



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: “OPTIMIZACIÓN DEL PROCESO DE COMPACTACIÓN
DE SUELOS FINOS DE BAJA PLASTICIDAD Y ARENO
LIMOSOS POR EL MÉTODO DE DISTRIBUIDOR DE AGUA Y
SATURACIÓN”**

AUTORES: BENAVIDES SUÁREZ, MARCO GREGORIO

CEVALLOS PEÑAFIEL, DIEGO FERNANDO

DIRECTOR: ING. MORALES MUÑOZ, BYRON OMAR, MSC

SANGOLQUÍ

2017



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación: **“OPTIMIZACIÓN DEL PROCESO DE COMPACTACIÓN DE SUELOS FINOS DE BAJA PLASTICIDAD Y ARENO LIMOSOS POR EL MÉTODO DE DISTRIBUIDOR DE AGUA Y SATURACIÓN”**, realizado por los señores: **MARCO GREGORIO BENAVIDES SUÁREZ** y **DIEGO FERNANDO CEVALLOS PEÑAFIEL**, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto, me permito acreditarlo y autorizar a los señores: **BENAVIDES SUÁREZ MARCO GREGORIO** y **CEVALLOS PEÑAFIEL DIEGO FERNANDO** para que sustenten su trabajo públicamente.

Sangolquí, 21 de noviembre del 2017

ING. BYRON OMAR MORALES MUÑOZ, MSC

DIRECTOR



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **MARCO GREGORIO BENAVIDES SUÁREZ**, con cédula de ciudadanía Nro. **131253602-0**, declaro que el trabajo de titulación: **“OPTIMIZACIÓN DEL PROCESO DE COMPACTACIÓN DE SUELOS FINOS DE BAJA PLASTICIDAD Y ARENO LIMOSOS POR EL MÉTODO DE DISTRIBUIDOR DE AGUA Y SATURACIÓN”**, ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros, considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 20 de noviembre del 2017



MARCO GREGORIO BENAVIDES SUÁREZ

C.C. 131253602-0



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **DIEGO FERNANDO CEVALLOS PEÑAFIEL**, con cédula de ciudadanía Nro. **171864311-5**, declaro que el trabajo de titulación: **“OPTIMIZACIÓN DEL PROCESO DE COMPACTACIÓN DE SUELOS FINOS DE BAJA PLASTICIDAD Y ARENO LIMOSOS POR EL MÉTODO DE DISTRIBUIDOR DE AGUA Y SATURACIÓN”**, ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros, considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, de 20 noviembre del 2017

DIEGO FERNANDO CEVALLOS PEÑAFIEL

C.C. 171864311-5



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

**MARCO GREGORIO BENAVIDES SUÁREZ
DIEGO FERNANDO CEVALLOS PEÑAFIEL**

Autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación **“OPTIMIZACIÓN DEL PROCESO DE COMPACTACIÓN DE SUELOS FINOS DE BAJA PLASTICIDAD Y ARENO LIMOSOS POR EL MÉTODO DE DISTRIBUIDOR DE AGUA Y SATURACIÓN”** cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 20 de noviembre del 2017

Marco Gregorio Benavides Suárez

C.C 131253602-0

Diego Fernando Cevallos Peñafiel

C.C 171864311-5

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación está dedicado a Dios el dueño de las bases de la tierra, y creador de todo, en su conocimiento esta la sabiduría y el entendimiento en quienes practican sus mandamientos, por darme la vida, salud, fuerza, entendimiento, sabiduría, paciencia y guía a lo largo de la carrera para culminar con éxito y hacer su voluntad. A mis padres: Fernando Cevallos y Lucy Peñafiel

“Hijo mío, no te olvides de mis enseñanzas; más bien, guarda en tu corazón mis mandamientos. Porque prolongarán tu vida muchos años y te traerán prosperidad. Que nunca te abandonen el amor y la verdad: llévalos siempre alrededor de tu cuello y escríbelos en el libro de tu corazón. Contarás con el favor de Dios y tendrás buena fama entre la gente. Confía en el Señor de todo corazón, y no en tu propia inteligencia. Reconócelo en todos tus caminos, y él allanará tus sendas. No seas sabio en tu propia opinión; más bien, teme al Señor y huye del mal. Esto infundirá salud a tu cuerpo y fortalecerá tu ser. Honra al Señor con tus riquezas y con los primeros frutos de tus cosechas.”

Proverbios 3:1-10

Diego Fernando Cevallos Peñafiel

Este trabajo de titulación se lo dedico a Dios por brindarme las fuerzas necesarias para culminar esta carrera, a mis padres Marco Benavides y María Suárez quienes son los cimientos de mi ser y mis modelos de vida, a mis hermanos Jonathan y Henry por ser mi inspiración.

A mi abuelo Guillermo Benavides Y.

A la memoria de mi bisabuelo Jorge Benavides T.

Marco Gregorio Benavides Suárez

AGRADECIMIENTO

A Dios por darme el regalo más hermoso que existe en la humanidad mi familia, además de salud y vida.

A mis padres Marco Benavides y María Suárez por saber inculcarme el amor familiar, valores morales y por haberme ayudado a conseguir esta Ingeniería.

A mis hermanos Jonathan y Henry por ser mi fuente de inspiración a la culminación de esta carrera universitaria.

A mi abuelito Guillermo Benavides por saber guiarme y brindarme sus consejos de vida, a mi abuelita Teresa Razo quien en vida participo en mi formación.

A mi abuelita Dora Pazmiño por estar pendiente de mí y a mi abuelito Ramón Suárez quien en vida me supo transmitir vivencias y consejos de vida.

A mis tutores de tesis el Ing. Byron Morales e Ing. Marco Masabanda por transmitirme sus conocimientos y haberme ayudado en el trayecto de este proyecto.

A mi tío Pedro Suárez con quien pude contar incondicionalmente en la parte final de este proyecto.

A mis tíos, tías, primos y primas quienes siempre estuvieron presente en esta maravillosa etapa de vida.

Al Sr. Ing. Fernando Cevallos y Sra. Lucy Peñafiel quienes han tenido la paciencia y buena voluntad durante este proceso.

A Diego Cevallos quien es una excelente persona y es mi amigo desde el inicio de la carrera, con quien compartimos momentos difíciles, pero siempre supimos afrontar las adversidades con el objetivo de graduarnos.

A mi amigo Manuel Chamorro con quien se creó una gran amistad.

Marco Gregorio Benavides Suárez

Agradezco a Dios por la misericordia que tiene cada día por mi vida, porque su amor es inagotable y me ama como su hijo, me regala de sus bendiciones en cada paso y me conduce por sendas de justicia y paz.

A mis padres: Fernando Cevallos y Lucy Peñafiel quienes demostraron siempre amor incondicional, comprensión y supieron orar por su hijo para que alcance esta meta y sea un hombre de Bien.

