, cuando este límite se excede, se generan asentamientos importantes que pueden producir la falla en el suelo, generando la pérdida parcial o total de la cimentación.

El autor (Das, 2012), cita a la teoría de Terzaghi para la capacidad de carga de un suelo, la cual se enfoca en cimentaciones superficiales (profundidad de desplante D_f máxima de 3 a 4 veces el ancho de la cimentación). Los planteamientos iniciales de esta teoría se basan en una cimentación continua (conocida en el campo de la ingeniería como zapata corrida), la cual se define como aquella cimentación en la que la relación ancho - longitud se aproxima a cero, a continuación, en Figura 5 se presenta un esquema que resume los planteamientos de Terzaghi.

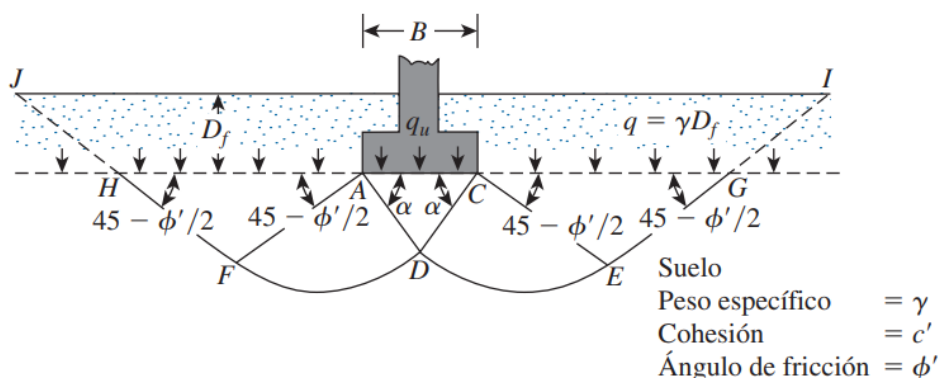


Figura 5. Capacidad de carga de un suelo bajo cimentación rígida continua

Fuente: (Das, 2012)

Es apreciable que el suelo ubicado sobre la profundidad de desplante se modela como una sobrecarga $q = \gamma D_f$. Luego de un análisis de equilibrio de fuerzas, el autor Terzaghi presenta la siguiente ecuación para definir la capacidad de carga última del sistema presentado:

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{cimentación corrida})$$

Ecuación 22. Capacidad portante del Terreno Según Terzaghi

Donde:

c' : cohesión

γ : peso específico

q : sobrecarga

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción ϕ'

Según (Das & Sobhan, Principles of Geotechnical Engineering, 2014) el factor de capacidad N_c fue presentada por Prandtl en 1921 en base a la influencia de la zona de espiral logarítmica del modelo de Terzagui, el factor N_q es una relación presentada por Reissner en 1924, y finalmente Vesic en 1973 estableció la relación para el factor N_γ en base a los trabajos de Caquot y Kerisel en 1953. Las ecuaciones serán presentadas a continuación:

$$N_c = \cot(\phi') (N_q + 1)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan(\phi')}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan(\phi')$$

Ecuación 23. Factores de capacidad de carga según cohesión, peso específico y sobrecarga del terreno

Donde:

ϕ' : ángulo de fricción efectivo

Debido a que el modelamiento aportado por Terzagui es muy particular y enfocado a un caso de cimentación continua, el autor (Das & Sobhan, Principles of Geotechnical Engineering, 2014) recopila el ajuste realizado por Meyerhof en 1963 a las ecuaciones de Terzagui, el cual a partir de factores de corrección conforma la ecuación general de capacidad de carga, la cual será presentada a continuación:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Ecuación 24. Capacidad portante del Terreno General

Donde:

$F_{cs} F_{qs} F_{\gamma s}$: Factores de corrección por forma (De Beer, 1970)

$F_{cd} F_{qd} F_{\gamma d}$: Factores de corrección por profundidad (Hansen, 1970)

$F_{ci} F_{qi} F_{\gamma i}$: Factores de corrección por inclinación de carga (Meyerhof, 1963)

Debido a que en esta investigación se trabajará bajo el supuesto de cimentación corrida y continua, no se profundizará en la descripción de las ecuaciones relacionadas a los factores de corrección.

Factor de seguridad

El autor (Das, 2012), indica que el factor de seguridad es un parámetro utilizado para estimar la “capacidad de carga permisible” de la cimentación, este factor básicamente disminuye la capacidad de carga que se le asigna a la masa de suelo con fines de disminuir la incertidumbre de los resultados, la Ecuación 22 presenta la relación entre la capacidad de carga última, capacidad de carga admisible y factor de seguridad FS.

$$q_{adm} = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

Ecuación 25. Capacidad de carga admisible del terreno

Donde:

q_{adm} : Capacidad de carga admisible

F.S: Factor de Seguridad

2.5. Correlaciones Existentes

Dentro del campo de la Ingeniería existen varias correlaciones establecidas para los ensayos DPSH y PMT individualmente de forma respectiva.

Para el ensayo DPSH en suelos finos, el autor (Salamanca, 2021), recopila las siguientes correlaciones establecidas, las cuales serán presentadas a continuación:

Correlaciones entre NSPT y NDPSH para arcillas y limos:

$$N_{SPT} = 2.07 N_{DPSH}^{0.95}$$

Ecuación 26. Correlación entre NSPT y NDPSH

Correlación entre NSPT y NDPSH para suelos cohesivos según el autor (Dapena & Lacasa, 2000):

$$N_{SPT} = (13 \text{ Log}_{10} N_{DPSH}) - 2$$

Ecuación 27. Correlación entre NSPT y NDPSH Suelos Cohesivos

Par el ensayo PMT el autor (Devincenzi & Frank, 2004), recopila varias de las correlaciones establecidas, las cuales serán presentadas a continuación con sus respectivos autores:

Correlación entre Cohesión y Presión límite neta en arcillas propuesta por Amar y Jézéquel en 1972:

PLM - σ_{Hs} (Kpa)	Cu (Kpa)
< 300	$(PI - \sigma_{Hs}) / 5.5$
> 300	$(PI - \sigma_{Hs}) / 10 + 25$

Tabla 5. Correlación entre PI y Cu

Correlación entre Presión límite neta y ϕ para el calculo de empujes sobre muros propuesta por Ménard:

$$PLM - \sigma_{Hs} = 2.5 - 2 \frac{\phi - 24}{4}$$

Ecuación 28. Correlación entre PI y ϕ

Correlación entre PLM y resistencia a la penetración estática q_c

Suelo	Arcilla	Limo
q_c / PLM	3	6

Tabla 6. Correlación entre PLM y q_c

Correlación entre PLM y NSPT:

Según el autor (Yildiz, 2021), se define que para suelos finos se puede plantear una relación lineal entre los parámetros indicados, con un R2 de 0.6, esta expresión se presenta a continuación en Ecuación 26.

$$PLM = 0.0329 N_{SPT} + 0.7978 [MPa]$$

Ecuación 29. Correlación entre PLM y NSPT

Finalmente, se realizó una búsqueda de correlaciones entre los ensayos DPSH y PMT, en la cual no se encontró información en la literatura previa, por lo tanto, el establecimiento de las mismas es de gran interés.

2.6. Test T - Paired:

Es indispensable llevar a cabo un análisis estadístico para identificar posibles disparidades entre los procedimientos ejecutados en esta investigación de tesis. Por esta razón, se ha empleado el test T pareado, respaldado por el libro "Estadística y probabilidad aplicada para ingenieros" (Montgomery & Runger, 2002). Este método experimental robusto permite determinar la falta de diferencias significativas entre dos poblaciones de interés, utilizando datos recopilados en pares de un mismo espécimen y bajo condiciones homogéneas.

El test T pareado establece las siguientes hipótesis:

- Hipótesis nula $H_0: \mu_D = \Delta_0$
- Hipótesis alternativa $H_1: \mu_D \neq \Delta_0$

Donde:

μ_D : Media poblacional.

Δ_0 : Diferencia cero.

El test estadístico para conocer el cumplimiento o rechazo de la hipótesis nula se describe en las ecuaciones siguientes:

$$T_0 = \frac{\bar{D} - \Delta_0}{S_D/\sqrt{n}}$$

Ecuación 30. Estadístico de prueba poblacional T - Paired

Donde:

\bar{D} : Media de las n diferencias de la muestra.

S_D : Desviación estándar de las diferencias de la muestra.

Finalmente, los rangos de rechazo del test estadístico se establecen de la siguiente forma, esto se puede analizar mediante el uso de las curvas operativas características para el t-test de un lado.

$$T_0 > T_{\alpha/2, n-1}$$

$$T_0 < -T_{\alpha/2, n-1}$$

Ecuación 31. Rangos de rechazo del estadístico de prueba poblacional

Donde:

α : Nivel de significancia

n: Cantidad de ensayos

$T_{\alpha/2, n-1}$: Estadístico de referencia

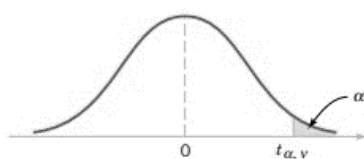


Table IV Percentage Points $t_{\alpha, v}$ of the t -Distribution

$\alpha \backslash v$.40	.25	.10	.05	.025	.01	.005	.0025	.001	.0005
1	.325	1.000	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657	127.32	318.31	636.62
2	.289	.816	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925	14.089	23.326	31.598
3	.277	.765	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841	7.453	10.213	12.924
4	.271	.741	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604	5.598	7.173	8.610
5	.267	.727	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032	4.773	5.893	6.869
6	.265	.718	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707	4.317	5.208	5.959
7	.263	.711	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499	4.029	4.785	5.408
8	.262	.706	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355	3.833	4.501	5.041
9	.261	.703	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250	3.690	4.297	4.781
10	.260	.700	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169	3.581	4.144	4.587
11	.260	.697	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106	3.497	4.025	4.437
12	.259	.695	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055	3.428	3.930	4.318
13	.259	.694	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012	3.372	3.852	4.221
14	.258	.692	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977	3.326	3.787	4.140
15	.258	.691	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947	3.286	3.733	4.073
16	.258	.690	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921	3.252	3.686	4.015
17	.257	.689	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898	3.222	3.646	3.965
18	.257	.688	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878	3.197	3.610	3.922
19	.257	.688	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861	3.174	3.579	3.883
20	.257	.687	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845	3.153	3.552	3.850
21	.257	.686	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831	3.135	3.527	3.819
22	.256	.686	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819	3.119	3.505	3.792
23	.256	.685	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807	3.104	3.485	3.767
24	.256	.685	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797	3.091	3.467	3.745
25	.256	.684	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787	3.078	3.450	3.725
26	.256	.684	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779	3.067	3.435	3.707
27	.256	.684	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771	3.057	3.421	3.690
28	.256	.683	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763	3.047	3.408	3.674
29	.256	.683	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756	3.038	3.396	3.659
30	.256	.683	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750	3.030	3.385	3.646
40	.255	.681	1.303	1.684	2.021	2.423	2.704	2.971	3.307	3.551
60	.254	.679	1.296	1.671	2.000	2.390	2.660	2.915	3.232	3.460
120	.254	.677	1.289	1.658	1.980	2.358	2.617	2.860	3.160	3.373
∞	.253	.674	1.282	1.645	1.960	2.326	2.576	2.807	3.090	3.291

v = degrees of freedom.

Tabla 7. Porcentaje de puntos $t_{\alpha, v}$ de la distribución t

Fuente: (Montgomery & Runger, 2002)

3. Materiales y Métodos

Este capítulo se enfocará en la descripción de los insumos usados en el desarrollo de los ensayos tanto de campo como de laboratorio que se han requerido en este estudio, además de detallar los procesos empleados para lograr una adecuada obtención de resultados y su posterior procesamiento.

Con el propósito de obtener una caracterización precisa, se llevaron a cabo una serie de ensayos y actividades adicionales, que se detallan a continuación:

- Localización y descripción de los sitios de Estudio
- Ensayo de penetración dinámica super pesado (DPSH)
- Ensayo presiométrico de Ménard (PMT)
- Ensayo de la Veleta.
- Obtención de muestras.
- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Análisis T - Paired
- Correlaciones mediante coeficientes de Pearson y Spearman

Estos procedimientos nos proporcionan datos sobre las características físicas y mecánicas de los suelos en cuestión, además de establecer relaciones entre variables que han sido validadas de manera adecuada.

A continuación, se profundizará en los temas de interés referentes al proceso seguido para cumplir con los propósitos de este trabajo de titulación.

3.1. Localización de sitios de estudio

Como se ha explicado en secciones anteriores, las zonas de estudio se encuentran ubicadas en el sector Challuabamba, perteneciente a la ciudad de Cuenca, como se puede observar en Figura 1.

La principal consideración que se tuvo presente al momento de seleccionar las zonas específicas de muestreo y ensayos fue:

- **Formación Geológica.** – Mediante el uso de la hoja geológica, se buscó delimitar un área para realizar ensayos la cual se encuentre dentro de la formación Guapán o grupo Azogues, debido a que estas poseen una litología con un alto contenido de finos, los cuales son prioritarios en este trabajo.

Cabe mencionar que, debido a las condiciones de rápida urbanización de la zona, se presentan ciertas limitantes para el desarrollo de los ensayos, las cuales se deberán tener presentes al momento de seleccionar lugares plausibles, estas serán detalladas a continuación:

- **Porcentaje de alteración.** – Al ser una zona que se encuentra en constante crecimiento, muchos terrenos presentaban alteraciones por construcciones, rellenos o acumulación de escombros producto de la urbanización y el desarrollo, en el caso del presente trabajo de titulación se requirió limitar la ubicación de los ensayos a terrenos que no presenten alteraciones importantes, ya que estas pueden alterar los resultados de los ensayos y dificultar su ejecución.
- **Accesibilidad.** – Ya que se requiere emplear máquinas grandes y pesadas, de manera que fue necesario limitar la ejecución de los ensayos a sectores donde sea posible el acceso con vehículos.
- **Disponibilidad.** – Es de conocimiento general que el sector Challuabamba es una zona comercial y residencial, la mayor parte de terrenos potencialmente adecuados para el objetivo que se persigue se encuentran en propiedades privadas, de modo que los ensayos únicamente se pudieron realizar en terrenos donde los propietarios permitieron que se intervenga.

A continuación, se presentan las tomas aéreas y localizaciones geográficas de los sitios en los que se intervino, en base al sistema de coordenadas Universal Transverse Mercator (U.T.M.) System, zona 17, banda M, DATUM WGS84, todas las ubicaciones se encuentran en la formación Loyola, la cual cuenta con presencia de capas gruesas de lutitas grises oscuras, de color amarillo claro, meteorizadas y rojizas, de hasta 250m según (Instituto de Investigación Geológico y Energético, 2022).

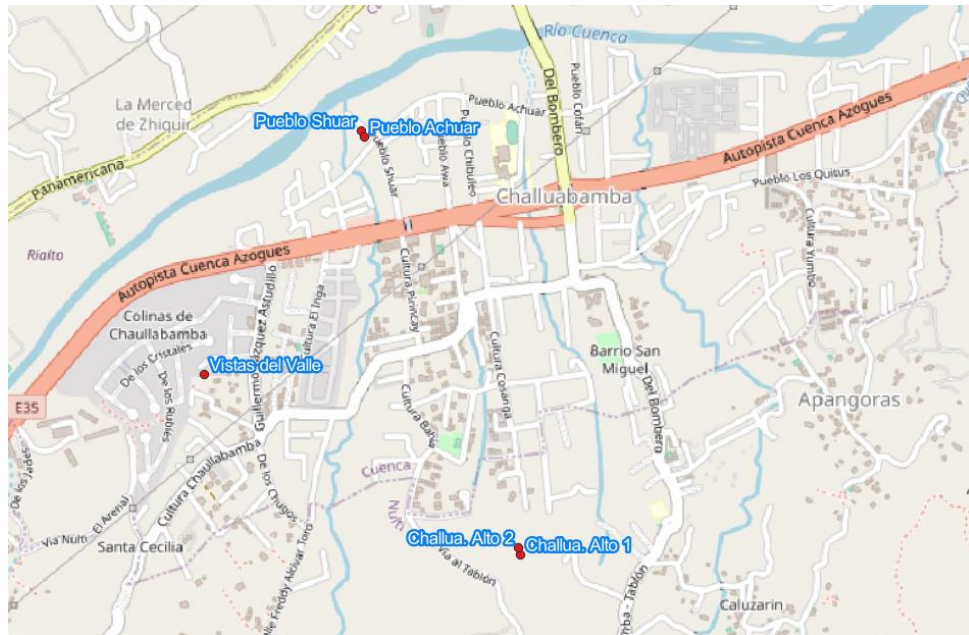


Figura 6. Ubicaciones de ensayos

Fuente: Elaboración propia

Ubicación 1 (Urbanización Vistas del Valle)

- Dirección: Parroquia Nulti Challuabamba, dentro de la urbanización Vista del Valle.
- Coordenadas: E 731104 - N 9683823.



Figura 7. Toma aérea Vistas del Valle

Fuente: Fotografía propia tomada in situ

Ubicación 2 (Calle Pueblo Shuar)

- Dirección: Parroquia Nulti Challuabamba, terreno colindante a la calle Pueblo Shuar, a 350m de la autopista Azogues – Cuenca.
- Coordenadas: E 731623 - N 9684629.

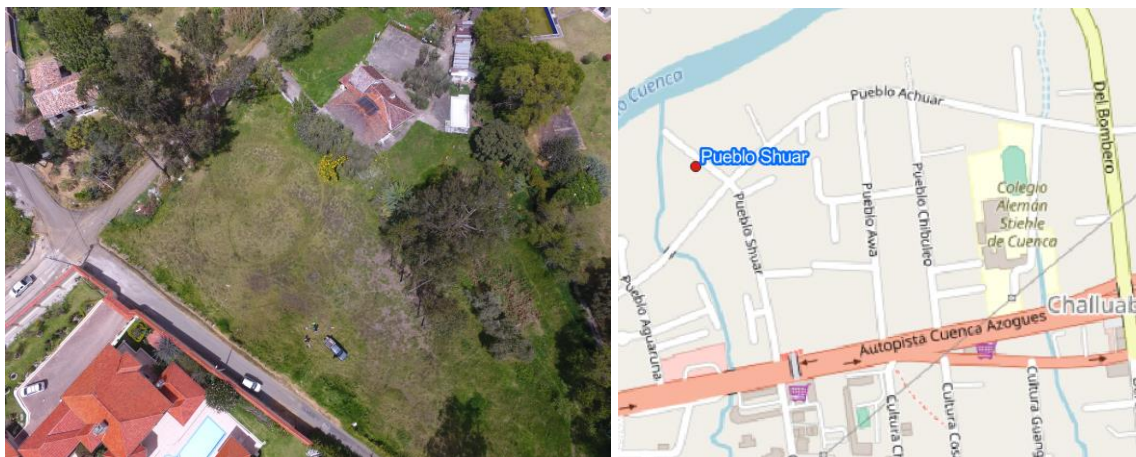


Figura 8. Toma aérea Pueblo Shuar

Fuente: Fotografía propia tomada in situ

Ubicación 3 (Calle Pueblo Achuar)

- Dirección: Parroquia Nulti Challuabamba, terreno colindante a la calle Pueblo Achuar, a 350m de la autopista Azogues – Cuenca.
- Coordenadas: E 731635 - N 9684608.

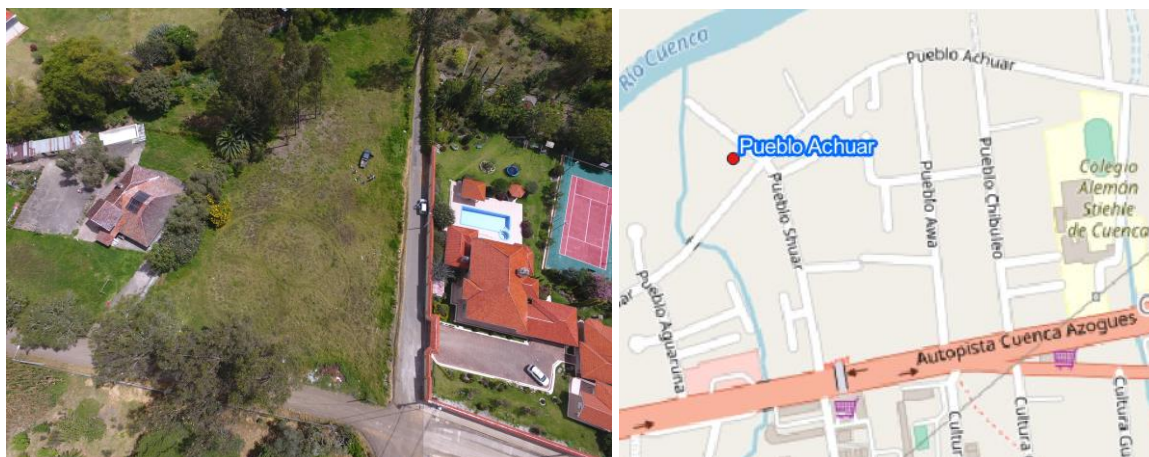


Figura 9. Toma aérea Pueblo Achuar

Fuente: Fotografía propia tomada in situ

Ubicación 4 y 5 (Challuabamba alto)

- Dirección: Parroquia Nulti, sector Challuabamba alto.
- Coordenadas: E 732150 - N 9683225.



Figura 10. Toma aérea Challuabamba alto

Fuente: Fotografía propia tomada in situ

3.2. Caracterización física

3.2.1. Granulometría

En el caso de la presente investigación, se optó por utilizar la granulometría por cribado, ya que este es requerido para clasificar los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación del Suelo "SUCS".

Las muestras alteradas para clasificación se obtuvieron mediante el uso de una perforadora SPT-H200 automática con estación hidráulica y el uso de un muestreador o cuchara de pared partida, a profundidades que oscilan entre los 2 y 6m. Posteriormente se colocaron en recipientes y se llevaron al laboratorio.

Una vez en el laboratorio las muestras fueron pesadas para la obtención de la humedad natural de las mismas y posteriormente fueron colocadas al horno durante 24 horas a una temperatura de 110°, según lo indica la normativa (ASTM D 422 - 63, 2002). Finalizado el proceso de secado, las muestras fueron pesadas y lavadas sobre el tamiz #200; generando que el material fino menor a los 0.075mm sea eliminado de la muestra. El material restante

del proceso de lavado se colocó nuevamente al horno durante 24 horas, para finalmente dejar la muestra lista para realizar el proceso de tamizado.

Para el tamizado se empleó un abanico de tamices: 1", #4, #10, #40, y #200 y un fondo. Se armó la torre de tamices en orden descendente y se colocó la muestra. Finalizado esto, se procedió a agitar la torre de tamices durante 5 minutos, mediante pequeños y constantes golpes y vibraciones; a partir de este proceso distintos porcentajes de material de la muestra resultaron retenidos en cada tamiz, esto debido al tamaño de las partículas de la misma.

Se midió el peso de material retenido por tamiz y el material de fondo, que luego de las correcciones pertinentes; tanto por peso, debido a la pérdida de material en el proceso de tamizado, como por humedad, debido al proceso de desecado abrieron paso a la correcta descripción de la curva granulométrica.

3.2.2. Límites de Atterberg

Existen diversos métodos para definir las humedades correspondientes a los límites de Atterberg, en el presente estudio se obtuvieron en base a los procesos que se indican a continuación:

Límite líquido (LL)

Se obtuvo mediante el ensayo conocido como cono de penetración. (Belviso, Ciampoli, Cotecchia, & Federico, 1985) establecen que al ser el índice de plasticidad la pendiente de la línea de ajuste del método de cono de penetración según la norma BS:1377 vs el límite plástico obtenido según la norma ASTM D 423-66, existe un buen acuerdo de dicho parámetro con el significado de rango plástico definido por Atterberg y los resultados obtenidos por los métodos Atterberg-Casagrande. Esta conveniencia entre los métodos sugiere que la aplicabilidad del cono de penetración es válida para la determinación del límite líquido.

Para su aplicación se disgregó la muestra previamente secada en horno mediante el uso de un mortero hasta lograr que 250 g de la muestra pasen a través del tamiz #40. A estos 250 g de muestra restante se le añadió agua, homogeneizando y mezclando manualmente dichos componentes con la ayuda de una paleta, hasta lograr que la muestra presente una consistencia pastosa húmeda.

Se colocó la muestra resultante en el cilindro de ensayo realizando un correcto enraizado de la misma con el uso de una paleta; dicho cilindro se ubicó en la base del equipo de penetración, para posteriormente calibrar la altura del cono, de tal forma que su punta se encuentre al mismo nivel que la superficie de la muestra estudiada, y finalmente se dejó caer al cono de 240 g sobre la muestra en caída libre. Se esperó durante un periodo de 5 segundos luego de la caída para medir la penetración del cono sobre la muestra.

Conocida la penetración, se extrajeron 3 muestras pequeñas (aproximadamente 20 gr), se colocaron cada una en una tara de peso conocido, y se procedió a pesarlas nuevamente para obtener el peso de muestra húmeda; cabe mencionar que se requieren 3 muestras por ensayo para darle mayor validez a la humedad encontrada, evitando así errores por falta de homogeneidad de la muestra.

El proceso mencionado se repitió un total de 3 veces, procurando que las penetraciones obtenidas ronden los 20mm, ya que por definición el LL es la humedad a la cual la muestra se penetra 20mm en el cono. Finalmente, conocidos los pesos de todas las taras y del material húmedo, se colocaron al horno durante 24 horas y posteriormente se pesaron para obtener los pesos secos de las muestras, y así calcular su humedad.

Conocida toda la información de penetración y humedad promedio de las muestras, se realizó un ajuste de la tendencia de los resultados mediante una ecuación lineal, y a partir de esta aproximación se estimó la humedad requerida para que se produzca una penetración de 20mm; este valor es reportado como el límite líquido del suelo.

Límite plástico (LP)

Para el método de obtención del límite plástico al igual que del límite líquido se requirió preparar una muestra de 250 g previamente disgregada que ha pasado a través del tamiz #40, a dicha muestra de igual forma se le añadió cierta cantidad de agua hasta lograr una consistencia pastosa húmeda relativamente plástica.

Se seleccionó una porción de la muestra, a la cual se amasa contra una superficie lisa como es el cristal, hasta conseguir que dicha porción tome una forma cilíndrica. Dicho cilindro se seguirá amasando contra el cristal hasta conseguir que el diámetro de ambas de sus bases alcance la medida aproximada de 3mm, la cual se medirá con el calibrador. Una vez alcanzada esta forma en la muestra se debe proceder a desecarla hasta resquebrajarla realizando movimientos sutiles contra el cristal que no deformen en gran medida el cilindro conseguido.

Una vez resquebrajado el cilindro, se procedió a medir su peso húmedo y posteriormente dejarlo en el horno durante 24 horas para obtener el peso seco de la muestra pasado este tiempo. El proceso antes indicado se repitió un total de 3 veces para obtener un rango de resultados estadísticamente más fiable, donde su media se consideró como el límite plástico de la muestra del suelo.

Índice de Plasticidad (IP)

Una vez obtenidas las humedades referentes al límite líquido y límite plástico de la muestra de suelo, se procedió al cálculo del índice de plasticidad del suelo, el cual no es más que la diferencia entre ambos resultados.

3.2.3. Clasificación SUCS

Una vez obtenidos los resultados tanto de granulometría como de límites, se procedió a realizar la clasificación del suelo según el sistema unificado de clasificación de suelos "SUCS".

En el primer paso de este proceso, se determinó el porcentaje de material fino y grueso presente en la muestra mediante el cribado del Tamiz #200. Dado que se trataba de un material predominantemente fino, fue necesario recurrir a la Carta de Plasticidad de Casagrande. Esta carta, basada en el límite líquido y el índice de plasticidad, permitió llevar a cabo la clasificación del suelo de una manera adecuada.

3.3. Ensayos in situ

Se realizaron principalmente los ensayos in situ DPSH y PMT, además, se llevó a cabo un ensayo de veleta en las perforaciones resultantes para verificar los parámetros de resistencia obtenidos. A continuación, se detallará el proceso seguido durante la ejecución de estos ensayos.

3.3.1. Toma de muestras

En cada una de las perforaciones realizadas durante los ensayos se tomaron muestras, con el objetivo de caracterizarlas y verificar que el terreno cumpla con la clasificación SUCS de interés.

Para obtener las muestras se debió penetrar el terreno mediante el uso de la cuchara de pared partida, la cual se introduce el suelo gracias a la energía liberada por la caída de las pesas reteniendo la muestra de suelo en su interior.

El proceso de obtención de las muestras se llevó a cabo en dos etapas, en la primera etapa, se realizó una perforación mediante el método DPSH hasta alcanzar el límite superior de la profundidad de interés, y posteriormente, se retiró la puntaza de penetración. En la segunda etapa, se colocó la cuchara de pared partida junto con las extensiones necesarias, se alcanzó la profundidad de la perforación anterior y finalmente se profundizó 60 cm adicionales, que es la medida de altura de la cuchara de pared partida.

Una vez hincada la cuchara la profundidad objetivo, se procedió a extraer las muestras, almacenarlas en recipientes debidamente etiquetados y adecuados para su mantenimiento, para finalmente transportarlas al laboratorio con el propósito de caracterizar las muestras obtenidas.

3.3.2. Ensayo DPSH



Figura 11. Equipo para perforaciones

Fuente: Fotografía propia tomada in situ

Los equipos usados para el correcto desempeño del ensayo constan de un dispositivo de hinca, una cabeza de impacto, una puntaza cónica, barras de hinca y un dispositivo para medición del par torsión generado por el equipo. A continuación, se detallará cada uno de los equipos en conformidad a lo que dicta la norma (ISO 22476-2, 2005):

- **Dispositivo de hinca:** Consta de una maza, guiadera, cabeza de impacto y el sistema de elevación y escape; sus dimensiones se podrán visualizar en la Tabla 1. Algunos requisitos de este dispositivo se presentan a continuación.
 - a. Es esencial garantizar una guía precisa de la maza para que la resistencia a la penetración sea mínima.
 - b. Se deberá asegurar una caída libre en cada penetración mediante el mecanismo de liberación automático.
 - c. La cabeza de impacto deberá ser conectada rígidamente a las barras de hinca.
 - d. Se debe asegurar la verticalidad y el soporte lateral de varillaje.
- **Cabeza de impacto:** Se refiere al dispositivo sobre el que se aplica la energía de impacto, por lo que esta deberá ser altamente resistente para evitar el desgaste.
- **Puntaza cónica:** Se usa para medir de resistencia a la penetración. Es crucial que esta forme un ángulo de 90° para la penetración del suelo. La puntaza cónica puede ser de dos tipos, recuperable o desechable.
- **Barras de Hinca:** Es el medio de conexión entre la puntaza cónica y el dispositivo de hinca. Estas son huecas, por lo que deben ser de alta resistencia para garantizar la transmisión de la energía de golpeo y evitar pandeos.
- **Dispositivo para medir el par torsión:** Deberá ser graduado para leer incrementos de 5 Nm, además de tener un límite superior mínimo de medición de 200 Nm.

Previo al inicio se deberá revisar el cumplimiento de las dimensiones de los equipos, las cuales se pueden visualizar en la Tabla 8, que presenta un extracto de la Tabla 1 de la Norma (ISO 22476-2, 2005), titulada “Dimensiones y masas de los cuatro tipos de aparatos para ensayos de penetración dinámica”, la cual se presenta a continuación.

Aparato para ensayos de penetración dinámica	Símbolo	Unidad	DPSH (Superpesado)	
			DPSH-A	DPSH-B
Dispositivo de Hinca:				
masa de la maza, nueva	m	kg	63,5 ± 0,5	63,5 ± 0,5
altura de caída	h	mm	500 ± 10	750 ± 20
Cabeza de impacto:				
diámetro	d	mm	50<d<0,5Dh	50<d<0,5Dh (a)
masa (máx.) (barra guía incluida)	m	kg	18	30
Puntaza de 90°:				
Área nominal de la base	A	cm ²	16	20
diámetro de la base, nuevo	D	mm	45,0 ± 0,3	50,5 ± 0,5
diámetro de la base, gastada (mín)		mm	43	49
Longitud de la camisa cilíndrica	L	mm	90,0 ± 2 (b)	51 ± 2
Longitud de la punta cónica		mm	22,5 ± 0,1	25,3 ± 0,4
desgaste máx. permisible de la punta		mm	5	5
Barras de Hinca: (c)				
masa (máx.)	m	kg/m	6	8
diámetro exterior (máx.)	dt	mm	32	35
Desviación de la barra: (d)				
en los 5m inferiores		%	0,1	0,1
en el resto		%	0,2	0,2
Trabajo específico por golpe	mgh/A		194	238
(a) Dh: diámetro de la maza. En caso de forma rectangular, se asume la menor dimensión como equivalente al diámetro. (b) Puntaza desechable (perdida) solamente. (c) La longitud máxima de las barras no debe exceder de 2m. (d) Desviación de la barra respecto de la vertical. NOTA Las tolerancias indicadas son las tolerancias de fabricación.				

Tabla 8. Dimensiones y masas para ensayos de penetración dinámica

Fuente: (ISO 22476-2, 2005)

Para la ejecución de este ensayo, inicialmente se instaló el equipo en un punto de interés, procurando que este se encuentre libre de impurezas como escombros o una capa vegetal excesiva, que dificulten la ejecución del ensayo o alteren sus resultados. Con el equipo en el lugar deseado se procedió a nivelarlo mediante las manivelas que se encuentran en los 3 puntos de apoyo de la máquina, para garantizar que la perforación se realice perpendicular a la superficie del terreno.

Una vez se colocó y niveló adecuadamente el equipo, se procedió a montar la puntaza cónica de penetración, junto con las barras de hincia o extensiones requeridas para que se logre alcanzar la profundidad deseada, además de ubicar la cabeza de impacto en el dispositivo de perforación. Posteriormente se arrancó el motor de la máquina y se marcaron intervalos de 20 cm en los tubos. Acto seguido, se inició el proceso de transmisión de energía mediante golpeteo, en el cual un operador regulaba la velocidad de la máquina según lo indica la norma (ISO 22476-2, 2005), mientras que otro contaba la cantidad de golpes requeridos para alcanzar cada una de las marcas previamente colocadas.

El proceso de golpeteo se dio por finalizado cuando se alcanzó la profundidad deseada, o en su defecto, cuando el número de golpes en un intervalo superaba los 100, generando un rechazo debido a la rigidez del terreno.

Una vez recogidos los datos en campo, la información se digitalizó y se procesó en base a la metodología explicada en la sección 2.3.1 del capítulo anterior.

3.3.3. Ensayo PMT

Como lo establece la norma (ISO 22476-4, 2012) el equipo se encuentra conformado por una sonda de tres celdas, una cadena de varillaje para sostener la sonda, una unidad de control y una línea conexión entre la unidad de control y la sonda, además establece que la unidad de control debe incluir:

- Equipamiento de presurización: Usado para el proceso de expansión de la sonda, con la capacidad de mantener presiones constantes.
- Equipamiento para mantener una diferencia de presión adecuada entre la celda de medida central y las celdas guardias.
- Dispositivo que permite el registro automático de la información obtenida.



Figura 12. Equipo para ensayo PMT

Fuente: Fotografía propia tomada ni situ

A continuación, se detallarán cada uno de los componentes conforme a la norma (ISO 22476-4, 2012):

- **Sonda de presurización:** La elección del tipo de sonda depende de la dureza del suelo y de la resistencia de la sonda a los daños durante la perforación. Se destacan principalmente dos tipos de sondas: las de cubierta flexible y las de cubierta flexible con protección rígida. La regulación de estas sondas se encuentra en la Tabla 3.
- **Unidad de Control de Presión y Volumen:** Esta diseñada para controlar la expansión de la celda y el registro del fluido inyectado en función de tiempo. Debe contar con dispositivos de medición de tiempo, presión y volumen, además de garantizar durante el ensayo:
 - a. Un límite de presión de hasta 5Mpa
 - b. Un despliegue constante de presiones tanto en las celdas de medida como en las celdas de guardia para un mismo tiempo.
 - c. Un incremento de presión de al menos 0,5 Mpa cada 20 segundos.
 - d. Un control de la diferencia de presiones entre las celdas de medida y las de guardia.
 - e. La inyección de fluido mayor a 700 cm³ en la celda de medida.
 - f. Una válvula para la detención del proceso de expansión.

- **Líneas de Conexión:** Líneas de transporte de fluidos desde la unidad de control hacia la sonda.
- **Fluido Inyectado:** Debe encontrarse en estado líquido en condiciones de ensayo siendo ideal el uso de agua, caso contrario se debe buscar fluidos líquidos de igual densidad, mientras que el fluido inyectado a las celdas guardias debe ser gas.
- **Equipo de registro de información:** Debe obtener y registrar de forma autónoma las lecturas de los parámetros de presión, volumen y tiempo obtenidos.

En función de los dos tipos de sondas antes descritas, la Norma (ISO 22476-4, 2012) presenta lo expuesto en la Tabla 9, para la descripción y regulación geométrica de las mismas:

Parámetro		Símbolo	Unidad	Valor	Tolerancia	
Sonda con cubierta flexible	Largo de la celda de medición central	lc	mm	210	5 0	
	Largo de la celda Guardia	lg	mm	120	± 15	
	Diámetro exterior	dc	mm	58	± 2	
Sonda con tubo partido	Parte interna; Celda de medición central corta	Largo de la celda de medición central	lsc	mm	210	2 0
		Largo de la celda Guardia	lgs	mm	200	± 5
		Diámetro exterior de la celda de medición central	dci	mm	44	± 2
	Parte interna; Celda de medición central larga	Largo de la celda de medición central	lci	mm	370	± 5
		Largo de la celda Guardia	lgl	mm	110	± 5
		Diámetro exterior de la celda de medición central	dci	mm	44	± 2
	Tubo Partido	Diámetro exterior	dc	mm	59	± 5
		Largo de la ranura (a lo largo del eje del tubo)	lm	mm	≥800	-

Tabla 9. Dimensiones de tolerancias de las sondas para el ensayo Presiométrico de Ménard

Fuente: (ISO 22476-4, 2012)

Previo a la ejecución de este ensayo, se procuró que la sonda esté adecuadamente calibrada, según se indica en la sección 2.3.2 del capítulo 2.

Como primer paso, es necesario introducir la sonda en el terreno. Para lograrlo, se empleó la misma perforación resultantes del ensayo DPSH, procurando que el centro de la sonda se ubique en la profundidad requerida.

Una vez que el equipo está preparado, se da inicio al proceso de inflado de la sonda. En esta etapa, el operador principal se encarga de regular la presión del gas en la cámara central de la sonda y supervisa los cambios de volumen.

El ensayo implica realizar tres mediciones de volumen por minuto, específicamente a los 15, 30 y 60 segundos, respectivamente. Después de cada conjunto de mediciones, se incrementa la presión de la sonda y se repiten las mediciones de volumen. Este ciclo se repite de manera continua hasta que la variación de volumen alcance un nivel significativo o hasta que la presión interna de la sonda alcance el límite recomendable de 20 MPa, con el fin de evitar daños al equipo.

Con toda la información de campo recolectada, se digitalizaron los datos y se procesaron en base a la metodología presentadas en la sección 2.3.2 del capítulo 2.

3.3.4. Ensayo de la Veleta

Para comenzar, se montó el dispositivo de hincas de la veleta, utilizando el número adecuado de extensiones para alcanzar la profundidad requerida para el ensayo. Asimismo, se seleccionaron las aspas de punta de la veleta en función de la consistencia del terreno observada en campo.

Dado que el trabajo se llevó a cabo en terrenos consolidados a profundidades mayores a dos metros, se decidió utilizar las aspas más pequeñas disponibles. La elección de estas aspas se basó en su capacidad para girar con menor fuerza en el terreno, lo que resultó más apropiado para las condiciones del sitio.

Después, se introdujo el dispositivo de la veleta en el agujero que se había perforado previamente en el campo, asegurándose de hincarlo a una profundidad adicional que permitiera que todas las aspas de la punta quedaran completamente cubiertas por el terreno natural.

Una vez en posición y con el dispositivo debidamente encerado, se procedió a aplicar un torque gradual y a una velocidad constante sobre el manubrio del equipo. Este proceso continuó hasta que las aspas de la punta generaron la falla del terreno en estudio.

Dicho valor obtenido constará como la cohesión no drenada o resistencia no drenada del terreno, la cual posteriormente puede ser un indicativo de la capacidad portante del mismo, cabe mencionar que, debido a las aspas utilizadas, el valor obtenido en campo debe ser ajustado por un factor de corrección de 2.

3.3.5. Ensayos realizados

Se realizó un total de 10 ensayos, 5 por cada tratamiento (DPSH y PMT), uno en cada sitio de estudio estipulado en la sección 3.1, obteniendo así 5 muestras diferentes. A continuación, se detallarán las profundidades a las que fueron realizados los ensayos en cada sitio de estudio. Cabe destacar que el ensayo de veleta no fue aplicable en los terrenos estudiados debido a su grado de consolidación o presencia de material rocoso:

Ensayo 1 Urbanización Vistas del Valle: La perforación requerida y la obtención de datos en el ensayo DPSH se realizó hasta una profundidad de 2m; seguido de esto se procedió a la realización del ensayo de la veleta a una profundidad de 2m; después se continuó la perforación con el tubo de pared partida para la extracción de una muestra alterada del terreno de la zona. Finalmente, en el agujero resultante de la extracción de muestra se ubicó la sonda perteneciente al ensayo PMT y se procedió con dicha metodología.

Ensayo 2 Calle Shuar: Se llevó a cabo la perforación necesaria y la recopilación de datos en el ensayo DPSH hasta alcanzar una profundidad de 1.70m debido a la presencia de guijarros que dificultaban la perforación. Luego, se ejecutó el ensayo de la veleta a la misma profundidad. Posteriormente, se perforó con la ayuda de la cuchara de pared partida para la extracción de la muestra. Finalmente, en el agujero resultante, se posicionó la sonda PMT y se desarrolló dicho ensayo.

Ensayo 3 Calle Achuar: Al igual que en el ensayo previo se tuvo inconvenientes debido a la presencia de guijarros en la excavación, por lo cual se delimitó la profundidad objetivo a 1.70m. Posteriormente se realizó el ensayo de la veleta y la extracción de muestra, finalizando con la realización del ensayo PMT.

Ensayo 4 y 5 Challuabamba Alto: En esta ubicación se realizó la obtención continua de datos para el ensayo DPSH hasta una profundidad de 4m, destacando principalmente los

parámetros referentes a las profundidades de 1.70 y 4m. A dichas profundidades también se realizó el ensayo de veleta, extracción de muestra y ensayo PMT.

Cabe destacar que adicionalmente se contó con información referente a 5 ensayos realizados y proporcionados por la empresa Geo & Geo referentes al proyecto de la empresa OCP en el municipio Cascales en las coordenadas UTM 252703 E – 9159 N donde se encontró una predominancia de suelos finos.

3.4. Verificación estadística

Debido al tamaño de muestra limitado de 10 ensayos con el que se cuenta, la validación estadística solo estará enfocada en brindar una primera aproximación hacia el establecimiento de correlaciones entre los ensayos realizados, requiriendo de una muestra más amplia para una verificación.

Test T-Paired

El test estadístico T paired, como se abordó en el capítulo 2, se basa en la recopilación de información a través de pares de datos, en este caso, dos datos representativos por cada lugar de ensayo. En el contexto de este trabajo de titulación, el par de datos está compuesto por un resultado del ensayo DPSH y otro del ensayo PMT, siendo ambos obtenidos bajo condiciones homogéneas.

Siguiendo la metodología establecida en el capítulo anterior, el primer paso crucial para llevar a cabo el test T paired fue la formulación de las hipótesis de prueba, las cuales son las siguientes:

$$H_0: \mu_D = \mu_1 - \mu_2 = 0$$

$$H_1: \mu_D \neq 0$$

Donde:

H_0 : Hipótesis nula

H_1 : Hipótesis alternativa

La hipótesis nula H_0 en este trabajo representa la igualdad entre los resultados de los tratamientos DPSH y PMT, mientras que la hipótesis alternativa H_1 representa lo contrario, es decir la diferencia entre los tratamientos analizados.

Por lo tanto, una vez obtenidos los datos de análisis por pares, se procedió al desarrollo del test estadístico, el cual está fundamentado en la aplicación de la ecuación 30 descrita en el capítulo 2 de este trabajo; por fines de simplicidad, dicha ecuación se ha simplificado, resultando en la siguiente expresión en base a lo descrito por (Montgomery & Runger, 2002):

$$t_0 = \frac{\bar{d}}{S_D/\sqrt{n}}$$

Ecuación 32. Estadístico de prueba muestral T - Paired

Donde:

\bar{d} : Media de las diferencias entre grupo de pares de la muestra.

S_D : Desviación estándar de las diferencias de la muestra.

n : Número de pares obtenidos

Como se puede ver, el cambio aplicado a la ecuación 30, yace en el hecho de que el término referente a la diferencia aparente entre medias se reemplazó por cero, debido a que se busca analizar si existe o no una diferencia entre los tratamientos DPSH y PMT aplicados al suelo.

Para el despeje satisfactorio de esta ecuación, es necesario encontrar los parámetros S_D , \bar{d} , los cuales serán descritos a continuación:

$$S_D = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (d_i - \bar{d})^2}{n - 1}}$$

$$\bar{d} = (d_1 + d_2 + \dots + d_n)/n$$

$$d_i = X_i - Y_i$$

Ecuación 33. Desviación estándar muestral, diferencia media entre resultados y diferencia unitaria entre pares

Donde:

d_i : i-esima diferencia entre grupo de pares

X_i : Resultados del método X

Y_i : Resultados del método Y

En esta ecuación, X_i e Y_i deben ser representados por los resultados de capacidad admisible del terreno obtenidos previamente por los ensayos DPSH y PMT respectivamente.

Finalmente, se comprobó el estadístico de referencia dentro del área de rechazo del método, para verificar la aceptación o rechazo de la hipótesis nula H_0 antes planteada, esto se hizo de en base al rango de rechazo establecido en la ecuación 31 del capítulo 2.

3.5. Métodos de correlación y análisis

La correlación de variables es una estimación o técnica estadística, que permite medir la fuerza (ajuste) y dirección de una relación lineal, en la presente investigación, se pretende cuantificar este parámetro en base a ciertos criterios que se describen a continuación:

- **Coefficiente de correlación de Pearson.** – El cual varía entre -1 y 1, estos límites indican correlación negativa perfecta y correlación positiva perfecta respectivamente, y el valor de 0 indica la ausencia de correlación, este parámetro se determina de la forma:

$$R = \frac{cov(x, y)}{S_x S_y} = \frac{\sum xy - n\bar{x}\bar{y}}{\sqrt{\sum x^2 - n\bar{x}^2} \sqrt{\sum y^2 - n\bar{y}^2}}$$

Ecuación 34. Coeficiente de Pearson

Donde:

- $cov(x, y)$ = Covarianza entre las variables X y Y
- S_x = Desviación estándar de la variable X
- S_y = Desviación estándar de la variable Y

Cabe mencionar que este parámetro se empleará en caso de que los datos cumplan con el supuesto de normalidad, caso contrario se debe optar por parámetros más específicos para datos que no cumplan con este criterio.

- **Coefficiente de correlación de Spearman.** – Este parámetro se emplea en caso de que los datos no cumplan con el supuesto de normalidad, resulta ser la alternativa no paramétrica al coeficiente de correlación de Pearson. Este coeficiente no asume que exista una tendencia lineal entre los datos, y se puede estimar de la forma:

$$\rho = 1 - \frac{6 \sum d^2}{n(n^2 - 1)}$$

Ecuación 35. Coeficiente de Spearman

Donde:

- ρ = Coeficiente de correlación de Spearman
 - d = Diferencia entre los datos (X,Y) correspondientes
 - n = número de parejas de datos
-
- **Error cuadrado medio.** – Se utiliza para cuantificar el grado de dispersión de un grupo de variables respecto a los valores esperados en una recta de 45 grados. En esta investigación, al obtener la capacidad portante del suelo mediante dos ensayos diferentes, se espera que los resultados sean similares, de modo que se estimará este error en base al parámetro mencionado. El error cuadrado medio se calcula como se indica a continuación:

$$MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2$$

Ecuación 36. Error cuadrado medio

Donde:

- n = Número de observaciones
 - y_i = Valor ordenado de la observación i
 - \hat{y}_i = Valor esperado de la observación i (para una recta de 45 grados)
-
- **Prueba de hipótesis.** – Una prueba de hipótesis es un procedimiento fundamental en el análisis de datos que se utiliza para evaluar afirmaciones o suposiciones. En este trabajo, se estableció una hipótesis nula que representa una situación predeterminada (en este caso que no existe correlaciones), y una hipótesis alternativa que sugiere una situación diferente.

Posteriormente, se emplea un estadístico de prueba junto con un nivel de significancia previamente definido para tomar decisiones basadas en evidencia. El propósito es determinar si existe suficiente evidencia estadística para rechazar la hipótesis nula, lo que permite obtener conclusiones respaldadas por datos, este valor se calcula de la forma:

$$t = r \sqrt{\frac{n - 2}{1 - r^2}}$$

Ecuación 37. Estadístico de prueba

Se trabajará con un nivel de significancia de 5%, un total de 10 datos que brindan 8 grados de libertad, y un valor crítico obtenido a partir de una distribución de probabilidad inversa de dos colas.

4. Resultados

En esta sección se presentarán los resultados de la investigación, los cuales incluirán características de los suelos de estudio y su respectiva clasificación mediante el uso del Sistema Unificado de Clasificación del Suelo propuesto por Casagrande como fue explicado en la sección de Materiales y Métodos.

Como segundo punto, se presentan los cálculos resultantes de la evaluación de la capacidad portante de los suelos. Estos cálculos se fundamentan en los datos obtenidos a través de los ensayos DPSH y PMT. Se llevará a cabo una comparación entre los resultados obtenidos de ambos métodos utilizando un enfoque estadístico basado en un modelo de bloques aleatorizados completos. Además, se explorará la viabilidad y pertinencia de este análisis. Finalmente, se desarrollará un modelo de correlación respaldado por evidencia empírica.

4.1. Granulometría (gradación)

Mediante la metodología propuesta en el capítulo anterior, se realizó el tamizado respectivo de las muestras de ensayo, obteniendo los resultados presentados a continuación.

Las siguientes curvas granulométricas presentadas en la Figura 13 son las curvas respectivas de cada muestra de ensayo obtenida. Dicho gráfico se encuentra en una escala logarítmica debido a que las aberturas de los tamices requeridos para el ensayo son sucesivamente mucho más pequeñas.

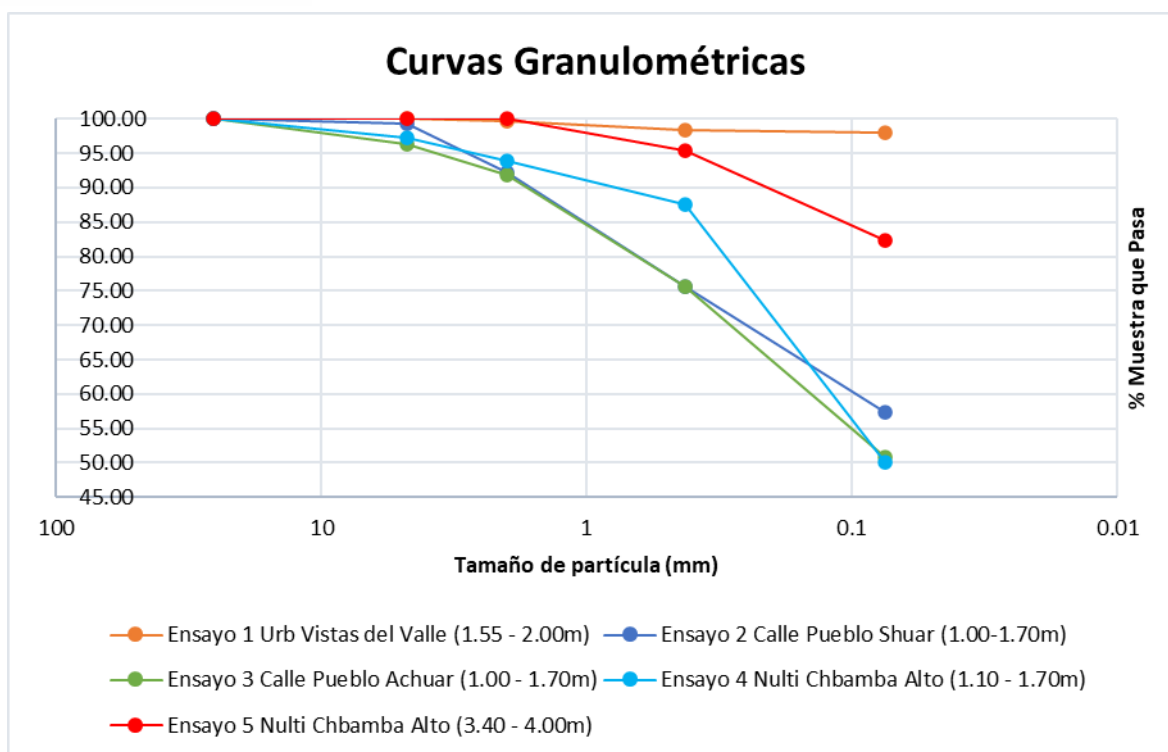


Figura 13. Curvas Granulométricas de las zonas ensayadas.

Fuente: Elaboración propia.

Como se ve reflejado en las curvas granulométricas, todas las muestras analizadas presentan un contenido de partículas que atravesaron el tamiz #200 mayor al 50%, límite a partir del cual el Sistema Unificado de Clasificación del Suelo establece que un suelo se puede considerar de grano fino, por lo que para continuar la clasificación correcta de los mismos es requerido conocer los límites de Atterberg de las muestras.

4.2. Límites de Atterberg

Fue necesario determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de las muestras de ensayo. Estos parámetros se obtuvieron en función de las humedades en las cuales el material exhibió un comportamiento específico durante los ensayos realizados, tal como ya se detalló en el capítulo precedente.

Es importante destacar que la determinación del límite líquido del material involucró una interpolación lineal de las humedades en función de las diferentes profundidades de penetración del cono en la muestra. En contraste, para determinar el límite plástico, se calculó

el promedio de las humedades obtenidas a partir de tres cilindros de 3mm obtenidos a partir de la muestra de suelo. Finalmente, el índice de plasticidad fue encontrado como la diferencia entre los dos límites previos.

A continuación, en las tablas 7, 8, 9, 10, 11 y 12 se puede visualizar los resultados obtenidos en relación con los tres parámetros antes mencionados:

Ensayo 1 (1,40m - 2,00m)	% ω
Límite Líquido	64.65
Límite Plástico	38.89
Índice de plasticidad	25.77

Tabla 10. Límites de Atterberg Ensayo 1 urbanización Vistas del Valle

Fuente: Elaboración propia

Ensayo 2 (1,10m - 1,70m)	% ω
Límite Líquido	49.79
Límite Plástico	32.76
Índice de plasticidad	17.03

Tabla 11. Límites de Atterberg Ensayo 2 Calle Pueblo Shuar

Fuente: Elaboración propia

Ensayo 3 (1,10m - 1,70m)	% ω
Límite Líquido	26.87
Límite Plástico	24.68
Índice de plasticidad	2.19

Tabla 12. Límites de Atterberg Ensayo 3 Calle pueblo Achuar

Fuente: Elaboración propia

Ensayo 4 (1.10m - 1,70m)	% ω
-----------------------------	------------

Límite Líquido	40.63
Límite Plástico	23.54
Índice de plasticidad	17.09

Tabla 13. Límites de Atterberg Ensayo 4 Challuabamba Alto

Fuente: Elaboración propia

Ensayo 5 (3.40m - 4,00m)	% ω
Límite Líquido	42.57
Límite Plástico	25.33
Índice de plasticidad	17.24

Tabla 14. Límites de Atterberg Ensayo 5 Challuabamba Alto

Fuente: Elaboración propia

En lo referente a la Tabla 10 y 11, se puede observar que las muestras poseen un límite líquido LL alto de 64.65% y 49.79% respectivamente, indicando que el suelo tiene una plasticidad considerable, es decir que es fácilmente moldeable respecto a la influencia de fuerzas externas, además de ser propensos a una contracción y expansión debido a cambios de humedad; mientras que; en las Tablas 12, 13 y 14 es apreciable que las humedades son porcentualmente menores, sobre todo en la muestra referente al ensayo realizado en la calle Pueblo Achuar, infiriendo así un comportamiento poco plástico en dichas muestras.

A su vez, se puede ver de igual forma que en las Tablas 10 y 11, el límite plástico LP de las muestras es 38.89 y 32.76 respectivamente es significativamente más alto que las muestras referentes a las Tablas 12, 13 y 14 con LP de 24.68, 23.54 y 25.33. Destacando así que dichas muestras referentes a las tablas 10 y 11 poseerán una mayor capacidad de deformación antes de volverse quebradizos en comparación con los ensayos posteriores.

Finalmente, el índice de plasticidad IP de cada muestra fue obtenido como una diferencia entre el límite líquido LL y el límite plástico LP, donde dicho índice, será fundamental en la clasificación del suelo mediante la aplicación de la carta de Casagrande.