A mi hermana: Carolina Cevallos quien siempre tuvo un corazón generoso para apoyarme en multitud de oportunidades inclusive cuando le fue difícil.

A mi enamorada: Nadia Pachacama quien es una mujer paciente, amorosa que siempre me ha cuidado y ha sido mi apoyo y aliento para continuar a lo largo de la universidad y es grande bendición.

A mi abuelito: Gonzalo Peñafiel por sus sabios consejos, vivencias, motivación y ánimos para seguir adelante.

A mi abuelita: María Eugenia Borja por su cariño y generosidad.

A Marco Benavides quien es un verdadero amigo y con quien se ha cultivado la amistad desde el comienzo de la carrera, compartiendo ideas, consejos, experiencias y conjuntamente con su apoyo salimos adelante en cada proyecto académico hasta conseguir la meta final de la graduación.

A Pedro Suárez tío de Marco quien brindo su tiempo, fuerza y voluntad para la obtención del material en los ensayos de campo.

A mis tutores de tesis el Ing. Byron Morales e Ing. Marco Masabanda por su orientación profesional y alta estima para desarrollo de este proyecto.

A Manuel Chamorro con quien compartimos gran amistad y siempre apporto sus habilidades generosamente.

A las amigas de mi mami por su cariño y oraciones

A mis profesores honestos, trabajadores, justos e imparciales.

Diego Fernando Cevallos Peñafiel

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iv
AUTORIZACIÓN.....	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE DE TABLAS	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvii
RESUMEN	xxi
ABSTRACT.....	xxii
CAPÍTULO I GENERALIDADES.....	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Planteamiento del problema	3
1.4. Justificación e Importancia de la investigación	8
1.5. Objetivos.....	10
1.5.1. Objetivo General	10
1.5.2. Objetivos Específicos	10
1.6. Área de Influencia.....	10
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	12
2.1. Naturaleza del Suelo	12
2.2. Clasificación del Suelo.....	13
2.3. Distribución del tamaño de las partículas del suelo	14
2.3.1. Tamizado.....	14
2.3.2. Sedimentación.....	15

2.4. Curvas de distribución granulométrica.....	16
2.5. Consistencia y plasticidad del suelo	18
2.5.1 Límite líquido.....	19
2.5.2. Límite plástico	19
2.5.3. Uso de límites de consistencia	19
2.5. Sistema de clasificación SUCS	20
2.5.1. Carta de plasticidad.....	21
2.6. Sistema de clasificación AASHTO.....	24
2.7. Fases del Suelo	27
2.7.1. Contenido de Humedad.....	28
2.7.2. Índice de Vacíos y Porosidad	29
2.7.3. Grado de saturación	30
2.7.4. Relaciones Gravimétricas.....	30
2.8. Compactación.....	32
2.8.1. Curva de Compactación	33
2.8.2. Energía de Compactación	36
2.8.3. Temperatura.....	37
2.8.4. Influencia de los suelos	38
2.8.5. Métodos y Máquinas de compactación	38
2.8.5.1. Presión Estática.....	39
2.8.5.2. Amasado	44
2.8.5.3. Impacto.....	46
2.8.5.4. Vibración	48
2.8.5.5. Mixtos	52
2.9. Equipo de riego.....	53
2.9.1. Aspersores	54

2.10. Principios Hidráulicos	55
2.10.1. Régimen del Flujo.....	56
2.10.2. Viscosidad	57
2.10.3. Ecuación de la continuidad.....	57
2.10.4. Ecuación de Bernoulli.....	58
2.10.5. Perdidas	59
2.10.6. Velocidad de salida de un depósito	60
2.11. Métodos de control de compactación	62
2.11.1. Cono y Arena	63
2.11.2. Densímetro Nuclear.....	64
2.11.3. Cono Dinámico de Penetración (DCP)	67
CAPÍTULO III METODOLOGÍA	70
3.1. Descripción del sitio	70
3.2. Antecedentes geológicos.....	70
3.3. Ubicación Geográfica.....	71
3.4. Proceso de obtención de las muestras	74
3.5. Caracterización de los materiales	75
3.5.1. Contenido de Humedad	75
3.5.2. Granulometría	76
3.5.3. Límites de Consistencia	78
3.5.3.1. Límite líquido.....	78
3.5.3.2. Límite plástico	80
3.5.3.3. Índice de plasticidad	82
3.5.3.4. Índice de liquidez	82
3.5.4. Clasificación del suelo.....	83
3.5.4.1. Clasificación SUCS.....	84

3.5.4.2.	Clasificación AASHTO	86
3.5.5.	Relaciones Volumétricas y Gravimétricas	86
3.5.5.1.	Densidad Aparente	86
3.5.5.2.	Gravedad Específica.....	88
3.5.5.3.	Índice de vacíos y Porosidad	89
3.5.5.4.	Densidad relativa	90
3.6.	Densidad máxima en laboratorio	92
3.7.	Cono dinámico de penetración en laboratorio	94
3.8.	Proceso de compactación in-situ	98
3.8.1.	Determinación del volumen de tierra.....	98
3.8.2.	Determinación de la cantidad de agua	100
3.8.3.	Método de aplicación	103
3.8.3.1.	Saturación.....	103
3.8.3.2.	Distribuidor de agua.....	104
3.8.4.	Tasa de aplicación	111
3.9.	Maquinaria	113
3.9.1.	Número de pasadas del equipo	115
3.10.	Compactación in-situ	116
3.10.1.	Procesamiento del material.....	117
3.10.2.	Tendido del material	119
3.10.3.	Proceso de compactación.....	120
3.11.	Control de compactación	122
CAPÍTULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS		129
4.1.	Estadística descriptiva	129
4.1.1.	Medidas de tendencia central	129
4.1.2.	Medidas de dispersión	130

4.1.3. Método estadístico de control de calidad	131
4.2. Análisis de la caracterización de los materiales.....	132
4.2.1. Contenido de humedad	133
4.2.2. Granulometría	134
4.2.3. Límite líquido	137
4.2.4. Límite plástico	138
4.2.5. Índice de plasticidad.....	139
4.3. Análisis de la densidad máxima en laboratorio	140
4.4. Análisis de la compensación de agua por evaporación	142
4.5. Análisis del cono dinámico de penetración en laboratorio	144
4.6. Análisis del control de la compactación in-situ.....	146
CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	148
5.1. Conclusiones	148
5.2. Recomendaciones	148
BIBLIOGRAFÍA.....	151