4.3. Clasificación del Suelo según SUCS

A partir de los resultados previos de granulometría y límites de Atterberg, se hace necesario realizar el procesamiento y clasificación de los suelos. Este proceso se lleva a cabo siguiendo la Carta de Plasticidad de Casagrande, como se detalla a continuación. En relación con la primera muestra de ensayo, se ha obtenido la siguiente descripción:

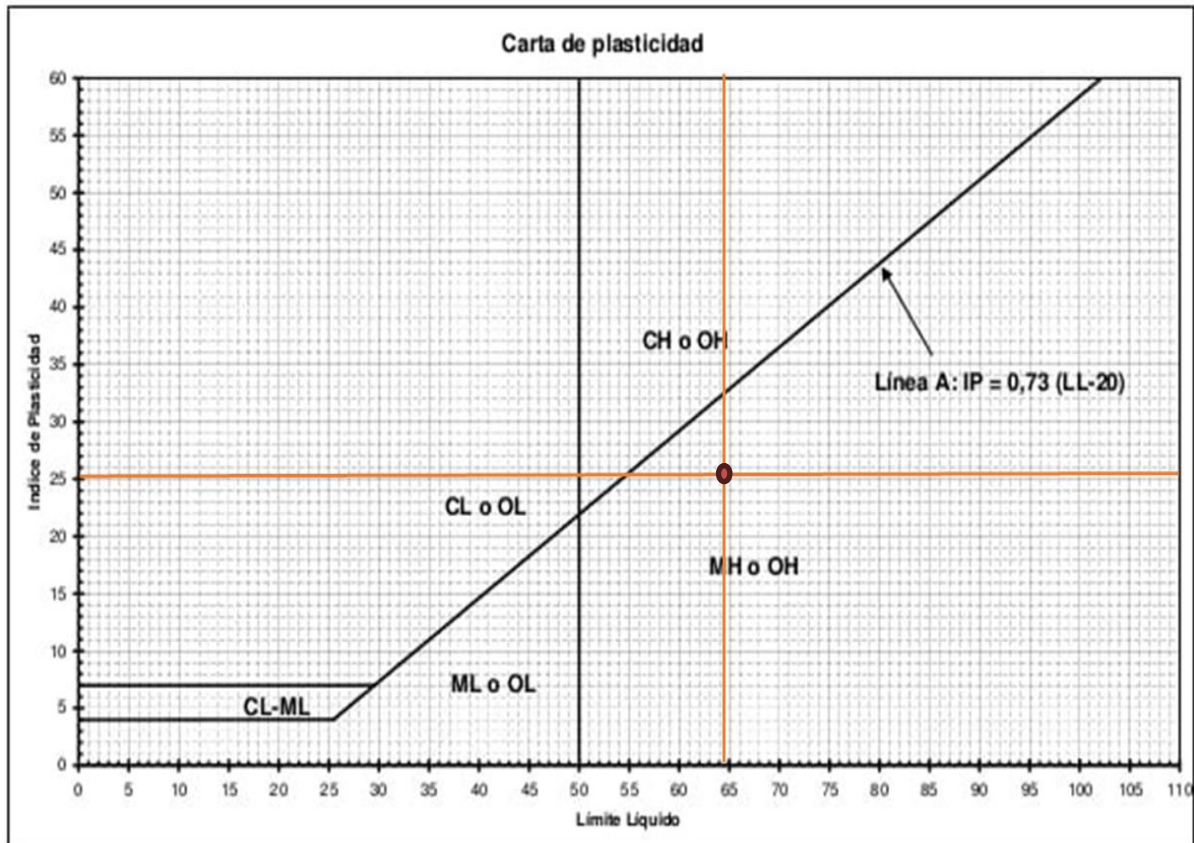


Figura 14. Carta de Casagrande del ensayo 1 Urb. Vistas al Valle

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la Figura 14, la muestra presenta una clasificación MH, la cual indica un tipo de material en el que predominan los limos inorgánicos y material elástico (Duque, 2003). A continuación, en la Tabla 15 podemos apreciar el resumen referente a los resultados de las clasificaciones de suelo de los ensayos realizados:

Clasificación del Suelo SUCS		
Ensayo	Clasificación	Descripción
Ensayo 1 Urbanización Vistas al Valle	MH	limos inorgánicos y limos arenosos de alta compresibilidad
Ensayo 2 Calle Pueblo Shuar	MH	limos inorgánicos y limos arenosos de alta compresibilidad
Ensayo 3 Calle Pueblo Achuar	ML	limos inorgánicos y limos arcillosos de baja compresibilidad
Ensayo 4 Nulti Challuabamba Alto DPSH 1 PMT 1	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad media a baja
Ensayo 5 Nulti Challuabamba Alto DPSH 1 PMT 2	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad media a baja

Tabla 15. Clasificación del suelo de los ensayos realizados

Fuente: Elaboración propia

Así, se puede notar que la estructura de los suelos que han sido intervenidos en las áreas de Challuabamba se compone en su mayoría de limos inorgánicos. Estos suelos presentan variabilidad en su compresibilidad, con algunas zonas altamente compresibles y otras menos compresibles. Además, en la parte alta de la parroquia Nulti, también se encuentran estratos de suelos arcillosos e inorgánicos del tipo CL.

Adicionalmente a los ensayos realizados en el campo, se procedió a analizar información correspondiente a pruebas anteriores efectuadas por la empresa Geo & Geo, tal y como se detalla en la sección de metodología. Esta información fue proporcionada con el propósito de ampliar el tamaño de la muestra utilizada para establecer correlaciones. Por lo tanto, en la Tabla 16, se presenta un resumen de la clasificación SUCS “Sistema Unificado de Clasificación de Suelos” de los ensayos complementarios:

Clasificación del Suelo SUCS		
Ensayo	Clasificación	Descripción
OCP DPSH 1 PMT 1	ML	limos inorgánicos y limos arcillosos de baja compresibilidad
OCP DPSH 2 PMT 1	ML	limos inorgánicos y limos arcillosos de baja compresibilidad
OCP DPSH 2 PMT 2	ML	limos inorgánicos y limos arcillosos de baja compresibilidad
OCP DPSH 3 PMT 1	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad
OCP DPSH 3 PMT 2	ML	limos inorgánicos y limos arcillosos de baja compresibilidad

Tabla 16. Clasificación del suelo de los ensayos complementarios

Fuente: Elaboración propia

Las tablas de Casagrande referentes a la clasificación de las muestras ensayadas, y a la información brindada por la compañía Geo&Geo se pueden encontrar en Anexo A en la sección final de este documento.

4.4. Capacidad portante por resultados DPSH

Los resultados de los análisis in situ fueron procesados según lo indicado en el capítulo 3, a continuación, en Tabla 17 se presenta un resumen de resultados.

ENSAYO 1 VISTAS DEL VALLE (MH)								
Prof. Inicio (m)	Prof. Fin (m)	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m´	qd kg/cm2	qu kg/cm2
		Nº Golpes	Penetración (cm)					
1.4	1.6	15	20	15	1	7.06	65.15	19.54
1.6	1.8	13	20	13	2	7.79	55.88	16.76
1.8	2	11	20	11	1.82	8.52	46.81	14.04
2	2.2	10	20	10	2	9.25	42.12	12.64
ENSAYO 2 CALLE SHUAR (MH)								
Prof. Inicio (m)	Prof. Fin (m)	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m´	qd kg/cm2	qu kg/cm2
		Nº Golpes	Penetración (cm)					
0.6	0.8	5	20	5	4	4.14	22.65	6.80
0.8	1	5	20	5	4	4.87	22.41	6.72
1	1.2	3	20	3	6.67	5.60	13.30	3.99
1.2	1.4	2	20	2	10	6.33	8.78	2.63
ENSAYO 3 CALLE ACHUAR (ML)								
Prof. Inicio (m)	Prof. Fin (m)	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m´	qd kg/cm2	qu kg/cm2
		Nº Golpes	Penetración (cm)					
1	1.2	6	20	6	3.33	5.60	26.61	7.98
1.2	1.4	4	20	4	5	6.33	17.55	5.27
1.4	1.6	4	20	4	5	7.06	17.37	5.21
1.6	1.8	5	20	5	4	7.79	21.49	6.45

ENSAYO 4 CHALLUABAMBA ALTO (CL)								
Prof. Inicio (m)	Prof. Fin (m)	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m´	qd kg/cm2	qu kg/cm2
		Nº Golpes	Penetración (cm)					
1.8	2	5	20	5	4	8.52	21.28	10.64
2	2.2	6	20	6	3.33	9.25	25.27	12.64
2.2	2.4	5	20	5	4	9.98	20.85	10.43
2.4	2.6	6	20	6	3.33	10.71	24.78	12.39
ENSAYO 5 CHALLUABAMBA ALTO (CL)								
Prof. Inicio (m)	Prof. Fin (m)	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m´	qd kg/cm2	qu kg/cm2
		Nº Golpes	Penetración (cm)					
3.4	3.6	13	20	13	1.54	14.36	51.17	25.58
3.6	3.8	12	20	12	1.67	15.09	46.79	23.40
3.8	4	11	20	11	1.82	15.82	42.50	21.25
4	4.2	12	20	12	1.67	16.55	45.94	22.97
OCP DPSH1 M1 (ML)								
Prof. Inicio (m)	Prof. Fin (m)	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m´	qd kg/cm2	qu kg/cm2
		Nº Golpes	Penetración (cm)					
1.4	1.6	1	20	1	20	7.06	4.34	1.30
1.6	1.8	1	20	1	20	7.79	4.30	1.29
1.8	2	1	20	1	20	8.52	4.26	1.28
2	2.2	1	20	1	20	9.25	4.21	1.26

OCP DPSH2 M1 (ML)								
Prof. Inicio (m)	Prof. Fin (m)	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m'	qd kg/cm2	qu kg/cm2
		N° Golpes	Penetración (cm)					
0.4	0.6	4	20	4	5	3.41	18.32	5.50
0.6	0.8	4	20	4	5	4.14	18.12	5.44
0.8	1	5	20	5	4	4.87	22.41	6.72
1	1.2	6	20	6	3.33	5.60	26.61	7.98
OCP DPSH2 M2 (ML)								
Prof. Inicio (m)	Prof. Fin (m)	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m'	qd kg/cm2	qu kg/cm2
		N° Golpes	Penetración (cm)					
3.8	4	16	20	16	1.25	15.82	61.82	18.54
4	4.2	16	20	16	1.25	16.55	61.25	18.38
4.2	4.4	15	20	15	1.33	17.28	56.90	17.07
4.4	4.6	11	20	11	1.82	18.01	41.36	12.41
OCP DPSH3 M1 (CH)								
Prof. Inicio (m)	Prof. Fin (m)	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m'	qd kg/cm2	qu kg/cm2
		N° Golpes	Penetración (cm)					
0.8	1	3	20	3	6.67	4.87	13.45	6.72
1	1.2	6	20	6	3.33	5.60	26.61	13.3
1.2	1.4	10	20	10	2	6.33	43.89	21.94
1.4	1.6	12	20	12	1.67	7.06	52.12	26.06

OCP DPSH3 M2 (ML)								
Prof. Inicio (m)	Prof. Fin (m)	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m´	qd kg/cm2	qu kg/cm2
		Nº Golpes	Penetración (cm)					
3	3.2	16	20	16	1.25	12.90	64.18	19.25
3.2	3.4	16	20	16	1.25	13.63	63.57	19.07
3.4	3.6	17	20	17	1.18	14.36	66.91	20.07
3.6	3.8	18	20	18	1.11	15.09	70.19	21.06

Tabla 17. Resultados ensayo DPSH

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los datos presentados en la Tabla 17, se puede observar que, en suelos de consistencia blanda, como los limos, la capacidad última del suelo frente a cargas estáticas equivale al 30% de su capacidad bajo cargas cíclicas, mientras que en suelos arcillosos esta relación asciende al 50%.

Es importante señalar que la relación entre los parámetros N₂₀ y qu es positiva, aunque otros factores, como el porcentaje de penetración o el peso total del equipo excluyendo el martillo, también influyen en estos valores. Adicionalmente, es relevante destacar que el parámetro N₂₀ no experimenta un incremento constante con la profundidad, ya que su variación está influenciada por la consistencia del suelo, debido a esto se puede observar en la Tabla 17, que existen tramos en los que el parámetro N₂₀ tiende a disminuir a pesar de que la profundidad aumentó.

4.5. Capacidad portante por resultados PMT

Los resultados de los análisis in situ fueron procesados según lo indicado en el capítulo 3, a continuación, en Tabla 18 se presenta un resumen de resultados, además se puede encontrar el despliegue de datos crudos y su procesamiento en el Anexo C al final del trabajo.

Es importante mencionar que el ensayo presiométrico, además de la información de capacidad, también aporta un parámetro importante asociado a la deformabilidad del suelo, el módulo E de Ménard. Este factor se incluye en el análisis debido a la importancia de la información que ofrece.

ENSAYO 1 VISTAS DEL VALLE (MH)											
Kp	Peso específico (kg/m3)	Ko	σ_v (kg/m2)	σ_h (kg/m2)	PLM (Mpa)	Tipo de suelo (Consistencia)	B (m)	L (m)	Df (m)	E Ménard (MPa)	E Ménard (kg/cm2)
1.085	1875	0.670	3187.5	2125.00	1.48	B	1	10000000	1.7	46.58	474.99
ENSAYO 2 CALLE SHUAR (MH)											
Kp	Peso específico (kg/m3)	Ko	σ_v (kg/m2)	σ_h (kg/m2)	PLM (Mpa)	Tipo de suelo (Consistencia)	B (m)	L (m)	Df (m)	E Ménard (MPa)	E Ménard (kg/cm2)
0.920	1930	0.333	1930	643.33	0.51	A	1	10000000	1	9.74	99.32
ENSAYO 3 CALLE ACHUAR (ML)											
Kp	Peso específico (kg/m3)	Ko	σ_v (kg/m2)	σ_h (kg/m2)	PLM (Mpa)	Tipo de suelo (Consistencia)	B (m)	L (m)	Df (m)	E Ménard (MPa)	E Ménard (kg/cm2)
1.004	1700	0.333	2890	963.33	0.69	A	1	10000000	1.7	21.46	218.83
ENSAYO 4 CHALLUABAMBA ALTO (CL)											
Kp	Peso específico (kg/m3)	Ko	σ_v (kg/m2)	σ_h (kg/m2)	PLM (Mpa)	Tipo de suelo (Consistencia)	B (m)	L (m)	Df (m)	E Ménard (MPa)	E Ménard (kg/cm2)
1.136	1686	0.667	2772	1848	1.58	B	1	10000000	2	27.54	280.83
ENSAYO 5 CHALLUABAMBA ALTO (CL)											
Kp	Peso específico (kg/m3)	Ko	σ_v (kg/m2)	σ_h (kg/m2)	PLM (Mpa)	Tipo de suelo (Consistencia)	B (m)	L (m)	Df (m)	E Ménard (MPa)	E Ménard (kg/cm2)

1.472	1697	0.667	6788	4525.33	2	B	1	10000000	4	59.71	608.87
OCP DPSH1 PMT1 (ML)											
Kp	Peso específico (kg/m3)	Ko	σ_v (kg/m2)	σ_h (kg/m2)	PLM (Mpa)	Tipo de suelo (Consistencia)	B (m)	L (m)	Df (m)	E Ménard (MPa)	E Ménard (kg/cm2)
1.034	2570	0.176	4986.15	879.909	0.11	A	1	10000000	1.95	0.91	9.28
OCP DPSH2 PMT1 (ML)											
Kp	Peso específico (kg/m3)	Ko	σ_v (kg/m2)	σ_h (kg/m2)	PLM (Mpa)	Tipo de suelo (Consistencia)	B (m)	L (m)	Df (m)	E Ménard (MPa)	E Ménard (kg/cm2)
0.920	2570	0.176	2557	451.235	0.3	A	1	10000000	1	1.64	16.72
OCP DPSH2 PMT2 (ML)											
Kp	Peso específico (kg/m3)	Ko	σ_v (kg/m2)	σ_h (kg/m2)	PLM (Mpa)	Tipo de suelo (Consistencia)	B (m)	L (m)	Df (m)	E Ménard (MPa)	E Ménard (kg/cm2)
1.472	2570	0.250	10228	2557	1.21	B	1	10000000	4	28.1	286.54
OCP DPSH3 PMT1 (CH)											
Kp	Peso específico (kg/m3)	Ko	σ_v (kg/m2)	σ_h (kg/m2)	PLM (Mpa)	Tipo de suelo (Consistencia)	B (m)	L (m)	Df (m)	E Ménard (MPa)	E Ménard (kg/cm2)
1.052	2570	0.333	3835.5	1278.5	1.03	A	1	10000000	1.5	7.6	77.50
OCP DPSH3 PMT2 (ML)											
Kp	Peso específico (kg/m3)	Ko	σ_v (kg/m2)	σ_h (kg/m2)	PLM (Mpa)	Tipo de suelo (Consistencia)	B (m)	L (m)	Df (m)	E Ménard (MPa)	E Ménard (kg/cm2)
1.388	2570	0.667	8949.5	5966.33	1.59	B	1	10000000	3.5	15.9	162.14

Tabla 18. Resultados ensayo PMT

Fuente: Elaboración propia

De los resultados presentados en Tabla 18, se aprecia que los parámetros PLM y EMénard guardan una relación directamente proporcional únicamente cuando restringimos el tipo de suelo a una sola categoría, ya que al trabajar con diferentes categorías según SUCS, esta tendencia de comportamiento no es tan clara.

Las consistencias de las muestras varían entre suave y rígido, y se ha podido apreciar que este parámetro incide directamente en el valor de PLM, ya que, al trabajar con suelos de consistencia rígida, el valor de presión límite tiende a aumentar gradualmente al demandar más energía para llegar a la falla elástica.

Los resultados de peso específico de la información de ensayo OCP es atípica y lejana a los valores normales esperados, de manera que se optó por no considerarlos en la discusión de resultados, ya que su verificación se encuentra fuera de los límites de este trabajo de titulación.

4.6. Capacidad portante admisible del terreno

UBICACIÓN	DPSH		PMT				
	N 20 (promedio)	q adm (kg/cm2)	PLM (MPa)	PLM (kg/cm2)	q adm (kg/cm2)	E Ménard (MPa)	E Ménard (kg/cm2)
ENSAYO 1 VISTAS DEL VALLE	12	5.46	1.48	15.09	5.27	46.58	474.99
ENSAYO 2 CALLE SHUAR	3.75	1.79	0.51	5.20	1.9	9.74	99.32
ENSAYO 3 CALLE ACHUAR	5	2.34	0.69	7.04	2.6	21.46	218.83
ENSAYO 4 CHALLUA. ALTO	5.5	4.03	1.58	16.11	5.58	27.54	280.83
ENSAYO 5 CHALLUA. ALTO	12	8.18	2	20.39	7.33	59.71	608.87
OCP DPSH1 PMT1	1	0.71	0.11	1.12	0.52	0.91	9.28
OCP DPSH2 PMT1	4.5	2.15	0.3	3.06	1.26	1.64	16.72
OCP DPSH2 PMT2	14.5	6.23	1.21	12.34	6.27	28.1	286.54
OCP DPSH3 PMT1	7.75	3.62	1.03	10.50	3.84	7.6	77.50
OCP DPSH3 PMT2	16.75	7.18	1.59	16.21	7.52	15.9	162.14

Tabla 19. Resultados de capacidad admisible

Fuente: Elaboración propia

En Tabla 19, se puede observar que los resultados de qadm obtenidos mediante el método del ensayo DPSH y PMT son bastante similares, aunque existen excepciones con los suelos que pertenecen a la categoría de arcillas de baja plasticidad “CL” según SUCS, donde existe una variabilidad más amplia entre los dos resultados de qadm, además de un dato atípico en el resultado OCP DPSH2 PMT1.

4.7. Capacidad portante por ensayo de Veleta

Se realizaron los ensayos de la veleta en todos los sitios de ensayo estipulados previamente en el capítulo 3 de este trabajo, los resultados obtenidos pueden ser observados en la siguiente tabla:

UBICACIÓN	Resultado in situ (KPa)	Factor de corrección	Cu (KPa)	Cu (Kg/cm2)
ENSAYO 1 VISTAS DEL VALLE	Rechazo	-	-	-
ENSAYO 2 CALLE SHUAR	96	2	192	1.96
ENSAYO 3 CALLE ACHUAR	104	2	208	2.12
ENSAYO 4 CHALLUA. ALTO	Rechazo	-	-	-
ENSAYO 5 CHALLUA. ALTO	Rechazo	-	-	-
OCP DPSH1 PMT1	Sin información	-	-	-
OCP DPSH2 PMT1	Sin información	-	-	-
OCP DPSH2 PMT2	Sin información	-	-	-
OCP DPSH3 PMT1	Sin información	-	-	-
OCP DPSH3 PMT2	Sin información	-	-	-

Tabla 20. Resultados del ensayo de Veleta

Fuente: Elaboración propia

Como se puede ver en la Tabla 20, el rechazo del dispositivo de medición “Veleta” fue obtenido en 3 de los ensayos aplicados lo cual puede deberse a una compactación superficial del suelo de ensayo muy alta que impide un correcto torque del aspa. Esto resultó en información que no puede ser contrastada con los resultados de los ensayos DPSH y PMT, razón por la cual dicha información no será considerada en los siguientes análisis.

4.8. Verificación de igualdad en los tratamientos

En el marco del capítulo 3 de este estudio, se llevó a cabo una evaluación estadística para determinar la presencia o ausencia de discrepancias entre los resultados de la capacidad portante admisible del terreno, según los ensayos DPSH y PMT.

Los datos relacionados con la capacidad portante admisible, obtenidos mediante cada método, fueron previamente detallados en esta sección. Estos mismos datos se emplearon en la ejecución del test T paired y se presentan de manera resumida en la Tabla 21. Esta tabla, a su vez, expone las variaciones entre los resultados de la capacidad portante admisible de ambos ensayos, la cual será detallada a continuación:

Ubicaciones	q adm (DPSH)	q adm (PMT)	Diferencias dj
Ensayo 1 Vistas del Valle	5.46	5.27	0.19
Ensayo 2 Calle Shuar	1.79	1.9	-0.11
Ensayo 3 Calle Achuar	2.34	2.6	-0.26
Ensayo 4 Challuabamba Alto	4.03	5.58	-1.55
Ensayo 5 Challuabamba Alto	8.18	7.33	0.85
OCP DPSH1 PMT1	0.71	0.52	0.19
OCP DPSH2 PMT1	2.15	1.26	0.89
OCP DPSH2 PMT2	6.23	6.27	-0.04
OCP DPSH3 PMT1	3.62	3.84	-0.22
OCP DPSH3 PMT2	7.18	7.52	-0.34

Tabla 21. Diferencias entre resultados DPSH – PMT

Fuente: Elaboración propia

Las disparidades observadas entre los resultados de los métodos DPSH y PMT son mínimas, como se evidencia en la Tabla 21. La mayor discrepancia se identificó en el ensayo 4, llevado a cabo en el sector de Challuabamba Alto, donde se ensayó un suelo arcilloso CL y se obtuvo una diferencia de resistencia del suelo de 1.55 kg/cm². Los siguientes resultados con mayores diferencias corresponden a los ensayos: Ensayo 5 Challuabamba Alto y OCP DPSH 2 PMT 1, relacionados con un suelo arcilloso CL y un suelo limoso ML, respectivamente.

Posteriormente, se llevó a cabo el análisis mediante el test estadístico T pareado, y los resultados de dicho test se presentan de manera concisa en la Tabla 22, que se describe a continuación:

\bar{d}	-0.04
S_D	0.685
n	10
t_0	-0.185
α	0.05
$t_{0.025,9}$	2.262
$-t_{0.025,9}$	-2.262

Tabla 22. Parámetros del ensayo T-Paired

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la tabla previa, el valor del estadístico de prueba t_0 es igual a 0.185. Este valor se sitúa notablemente fuera de la región de rechazo del test T paired, como se evidencia en la siguiente anotación:

$$2.262 > -0.185 > -2.262$$

Ecuación 38. Verificación del rango de rechazo T - Paired

Por esta razón, se acepta y adopta la hipótesis nula H_0 que establece la igualdad entre los tratamientos DPSH y PMT, haciendo de esta forma viable el establecimiento de correlaciones entre ambos métodos.

4.9. Planteamiento de correlación

Durante el procesamiento de la información obtenida de los ensayos, se evidenció que al realizar un análisis general (limos y arcillas), el ajuste a los modelos de correlación lineal se veía muy afectado, de modo que se optó por realizar dos análisis separados. El primer análisis incluye información de suelos con clasificación CH, CL, MH y ML, mismo que como se puede apreciar, no tiene un ajuste satisfactorio. El segundo análisis se limitará a utilizar información de suelos con clasificación MH y ML, las cuales corresponden a limos, en este ajuste se observaron tendencias y relaciones mucho más marcadas, lo cual dio como resultado un ajuste significativo.

A continuación, se presentan los resultados de los ajustes realizados en los dos modelos:

Modelo general (limos y arcillas)

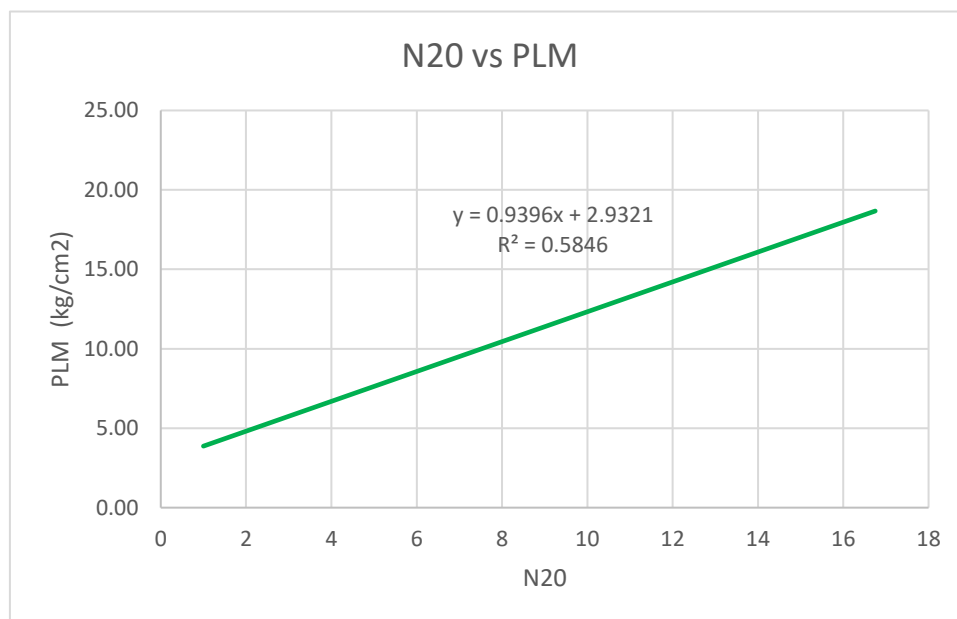


Figura 15. Ajuste lineal de la relación N20 - PLM

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 15, se pueden identificar dos puntos que se desvían de la tendencia lineal. Estos puntos corresponden a los ensayos "Ensayo 4_Challuabamba alto" y "Ensayo 5_Challuabamba alto", los cuales se han clasificado como suelos CL, es decir, "arcillas de baja plasticidad". La dispersión en el comportamiento de estos puntos no parece estar relacionada con diferencias significativas en parámetros como la humedad o el peso específico seco. En su lugar, se atribuye esta variabilidad a la clasificación de los suelos, ya que todas las demás muestras pertenecen a las categorías de limos ML y MH. Cabe destacar que existe una muestra de clasificación CH que sigue la tendencia establecida.

En este ajuste, el coeficiente R^2 es de 0.58, lo que implica una relación poco significativa, a continuación, en Tabla 23 se presenta el coeficiente de correlación de Pearson de este ajuste:

	<i>N 20 (promedio)</i>	<i>PLM (kg/cm2)</i>
<i>N 20 (promedio)</i>	1	
<i>PLM (kg/cm2)</i>	0.77	1

Tabla 23. Matriz de correlación por el método de Pearson (análisis arcillas y limos)

Fuente: Elaboración propia R Studio

Este coeficiente de Pearson denota una correlación positiva de intensidad moderada, lo que significa que un aumento en una variable se asocia con un aumento en la otra, sin embargo, la relación no sigue una tendencia constante.

Módulo de Ménard (modelo general)

No fue posible establecer una correlación aceptable entre los parámetros N20 y E de Ménard, ya que los datos no mantienen una tendencia clara, como se puede apreciar en Figura 16.

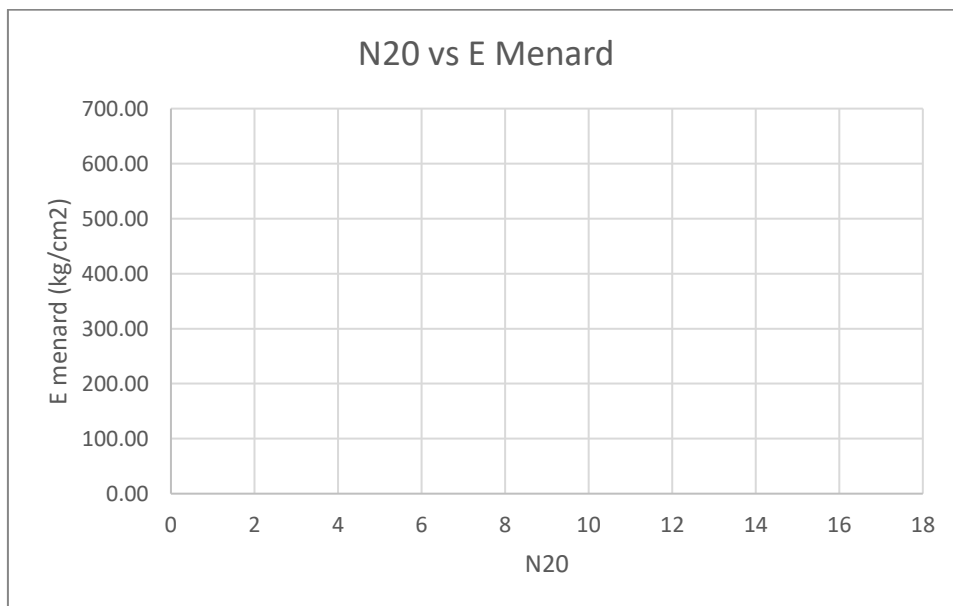


Figura 16. N20 vs E de Ménard

Fuente: Elaboración propia

Modelo de limos

En el caso del modelo realizado únicamente con información de suelos clasificados como limos, se puede apreciar una tendencia lineal mucho más marcada. A continuación, en Figura 17 podemos visualizar la relación entre las variables N20 y PLM para suelos con clasificación ML y MH.

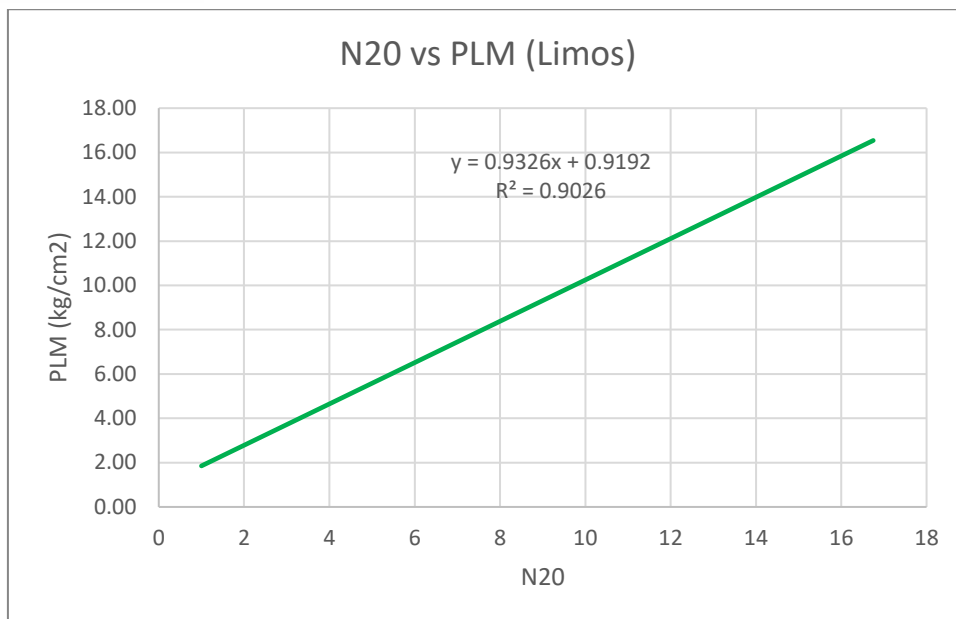


Figura 17. Ajuste lineal de la relación N20 - PLM (Limos)

Fuente: Elaboración propia

Este modelo presenta un coeficiente R2 de 0.90, lo cual indica un ajuste muy fuerte y una correlación lineal entre las variables bastante significativa. Este modelo nos presenta una matriz de correlación como se puede apreciar en Tabla 24.

	<i>N 20 (promedio)</i>	<i>PLM (kg/cm2)</i>
<i>N 20 (promedio)</i>	1	
<i>PLM (kg/cm2)</i>	0.95	1

Tabla 24. Matriz de correlación por el método de Pearson (Limos)

Fuente: Elaboración propia

Estos resultados nos indica una correlación positiva muy fuerte entre las dos variables. Esto significa que hay una relación alta y consistente entre las variables: cuando una variable aumenta, la otra tiende a aumentar en casi la misma proporción, y cuando una disminuye, la otra también disminuye en una medida similar.

Validación de la existencia de correlaciones en el modelo de limos

Para validar de manera técnica la existencia de una correlación, se realizó una prueba de hipótesis con las siguientes características:

- H_0 = No existe correlación lineal (Hipótesis nula)
- H_1 = Existe correlación lineal (Hipótesis alternativa)
- $n = 7$ (Cantidad de datos disponibles)
- $GL = n - 2 = 5$ (Grados de libertad)
- $\alpha = 0.05$ (nivel de significancia de 5%)
- $r = 0.95$ (Coeficiente de correlación de Pearson)
- $t = r \sqrt{\frac{n-2}{1-r^2}} = 6.81$ (Estadístico de prueba)
- $t_{\frac{\alpha}{2}, n-2} = 2.57$ (Valor crítico)

A partir de este análisis, se obtiene un valor de estadístico de prueba que supera el umbral crítico, lo que nos conduce a la conclusión de que debemos rechazar la hipótesis nula. En este contexto, esto implica que existe una correlación entre las variables de estudio. En consecuencia, podemos inferir que el coeficiente de correlación de Pearson es diferente de cero, lo que respalda la evaluación previamente realizada.

Expresión de ajuste de la regresión lineal

Una vez analizada toda la información y después de validar que las correlaciones existan y tengan respaldo técnico y estadístico, se presenta la expresión producto del ajuste de regresión lineal que se obtuvo a partir de la información correspondiente a suelos limosos.

$$PLM = 0.9326 N_{20} + 0.9192 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Ecuación 39. Ajuste lineal para modelo de limos

Esta expresión se traduce como una recta de aproximadamente 43° , con un desfase inicial de 0.9, y a partir del análisis realizado se estima que contendrá un 90% de la variabilidad del parámetro dependiente, que en este caso es el valor PLM.

Validación de los resultados de los ensayos

Como se ha discutido en secciones anteriores, es razonable anticipar que, al intentar estimar la capacidad de carga de un suelo, los resultados no deben depender del ensayo o método utilizado. Por lo tanto, los valores de capacidad obtenidos a través de los ensayos DPSH y

PMT deberían mostrar una similitud sustancial. Idealmente, el gráfico de dispersión de estos valores debería ajustarse casi perfectamente a una línea diagonal de 45 grados. A continuación, en Figura 18, se presenta la relación que se ha obtenido:

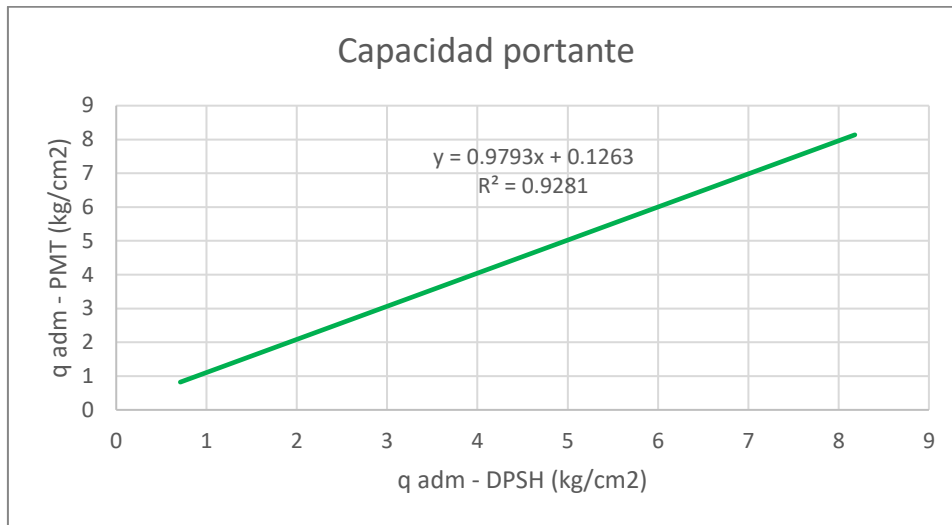


Figura 18. Ajuste de resultados de capacidad portante DPSH - PMT

Fuente: Elaboración propia

A partir de esta estimación se definió el error cuadrado medio, a continuación, se presentan los resultados en Tabla 25 y Tabla 26.

q adm (PMT)	q adm (proyectado)	Diferencia al cuadrado
0.52	0.71	0.0361
1.26	2.15	0.7921
6.27	6.23	0.0016
3.84	3.62	0.0484
7.52	7.18	0.1156
5.58	4.03	2.4025
7.33	8.18	0.7225
1.9	1.79	0.0121
2.6	2.34	0.0676
5.27	5.46	0.0361
Sumatoria		4.23

Tabla 25. Cálculo de la diferencia cuadrada

Fuente: Elaboración propia

Parámetro	Valor	Comentario
n	10	Número de datos
SUM	4.23	Sumatoria de diferencia de valores
MSE	0.42	Error cuadrado medio

Tabla 26. Error cuadrado medio (MSE)

Fuente: Elaboración propia

Es apreciable que el MSE es bastante bajo, esto se debe a que los ensayos cumplen con una buena precisión con el planteamiento inicial (la capacidad portante es independiente del método de intervención).

Comparación con modelo indirecto

A partir de la revisión bibliográfica establecida en la sección 2.5 del capítulo 2, empleando el parámetro N60 del ensayo SPT como un criterio de comparación indirecto entre los valores N20 del ensayo DPSH y PLM del ensayo PMT, se obtuvo las siguientes expresiones:

$$N_{SPT} = 2.07 N_{DPSH}^{0.95} \quad (\text{Salamanca, 2021})$$

$$PLM = 0.0329 N_{SPT} + 0.7978 \text{ [MPa]} \quad (\text{Yildiz, 2021})$$

Ecuación 40. Correlaciones de análisis indirecto (con ensayo SPT)

Utilizando el parámetro N_SPT como pivote, se obtiene:

$$PLM = (0.068 N_{DPSH}^{0.95} + 0.798) 10.1972 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Ecuación 41. Expresión indirecta de correlación

Graficando esta ecuación y comparándola con el modelo de limos, obtenemos:

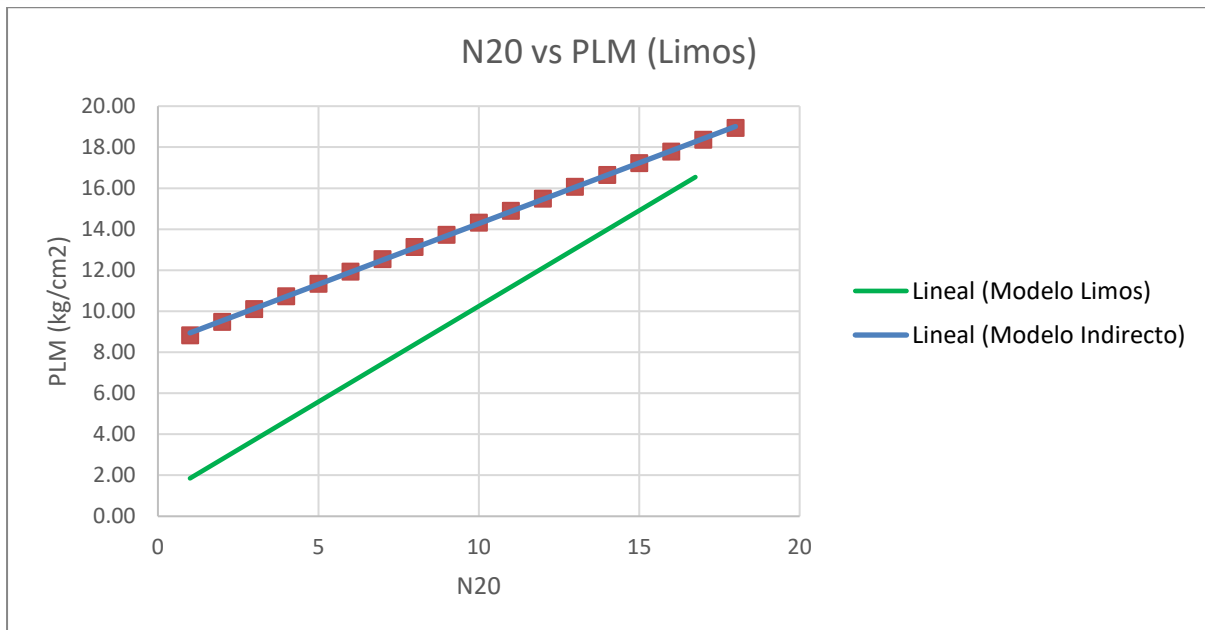


Figura 19. Comparación del modelo de limos y el modelo indirecto

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia una marcada diferencia entre la tendencia del modelo propuesto en este trabajo de titulación y la obtenida mediante un análisis indirecto. Este contraste puede atribuirse a diversos factores, siendo uno de los más significativos el hecho de que el ensayo SPT no produce resultados precisos en suelos finos, ya que su aplicación está recomendada específicamente para suelos granulares. Por lo tanto, no constituye un parámetro idóneo para la comparación.

5. Conclusiones y Recomendaciones

Esta sección presenta una interpretación final de todos los análisis realizados previamente, además de posibles fuentes de mejora o ampliación en la investigación que los autores consideramos oportunas.

5.1. Conclusiones

Los puntos de ensayo analizados en el Sector Challuabamba se ubicaron dentro de la formación Loyola según el Instituto Geológico Ecuatoriano (Instituto de Investigación Geológica y Energética, 2022), la cual está principalmente compuesta por lutitas. En el primer análisis, realizado en la Urbanización Vistas del Valle, la muestra de suelo recopilada fue clasificada como MH, lo que señala la presencia de limos inorgánicos con una alta compresibilidad. De manera similar, el segundo ensayo, llevado a cabo en la Calle Pueblo Shuar, arrojó una clasificación análoga. Esto se atribuyó a los elevados valores de humedad con respecto a los límites líquidos: 64.65% y 49.79%, respectivamente, que al superar o aproximarse al umbral del 50%, establecen un comportamiento altamente compresible. Estos valores, junto con humedades de Límite Plástico bajas de 38.89% y 32.76%, se tradujeron en índices de plasticidad intermedios del 25.77% y 17.03%, indicando un comportamiento limoso en las muestras recolectadas.

En contraste, en el ensayo 3, realizado en la Calle Pueblo Achuar, el suelo se clasificó como ML, correspondiente a limos inorgánicos de baja compresibilidad. Esto se atribuyó a un bajo límite líquido del 26.87%, que al ser inferior al 50%, indica un comportamiento poco compresible. Esto, junto con un límite plástico de valor similar de 24.68%, resultó en un índice de plasticidad muy reducido de 2.19%, sugiriendo una composición limosa.

Finalmente, las muestras de suelo de los ensayos 4 y 5 realizados en el sector Challuabamba Alto indicaron una clasificación CL, referente a arcillas inorgánicas de plasticidad media a baja. Los valores de límite líquido fueron de 40.63% y 42.57%, con límites plásticos de 23.54% y 25.33%, lo que arrojó índices de plasticidad de 17.09% y 17.24%, respectivamente, sugiriendo un comportamiento arcilloso poco plástico del suelo. Como se puede apreciar, todos los suelos analizados y ensayados están en concordancia con lo esperado en la formación geológica Loyola.

A partir de los resultados del ensayo DPSH, se evidencia que, en las zonas estudiadas, el aumento en la profundidad de análisis no guarda proporción directa con la resistencia última. Este hallazgo sugiere que los terrenos están compuestos por estratos de diferente composición y resistencia, indicando una variabilidad en las características geotécnicas a lo largo de la profundidad.

Del ensayo PMT, se obtuvieron resultados de presión límite PLM en un rango de 0.1 a 2 MPa, aproximadamente la mitad de los datos de la muestra tienen un valor de PLM superior a 0.7 MPa, esto se traduce en que los suelos estudiados contaban con un grado de compactación y consolidación muy altos conformando suelos rígidos, ya que el rango esperado de este parámetro varía entre 0.1 y 0.7 MPa, según lo expuesto por el autor (Pérez de Agreda & Álvarez de Toledo, 2009).

Es factible establecer una correlación positiva fuerte entre el valor N_{20} del ensayo DPSH y el parámetro PLM del ensayo PMT. No obstante, esta relación se fortalece especialmente al trabajar con suelos que comparten la misma clasificación SUCS. En el contexto de este estudio, se observó que al analizar suelos clasificados como MH y/o ML, se logra obtener un ajuste lineal con un coeficiente de correlación de Pearson notablemente alto, llegando a 0.95. Sin embargo, al considerar un modelo general para suelos finos, este coeficiente desciende a 0.75. Esto sugiere que, para obtener un ajuste preciso, es necesario distinguir entre cada categoría de suelos finos, como arcillas y limos.

Con base en la información conjunta de DPSH y PMT, se constató que establecer una correlación entre los parámetros N_{20} y E_m no es viable en las condiciones analizadas. Esto se debe a la ausencia de una tendencia clara entre estos dos parámetros, indicando que no existe una relación significativa entre ellos bajo las circunstancias examinadas.

El análisis estadístico sugiere que la correlación establecida en el modelo para los suelos MH y ML, predominantemente limosos, es apropiada como una primera aproximación, ya que cumple con todas las suposiciones y requisitos estadísticos necesarios, sin embargo, es importante señalar que el tamaño de la muestra es limitado.

La comparación de la información con la cohesión no drenada del ensayo de veleta resultó ser desafiante, ya que una considerable proporción de los suelos analizados mostraron una consolidación significativa. Esto dificultó la realización del ensayo de veleta, ya que la resistencia superaba la capacidad del equipo, impidiendo así la contrastación de la información recopilada de los ensayos con la cohesión no drenada.

Al comparar la correlación de los parámetros DPSH y PMT obtenida mediante el procesamiento directo de la información recolectada en el campo con la correlación obtenida a partir de un análisis indirecto utilizando un factor externo como pivote (en este caso, el parámetro N del ensayo SPT), se observa que el modelo de información directa presenta una tendencia diferente. En este estudio, se evidenció que ninguno de los datos recolectados en el campo se ajustaba a la tendencia definida indirectamente. Por lo tanto, se concluye que los análisis indirectos no se adaptan adecuadamente a la realidad y no deberían ser utilizados.

5.2. Recomendaciones

Para lograr resultados más precisos y representativos, es aconsejable incrementar la cantidad de datos en la muestra. Esta investigación se vio restringida por limitaciones importantes de tiempo y recursos para llevar a cabo el trabajo de campo. Por lo tanto, en futuras investigaciones, sería valioso centrarse en optimizar y verificar los resultados a través de la recopilación de evidencia empírica de una muestra más amplia.

Una contribución suplementaria con miras al futuro sería la búsqueda de correlaciones específicamente dirigidas a suelos arcillosos. En el contexto de esta investigación, la información recopilada se centra en suelos limosos. Sin embargo, se ha constatado que al trabajar con suelos finos en general (que incluyen limos y arcillas), la precisión de los ajustes se ve notoriamente reducida. Por lo tanto, para abordar este problema, resulta esencial dirigir esfuerzos y enfoques hacia el estudio de suelos arcillosos en futuras investigaciones.

Para ampliar la validez de los resultados obtenidos, se recomienda realizar una serie de ensayos en suelos limosos a una mayor profundidad, especialmente en suelos consolidados. Esto se debe a que, bajo estas condiciones, es probable que el valor de N₂₀ sea elevado, lo que podría influir en un cambio en la tendencia de la correlación observada. Es esencial destacar que dicho cambio podría o no tener una tendencia asintótica, ya que el ensayo DPSH tiene un límite máximo de golpes N₂₀ antes de ser rechazado.

Un aporte significativo para la expansión de los resultados de este trabajo sería la verificación de la influencia del nivel freático en las correlaciones y tendencias identificadas. Esto es crucial dado que ciertos materiales finos son altamente sensibles a la presencia de agua y experimentan cambios drásticos en sus propiedades en función del nivel freático. La

consideración de esta variable puede enriquecer la comprensión de las relaciones geotécnicas y mejorar la aplicabilidad de los resultados en contextos prácticos.

Un complemento interesante a los resultados del presente trabajo de titulación es la comparación de capacidades portantes con la cohesión no drenada del ensayo de veleta, debido a que en este trabajo los terrenos intervenidos no fueron idóneos para la ejecución de un ensayo de veleta. Por lo tanto, no se pudo contrastar esta información, de manera que enfocar futuros avances en esta dirección sería un aporte importante.

6. Referencias

- Alvarez León, D. A., & Contreras Duchimaza, J. V. (2019). *Aproximación de la capacidad portante de un suelo tipo conglomerado de la ciudad de Cuenca*. Cuenca: Universidad de Cuenca - Facultad de Ingeniería.
- Anwar, M. B. (2018). Correlation between PMT and SPT results for calcareous soil. *HBRC Journal*, 50-55.
- ASTM D 422 - 63. (2002). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*. Pennsylvania: ASTM International.
- ASTM D 4318 - 00. (2018). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. Pennsylvania: ASTM International.
- ASTM D 653 - 21b. (2022). *Standard terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids*. Pennsylvania: ASTM International.
- Beltrán Espinoza, J. M. (2018). *Ensayos In situ: Penetración dinámica y estática*. Honduras: Universidad Nacional Autónoma de Honduras.
- Belviso, R., Ciampoli, S., Cotecchia, V., & Federico, A. (1985). *Use of the cone penetrometer to determine consistency limits*. Brentwood: EMAP CONSTRUCT LIMITED.
- Bolatti, A. G. (2019). *ENSAYOS DE PENETRACIÓN SPT Y DP: TEORÍA E IMPLEMENTACIÓN EN LA PRACTICA PROFESIONAL*. Cordova: Universidad Nacional de Cordova.
- Bowles, J. E. (1981). *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*. Mexico: McGraw-Hill.
- BS 1377: Part 2. (1990). *British Standard Methods of test for Soils for civil engineering purposes Part 2. Classification tests*. United Kingdom: British Standards Institution.
- Dapena, E., & Lacasa, J. G. (2000). Relación entre los resultados de penetración dinámica de Boros DPSH y el SPT en un suelo Arcilloso. *Actas del Simp. sobre geotecnia de las infraestructuras lineales*. Sociedad Española de Mec. del Suelo e Ing. Geotécnica.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Mexico D.F.: Cengage Learning Editores.
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2014). *Principles of Geotechnical Engineering*. Stamford: Cengage Learning.
- Devincenzi, M., & Frank, N. (2004). *Ensayos Geotécnicos in Situ su ejecución e interpretación*. Girona: IGEOEST.
- Duncan, M. (2012). *Estimating friction angles of sands and rockfills*.

- Duque, G. (2003). *Manual de Geología para ingenieros*. Manizales: Universidad Nacional de Colombia.
- Eurocódigo UNE-ENV 1997-3. (2002). *Eurocódigo 7, proyecto geotécnico parte 3: proyecto asistido por ensayos de campo*. Madrid: AENOR.
- Frank, R. (2009). Design of Foundations in France with the use of Ménard Pressuremeter tests (MPM). *El ensayo presiométrico en el proyecto Geotécnico* (págs. 3-20). Barcelona: Paymacotas.
- Gambin, M. (1979). Calculations of foundations subjected to horizontal forces using pressuremeter data. En M. Gambin, *Sols/Soils* (págs. 30-31: 17-59). Paris.
- Instituto de Investigación Geológico y Energético. (14 de 02 de 2022). *Mapa geológico del Ecuador*. Obtenido de Hoja Geológica Azogues, escala 1:100.000: <https://www.geoenergia.gob.ec/mapas-tematicos-1-100-000/>
- ISO 22476-2. (2005). *Geotechnical investigation and testing- Field testing- Part 2: Dynamic probing*. Madrid: AENOR. Obtenido de <https://www.iso.org/standard/36246.html>
- ISO 22476-4. (2012). *Geotechnical investigation and testing - Field testing Part 4: Ménard pressuremeter test*. United Kingdom: BSI Standards Limited 2013.
- Laboratorio de Ingeniería y Medio Ambiente. Imasa Lab s.a. (2013). *Competencia del Terreno. Ensayos DPSH-B*. Alicante.
- Loja Paucar, J. A. (2018). *FACTIBILIDAD DE RESILIENCIA EN ZONAS DE DESLIZAMIENTOS*. CUENCA: UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA.
- Maldonado Díaz, C. J. (2016). *Estudio Comparativo de Indicadores de Calidad del Suelo en la Urbanización de Challuabamba y Panamericana Norte Km. 12*. Cuenca: Universidad Católica de .
- Ménard, L. (1962). Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement. *Paris and Règles d'Utilisation des Techniques Pressiométriques* (págs. 9-27). Paris: Notice Spéciale No. 2.
- Ménard, L. (1963). *Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques*. Paris: Sols/Soils, 5&6.
- Ménard, L., & Rousseau, J. (1962). L'évaluation des tassements. . En L. Ménard, & J. Rousseau, *Tendances nouvelles*. (págs. 1:13-20). Paris: Sols/soils.
- Montgomery, D. C., & Runger, G. C. (2002). *Applied Statistics and Probability for Engineers*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Muñoz Ascuntar, G. F. (01 de 12 de 2011). *Influencia de la heterogeneidad del suelo en las deformaciones del terreno sobre el frente de un tunel poco profundo: modelación centrífuga*.

- Nanclares Arango, F. J. (2018). *COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE SUELOS GRUESO GRANULARES DE ORIGEN ALUVIAL*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- NTE INEN 695. (2010). *Áridos Muestreo*. Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- Olgúin, R., & Ortúzar, M. (2015). Desarrollo e implementación de la veleta de corte a alta revolución para sondajes. *Sielo*, 89-95.
- Pérez de Agreda, E. A., & Álvarez de Toledo, M. A. (2009). EL ENSAYO PRESIOMÉTRICO EN EL PROYECTO GEOTÉCNICO. *JORNADA TÉCNICA 15/09/2009 BARCELONA*. Barcelona: Paymacotas.
- Proaño, F., Once, E., & Rodas, A. (2022). *Íncidencia del uso de suelo y la relación del espacio público-privado en Cuenca-Ecuador*. Cuenca: DAYA.
- Sáez, E. (2010). *Fundamentos de Geotecnia ICE-1603*. Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica.
- Salamanca, E. (2021). *Ensayo de Penetración Dinámica Super Pesada (DPSH): Equivalencia para el Ensayo de Penetración Estandar (SPT) en Colombia*. Alicante: ReaserchGate.
- Santacruz Reyes, K. (2009). *Comportamiento elástico de los conglomerados de las Formaciones "Turi" y "Terrazas Fluviográficas" de la ciudad de Cuenca*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Servicio Geológico Mexicano. (21 de 10 de 2016). *¿Qué es la Geotécnia?* Obtenido de <https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/157802/Que-es-la-Geotecnia.pdf>
- Veiga Pinto, A. A., & Quinta-Ferreira, M. (2011). Evaluation of Rockfill Properties Based on Index Tests. *ResearchGate*, 11.
- Velez Dávila, P. E. (2012). *COMPROBACIÓN DE LAS CORRELACIONES DE LA PRESIÓN DE EXPANSIÓN CON LAS PROPIEDADES ÍNDICES EN SUELOS DEL SECTOR CHALLUABAMBA, CUENCA, RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES*. CUENCA: UNIVERSIDAD DE CUENCA.
- Yepes Piqueras, V. (22 de 01 de 2021). *Control de la mejora de un suelo con ensayos de Penetración Dinámica*. Obtenido de Universitat Politècnica de València: <https://victoryepes.blogs.upv.es/tag/dpsh/>
- Yildiz, O. (2021). *Correlation Between SPT and PMT results for sandy and clayey soils*. Malatya: Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Natural Sciences, Malatya Turgut Ozal University.