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Reporte en vías por eventos adversos Informe de situación	7
Tabla 2	Precipitaciones del primer trimestre del 2017 Estación La Tola.....	7
Tabla 3	Abertura de Tamices estándar	15
Tabla 4	Índice de plasticidad.....	20
Tabla 5	Simbología para la clasificación de Suelos	21
Tabla 6	Sistema de clasificación SUCS	23
Tabla 7	Sistema de clasificación AASHTO	26
Tabla 8	Valores de γ para diferentes tipos de suelos.....	31
Tabla 9	Valores de G_s para diferentes tipos de suelos.....	32
Tabla 10	Proctor Estándar y Modificado	35
Tabla 11	Método de compactación según el tipo de suelo	39
Tabla 12	Peso de Rodillos liso según MOP - 001-F 2002	41
Tabla 13	Rendimientos promedio de rodillos neumáticos.....	43
Tabla 14	Especificaciones generales rodillo pata de cabra	45
Tabla 15	Especificaciones generales rodillo vibratorio liso	51
Tabla 16	Métodos de compactación usados por los equipos de compactación.....	53
Tabla 17	Cobertura teórica de aplicación	55
Tabla 18	Viscosidad del agua a diferentes temperaturas	57
Tabla 19	Diámetros de tubería PVC	60
Tabla 20	Características del DCP	69
Tabla 21	Relaciones para valores obtenidos con DCP normado por ASTM.	69
Tabla 22	Coordenadas UTM de las zonas de estudio	71
Tabla 23	Contenido de humedad natural.....	76
Tabla 24	Porcentajes de Arena y Finos	78

Tabla 25	Límite líquido.....	80
Tabla 26	Límite plástico	81
Tabla 27	Índice de plasticidad.....	82
Tabla 28	Índice de liquidez	82
Tabla 29	Descripción del suelo según la Densidad Relativa	91
Tabla 30	Descripción del suelo según la compacidad	91
Tabla 31	Densidad máxima seca y humedad óptima de laboratorio.....	94
Tabla 32	Índice de penetración y densidad relativa para suelo ML	96
Tabla 33	Índice de penetración y densidad relativa para suelo SM	97
Tabla 34	Ensayo de evaporación de los suelos.....	101
Tabla 35	Requerimientos para la compactación in-situ	102
Tabla 36	Coeficiente de pérdidas por reducciones bruscas	105
Tabla 37	Coeficiente de pérdidas de válvula esférica.....	106
Tabla 38	Coeficiente de pérdidas codo giro brusco	107
Tabla 39	Número de pasadas del camión cisterna	112
Tabla 40	Dimensiones Estáticas.....	113
Tabla 41	Datos Operativos	114
Tabla 42	Características del motor	114
Tabla 43	Número de pasadas del equipo compactador.....	116
Tabla 44	Control de compactación cono y arena – in-situ	123
Tabla 45	DCP ensayo 1 suelo ML	124
Tabla 46	DCP ensayo 2 suelo ML	125
Tabla 47	DCP ensayo 1 suelo SM	126
Tabla 48	DCP ensayo 2 suelo SM	127
Tabla 49	Análisis estadístico del contenido de humedad	133
Tabla 50	Análisis estadístico granulométrico	134

Tabla 51	Análisis estadístico límite líquido	137
Tabla 52	Análisis estadístico límite plástico	138
Tabla 53	Análisis estadístico índice de plasticidad	139
Tabla 54	Análisis de curva de compactación suelo ML	140
Tabla 55	Análisis de curva de compactación suelo SM	141
Tabla 56	Factor de corrección de evaporación por hora.....	143
Tabla 57	Estimación de Dr en base a DCP suelo ML	145
Tabla 58	Estimación de Dr en base a DCP suelo SM.....	146
Tabla 59	Resultados de la compactación in-situ.....	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Red Vial Estatal (Marzo 2017)	5
Figura 2 Propuesta Red Vial Estatal Plan Estratégico de Movilidad 2037	6
Figura 3 Juego de tamices.....	14
Figura 4 Hidrómetro y probeta	16
Figura 5 Diámetros D10, D30, D60	17
Figura 6 Estados de Consistencia del suelo	18
Figura 7 Carta de Plasticidad de Casagrande	22
Figura 8 Carta de Plasticidad AASHTO	24
Figura 9 Variación de LL e IP para grupos de suelo AASHTO	25
Figura 10 Esquema de las fases que constituyen un suelo	27
Figura 11 Aplicación de energía de compactación	33
Figura 12 Curva de Compactación	34
Figura 13 Variación de la energía en las curvas de compactación	37
Figura 14 Efecto de Laminación en suelo tipo ML	40
Figura 15 Rodillo liso de presión estática 2 ejes autopropulsado	42
Figura 16 Rodillo Neumático doble eje	43
Figura 17 Compactador rodillo pata de cabra	45
Figura 18 Efecto de la compactación por impacto	46
Figura 19 Apisonador en Obra.....	47
Figura 20 Amplitud, Frecuencia y Fuerza Centrifuga.....	49
Figura 21 Plancha Vibrante suelo ML	50
Figura 22 Rodillos liso vibrante 7 Tn.....	51
Figura 23 Comparación de la compactación.....	52
Figura 24 Camión cisterna.....	54

Figura 25 Parámetros de los aspersores	55
Figura 26 Representación de la ecuación de la continuidad.....	58
Figura 27 Representación de la ecuación de Bernoulli.....	58
Figura 28 Velocidad de salida de un depósito	60
Figura 29 Aplicación del Cono y Arena en campo	63
Figura 30 Calibración del Cono y Arena	64
Figura 31 Densímetro Nuclear Troxler 3430.....	65
Figura 32 Medición por retrodispersión.....	66
Figura 33 Medición por Transmisión Directa	67
Figura 34 Esquema del Equipo DCP	68
Figura 35 Ubicación geográfica zona 1.....	72
Figura 36 Zona de estudio 1 Parque Industrial Itulcachi	72
Figura 37 Ubicación geográfica zona 2.....	73
Figura 38 Zona de estudio 2 ruta Collas	73
Figura 39 Toma de muestras en la zona 1	74
Figura 40 Toma de muestras en la zona 2	75
Figura 41 Granulometría por sedimentación.....	77
Figura 42 Distribución granulométrica	77
Figura 43 Copa de Casagrande.....	79
Figura 44 Curva de Fluidez Zona 1.....	79
Figura 45 Ensayo Límite Plástico.....	81
Figura 46 Curva granulométrica Suelo ML	85
Figura 47 Curva granulométrica Suelo SM	85
Figura 48 Ensayo Densidad Aparente	87
Figura 49 Ensayo gravedad específica	88
Figura 50 Ensayo de índices de vacíos	90