7. Anexos

Anexo A. Granulometría y límites de Atterberg

Ensayo 1 Urbanización Vistas al Valle:

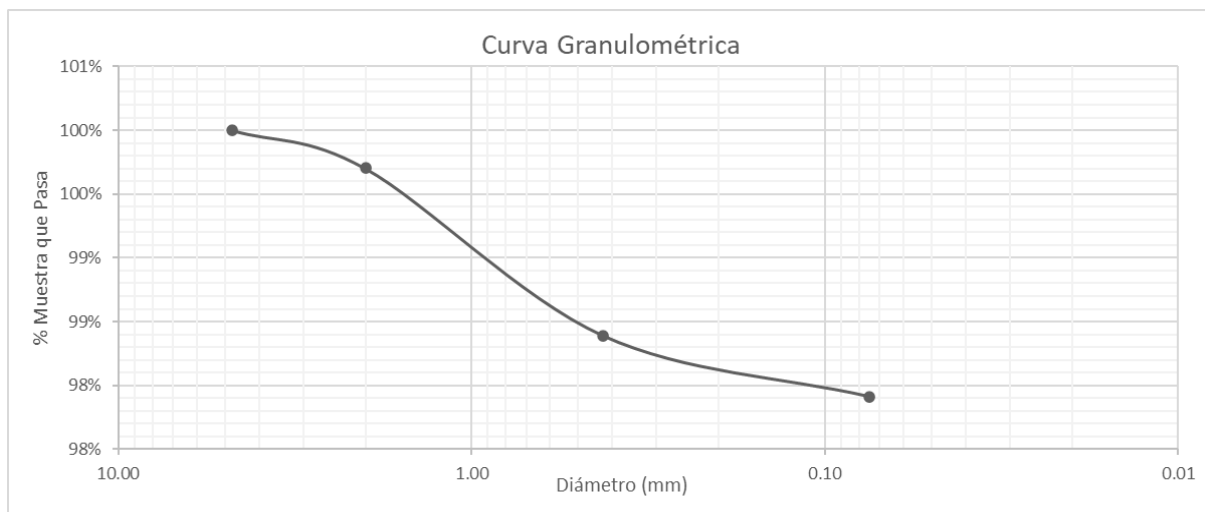


Figura 20. Curva granulométrica (Vistas del valle, ensayo 1)

	ω	%
Limite Liquido	0.65	64.65
Limite Plástico	0.39	38.89
Índice de plasticidad	0.26	25.77

Tabla 27. Límites de Atterberg (Vistas del Valle, ensayo 1)

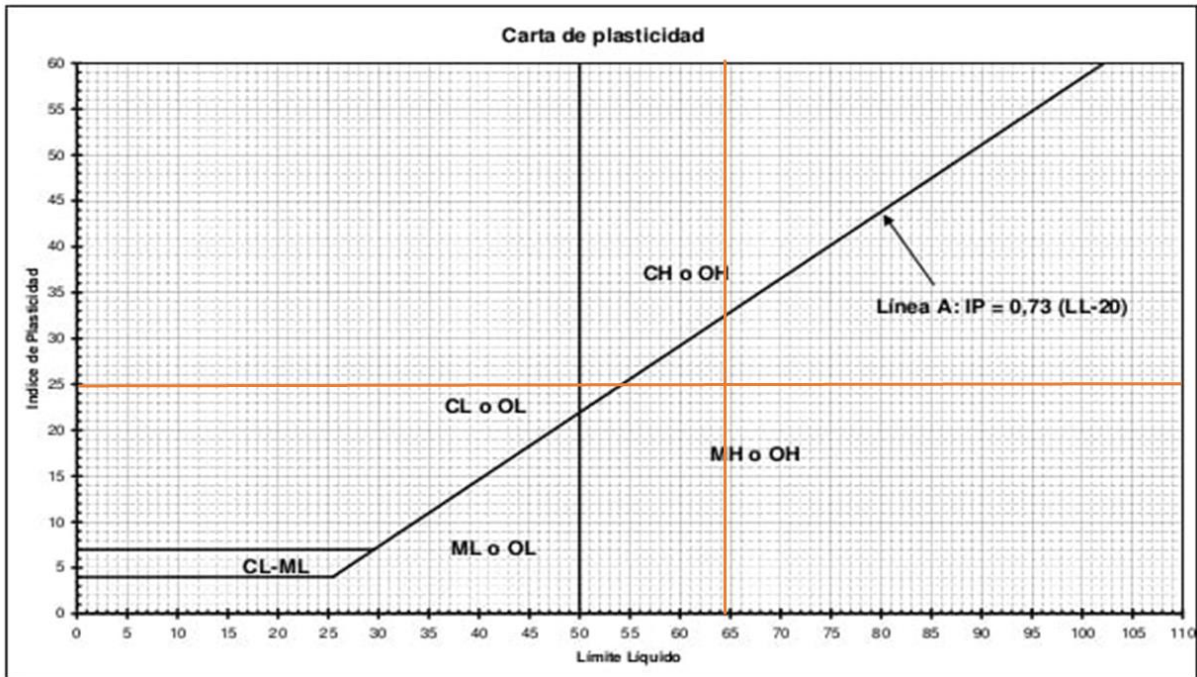


Figura 21. Carta de Casagrande (Vistas del Valle, Ensayo 1)

Ensayo 2 Calle Pueblo Shuar:

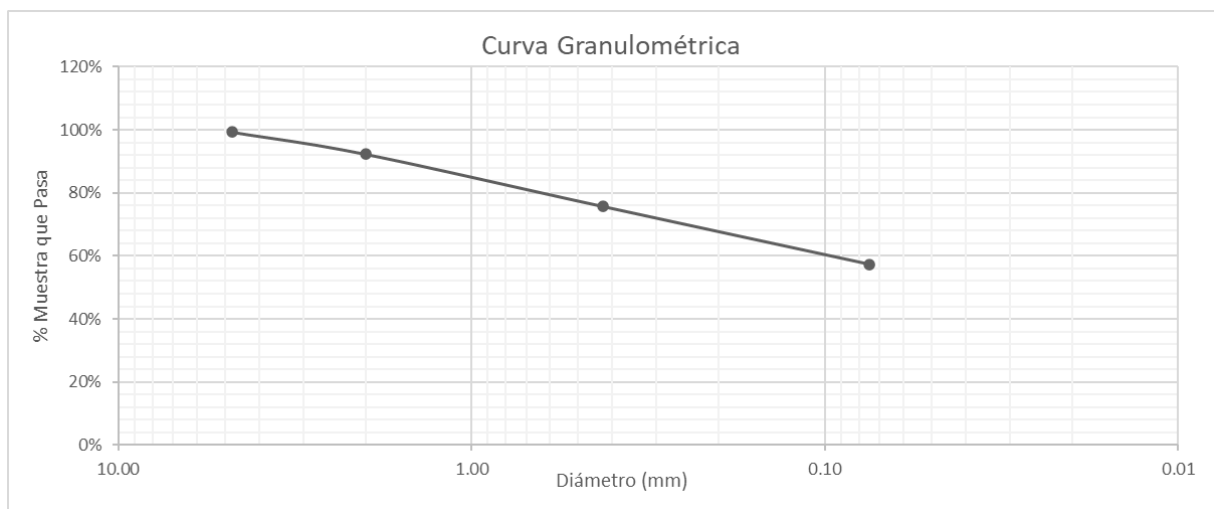


Figura 22. Curva Granulométrica (Calle Pueblo Shuar, Ensayo 2)

	ω	%
Límite Líquido	0.50	49.79
Límite Plástico	0.33	32.76
Índice de plasticidad	0.17	17.03

Tabla 28. Límites de Atterberg (Calle Pueblo Shuar, Ensayo 2)

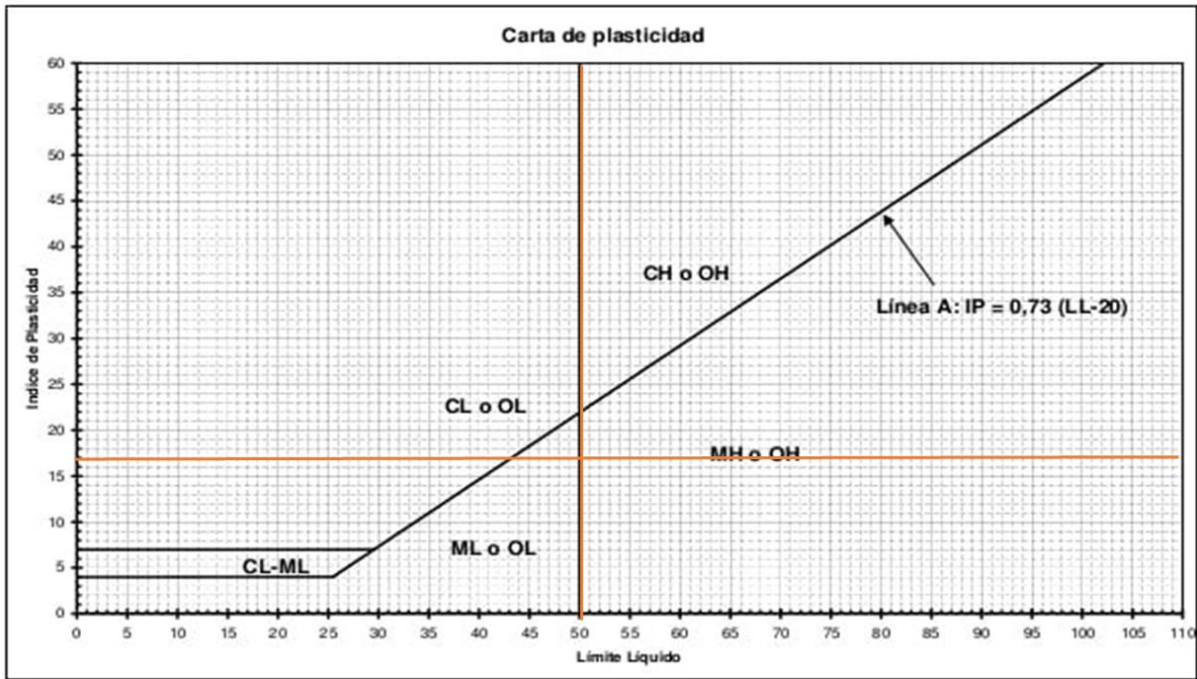


Figura 23. Carta de Casagrande (Calle Pueblo Shuar, Ensayo 2)

Ensayo 3 Calle Pueblo Achuar:

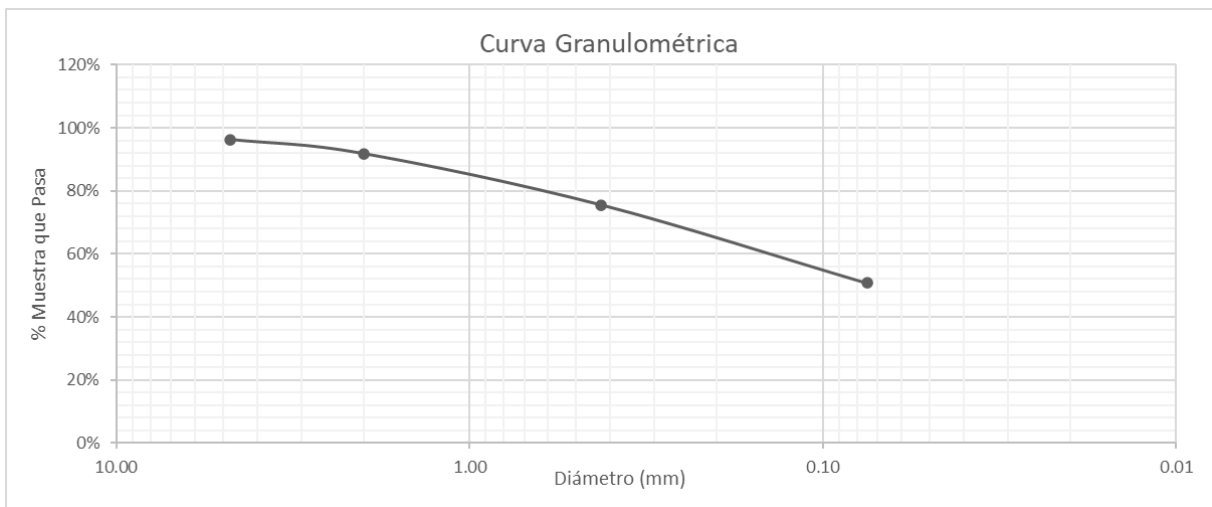


Figura 24. Curva Granulométrica (Calle Pueblo Achuar, Ensayo 3)

	ω	%
Limite Liquido	0.27	26.87
Limite Plástico	0.25	24.68
Índice de plasticidad	0.02	2.19

Tabla 29. Límites de Atterberg (Calle Pueblo Achuar, Ensayo 3)

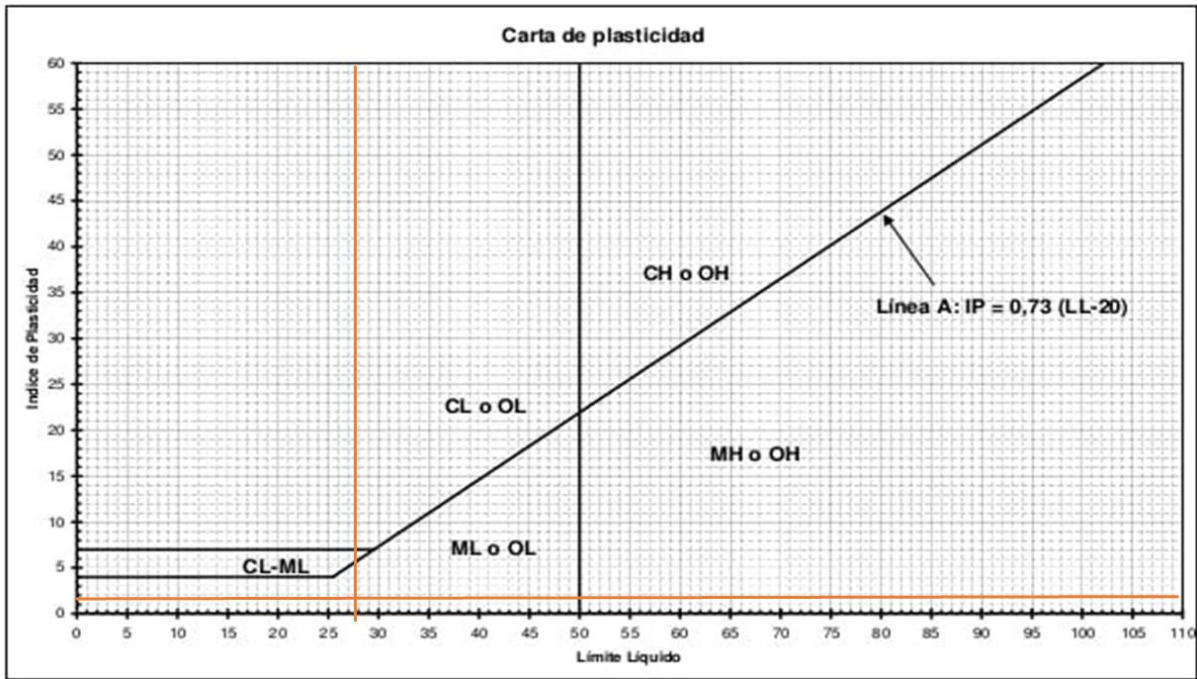


Figura 25. Carta de Casagrande (Calle Pueblo Achuar, Ensayo 3)

ENSAYO 4 CHALLUABAMBA ALTO:

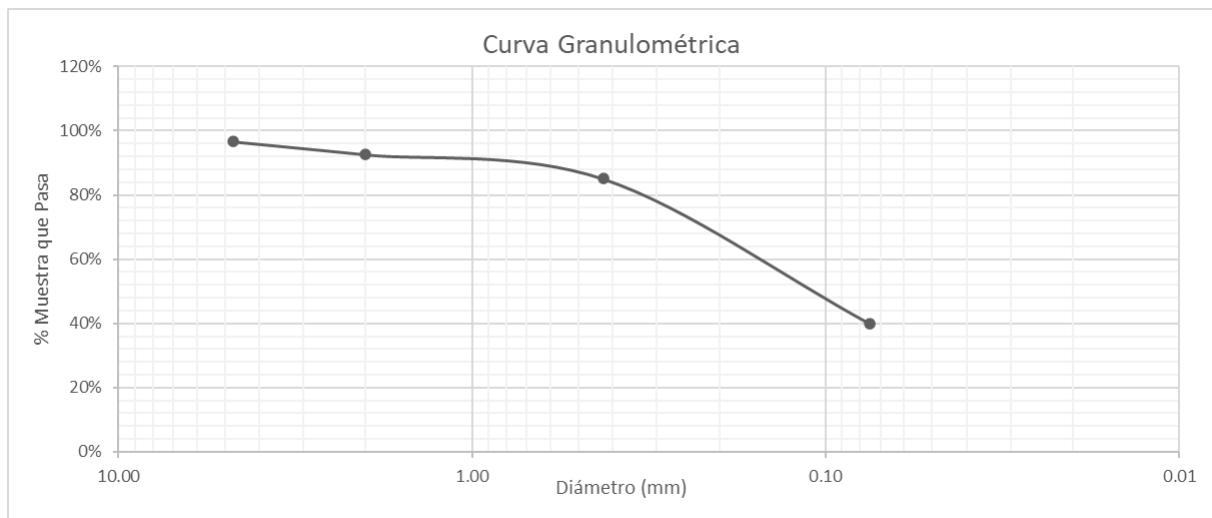


Figura 26. Curva Granulométrica (ENSAYO 4 CHALLUABAMBA ALTO)

	ω	%
Límite Líquido	0.41	40.63
Límite Plástico	0.24	23.54
Índice de plasticidad	0.17	17.09

Tabla 30. Límites de Atterberg (ENSAYO 4 CHALLUABAMBA ALTO)

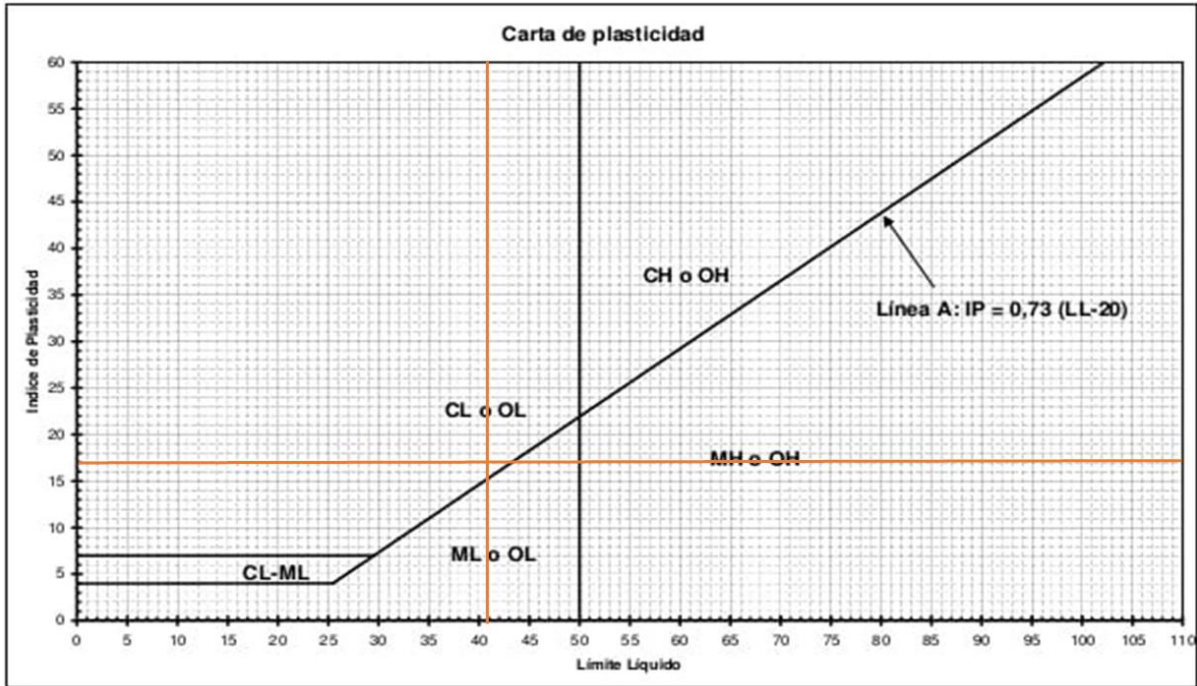


Figura 27. Carta de Casagrande (ENSAYO 4 CHALLUABAMBA ALTO)

ENSAYO 5 CHALLUABAMBA ALTO:

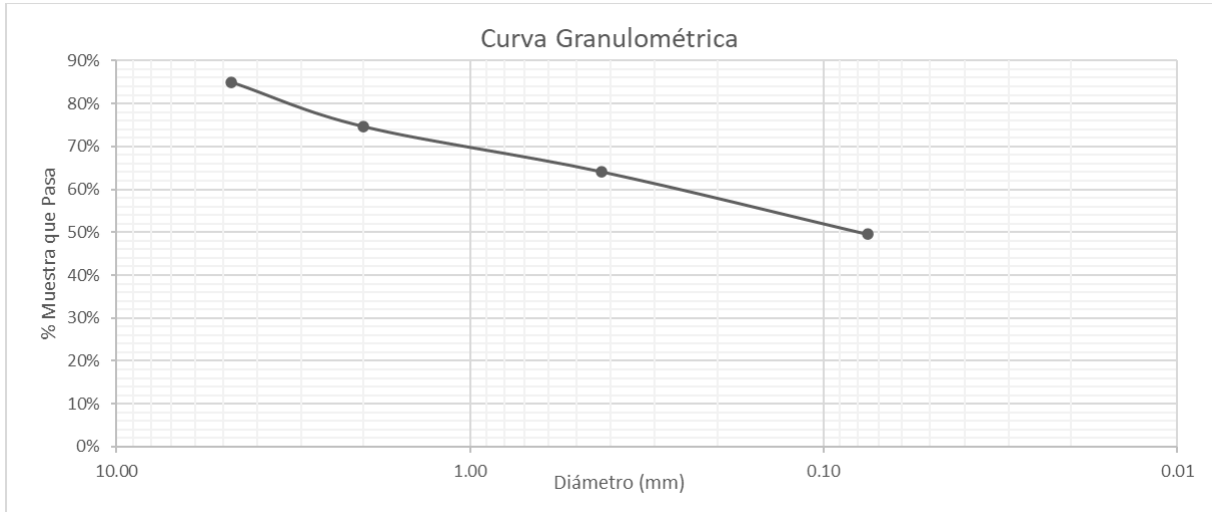


Figura 28. Curva Granulométrica (ENSAYO 5 CHALLUABAMBA ALTO)

	ω	%
Limite Líquido	0.41	40.63
Limite Plástico	0.19	19.27
Índice de plasticidad	0.21	21.37

Tabla 31. Límites de Atterberg (ENSAYO 5 CHALLUABAMBA ALTO)

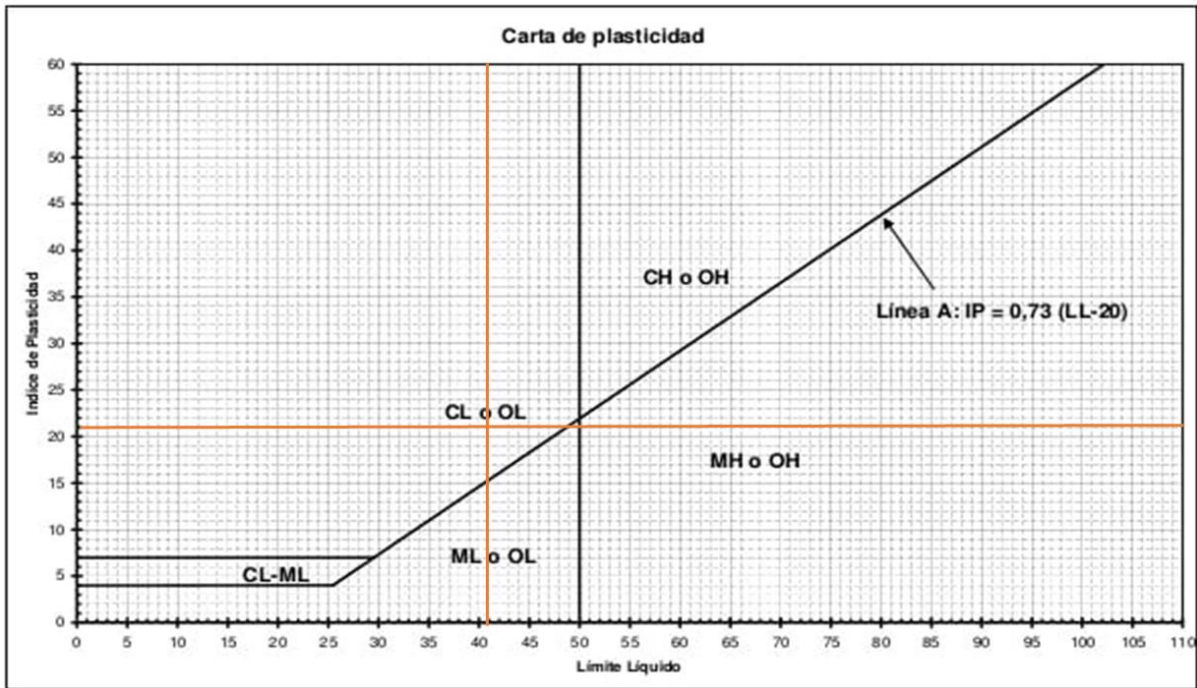


Figura 29. Carta de Casagrande (ENSAYO 5 CHALLUABAMBA ALTO)

OCP DPSH 1 PMT 1:

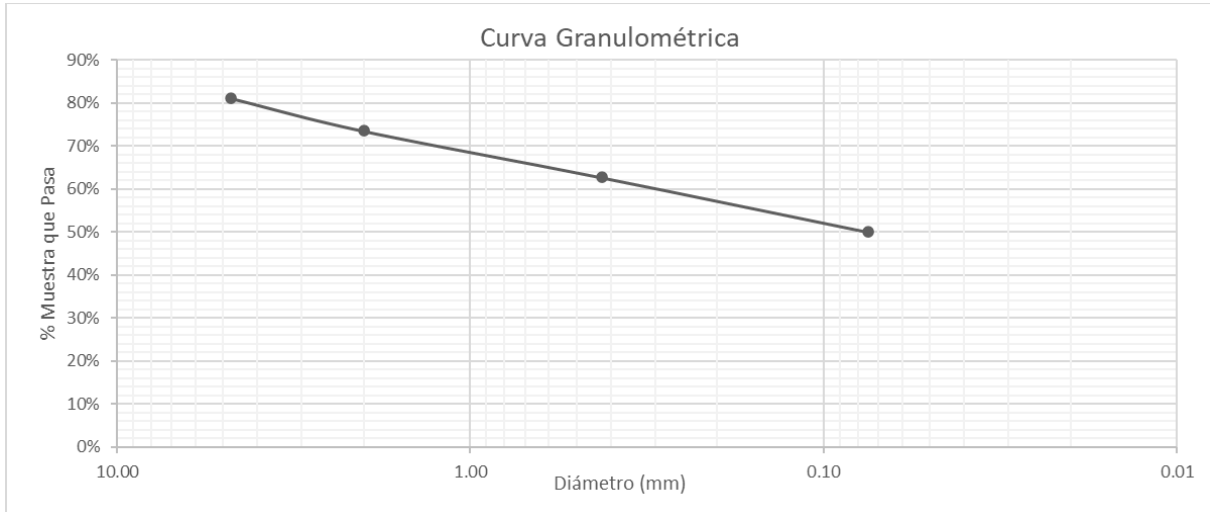


Figura 30. Curva Granulométrica (OCP DPSH 1 PMT 1)

	ω	%
Limite Líquido	0.38	37.57
Limite Plástico	0.28	27.58
Índice de plasticidad	0.10	9.99

Tabla 32. Límites de Atterberg (OCP DPSH 1 PMT 1)

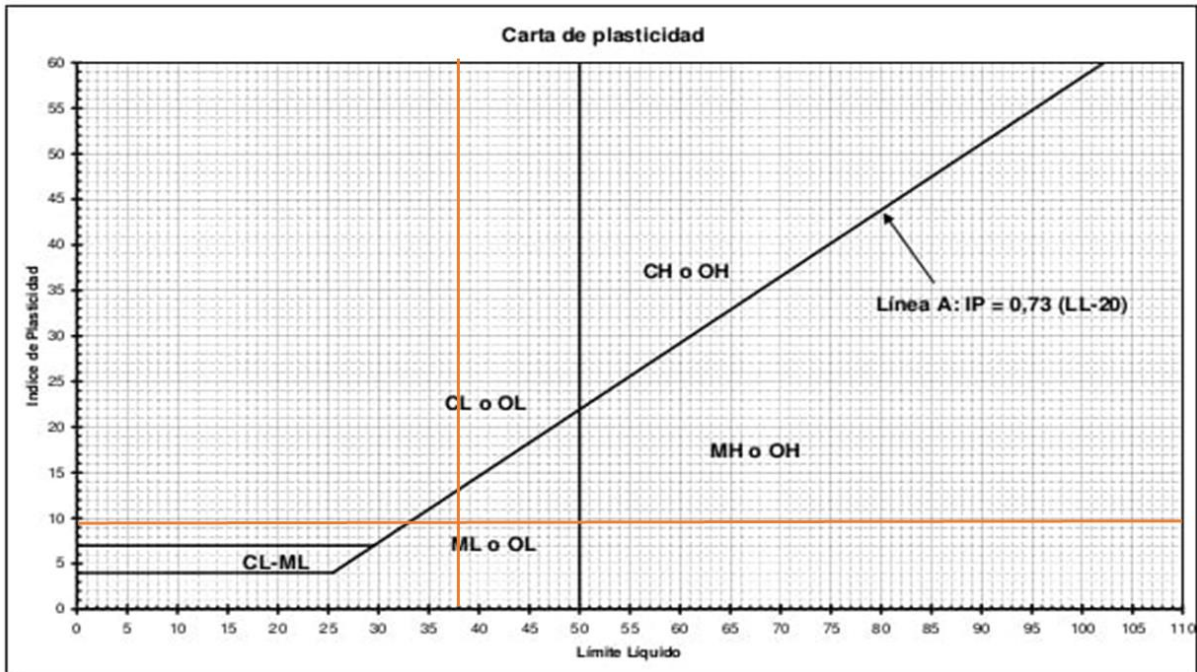


Figura 31. Carta de Casagrande (OCP DPSH 1 PMT 1)

OCP DPSH 2 PMT 1:

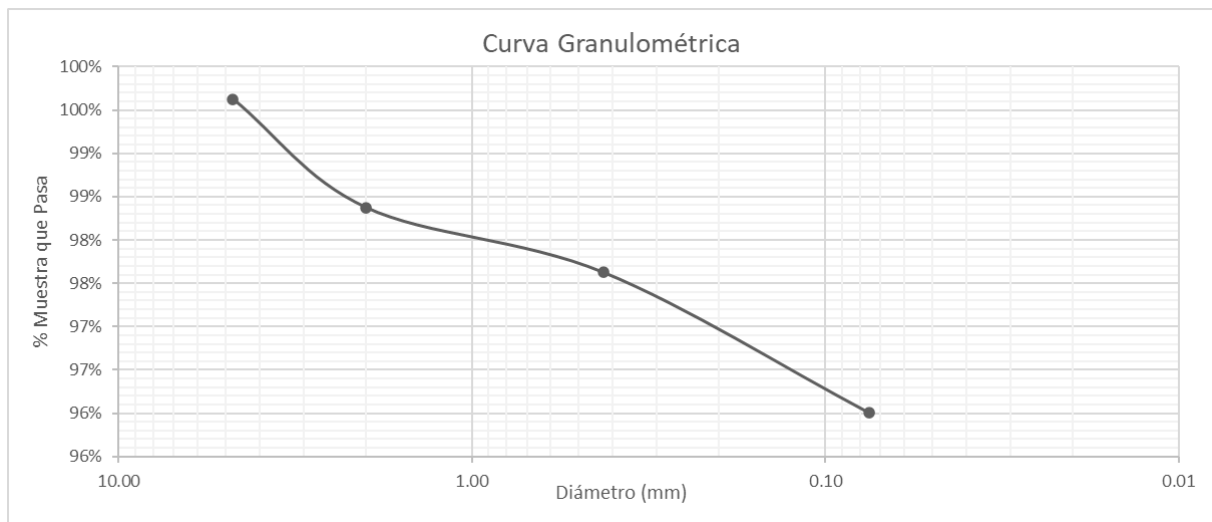


Figura 32. Curva Granulométrica (OCP DPSH 2 PMT 1)

	ω	%
Límite Líquido	0.34	34.41
Límite Plástico	0.32	31.59
Índice de plasticidad	0.03	2.82

Tabla 33. Límites de Atterberg (OCP DPSH 2 PMT 1)

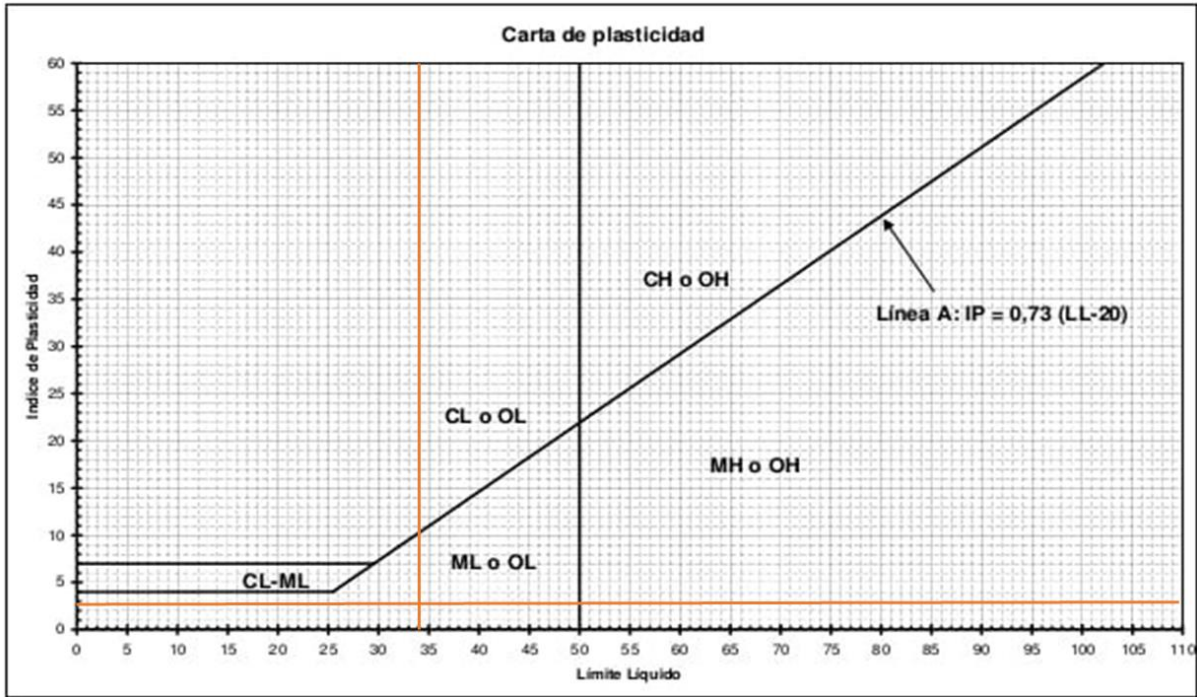


Figura 33. Carta de Casagrande (OCP DPSH 2 PMT 1)

OCP DPSH 2 PMT 2:

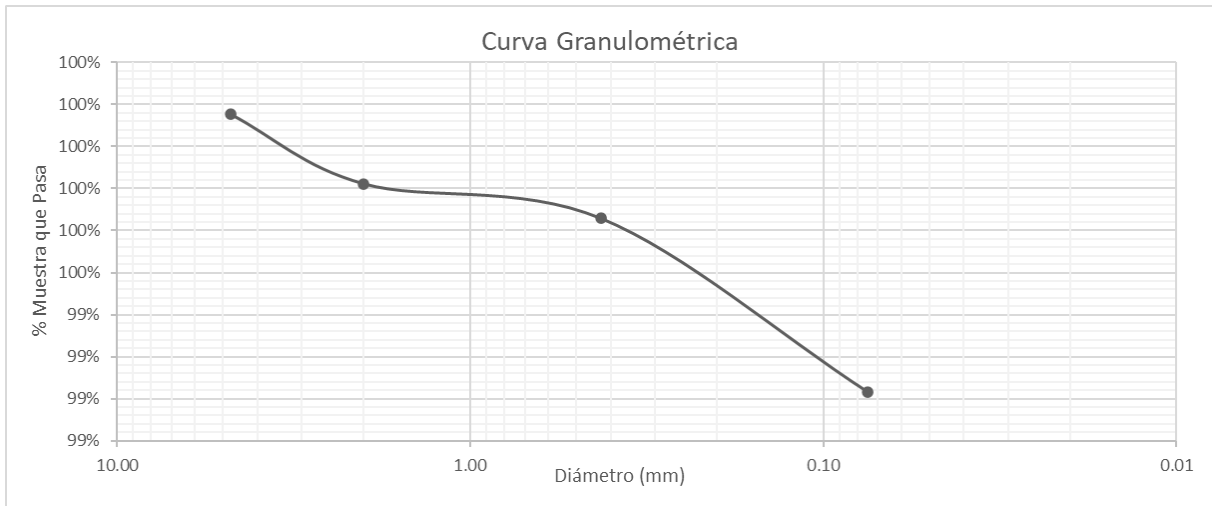


Figura 34. Curva Granulométrica (OCP DPSH 2 PMT 2)

	ω	%
Límite Líquido	0.43	43.00
Límite Plástico	0.29	28.97
Índice de plasticidad	0.14	14.03

Tabla 34. Límites de Atterberg (OCP DPSH 2 PMT 2)

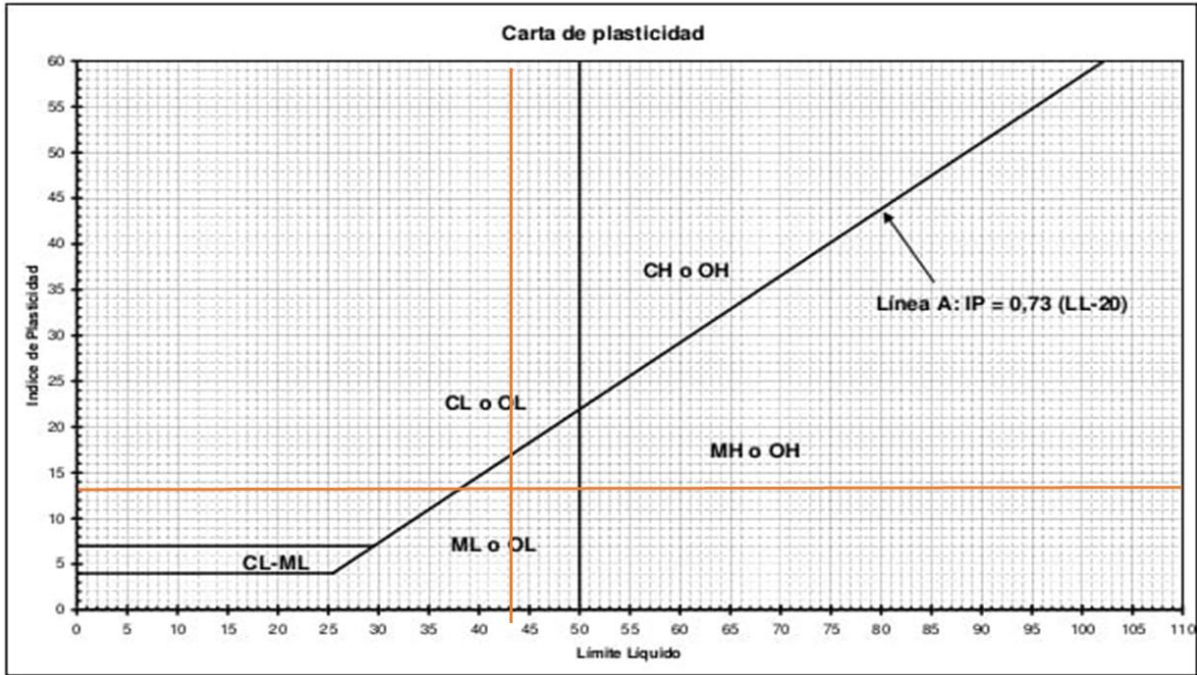


Figura 35. Carta de Casagrande (OCP DPSH 2 PMT 2)

OCP DPSH 3 PMT 1:

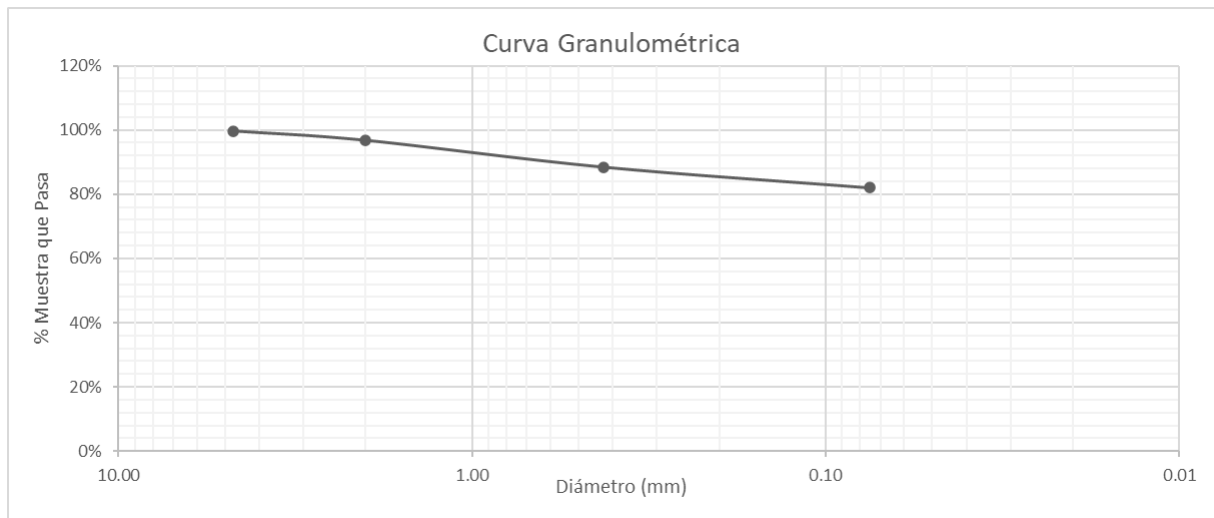


Figura 36. Curva Granulométrica (OCP DPSH 3 PMT 1)

	ω	%
Limite Líquido	0.60	59.81
Limite Plástico	0.27	26.81
Índice de plasticidad	0.33	33.00

Tabla 35. Límites de Atterberg (OCP DPSH 3 PMT 1)

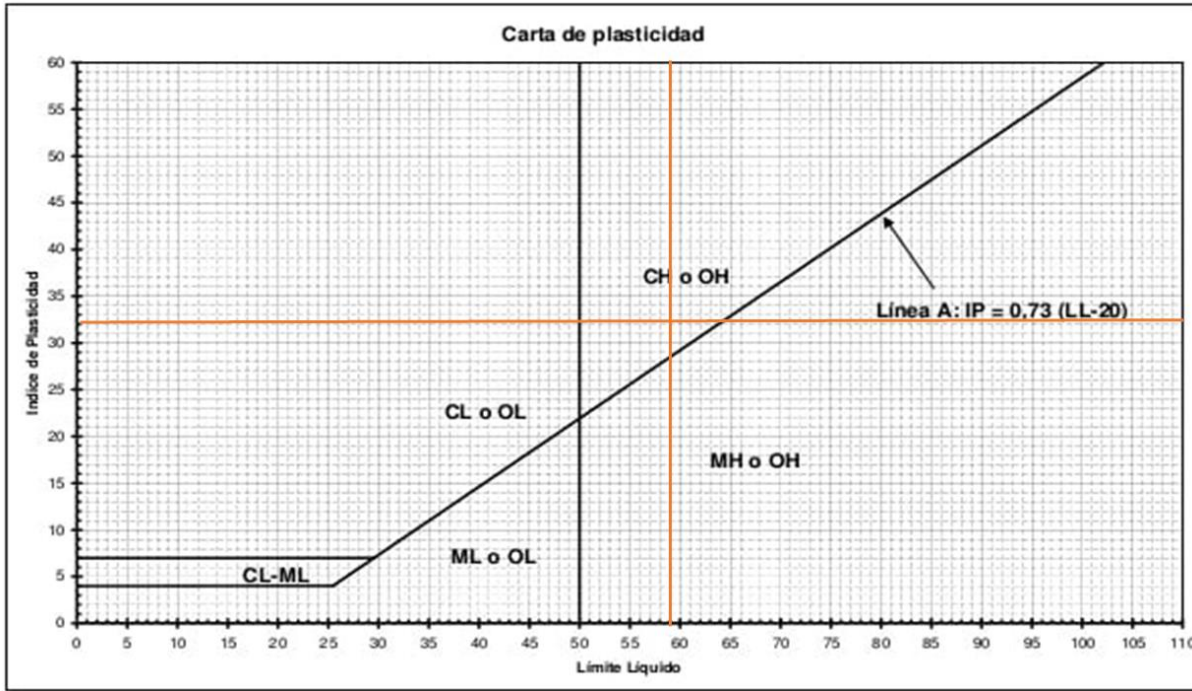


Figura 37. Carta de Casagrande (OCP DPSH 3 PMT 1)

OCP DPSH 3 PMT 2:

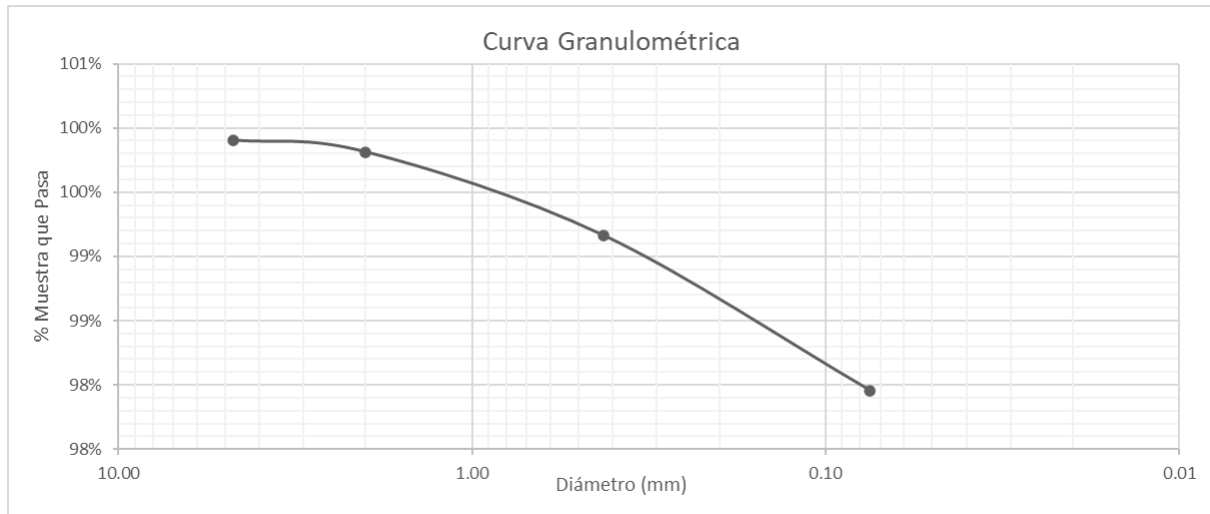


Figura 38. Carta de Casagrande (OCP DPSH 3 PMT 2)

	ω	%
Límite Líquido	0.42	42.49
Límite Plástico	0.31	31.05
Índice de plasticidad	0.11	11.43

Tabla 36. Límites de Atterberg (OCP DPSH 3 PMT 2)

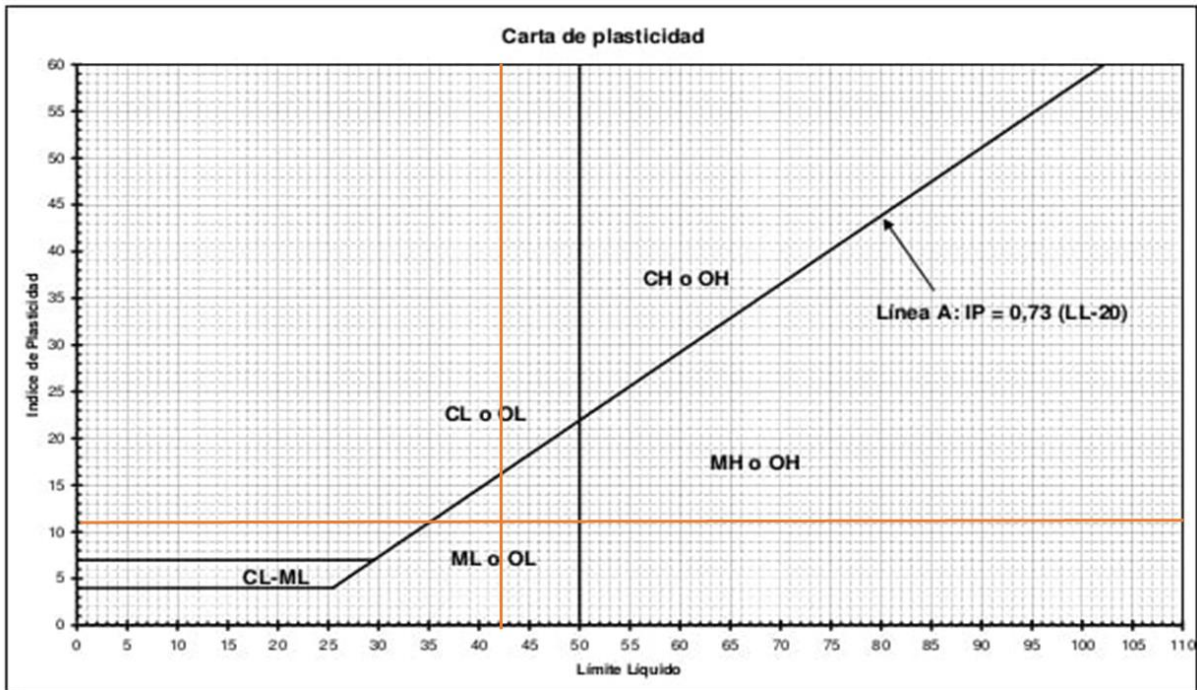


Figura 39. Carta de Casagrande (OCP DPSH 3 PMT 2)

Anexo B. Resultados ensayo DPSH

VISTAS DEL VALLE DPSH

Datos	
m maza	63.5 kg
d varillaje	3.65 kg/m
m punta	1.22 kg
g	9.81 m/s ²
h	76 cm
A	20 cm ²

Resultados Q adm total (kg/cm ²)					
Ensayo 1	15.75	157469.36	3187.5	54614.79	5.46

Peso específico		
1875	kg/m ³	Ensayo 1

C	0.3 FC
B	1 m

$$q_d = \frac{m^2 g h}{(m + m') A e};$$

$$q_u = C q_d$$

Prof. inicio	Prof. fin	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m'	qd kg/cm ²	qu
		N° Golpes	Penetración (cm)					
0.00	0.20	1	20	7	2.86	1.95	32.78	9.83
0.20	0.40	2	20	8	2.50	2.68	37.04	11.11
0.40	0.60	2	20	9	2.22	3.41	41.22	12.37
0.60	0.80	1	20	9	2.22	4.14	40.78	12.23
0.80	1.00	3	20	11	1.82	4.87	49.30	14.79
1.00	1.20	2	20	10	2.00	5.6	44.35	13.30
1.20	1.40	2	20	14	1.43	6.33	61.44	18.43
1.40	1.60	1	20	15	1.33	7.06	65.15	19.54
1.60	1.80	1	20	13	1.54	7.79	55.88	16.76
1.80	2.00	1	20	11	1.82	8.52	46.81	14.04
2.00	2.20	1	20	10	2.00	9.25	42.12	12.64

Tabla 37. Resultados DPSH (Vistas del Valle)

CALLE SHUAR DPSH

Datos	
m maza	63.5 kg
d varillaje	3.65 kg/m
m punta	1.22 kg
g	9.81 m/s ²
h	76 cm
A	20 cm ²

Resultados Q admisible total (kg/cm ²)					
Ensayo 2	5.04	50359.53	1737.21	17944.65	1.79

Peso específico		
1930.23	kg/m ³	Ensayo 2

C	0.3 FC
B	1 m

$$q_d = \frac{m^2 g h}{(m + m') A e};$$

$$q_u = C q_d$$

Prof. inicio	Prof. fin	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m'	qd kg/cm ²	qu
		N° Golpes	Penetración (cm)					
0.00	0.20	1	20	5	4.00	1.95	23.41	7.02
0.20	0.40	2	20	4	5.00	2.68	18.52	5.56
0.40	0.60	2	20	3	6.67	3.41	13.74	4.12
0.60	0.80	1	20	5	4.00	4.14	22.65	6.80
0.80	1.00	3	20	5	4.00	4.87	22.41	6.72
1.00	1.20	2	20	3	6.67	5.6	13.30	3.99
1.20	1.40	2	20	2	10.00	6.33	8.78	2.63

Tabla 38. Resultados DPSH (Calle Shuar)

CALLE ACHUAR DPSH

Datos	
m maza	63.5 kg
d varillaje	3.65 kg/m
m punta	1.22 kg
g	9.81 m/s ²
h	76 cm
A	20 cm ²

C	0.3 FC
B	1 m

Resultados Q admisible (kg/cm ²)					
Ensayo 3	6.57	65712.64	2210	23377.55	2.34

Peso específico		
1700	kg/m ³	Ensayo 3

$$q_d = \frac{m^2 g h}{(m + m') A e};$$

$$q_u = C q_d$$

Prof. inicio	Prof. fin	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m'	qd kg/cm ²	qu
		N° Golpes	Penetración (cm)					
0.00	0.20	1	20	4	5.00	1.95	18.73	5.62
0.20	0.40	2	20	3	6.67	2.68	13.89	4.17
0.40	0.60	2	20	5	4.00	3.41	22.90	6.87
0.60	0.80	1	20	5	4.00	4.14	22.65	6.80
0.80	1.00	3	20	7	2.86	4.87	31.38	9.41
1.00	1.20	2	20	6	3.33	5.6	26.61	7.98
1.20	1.40	2	20	4	5.00	6.33	17.55	5.27
1.40	1.60	1	20	4	5.00	7.06	17.37	5.21
1.60	1.80	1	20	5	4.00	7.79	21.49	6.45
1.80	2.00	1	20	4	5.00	8.52	17.02	5.11
2.00	2.20	1	20	10	2.00	9.25	42.12	12.64

Tabla 39. Resultados DPSH (Calle Achuar)

CHALLUABAMBA ALTO DPSH

Datos	
m maza	63.5 kg
d varillaje	3.65 kg/m
m punta	1.22 kg
g	9.81 m/s ²
h	76 cm
A	20 cm ²

C	0.5 FC
B	1 m

Resultados Q admisible (kg/cm ²)					
Ensayo 4	11.52	115224.33	2912.30	40349.64	4.03
Ensayo 5	23.30	232995.70	6281.97	81853.21	8.19

Peso específico		
1386.81	kg/m ³	Ensayo 4
1697.83	kg/m ³	Ensayo 5

$$q_d = \frac{m^2 g h}{(m + m') A e};$$

$$q_u = C q_d$$

Prof. inicio	Prof. fin	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m'	qd kg/cm ²	qu
		N° Golpes	Penetración (cm)					
0.00	0.20	1	20	2	10.00	1.95	9.36	4.68
0.20	0.40	2	20	1	20.00	2.68	4.63	2.32
0.40	0.60	2	20	3	6.67	3.41	13.74	6.87
0.60	0.80	1	20	2	10.00	4.14	9.06	4.53
0.80	1.00	3	20	3	6.67	4.87	13.45	6.72
1.00	1.20	2	20	4	5.00	5.6	17.74	8.87
1.20	1.40	2	20	5	4.00	6.33	21.94	10.97
1.40	1.60	1	20	4	5.00	7.06	17.37	8.69
1.60	1.80	1	20	5	4.00	7.79	21.49	10.75
1.80	2.00	1	20	5	4.00	8.52	21.28	10.64
2.00	2.20	1	20	6	3.33	9.25	25.27	12.64
2.20	2.40	5	20	5	4.00	9.98	20.85	10.43
2.40	2.60	7	20	6	3.33	10.71	24.78	12.39
2.60	2.80	9	20	6	3.33	11.44	24.54	12.27
2.80	3.00	15	20	5	4.00	12.17	20.25	10.12
3.00	3.20	18	20	4	5.00	12.9	16.04	8.02
3.20	3.40	20	20	8	2.50	13.63	31.79	15.89
3.40	3.60	23	20	13	1.54	14.36	51.17	25.58
3.60	3.80	24	20	12	1.67	15.09	46.79	23.40
3.80	4.00	28	20	11	1.82	15.82	42.50	21.25
4.00	4.20	33	20	12	1.67	16.55	45.94	22.97

Tabla 40. Resultados DPSH (Challuabamba Alto)

OCP DPSH 1

Datos	
m maza	63.5 kg
d varillaje	3.65 kg/m
m punta	1.22 kg
g	9.81 m/s ²
h	76 cm
A	20 cm ²

Resultados Q admisible (kg/cm ²)					
OCP DPSH 1	1.28	12831.93	4346.9	7175.24	0.72

Peso específico		
2557	kg/m ³	OCP DPSH 1

$$q_d = \frac{m^2 g h}{(m + m') A e};$$

$$q_u = C q_d$$

C	0.3 FC
B	1 m

Prof. inicio	Prof. fin	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m'	qd kg/cm ²	qu
		N° Golpes	Penetración (cm)					
0.00	0.20	1	20	1	20.00	1.95	4.68	1.40
0.20	0.40	2	20	2	10.00	2.68	9.26	2.78
0.40	0.60	2	20	2	10.00	3.41	9.16	2.75
0.60	0.80	1	20	1	20.00	4.14	4.53	1.36
0.80	1.00	3	20	3	6.67	4.87	13.45	4.03
1.00	1.20	2	20	2	10.00	5.6	8.87	2.66
1.20	1.40	2	20	2	10.00	6.33	8.78	2.63
1.40	1.60	1	20	1	20.00	7.06	4.34	1.30
1.60	1.80	1	20	1	20.00	7.79	4.30	1.29
1.80	2.00	1	20	1	20.00	8.52	4.26	1.28
2.00	2.20	1	20	1	20.00	9.25	4.21	1.26

Tabla 41. Resultados DPSH (OCP perforación 1)

OCP DPSH 2

Datos	
m maza	63.5 kg
d varillaje	3.65 kg/m
m punta	1.22 kg
g	9.81 m/s ²
h	76 cm
A	20 cm ²

Resultados Q admisible (kg/cm ²)					
OCP DPSH 2.1	6.08	60800.54	1789.9	21460.11	2.15
OCP DPSH 2.2	16.60	165996.53	10483.7	62321.31	6.23

Peso específico		
2557	kg/m ³	OCP DPSH 2.1
2557	kg/m ³	OCP DPSH 2.2

$$q_d = \frac{m^2 g h}{(m + m') A e};$$

$$q_u = C q_d$$

C	0.3 FC
B	1 m

Prof. inicio	Prof. fin	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m'	qd kg/cm ²	qu
		N° Golpes	Penetración (cm)					
0.00	0.20	2	20	2	10.00	1.95	9.36	2.81
0.20	0.40	2	20	2	10.00	2.68	9.26	2.78
0.40	0.60	4	20	4	5.00	3.41	18.32	5.50
0.60	0.80	4	20	4	5.00	4.14	18.12	5.44
0.80	1.00	5	20	5	4.00	4.87	22.41	6.72
1.00	1.20	6	20	6	3.33	5.6	26.61	7.98
1.20	1.40	8	20	8	2.50	6.33	35.11	10.53
1.40	1.60	10	20	10	2.00	7.06	43.43	13.03
1.60	1.80	8	20	8	2.50	7.79	34.39	10.32
1.80	2.00	10	20	10	2.00	8.52	42.55	12.77
2.00	2.20	15	20	15	1.33	9.25	63.19	18.96
2.20	2.40	16	20	16	1.25	9.98	66.73	20.02
2.40	2.60	17	20	17	1.18	10.71	70.20	21.06
2.60	2.80	12	20	12	1.67	11.44	49.07	14.72
2.80	3.00	12	20	12	1.67	12.17	48.60	14.58
3.00	3.20	10	20	10	2.00	12.9	40.11	12.03
3.20	3.40	9	20	9	2.22	13.63	35.76	10.73
3.40	3.60	10	20	10	2.00	14.36	39.36	11.81
3.60	3.80	15	20	15	1.33	15.09	58.49	17.55
3.80	4.00	16	20	16	1.25	15.82	61.82	18.54
4.00	4.20	16	20	16	1.25	16.55	61.25	18.38
4.20	4.40	15	20	15	1.33	17.28	56.90	17.07
4.40	4.60	11	20	11	1.82	18.01	41.36	12.41

Tabla 42. Resultados DPSH (OCP perforación 2)

OCP DPSH 3

Datos	
m maza	63.5 kg
d varillaje	3.65 kg/m
m punta	1.22 kg
g	9.81 m/s ²
h	76 cm
A	20 cm ²

Resultados Q admisible (kg/cm ²)					
OCP DPSH 3.1	10.20	102044.17	3324.1	36230.79	3.62
OCP DPSH 3.2	19.86	198636.20	8438.1	71837.47	7.18

Peso específico		
2557	kg/m ³	OCP DPSH 3.1
2557	kg/m ³	OCP DPSH 3.2

$$q_d = \frac{m^2 g h}{(m + m') A e'}$$

$$q_u = C q_d$$

C	0.3 FC
B	1 m

Prof. inicio	Prof. fin	Golpes DPSH		Número de penetración estándar N ₂₀	e	m'	qd kg/cm ²	qu
		N° Golpes	Penetración (cm)					
0.00	0.20	1	20	1	20.00	1.95	4.68	1.40
0.20	0.40	0	20	0	NA	2.68	NA	NA
0.40	0.60	1	20	1	20.00	3.41	4.58	1.37
0.60	0.80	0	20	0	NA	4.14	NA	NA
0.80	1.00	3	20	3	6.67	4.87	13.45	4.03
1.00	1.20	6	20	6	3.33	5.6	26.61	7.98
1.20	1.40	10	20	10	2.00	6.33	43.89	13.17
1.40	1.60	12	20	12	1.67	7.06	52.12	15.64
1.60	1.80	10	20	10	2.00	7.79	42.99	12.90
1.80	2.00	11	20	11	1.82	8.52	46.81	14.04
2.00	2.20	10	20	10	2.00	9.25	42.12	12.64
2.20	2.40	12	20	12	1.67	9.98	50.05	15.01
2.40	2.60	14	20	14	1.43	10.71	57.81	17.34
2.60	2.80	16	20	16	1.25	11.44	65.43	19.63
2.80	3.00	14	20	14	1.43	12.17	56.70	17.01
3.00	3.20	16	20	16	1.25	12.9	64.18	19.25
3.20	3.40	16	20	16	1.25	13.63	63.57	19.07
3.40	3.60	17	20	17	1.18	14.36	66.91	20.07
3.60	3.80	18	20	18	1.11	15.09	70.19	21.06