Figura 51 Curva de compactación suelo ML.....	93
Figura 52 Curva de compactación suelo SM	93
Figura 53 Ensayo de compactación.....	94
Figura 54 Ensayo de compactación.....	95
Figura 55 índice de penetración vs densidad relativa suelo ML	96
Figura 56 índice de penetración vs densidad relativa suelo SM	97
Figura 57 Esquema compactación in-situ	98
Figura 58 Ensayo de evaporación	102
Figura 59 Esquema de distribuidor de agua	104
Figura 60 Abertura de ángulo a válvula	106
Figura 61 Giro de codo ángulo a.....	107
Figura 62 Coeficiente de pérdidas "T".....	108
Figura 63 Distribución de los aspersores.....	109
Figura 64 Distribución de agujeros de aspersor	109
Figura 65 Fabricación de aspersor	110
Figura 66 Esquema VIBROMAX VM 66D.....	113
Figura 67 Equipo compactador VIBROMAX VM 66D	115
Figura 68 Plataforma para compactación	117
Figura 69 Procesamiento del material ML	118
Figura 70 Extracción y movimiento manual del material SM	118
Figura 71 Transporte y descarga del material SM	119
Figura 72 Tendido de los materiales ML (6 m) y SM (4 m)	120
Figura 73 Hidratación del material	121
Figura 74 Homogenización del agua en el suelo	121
Figura 75 Aplicación de la energía de compactación.....	122
Figura 76 Control de compactación cono y arena.....	122

Figura 77 Control de compactación DCP,.....	123
Figura 78 Índice de penetración in-situ ensayo 1 suelo ML	125
Figura 79 Índice de penetración in-situ ensayo 2 suelo ML.....	126
Figura 80 Índice de penetración in-situ ensayo 1 suelo SM.....	127
Figura 81 Índice de penetración in-situ ensayo 2 suelo SM.....	128
Figura 82 Gráfico de control de medias y desviaciones	131
Figura 83 Gráfico de control contenido de humedad suelo ML.....	133
Figura 84 Distribución normal contenido de humedad suelo ML	133
Figura 85 Gráfico de control contenido de humedad suelo SM	134
Figura 86 Distribución normal contenido de humedad suelo SM.....	134
Figura 87 Gráfico de control granulométrico suelo ML	135
Figura 88 Distribución normal granulometría suelo ML.....	135
Figura 89 Gráfico de control granulométrico suelo SM	136
Figura 90 Distribución normal granulometría suelo SM	136
Figura 91 Gráfico de control límite líquido suelo ML.....	137
Figura 92 Distribución normal limite líquido suelo ML.....	137
Figura 93 Gráfico de control límite plástico suelo ML	138
Figura 94 Distribución normal limite plástico suelo ML	139
Figura 95 Gráfico de control índice plasticidad suelo ML.....	139
Figura 96 Distribución normal índice plasticidad suelo ML	140
Figura 97 Análisis curva de compactación suelo ML	141
Figura 98 Análisis curva de compactación suelo SM.....	142
Figura 99 Evaporación presente en intervalos horarios.....	143
Figura 100 Correlación DCP – Dr suelo ML.....	144
Figura 101 Correlación DCP – Dr suelo SM	145

RESUMEN

La compactación de suelos, es un factor principal en las obras civiles de variada índole, asegurar la calidad del trabajo garantiza seguridad y vida útil de la misma, sin embargo el actual proceso de compactación carece de medidas de control que permitan optimizar recursos en la obtención de un grado de compactación especificado. El presente proyecto de investigación tiene como objetivo presentar una metodología que optimice el proceso de compactación de suelos finos de baja plasticidad y arena limosos, se estudia la caracterización de los materiales, se analiza la densidad seca máxima y humedad óptima, se investiga la correlación del índice de penetración con la densidad y a partir de estos resultados se establecen ecuaciones por medio del coeficiente de determinación R^2 que valida la relación de los resultados del cono dinámico de penetración (DCP) y la densidad relativa de los suelos, se determinan parámetros para la compactación en campo, método de aplicación (distribución del agua - saturación), tasa de aplicación y energía de compactación, se diseña un distribuidor de agua y mediante la construcción de una plataforma se evalúa el proceso de compactación in-situ. Finalmente, se valida la metodología del proceso de compactación y se concluye sobre los parámetros más relevantes para la optimización.

PALABRAS CLAVE:

- **COMPACTACIÓN**
- **CORRELACIÓN**
- **DCP**
- **OPTIMIZACIÓN**
- **DENSIDAD**

ABSTRACT

Soil compaction is a main factor in civil works of various kinds, ensuring the quality of work ensures safety and service life of it, nevertheless the current process of compaction lacks control measures that allow optimizing resources in obtaining a specified degree of compaction. The present research project aims to present a methodology that optimizes the compacting process of thin soils of low plasticity and silty sand, the characterization of the materials is studied, the maximum dry density and optimum humidity are analyzed, the correlation of the Index of penetration with density are investigated, these results are established in equations through the coefficient of determination R^2 that validates the relationship of the results of the dynamic cone of penetration (DCP) and the relative density of the soils, parameters for the field compaction are determined, application method (water distribution - saturation), application rate and compaction energy, a water distributor is designed and, through the construction of a platform, the compaction process in-situ is evaluated. Finally, the methodology of the compaction process is validated and the most relevant parameters for optimization are concluded.

KEYWORDS:

- **COMPACTION**
- **CORRELATION**
- **DCP**
- **OPTIMIZATION**
- **DENSITY**

CAPÍTULO I GENERALIDADES

1.1. Introducción

El proceso de compactación de suelos es de fundamental importancia en las obras civiles de variada índole de manera que se cumplan las especificaciones técnicas, se asegure la calidad de los trabajos realizados y se garantice la seguridad y vida útil de las obras, sin embargo en muchos proyectos este proceso se realiza de manera superficial y apresurada, donde el control de calidad es ineficiente o se realiza de manera empírica basado en la experiencia de los operadores, sin presencia de ingenieros especialistas en el tema.

Se han desarrollado varios métodos para determinar el grado de compactación, entre ellos el método tradicional de Cono y Arena (ASTM D 1556), sin embargo los resultados obtenidos en este ensayo pueden presentar variables erróneas dependiendo de la granulometría del suelo a analizar. En la actualidad se utiliza el densímetro nuclear (ASTM D 2922) para la determinación de este parámetro, no obstante esta herramienta es costosa, requiere de permisos especiales y personal capacitado para la manipulación del equipo. Una alternativa viable para el control de compactación es el uso del Cono Dinámico de Penetración (DCP) que facilita y proporcionan practicidad a los ensayos convencionales. Sin embargo, es necesaria una buena interpretación de las correlaciones realizadas en laboratorio para determinar parámetros de diseño finales in-situ, optimizando, recursos y tiempo.