Tabla 43. Resultados DPSH (OCP perforación 3)

Anexo C. Resultados ensayo PMT

VISTAS DEL VALLE PERFORACIÓN 1 PMT 1


HOJA DE CAMPO ENSAYO PRESIOMÉTRICO				 Geología Geofísica Geotécnica GEOTECNIA			
Procedimiento de obtención de datos según la norma ISO 22476-4(Procedimiento A)							
Proyecto	Prospección geotécnica en el terreno del Sr. Marcelo Jimenez			Sitio	Chal uabamba - Urbanización Vista del Valle		
Datos del ensayo			Calibración pérdida de presión				
Ensayo N°	E1			Hoja calibración	HCAL-P2-1		
Fecha	15/3/2023			$p_v (V_v) = b (V_v)^m$	m	0.57	
Unidad de control	CPVA181000302-1647				b	0.007	
Operador	Ing. Janneth Bernal				c	-0.02	
Prof. centro de la sonda (m)	1.7			Calibración pérdida de volumen			
Elevación del equipo (m)	1			Hoja de calibración N°			
Presión Diferencial (bar)	-0.73			Cilindro de calibración Di (cm)			
Presión hidráulica sonda ph (MPa)	0.027			Coef. de calibración a (cm³/MPa)			
Nivel Freático (m)	NO			Volumen prueba de calibración Vp			
Tipo de suelo	Limos	x		Arenas		roca	
	Arcillas			Gravas/arenas			
Sonda						Recubrimiento	
Diámetro 44mm	X	Tubo ranurado φ 55 mm 2 fibra de acero		X	Tubo ranurado φ 55 mm 1 fibra de acero		
Diámetro 60mm		Tubo ranurado φ 75 mm 2 fibra de acero			Tubo ranurado φ 75 mm 1 fibra de acero		
Diámetro 74mm		Lona 2 fibras de acero		Lona 1 fibra de acero		Caucho 3mm	
Lecturas del ensayo							
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm³)			Dif V60/V30	
			15s	30s	60s		
1	0.250	0.025	5.0	5.0	5.0	0	
2	0.500	0.050	6.0	6.0	6.0	0	
3	1.000	0.100	7.0	7.0	7.0	0	
4	2.000	0.200	8.0	8.0	8.0	0	
5	3.000	0.300	9.5	9.5	9.5	0	
6	4.000	0.400	10.0	11.0	11.0	0	
7	5.000	0.500	13.0	13.0	14.0	1	
8	6.000	0.600	15.0	16.0	17.0	1	
9	7.000	0.700	19.0	20.0	21.0	1	
10	8.000	0.800	24.5	25.0	27.0	2	
11	9.000	0.900	32.0	33.5	35.0	1.5	
12	10.000	1.000	41.0	44	46.5	2.5	
13	11.000	1.100	54.5	58	62	4	
14	12.000	1.200	73.5	78	84	6	
15	13.000	1.300	98.0	104	110	6	
16	14.000	1.400	132.0	141	158	17	
17	15.000	1.500	189.0	210	232	22	
18	16.000	1.600	280.0	322	363	41	
Presión principal inicial			Presión principal final				
Hora de inicio de ensayo			Hora de fin de ensayo				

Tabla 44. Resultados in situ PMT (Vistas del Valle P1)

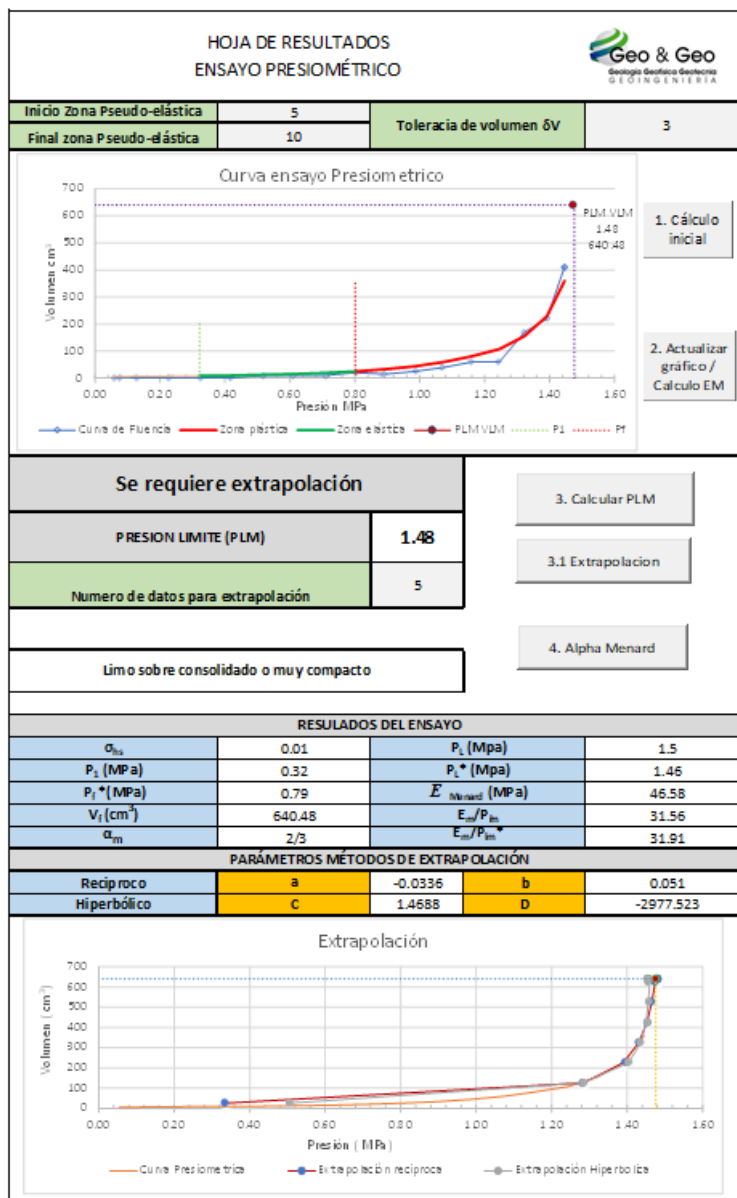


Figura 40. Resultados procesados PMT (Vistas del Valle P1)

CALLE SHUAR PERFORACIÓN 1 PMT 1


HOJA DE CAMPO ENSAYO PRESIOMÉTRICO						 <small>Geología Geofísica Geotecnia INGENIERÍA</small>		
Procedimiento de obtención de datos según la norma ISO 22476-4(Procedimiento A)								
Proyecto		Estudios geotécnicos especializados para la empresa OCP Ecuador S.A. - Sitio de estudio KP-35		Sitio		Cascales - Sucumbios		
Datos del ensayo				Perforación N°				
Ensayo N°				E1		Calibración pérdida de presión		
Fecha				24/3/2023		Hoja calibración		
Unidad de control				CPVA181000302-1647		$p_e(V_r) = b(V_r)^m$	m	0.57
Operador				Ing. Janneth Bernal			b	0.007
							c	-0.02
Prof. centro de la sonda (m)				1		Calibración pérdida de volumen		
Elevación del equipo (m)				1		Hoja de calibración N°		
Presión Diferencial (bar)				-0.80		HCAL-DPSH1-1		
Presión hidráulica sonda ph (Mpa)				0.02		Cilindro de calibración Di (cm)		
Nivel Freatico (m)				NO		6.374		
Tipo de suelo				Limos		Coef. de calibración a (cm ³ /MPa)		
				Arcillas		2.5		
				x		Volumen prueba de calibración Vp		
						92.4		
Sonda				Recubrimiento				
Diámetro 44mm		x		Tubo ranurado φ 55 mm 2 fibra de acero		x		
				Tubo ranurado φ 55 mm 1 fibra de acero				
Diámetro 60mm				Tubo ranurado φ 75 mm 2 fibra de acero				
				Tubo ranurado φ 75 mm 1 fibra de acero				
Diámetro 74mm				Lona 2 fibras de acero		Lona 1 fibra de acero		
						Caucho 3mm		
Lecturas del ensayo								
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm ³)			Dif V60/V30		
			15s	30s	60s			
1	0.250	0.025	50.0	50.0	52.5	2.5		
2	0.500	0.050	55.0	55.0	55.0	0		
3	0.750	0.075	56.0	56.0	56.0	0		
4	1.000	0.100	57.0	58.0	59.0	1		
5	1.500	0.150	65.0	67.0	70.0	3		
6	2.000	0.200	73.0	74.0	73.0	-1		
7	2.500	0.250	80.0	81.0	82.0	1		
8	3.000	0.300	90.0	93.0	97.0	4		
9	3.500	0.350	100.0	101.0	105.0	4		
10	4.000	0.400	110.0	117.0	125.0	8		
11	4.500	0.450	130.0	132.0	135.0	3		
12	5.000	0.500	145.0	147.0	155.0	8		
13	5.500	0.550	172.0	177.0	187.0	10		
14	6.000	0.600	207.0	225.0	235.0	10		
15	6.500	0.650	265.0	300.0	340.0	40		
16	7.000	0.700	370.0	410.0	480.0	70		
17		0.000				0		
18		0.000				0		
19		0.000				0		
20		0.000				0		
Presión principal inicial				Presión principal final				
Hora de inicio de ensayo				Hora de fin de ensayo				

Tabla 45. Resultados in situ PMT (Calle Shuar P1)

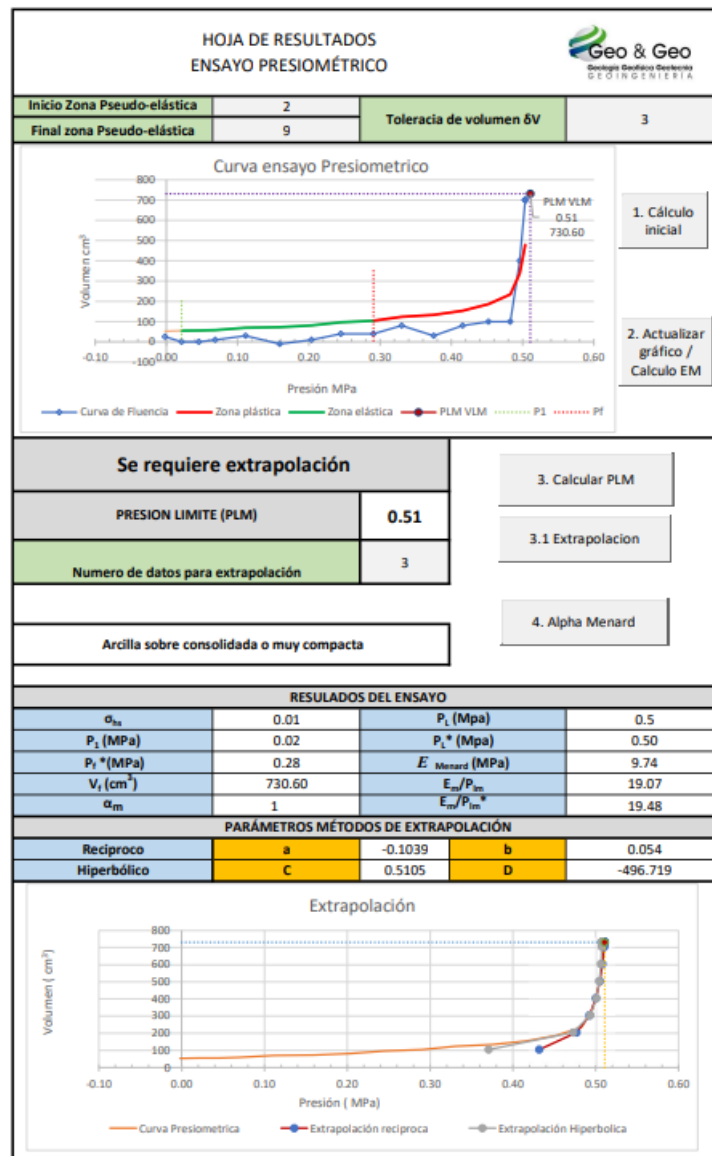


Figura 41. Resultados procesados PMT (Calle Shuar P1)

CALLE ACHUAR PERFORACIÓN 1 PMT 1


HOJA DE CAMPO ENSAYO PRESIOMÉTRICO						 <small>Geología Geofísica Geotecnia INGENIERÍA</small>			
Procedimiento de obtención de datos según la norma ISO 22476-4(Procedimiento A)									
Proyecto		Estudios geotécnicos especializados para la empresa OCE Ecuador S.A. - Sitio de estudio KP-35		Sitio		Cascales - Sucumbios			
Datos del ensayo				Perforación N°					
Calibración pérdida de presión				DPSH1					
Ensayo N°		E1 <th colspan="2">Hoja calibración</th> <td colspan="2">HCAL-DPSH1-1 </td>		Hoja calibración		HCAL-DPSH1-1			
Fecha		24/3/2023		$p_e (V_e) = b(V_e)^m$		m			
Unidad de control		CPVA181000302-1647				b		0.57	
Operador		Ing. Janneth Bernal				c		-0.02	
Prof. centro de la sonda (m)		1.7 <th colspan="4">Calibración pérdida de volumen</th>		Calibración pérdida de volumen					
Elevación del equipo (m)		1 <th colspan="2">Hoja de calibración N°</th> <td colspan="2">HCAL-DPSH1-1</td>		Hoja de calibración N°		HCAL-DPSH1-1			
Presión Diferencial (bar)		-0.73		Cilindro de calibración Di (cm)		6.374			
Presión hidráulica sonda ph (Mpa)		0.027		Coef. de calibración a (cm ³ /MPa)		2.5			
Nivel Freatico (m)		NO		Volumen prueba de calibración Vp					
Tipo de suelo		Limos		Arenas		roca			
		Arcillas		Gravas/arenas					
		x							
Sonda				Recubrimiento					
Diámetro 44mm		x		Tubo ranurado φ 55 mm 2 fibra de acero		x			
				Tubo ranurado φ 55 mm 1 fibra de acero					
Diámetro 60mm				Tubo ranurado φ 75 mm 2 fibra de acero					
				Tubo ranurado φ 75 mm 1 fibra de acero					
Diámetro 74mm				Lona 2 fibras de acero		Lona 1 fibra de acero			
						Caucho 3mm			
Lecturas del ensayo									
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm ³)			Dif V60/V30			
			15s	30s	60s				
1	0.250	0.025	45.0	45.0	45.0	0			
2	0.500	0.050	47.0	47.0	47.0	0			
3	0.750	0.075	49.0	49.0	50.0	1			
4	1.000	0.100	50.0	50.0	51.0	1			
5	1.250	0.125	51.0	51.0	52.0	1			
6	1.500	0.150	55.0	55.0	56.0	1			
7	2.000	0.200	56.0	56.0	57.0	1			
8	2.500	0.250	59.0	59.0	60.0	1			
9	3.000	0.300	62.0	64.0	65.0	1			
10	3.500	0.350	66.0	68.0	70.0	2			
11	4.000	0.400	72.0	73.0	74.0	1			
12	5.000	0.500	86.0	90.0	95.0	5			
13	6.000	0.600	105.0	114.0	125.0	11			
14	7.000	0.700	140.0	155.0	163.0	8			
15	8.000	0.800	205.0	265.0	385.0	120			
16		0.000				0			
17		0.000				0			
18		0.000				0			
19		0.000				0			
20		0.000				0			
Presión principal inicial				Presión principal final					
Hora de inicio de ensayo				Hora de fin de ensayo					

Tabla 46. Resultados in situ PMT (Calle Achuar P1)

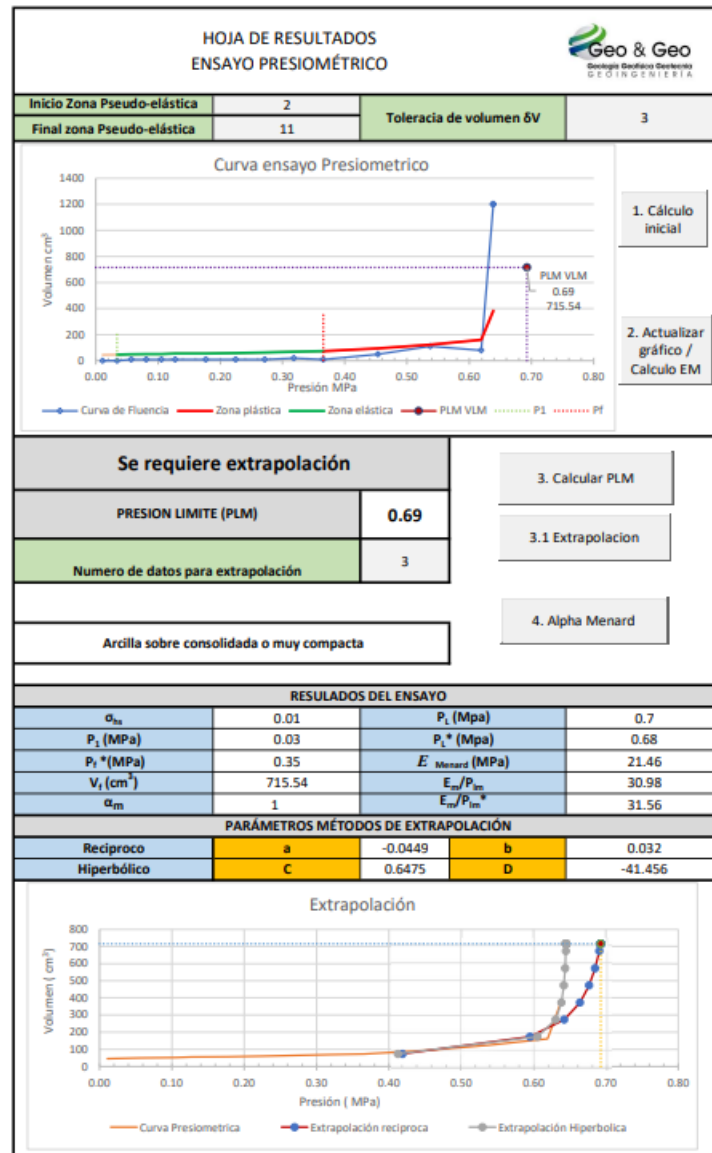


Figura 42. Resultados procesados PMT (Calle Achuar P1)

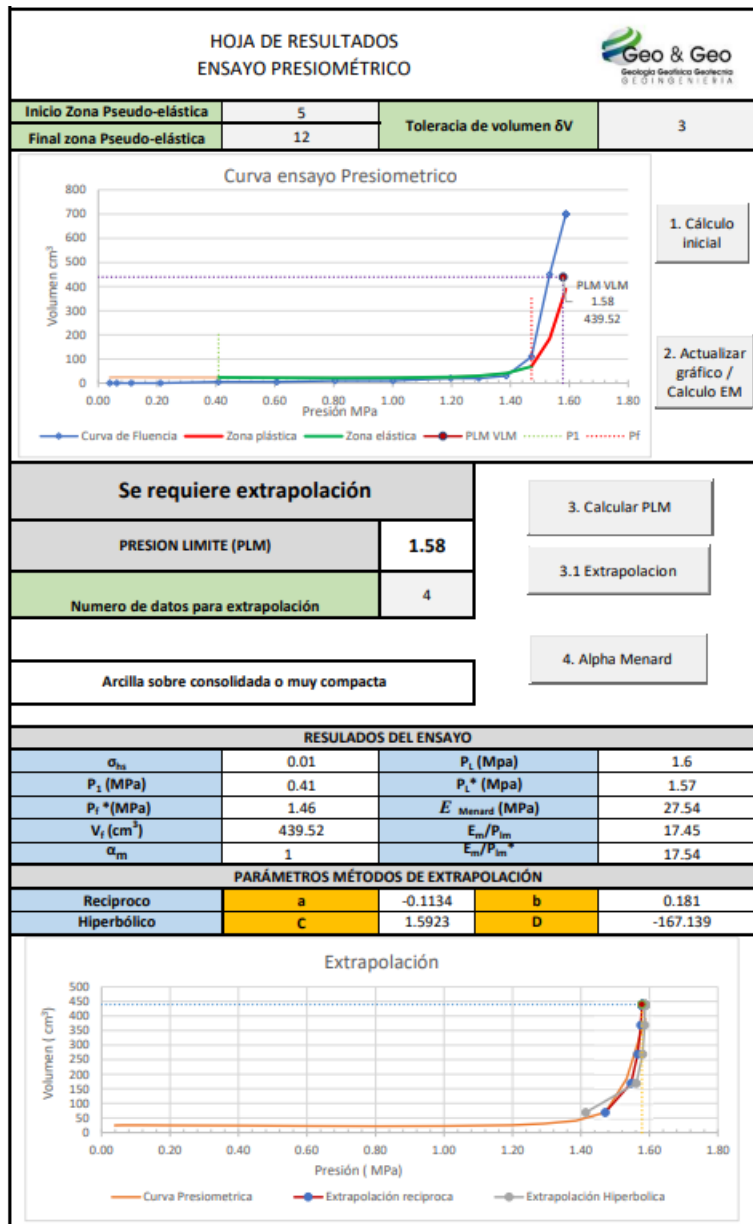


Figura 43. Resultados procesados PMT (Challuabamba Alto P1)

CHALLUABAMBA ALTO PERFORACIÓN 1 PMT 2


HOJA DE CAMPO ENSAYO PRESIOMÉTRICO						
Procedimiento de obtención de datos según la norma ISO 22476-4(Procedimiento A)						
Proyecto	Prospección geotécnica en el terreno del Sr. Hugo Quezada		Sitio	Challuabamba alto		
Datos del ensayo			Perforación N°	SPT2		
Ensayo N°	E1		Hoja calibración	HCAL-SPT1-1		
Fecha	25/05/2023		$p_e(V_r) = b(V_r)^m$	m	0.425	
Unidad de control	CPVA181000302-1647			b	0.0138	
Operador	Ing. Janneth Bernal			c	-0.038	
Prof. centro de la sonda (m)	4		Calibración pérdida de volumen			
Elevación del equipo (m)	1		Hoja de calibración N°	HCAL-SPT1-1		
Presión Diferencial (bar)	-0.50		Cilindro de calibración Di (cm)	6.374		
Presión hidráulica sonda ph (Mpa)	0.05		Coef. de calibración a (cm ³ /MPa)	19.1		
Nivel Freático (m)	NO		Volumen prueba de calibración Vp			
Tipo de suelo	Limos		Arenas		roca	
	Arcillas	x	Gravas/arenas			
Sonda		Recubrimiento				
Diámetro 44mm	x	Tubo ranurado φ 55 mm 2 fibra de acero	x	Tubo ranurado φ 55 mm 1 fibra de acero		
Diámetro 60mm		Tubo ranurado φ 75 mm 2 fibra de acero		Tubo ranurado φ 75 mm 1 fibra de acero		
Diámetro 74mm		Lona 2 fibras de acero	Lona 1 fibra de acero	Caucho 3mm		
Lecturas del ensayo						
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm ³)			Dif V60/V30
			15s	30s	60s	
1	0.500	0.050	14.0	14.0	14.0	0
2	1.000	0.100	15.0	15.0	15.0	0
3	3.000	0.300	17.0	17.0	17.5	0.5
4	4.000	0.400	18.0	18.5	19.0	0.5
5	5.000	0.500	19.5	19.5	20.0	0.5
6	6.000	0.600	20.0	20.0	20.5	0.5
7	8.000	0.800	22.0	22.5	23.0	0.5
8	10.000	1.000	24.0	24.5	25.0	0.5
9	12.000	1.200	26.0	28.0	29.0	1
10	13.000	1.300	30.0	30.5	32.0	1.5
11	14.000	1.400	33.0	34.0	35.5	1.5
12	15.000	1.500	36.0	38	39.5	1.5
13	16.000	1.600	42.0	44	46	2
14	17.000	1.700	52.0	55	58	3
15	18.000	1.800	69.0	74	81	7
16	19.000	1.900	103.0	120	139	19
17	20.000	2.000	178.0	208	243	35
18	21.000	2.100	292.0	320	360	40
Presión principal inicial			Presión principal final			
Hora de inicio de ensayo			Hora de fin de ensayo			

Tabla 48. Resultados in situ PMT (Challuabamba Alto P2)

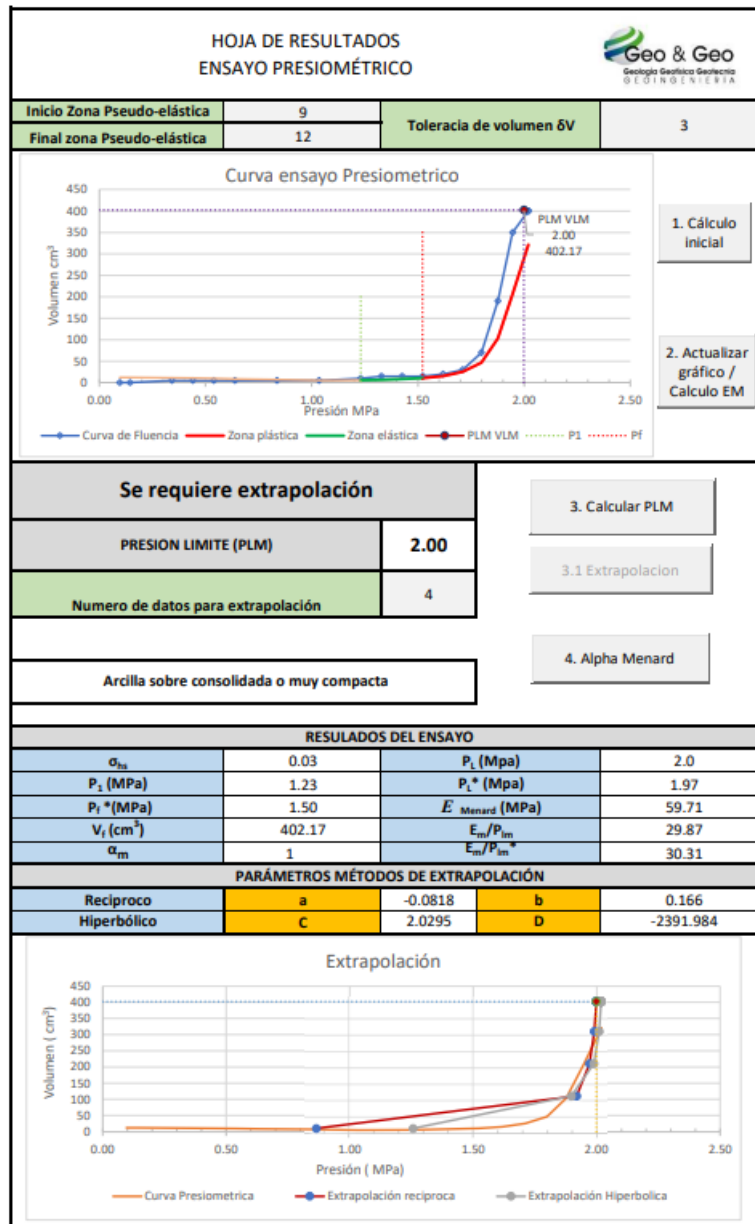


Figura 44. Resultados procesados PMT (Challuabamba Alto P2)

OCP PERFORACIÓN 1 PMT 1


HOJA DE CAMPO ENSAYO PRESIOMÉTRICO						
Procedimiento de obtención de datos según la norma ISO 22476-4(Procedimiento A)						
Proyecto	Estudios geotécnicos especializados para la empresa OCP Ecuador S.A. - Sitio de estudio KP-35			Sitio	Cascales - Sucumbios	
				Perforación N°	DPSH1	
Datos del ensayo				Calibración pérdida de presión		
Ensayo N°	E1			Hoja calibración	HCAL-DPSH1-1	
Fecha	24/03/2023			$p_c(V_r) = b(V_r)^m$	m	0.57
Unidad de control	CPVA181000302-1647				b	0.007
Operador	Ing. Janneth Bernal				c	-0.02
Prof. centro de la sonda (m)	1.95			Calibración pérdida de volumen		
Elevación del equipo (m)	1			Hoja de calibración N°	HCAL-DPSH1-1	
Presión Diferencial (bar)	-0.71			Cilindro de calibración Di (cm)	6.374	
Presión hidráulica sonda ph (Mpa)	0.0295			Coef. de calibración a (cm³/MPa)	2.5	
Nivel Freático (m)	NO			Volumen prueba de calibración Vp	92.4	
Tipo de suelo	Limos			Arenas	roca	
	Arcillas		x	Gravas/arenas		
Sonda			Recubrimiento			
Diámetro 44mm	X	Tubo ranurado φ 55 mm 2 fibra de acero		X	Tubo ranurado φ 55 mm 1 fibra de acero	
Diámetro 60mm		Tubo ranurado φ 75 mm 2 fibra de acero			Tubo ranurado φ 75 mm 1 fibra de acero	
Diámetro 74mm		Lona 2 fibras de acero		Lona 1 fibra de acero		Caucho 3mm
Lecturas del ensayo						
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm³)			Dif V60/V30
			15s	30s	60s	
1	0.250	0.025	26.0	28.0	29.0	1
2	0.500	0.050	38.0	40.0	42.0	2
3	0.750	0.075	54.0	56.0	59.0	3
4	1.000	0.100	71.0	75.5	78.5	3
5	1.500	0.150	105.0	124.0	138.0	14
6	2.000	0.200	163.0	203.0	226.0	23
7	2.500	0.250	259.0	305.0	353.0	48
8		0.000				0
9		0.000				0
10		0.000				0
11		0.000				0
12		0.000				0
13		0.000				0
14		0.000				0
15		0.000				0
16		0.000				0
17		0.000				0
18		0.000				0
19		0.000				0
20		0.000				0
Presión principal inicial			Presión principal final			
Hora de inicio de ensayo			Hora de fin de ensayo			