En este contexto el desarrollo de la investigación se inicia con la recopilación, análisis y síntesis de la fundamentación teórica de la compactación de suelos, se realiza la toma de muestras representativas inalteradas del material de estudio y mediante ensayos se obtienen los

parámetros fundamentales en los que rige la compactación (clasificación del suelo, humedad, energía, tasa de aplicación), se presenta la correlación de la densidad seca con el índice de penetración obtenido del ensayo DCP, se realiza la construcción de un prototipo experimental que permita aplicar las características definidas en laboratorio y comparar la compactación del suelo mediante ensayos de densidad máxima in-situ. En base a los resultados obtenidos se propone la optimización del proceso de compactación en campo con la finalidad de mejorar el uso de maquinaria, aumentar la eficiencia del proceso constructivo, disminuir los costos relacionados con esta labor, garantizar la seguridad y vida útil del proyecto.

1.2. Antecedentes

En 1930 Ralph R. Proctor propuso el procedimiento de estudio y control de la calidad de la compactación efectiva del suelo a bajo costo, esta metodología fue perfeccionada y normada por American Society for Testing and Materials (ASTM) y American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Las investigaciones existentes relacionados con el tema de compactación de suelos, emplean los métodos tradicionales de control, ASTM D698 and AASHTO T99. El desarrollo de nuevos procesos técnicos en el control y optimización de la calidad de la compactación del suelo es tema de gran importancia en diversos países del mundo.

En Suecia (Heinz & Sandström, 2000), publicaron el artículo “Estudio del método del Control Continuo de la Compactación del suelo (Continuous Compaction Control, CCC)”, que busca mejorar el control de la compactación in-situ en tiempo real mediante dispositivos electrónicos modernos que asisten al operario de la máquina compactadora en el control y precisión, con el objetivo de obtener una compactación eficiente y homogénea del suelo. Este sistema da la oportunidad de aplicar un método innovador y creativo para un óptimo desempeño en el proceso de compactación.

(Bermúdez, Vásquez, & Moncada, 2016), en la investigación “Validación del método de DCP aplicando en campo en relación al ensayo CBR en laboratorio”, presenta los resultados del estudio del método Dynamic Cone Penetrometer (DCP) en suelos tipo Arena Limosa (SM) y Gravas con Arenas (GP), donde se determinaron condiciones in-situ de densidad y contenido de humedad mediante los ensayos ASTM D698 y densímetro nuclear. Los resultados para estos tipos de suelos permiten correlacionar valores esperados de compactación del suelo en laboratorio e in-situ en los lugares de estudio.

(Teharani & Meehan, 2009), en la investigación “Control de Compactación Continuo (CCC) y Compactación Inteligente (IC) datos del caso de estudio de Delaware”, este trabajo presenta los resultados preliminares de un estudio de compactación in-situ realizado en el estado de Delaware en este estudio se evalúa el mejoramiento de la eficiencia y control del proceso de compactación en campo del suelo, mediante la monitorización de la aceleración en tiempo real de los sistemas de compresión vibratoria, este monitoreo conduce al cumplimiento de las especificaciones técnicas para el cual esta diseñado la construcción de la subrasante controlado la energía de compactación y el equipo utilizado en el procedimiento.

1.3. Planteamiento del problema

A nivel mundial se han presentado extensos estudios sobre el daño de pavimentos, relacionadas a una deficiencia en el proceso de compactación del suelo. La Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE, 2010), en el artículo “Dynamic Compaction of Collapsible Soils Based on U.S. Case Histories” (Compactación dinámica de suelos colapsables basados en registros de casos en los Estados Unidos), se recopilan registros de casos para 15 proyectos viales en 10 lugares en los Estados Unidos donde los suelos compactados presentaron grados de compactación deficientes.

Es imprescindible que los ingenieros consideren y controlen el proceso de compactación como un mecanismo que evita los problemas asociados a suelos mal compactados, incluyendo, daño a estructuras y cimientos debido a los asentamientos de colapso, falla de corte en terraplenes, agrietamiento en las capas constituyentes del pavimento, daño en tuberías, filtración y fallas en presas de tierra. (ASTM, 2011) presenta la metodología “Quality Control of Soil Compaction using ASTM Standard”, (Control de Calidad de la compactación de suelo usando los estándares ASTM), estableciendo nuevos parámetros correspondientes a este proceso.

En Ecuador de acuerdo a la Constitución de la República y el Código Orgánico de Organización territorial (COOTAD), los sistemas viales se encuentran agrupados de acuerdo a las competencias de los diferentes niveles de gobierno que las planifican y las mantienen. El primer grupo de vías está conformado por la Red Vial Estatal, está integrada por las vías primarias (Corredores Arteriales) y secundarias (Colectores). Por este conjunto de vías circulan el mayor porcentaje del parque automotriz del país, y fundamentan la intercomunicación comercial, social y turística a las distintas regiones. En la actualidad el Ecuador cuenta con una red vial Estatal de 9790.52 km actualizado a Marz (MTOPE, 2017) o del 2017 administrados por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (MTOPE), (ver Figura 1) y representan aproximadamente el 21% del sistema vial nacional.

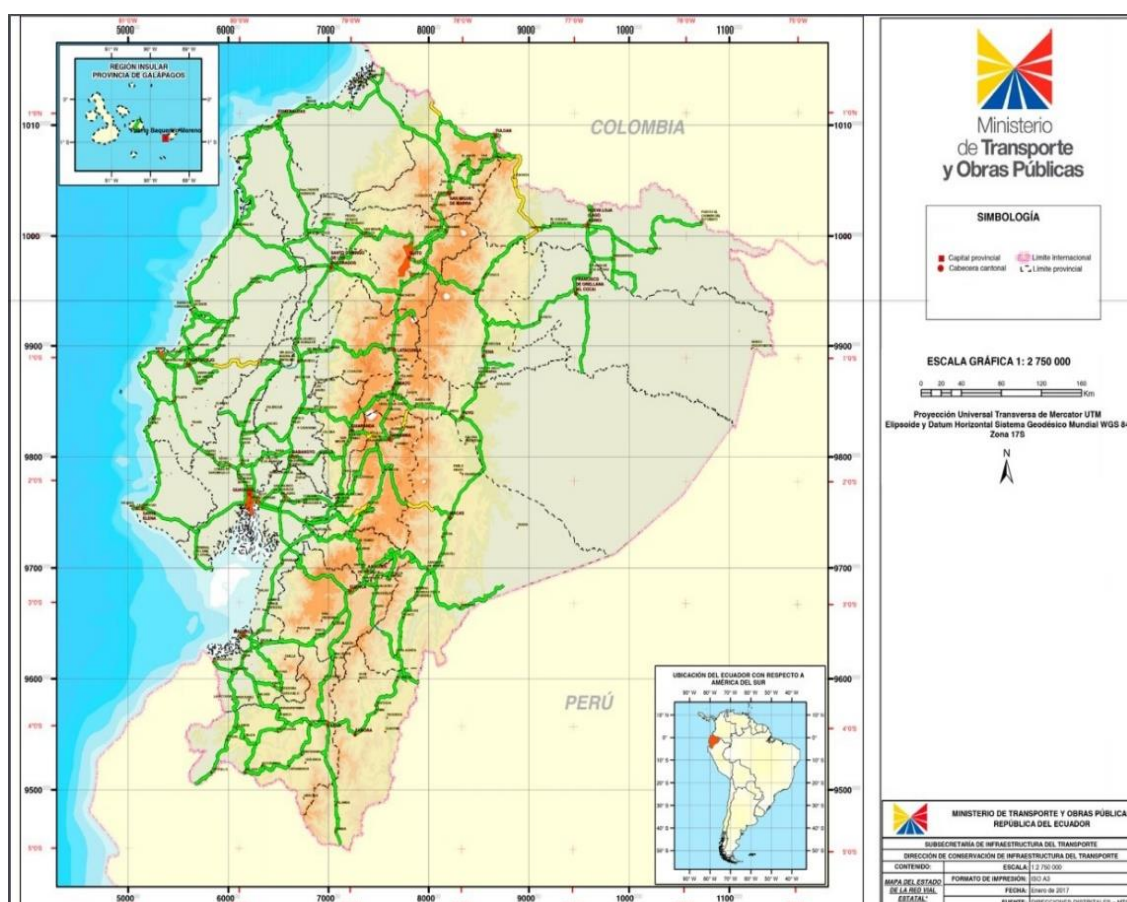


Figura 1 Red Vial Estatal (Marzo 2017)

Fuente: (MTOP, 2017)

El segundo grupo lo forma la Red Vial Provincial del Ecuador, cuya competencia la tienen los Gobiernos Autónomos Descentralizados Provinciales con una longitud de 12,476.61 Km, que corresponde el 29% del total de vías del país. Finalmente, el tercer grupo está formado por la Red Vial Municipal, de competencia de los Gobiernos Autónomos Descentralizados Cantonales con una longitud de 22,539.55 Km, que representa aproximadamente el 50% del total nacional de vías.

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas en el informe del Plan Estratégico de Movilidad (PEM.EC 2013-2037), determina que en el país existe una deficiencia vial considerable debido al incremento poblacional tanto en zonas urbanas como rurales, un estado de abandono de algunas infraestructuras viales, falta de acción en los aspectos organizativos del

Sistema de Transporte, conjuntamente con la precariedad del mismo. Con el objetivo de disponer un Sistema de Transportes moderno, intermodal, funcional, con capacidad suficiente y adecuada conservación en el contexto del Plan Nacional del Buen Vivir, se plantea la propuesta de la Red Vial Estatal escenario 2037 con la proyección de construcción de 5345 km de nuevos tramos viales (ver figura 2).

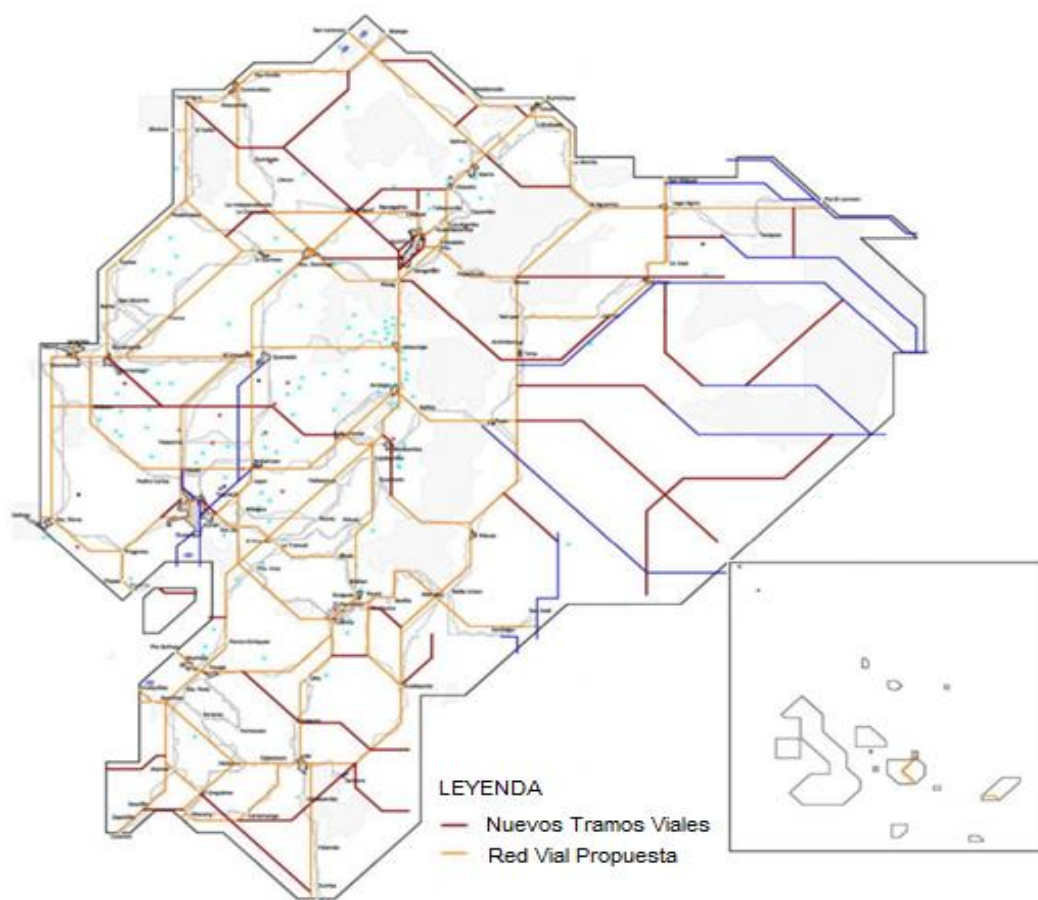


Figura 2 Propuesta Red Vial Estatal Plan Estratégico de Movilidad 2037

Fuente: (MTO, 2017)

En el informe se identifica el nivel de servicio vial de la Red Vial Nacional, donde aproximadamente 12% corresponde a vías a pavimentadas, 57% a superficie de rodadura afirmada; entre ambas caracterizaciones aseguran la movilidad continua entre las regiones del país; sin embargo más de la cuarta parte de las vías actuales corresponden a caminos de tierra, en condiciones precarias siendo estos en su mayoría caminos terciarios y vecinales.

La actual Red Vial Nacional evidencia múltiples problemas relacionados al estado de las vías, para el periodo de invierno (Enero – Marzo 2017), se presenta en el Informe de Situación – Época Lluviosa 2017 elaborado por la Secretaría de Gestión de Riesgos (SNGR) la cantidad de vías afectadas por eventos adversos,(ver tabla 1).