Tabla 49. Resultados in situ (OCP perforación 1 - PMT 1)

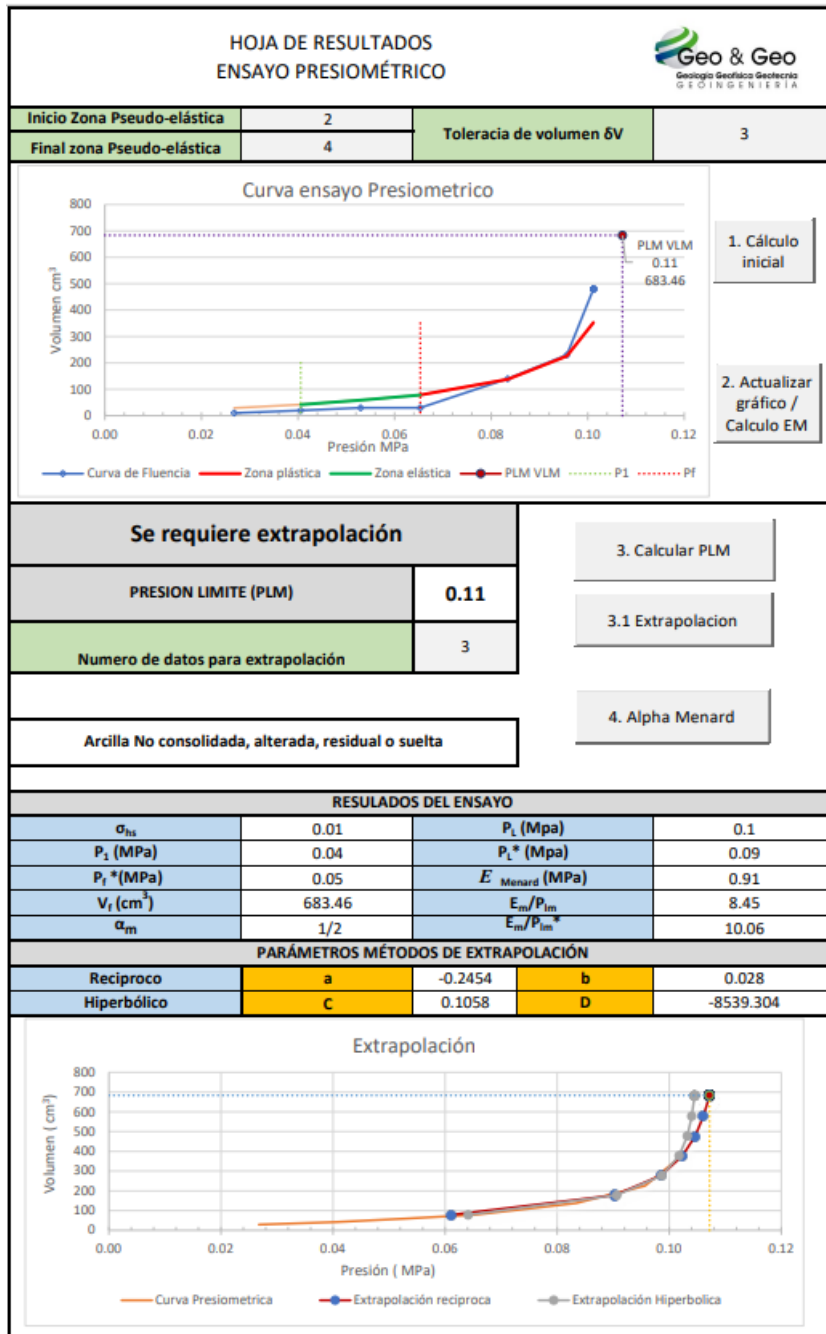


Figura 45. Resultados PMT (OCP perforación 1 - PMT 1)

OCP PERFORACIÓN 2 PMT 1


HOJA DE CAMPO ENSAYO PRESIOMÉTRICO				 Geología Geofísica Geotecnia GEOTECNIA							
Procedimiento de obtención de datos según la norma ISO 22476-4(Procedimiento A)											
Proyecto		Estudios geotécnicos especializados para la empresa OCP Ecuador S.A. - Sitio de estudio KP-35		Sitio		Cascales - Sucumblos					
Datos del ensayo				Perforación N°		DPSH2					
Ensayo N°		E1 <th colspan="2">Hoja calibración</th> <td colspan="2">HCAL-DPSH1-1</td>		Hoja calibración		HCAL-DPSH1-1					
Fecha		25/03/2023		$p_e(V_r) = b(V_r)^m$		m		0.57			
Unidad de control		CPVA181000302-1647				b		0.007			
Operador		Ing. Janneth Bernal				c		-0.02			
Prof. centro de la sonda (m)		1 <th colspan="4">Calibración pérdida de volumen</th>		Calibración pérdida de volumen							
Elevación del equipo (m)		1 <th colspan="2">Hoja de calibración N°</th> <td colspan="2">HCAL-DPSH1-1</td>		Hoja de calibración N°		HCAL-DPSH1-1					
Presión Diferencial (bar)		-0.80		Cilindro de calibración Di (cm)		6.374					
Presión hidráulica sonda ph (Mpa)		0.02		Coef. de calibración a (cm³/Mpa)		2.5					
Nivel Freático (m)		NO		Volumen prueba de calibración Vp		92.4					
Tipo de suelo		Limos		Arenas		roca					
		Arcillas		Gravas/arenas							
Sonda			Recubrimiento								
Diámetro 44mm		X		Tubo ranurado φ 55 mm 2 fibra de acero		X		Tubo ranurado φ 55 mm 1 fibra de acero			
Diámetro 60mm				Tubo ranurado φ 75 mm 2 fibra de acero				Tubo ranurado φ 75 mm 1 fibra de acero			
Diámetro 74mm				Lona 2 fibras de acero				Lona 1 fibra de acero		Caucho 3mm	
Lecturas del ensayo											
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm³)			Dif V60/V30					
			15s	30s	60s						
1	0.250	0.025	3.0	4.0	4.5	0.5					
2	0.500	0.050	8.5	9.5	10.0	0.5					
3	0.750	0.075	13.0	15.0	16.0	1					
4	1.000	0.100	20.0	22.0	24.0	2					
5	1.250	0.125	33.0	36.0	38.0	2					
6	1.500	0.150	49.0	54.0	56.5	2.5					
7	1.750	0.175	68.0	72.0	74.5	2.5					
8	2.000	0.200	90.0	94.0	96.5	2.5					
9	2.250	0.225	105.0	110.0	113.0	3					
10	2.500	0.250	122.0	130.0	134.0	4					
11	3.000	0.300	154.0	164.0	172.0	8					
12	3.500	0.350	201.0	213.0	224.0	11					
13	4.000	0.400	260.0	280.0	295.0	15					
14		0.000				0					
15		0.000				0					
16		0.000				0					
17		0.000				0					
18		0.000				0					
19		0.000				0					
20		0.000				0					
Presión principal inicial			Presión principal final								
Hora de inicio de ensayo			Hora de fin de ensayo								

Tabla 50. Resultados in situ (OCP perforación 2 - PMT 1)

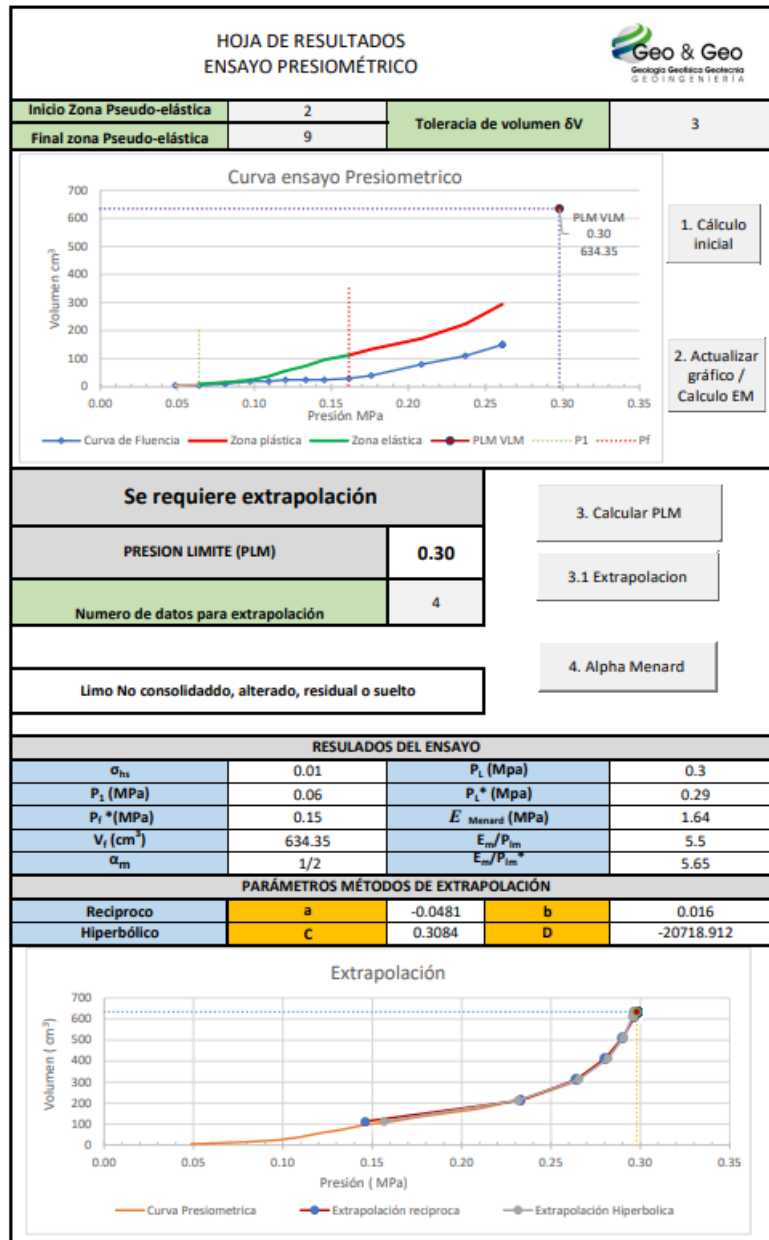


Figura 46. Resultados PMT (OCP perforación 2 - PMT 1)

OCP PERFORACIÓN 2 PMT 2


HOJA DE CAMPO ENSAYO PRESIOMÉTRICO				 <small>Geología Geofísica Bactercia GEOTECNIA</small>					
Procedimiento de obtención de datos según la norma ISO 22476-4(Procedimiento A)									
Proyecto		Estudios geotécnicos especializados para la empresa OCP Ecuador S.A. - Sitio de estudio KP-35		Sitio		Cascales - Sucumbios			
Datos del ensayo				Perforación N°		DPSH2			
Ensayo N°		E2 <th colspan="2">Hoja calibración</th> <td colspan="2">HCAL-DPSH1-1</td>		Hoja calibración		HCAL-DPSH1-1			
Fecha		25/03/2023		$p_e(V_p) = b(V_p)^m$		m		0.57	
Unidad de control		CPVA181000302-1647				b		0.007	
Operador		Ing. Janneth Bernal				c		-0.02	
Prof. centro de la sonda (m)		4 <th colspan="6">Calibración pérdida de volumen</th>		Calibración pérdida de volumen					
Elevación del equipo (m)		1 <th colspan="2">Hoja de calibración N°</th> <td colspan="4">HCAL-DPSH1-1</td>		Hoja de calibración N°		HCAL-DPSH1-1			
Presión Diferencial (bar)		-0.50		Cilindro de calibración DI (cm)		6.374			
Presión hidráulica sonda ph (Mpa)		0.05		Coef. de calibración a (cm ³ /MPa)		2.5			
Nivel Freatico (m)		NO		Volumen prueba de calibración Vp		92.4			
Tipo de suelo		Limos		Arenas		roca			
		Arcillas		Gravas/arenas					
Sonda		Recubrimiento							
Diámetro 44mm		X		Tubo ranurado φ 55 mm 2 fibra de acero		X		Tubo ranurado φ 55 mm 1 fibra de acero	
Diámetro 60mm				Tubo ranurado φ 75 mm 2 fibra de acero				Tubo ranurado φ 75 mm 1 fibra de acero	
Diámetro 74mm				Lona 2 fibras de acero		Lona 1 fibra de acero <th colspan="2">Caucho 3mm</th>		Caucho 3mm	
Lecturas del ensayo									
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm ³)			Dif V60/V30			
			15s	30s	60s				
1	0.250	0.025	3.0	4.0	4.0	0			
2	0.500	0.050	4.5	4.5	4.8	0.3			
3	1.000	0.100	5.5	6.0	7.0	1			
4	1.500	0.150	9.0	9.5	10.0	0.5			
5	2.000	0.200	10.0	10.5	11.0	0.5			
6	3.000	0.300	15.0	15.0	16.0	1			
7	4.000	0.400	20.0	21.0	23.0	2			
8	5.000	0.500	27.0	29.0	30.5	1.5			
9	6.000	0.600	36.0	37.0	39.5	2.5			
10	7.000	0.700	45.0	48.0	51.0	3			
11	8.000	0.800	58.0	60.0	63.5	3.5			
12	9.000	0.900	73.0	76.0	80.0	4			
13	10.000	1.000	86.0	93.0	98.0	5			
14	11.000	1.100	114.0	120.0	129.0	9			
15	12.000	1.200	147.0	160.0	179.0	19			
16		0.000				0			
17		0.000				0			
18		0.000				0			
19		0.000				0			
20		0.000				0			
Presión principal inicial			Presión principal final						
Hora de inicio de ensayo			Hora de fin de ensayo						

Tabla 51. Resultados in situ (OCP perforación 2 - PMT 2)

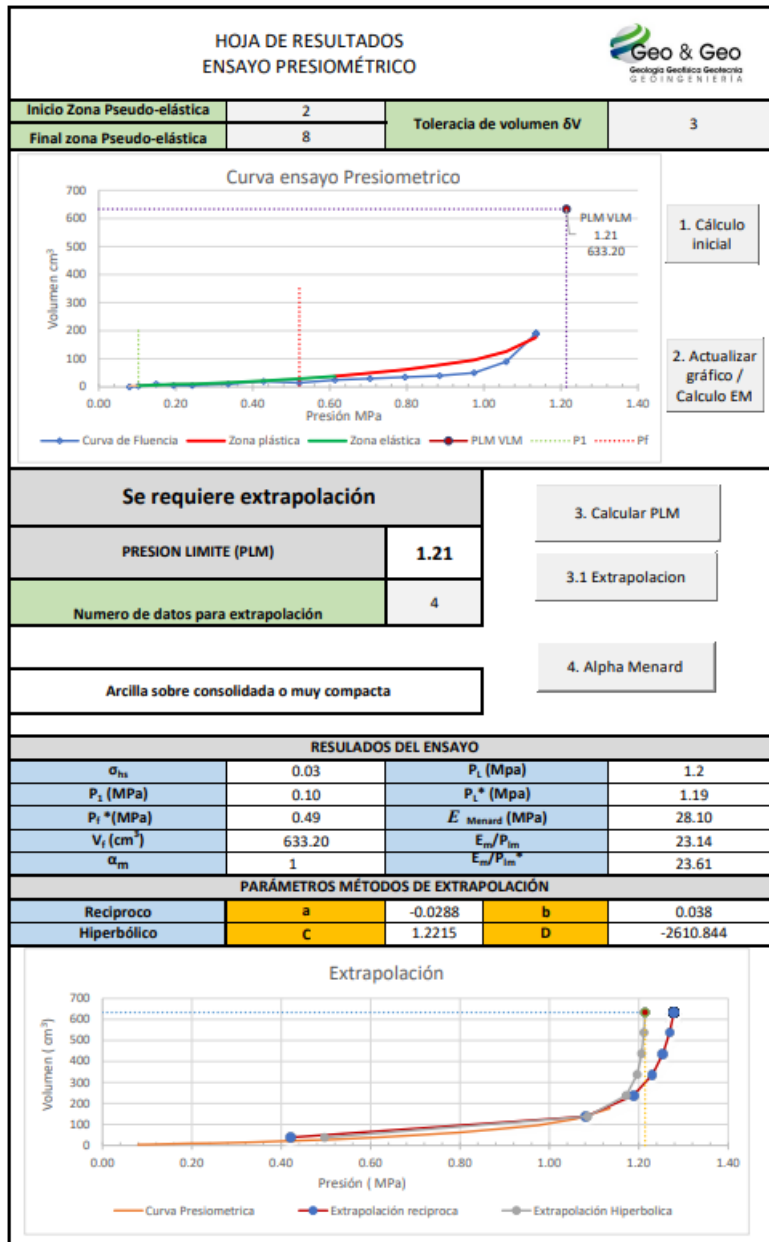


Figura 47. Resultados PMT (OCP perforación 2 - PMT 2)

OCP PERFORACIÓN 3 PMT 1


HOJA DE CAMPO				 <small>Geología Geofísica Geotecnia GEOTECNIA</small>				
ENSAYO PRESIOMÉTRICO								
Procedimiento de obtención de datos según la norma ISO 22476-4(Procedimiento A)								
Proyecto	Estudios geotécnicos especializados para la empresa OCP Ecuador S.A. - Sitio de estudio KP-35			Sitio	Cascales - Sucumbios			
	Perforación N°			DPSH3				
Datos del ensayo			Calibración pérdida de presión					
Ensayo N°	E1			Hoja calibración		HCAL-DPSH1-1		
Fecha	26/03/2023			$p_e(V_p) = b(V_p)^m$	m	0.57		
Unidad de control	CPVA181000302-1647				b	0.007		
Operador	Ing. Janneth Bernal				c	-0.02		
Prof. centro de la sonda (m)			1.5			Calibración pérdida de volumen		
Elevación del equipo (m)			1			Hoja de calibración N°		HCAL-DPSH1-1
Presión Diferencial (bar)			-0.75			Cilindro de calibración Di (cm)		6.374
Presión hidráulica sonda ph (Mpa)			0.025			Coef. de calibración a (cm³/Mpa)		2.5
Nivel Freatico (m)			NO			Volumen prueba de calibración Vp		92.4
Tipo de suelo			Limos		Arenas		roca	
			Arcillas		Gravas/arenas			
Sonda			Recubrimiento					
Diámetro 44mm	X	Tubo ranurado φ 55 mm 2 fibra de acero		X	Tubo ranurado φ 55 mm 1 fibra de acero			
Diámetro 60mm		Tubo ranurado φ 75 mm 2 fibra de acero			Tubo ranurado φ 75 mm 1 fibra de acero			
Diámetro 74mm		Lona 2 fibras de acero		Lona 1 fibra de acero		Caucho 3mm		
Lecturas del ensayo								
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm³)			Dif V60/V30		
			15s	30s	60s			
1	0.250	0.025	14.0	18.0	22.0	4		
2	0.500	0.050	50.0	57.0	58.0	1		
3	0.750	0.075	70.0	77.0	79.0	2		
4	1.000	0.100	85.0	89.0	90.0	1		
5	1.250	0.125	90.5	91.0	93.0	2		
6	1.500	0.150	96.0	96.5	98.0	1.5		
7	1.750	0.175	99.0	100.0	101.0	1		
8	2.000	0.200	104.0	104.5	105.0	0.5		
9	2.500	0.250	113.0	115.0	115.5	0.5		
10	3.000	0.300	136.0	129.0	130.0	1		
11	3.500	0.350	137.0	139.0	140.0	1		
12	4.000	0.400	153.0	154.0	154.5	0.5		
13	5.000	0.500	174.0	177.0	180.0	3		
14	6.000	0.600	199.0	205.0	210.0	5		
15	7.000	0.700	237.0	238.0	246.0	8		
16	8.000	0.800	271.0	280.0	289.0	9		
17	9.000	0.900	315.0	323.0	333.0	10		
18	10.000	1.000	365.0	379.0	390.0	11		
19		0.000				0		
20		0.000				0		
Presión principal inicial			Presión principal final					
Hora de inicio de ensayo			Hora de fin de ensayo					

Tabla 52. Resultados in situ (OCP perforación 3 - PMT 1)

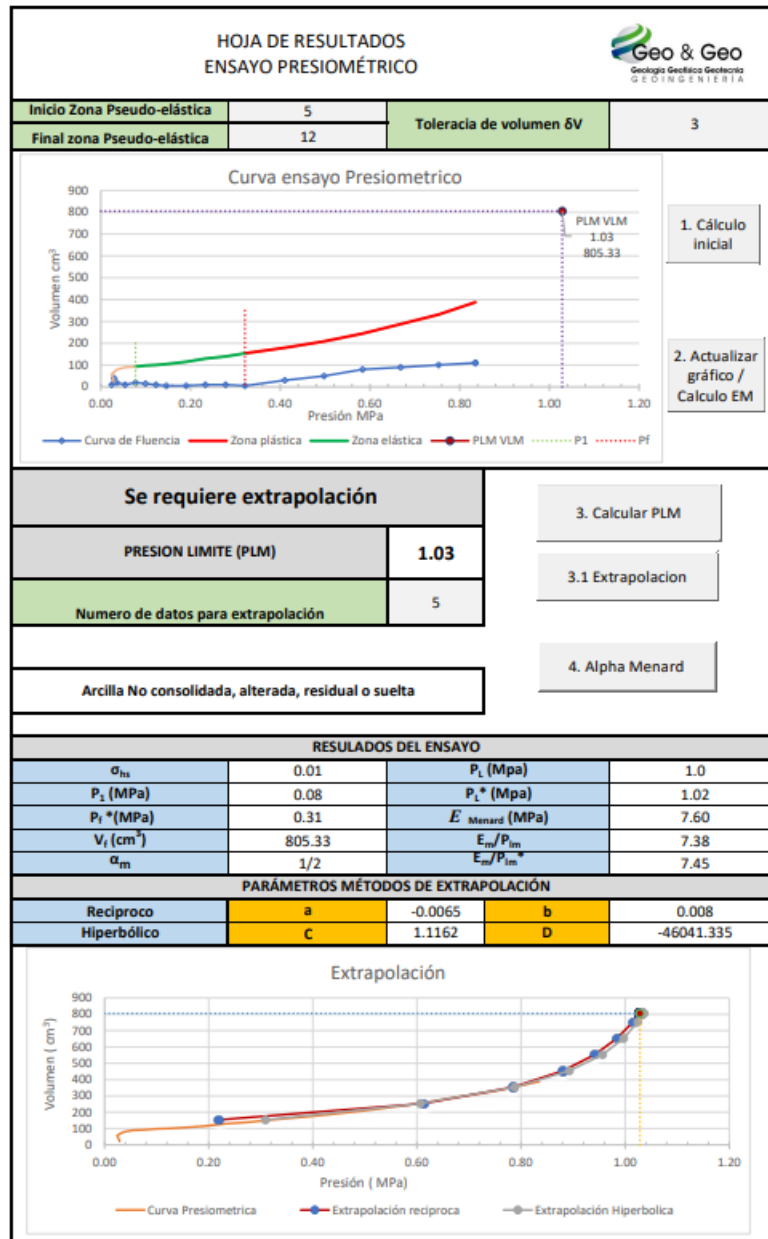


Figura 48. Resultados PMT (OCP perforación 3 - PMT 1)

OCP PERFORACIÓN 3 PMT 2


HOJA DE CAMPO ENSAYO PRESIOMÉTRICO				 Geología Geotécnica Geotecnia GEOTECNIA					
Procedimiento de obtención de datos según la norma ISO 22476-4(Procedimiento A)									
Proyecto		Estudios geotécnicos especializados para la empresa OCP Ecuador S.A. - Sitio de estudio KP-35		Sitio		Cascales - Sucumbios			
Datos del ensayo				Perforación N°		DPSH3			
Ensayo N°		E2 <th colspan="2">Hoja calibración</th> <td colspan="2">HCAL-DPSH1-1</td>		Hoja calibración		HCAL-DPSH1-1			
Fecha		26/03/2023		$p_e(V_r) = b(V_r)^m$		m		0.57	
Unidad de control		CPVA181000302-1647				b		0.007	
Operador		Ing. Janneth Bernal				c		-0.02	
Prof. centro de la sonda (m)		3.5 <th colspan="4">Calibración pérdida de volumen</th>		Calibración pérdida de volumen					
Elevación del equipo (m)		1 <th colspan="2">Hoja de calibración N°</th> <td colspan="2">HCAL-DPSH1-1</td>		Hoja de calibración N°		HCAL-DPSH1-1			
Presión Diferencial (bar)		-0.55		Cilindro de calibración DI (cm)		6.374			
Presión hidráulica sonda ph (Mpa)		0.045		Coef. de calibración a (cm³/MPa)		2.5			
Nivel Freatico (m)		NO		Volumen prueba de calibración Vp		92.4			
Tipo de suelo		Limos		Arenas		roca			
		Arcillas		Gravas/arenas					
Sonda				Recubrimiento					
Diámetro 44mm		X		Tubo ranurado φ 55 mm 2 fibra de acero		X		Tubo ranurado φ 55 mm 1 fibra de acero	
Diámetro 60mm				Tubo ranurado φ 75 mm 2 fibra de acero				Tubo ranurado φ 75 mm 1 fibra de acero	
Diámetro 74mm				Lona 2 fibras de acero		Lona 1 fibra de acero		Caucho 3mm	
Lecturas del ensayo									
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm³)			Dif V60/V30			
			15s	30s	60s				
1	0.250	0.025	8.0	8.0	8.0	0			
2	0.500	0.050	10.0	10.0	10.0	0			
3	1.000	0.100	13.0	13.5	13.5	0			
4	1.500	0.150	15.0	16.0	16.0	0			
5	2.000	0.200	19.0	19.5	20.0	0.5			
6	3.000	0.300	26.0	26.5	27.5	1			
7	4.000	0.400	32.0	34.0	35.0	1			
8	5.000	0.500	40.0	40.5	43.0	2.5			
9	6.000	0.600	48.0	50.0	53.0	3			
10	7.000	0.700	61.0	63.5	66.0	2.5			
11	8.000	0.800	70.0	75.0	78.0	3			
12	9.000	0.900	84.0	86.0	89.5	3.5			
13	10.000	1.000	98.0	101.0	105.0	4			
14	11.000	1.100	114.0	117.0	122.0	5			
15	12.000	1.200	134.0	136.0	142.0	6			
16	13.000	1.300	155.0	161.0	170.0	9			
17	14.000	1.400	190.0	197.5	206.0	8.5			
18	15.000	1.500	233.0	243.0	253.0	10			
19		0.000				0			
20		0.000				0			
Presión principal inicial			Presión principal final						
Hora de inicio de ensayo			Hora de fin de ensayo						

Tabla 53. Resultados in situ (OCP perforación 3 - PMT 2)

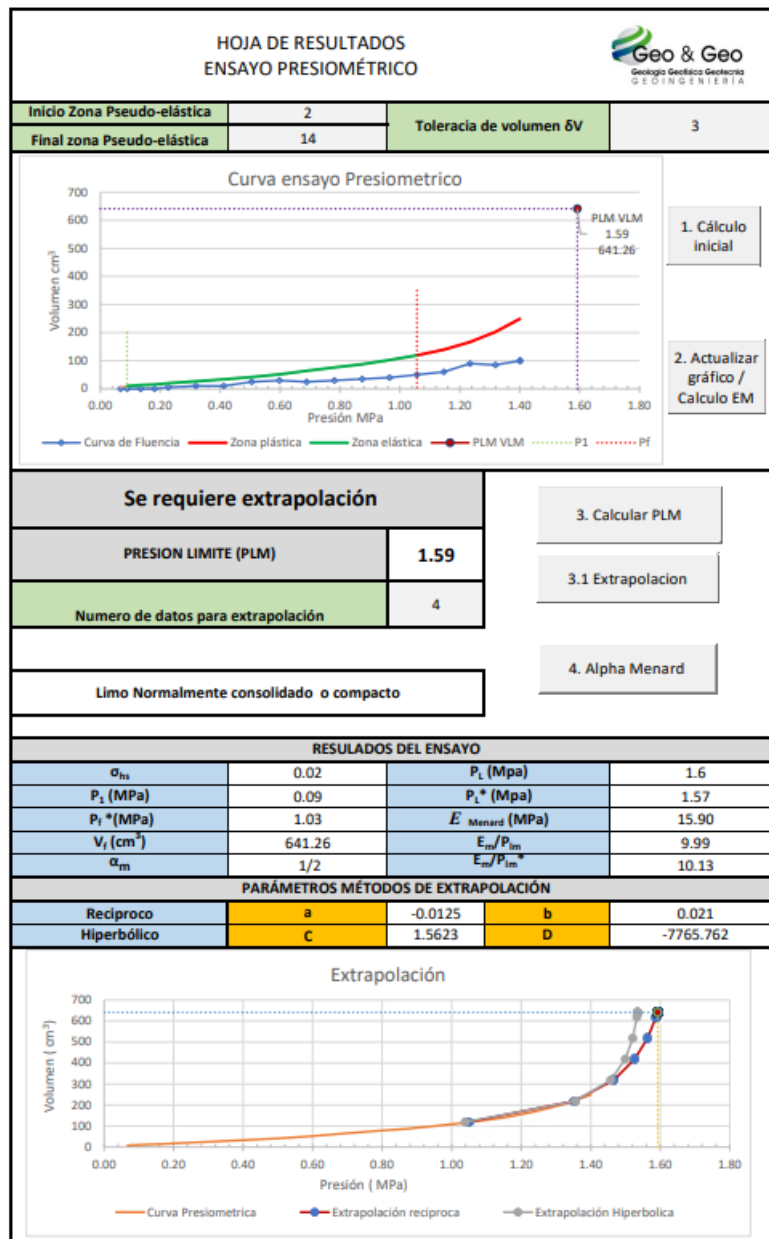


Figura 49. Resultados PMT (OCP perforación 3 - PMT 2)