Tabla 1
Reporte en vías por eventos adversos Informe de situación

	Primer orden	Segundo orden	Tercer orden
Cerradas	4	11	10
Parcialmente habilitadas	25	18	12

Fuente: (SNGR, 2017)

Son resultado de un problema central, que es el pésimo estado de las carreteras, producto de malas prácticas constructivas, mantenimiento deficiente y antecedentes históricos como el fenómeno del niño, eventos sísmicos, fallas geológicas, características indeterminadas del tipo de suelo y factores externos como precipitaciones, humedad y temperatura. Para el primer trimestre del año se presenta los incrementos de lluvia en base a los promedios históricos correspondiente a la zona de estudio (ver tabla 2).

Tabla 2
Precipitaciones del primer trimestre del 2017 Estación La Tola

Estación la Tola	Normal (mm)	Actual 2017 (mm)	Variación (%)
Enero	68.2	154.6	126.69
Febrero	75.3	74.3	-1.33
Marzo	118.6	185.3	56.24
Acumulada (Enero-Marzo)	262.1	414.2	58.03

Fuente: (INAMHI, 2017)

Condiciones que desencadenan en vulnerabilidad de las vías, en conjunto con una deficiencia en el sistema constructivo en especial en el proceso de

construcción de la obra básica (Subrasante). Una carretera puede contar con buenos materiales en sus capas constituyentes, no obstante si la subrasante no se compacta apropiadamente, esta obra de ingeniería se verá afectada y sufrirá daños como consecuencia se presentan deformaciones permanentes y asentamientos no controlados, factores desencadenantes que derivan en el agrietamiento de la estructura del pavimento, y más aún en fisuras visibles en la capa de rodadura.

La subrasante es similar a la cimentación de una estructura y dependiendo de las condiciones del suelo, clima, temperatura, humedad, definen las características de la compactación in-situ (energía de compactación, cantidad de agua requerida, tasa de aplicación y método de aplicación).

1.4. Justificación e Importancia de la investigación

Según (INEC, 2010) la población del Ecuador paso de 12.1 millones en el año 2001 a 14.4 millones de personas en el año 2010, es decir un incremento poblacional de 2.3 millones de habitantes, se evidencia un crecimiento demografía acelerado, esto implica el crecimiento de comunidades y pequeños poblados que con el pasar de los años adquieren relevancia y presentan la necesidad de accesos viales que según el caso deben ser implementados, ampliados o rehabilitados.

Las competencias de los diferentes niveles de gobierno consisten en la planificación de nuevos proyectos viales en el país, estos organismos administrativos asignan partidas presupuestarias para la ejecución y construcción de estas obras, no obstante al cabo de pocos años las vías presentan malas condiciones y problemas de funcionalidad.

En el ámbito constructivo es evidente que la ejecución de una compactación adecuada en la obra básica de la infraestructura vial constituye el precedente para garantizar el tiempo de vida útil para la cual es diseñada una vía. La compactación de la subrasante es una de las labores de mayor

relevancia en la construcción de carreteras, es muy frecuente observar problemas asociados a la deficiente aplicación. Los asentamientos diferenciales, daños en la estructura del pavimento, falla en rellenos debido a baja capacidad de carga, son situaciones que se presentan en algunas vías del Ecuador, como consecuencia de una mala práctica y desconocimiento de los principios de la compactación

El proceso de compactación del suelo en la construcción de carreteras se realiza de forma mecánica siguiendo procedimientos establecidos basados en diseños de laboratorio, se selecciona la maquinaria y se elige el número de pasadas del compactador sin analizar, condiciones de humedad, cargas a resistir, cantidad de agua requerida, tasa de aplicación y método de aplicación. Este proceso deficiente provoca que el relleno no alcance la estabilidad requerida para soportar los componentes estructurales del pavimento, en consecuencia, se producen desde daños leves hasta el colapso de la estructura vial.

El agua sirve de lubricante para el acomodo de los granos de suelo y ayuda para que la compactación mecánica los mueva hasta lograr un arreglo físico compacto, del laboratorio se obtiene un porcentaje de humedad óptima en relación a densidad máxima, este dato se traduce al tipo de maquinaria necesaria y a la cantidad de agua requerida para conformar la compactación de la subrasante. El nivel de compactación se puede comprobar a través de equipos especializados in-situ, con la finalidad de obtener al menos el 95% de la densidad máxima.

La importancia de la optimización del proceso de compactación del suelo radica en que el constructor puede optimizar el tiempo de circulación y número de pasadas del compactador (energía), así mismo el método para añadir agua al suelo puede ser optimizado mediante un distribuidor de agua, diseñado para cuantificar correctamente el agua agregada al terreno, de tal modo que el contenido de humedad alcance valores muy cercanos al definido en el laboratorio cuando el material se coloque y vaya a ser compactado.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Optimizar el proceso de compactación de suelos finos de baja plasticidad y arenos limosos por el método de distribuidor de agua y saturación.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Realizar ensayos de compactación de los suelos descritos, en condiciones inalteradas según la normativa ASTM D-698.
- Calcular la tasa de aplicación del agua en función de los ensayos de compactación del suelo.
- Construir un prototipo experimental (Distribuidor de agua) que corresponda al modelo hidráulico que define la cantidad de agua requerida.
- Emplear el prototipo experimental in-situ, en base a los parámetros determinados en laboratorio.
- Determinar los grados de compactación óptimos en relación a los parámetros de los suelos estudiados.

1.6. Área de Influencia

Parte de las competencias de los diferentes niveles de gobierno consiste en la planificación de nuevos proyectos viales en el país, los mismos que establecen cuantiosos presupuestos para su ejecución y tienen plazos de entrega limitados, con el presente proyecto se evaluará la situación actual del proceso de compactación del suelo correspondiente a la obra básica (subrasante), estableciendo parámetros que puedan ser implementados en el proceso constructivo.

Los resultados del presente proyecto de titulación beneficiaran directamente en el ámbito nacional en la construcción y desarrollo de proyectos civiles que requieran de este procedimiento mediante una propuesta de optimización del tiempo, calidad y costos en el proceso de compactación de los suelos de estudio presentes en la zona de la cordillera de los Andes Ecuatorianos.

Este adecuado proceso de compactación en el ámbito vial contribuye a garantizar que las vías se mantengan en buenas condiciones para el periodo de vida útil para el que fueron diseñadas, beneficia a los proyectos viales ubicados en las provincias de la sierra y a los usuarios de las vías, puesto que evita que se presente agrietamiento en la estructura del pavimento, ondulamientos y fisuras en la capa de rodadura precautelando la seguridad de los usuarios y la durabilidad de los vehículos.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1. Naturaleza del Suelo

Dentro de la ingeniería civil, se puede definir al suelo como el material degradado de las capas superiores de la corteza terrestre que contiene partículas sólidas conjuntamente con líquido y gas en los espacios vacíos que se forman entre las partículas sólidas. El material no degradado en esta corteza se denomina roca, su proceso de erosión natural durante millones de años bajo la influencia de agentes externos como: sol, lluvia, viento y bajas temperaturas generan desgaste de estos cuerpos rocosos, este material pétreo que se presenta en las zonas montañosas es transportado por acción de la gravedad y a menudo bajo la influencia del agua en los ríos, debido a este rozamiento interno este material pétreo es gradualmente reducido de tamaño, de modo que se transforma gradualmente en: gravas, arenas y limos (Braja M. Das & Khaled , Principles of Geotechnical, 2014).

Los suelos son principalmente de dos tipos: residuales y transportados. Los suelos residuales permanecen en el lugar de su origen geológico cuando se forman por el desgaste de la roca madre. Cuando los suelos erosionados son transportados por glaciación, agua, o gravedad y son depositados lejos desde su origen geológico, son llamados suelos transportados. (Sivakugan & Braja M. Das , 2010).

El suelo se utiliza como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil, y apoya las cimentaciones estructurales en edificios, terraplenes, vías, rellenos entre otros, el estudio del suelo incluye para parámetros como, como granulometría, distribución del tamaño de los granos, permeabilidad, contenido de agua, compresibilidad, resistencia, densidad, capacidad de carga (Nyambane , 2012).

2.2. Clasificación del Suelo

Es necesario adoptar un sistema formal de clasificación y descripción del suelo, en orden de describir los diversos materiales encontrados en la investigación. Este sistema debe ser significativo, conciso y reportar las características del suelo lo más precisamente posible en el contexto de la ingeniería, de forma que los ingenieros sean capaces de entenderlo e interpretarlo. La clasificación del suelo consiste en separar al suelo en clases o grupos, se trata de un método sistemático que agrupa suelos que tienen características similares y comportamiento potencialmente similar. La clasificación del suelo para propósitos de ingeniería debe estar basada principalmente en las propiedades mecánicas del suelo (permeabilidad, resistencia, densidad, etc) (Nyambane , 2012).

El objetivo de un sistema de clasificación es establecer un conjunto de condiciones que permitan realizar comparaciones útiles entre distintos tipos de suelos, se establecen estrictos parámetros y nomenclatura estandarizada que descarte cualquier confusión con la finalidad de ser un lenguaje universal en el ámbito de la Ingeniería Civil y afines. Actualmente existen varios sistemas de clasificación de suelos, sin embargo los más usados son el Unified Soil Classification System (USCS) que más tarde fue adoptado por el ASTM en la norma ASTM D2487 para proyectos civiles en general y el AASHTO M145 cuyo sistema agrupa a los suelos según a su adecuación como materiales de construcción para carreteras, ambas clasificaciones se fundamentan en el tamaño de la distribución de las partículas y la plasticidad del suelo (Sivakugan & Braja M. Das , 2010).

2.3. Distribución del tamaño de las partículas del suelo

El análisis mecánico o distribución del tamaño de partícula se determina cuantitativamente realizando la clasificación del tamaño de las partículas, este proceso se lleva a cabo en dos partes: análisis por tamizado para partículas mayores de 0.075 mm y análisis por sedimentación para partículas menores a 0.075 mm. Este análisis se realiza por tamizado y sedimentación o se limita a uno de ellos dependiendo de las propiedades del suelo (Nyambane , 2012).

2.3.1. Tamizado

El análisis por tamizado consiste en agitar una muestra de suelo a través de un conjunto de tamices de abertura progresivamente más pequeños descritos en la norma ASTM D422 (ver figura 3), con el objetivo de determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños granulares en función de la masa total del suelo y obtener los porcentajes de gravas, arenas, limos y arcillas, cada malla tiene una abertura específica que determina el tamaño de las partículas. El rango de la abertura de la mallas se expresa en la tabla 3 con sus tamaños de abertura (Braja M. Das D. E., 2001).



Figura 3 Juego de tamices

Tabla 3
Abertura de Tamices estándar

Tamiz No	Abertura (mm)	Tamiz No	Abertura (mm)
4	4.75	35	0.500
5	4.00	40	0.425
6	3.35	50	0.355
7	2.80	60	0.250
8	2.36	70	0.212
10	2.00	80	0.180
12	1.70	100	0.150
14	1.40	120	0.125
16	1.18	140	0.106
18	1.00	170	0.090
20	0.85	200	0.075
25	0.71	270	0.053
30	0.60		

Fuente: (Braja M. Das & Khaled , 2014)

2.3.2. Sedimentación

El análisis hidrométrico consiste en determinar el tamaño de las partículas utilizando la velocidad de sedimentación de una masa de suelo en suspensión, utilizado para efectuar dicha medida un hidrómetro como indicado en la figura 4, que es un dispositivo flotante el cual permite medir la densidad de la suspensión en diferentes veces por un período de tiempo dado que este parámetro influye en el asentamiento de los granos y en consecuencia la densidad de la suspensión disminuye. Este ensayo permite completar la distribución de los granos en conjunto con el análisis por tamizado para los suelos que presenten partículas menores a 0.075 mm (Sivakugan & Braja M. Das , 2010).



Figura 4 Hidrómetro y probeta

2.4. Curvas de distribución granulométrica

El tamaño de las partículas en un determinado suelo puede representarse gráficamente en un diagrama en el que los diámetros de las partículas se colocan en el “eje x” de forma logarítmica y en el “eje y” se coloca el porcentaje correspondiente a los pasantes en escala aritmética, dicho diagrama indica el porcentaje de la cantidad de partículas menores que un diámetro, medido como un porcentaje del peso. Una pendiente pronunciada en la curva granulométrica indica que el suelo posee partículas con diámetros uniformes, por el contrario una pendiente poco pronunciada indica que el suelo contiene tamaños de granos fuertemente diferenciados (Verruijt, 2001). Se puede calcular el Coeficiente de Uniformidad (C_u) y el Coeficiente de Curvatura (C_c) mediante los diámetros representativos en la distribución del tamaño de granos que corresponden a:

- D_{10} : es el diámetro correspondiente al 10% de las partículas que pasan.
- D_{30} : es el diámetro correspondiente al 30% de las partículas que pasan.
- D_{60} : es el diámetro correspondiente al 60% de las partículas que pasan.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

(2. 1)

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

(2. 2)

Para obtener un suelo bien graduado el valor de C_c debe estar comprendido en el rango de 1 a 3, un valor de C_c mayor 4 indica un suelo uniforme, además el coeficiente de C_u debe ser mayor a 4 para las gravas bien graduadas y más de 6 para las arenas bien graduadas. Si todas las partículas son del mismo tamaño $C_u = 1$, un bajo valor de C_u indica un suelo uniforme y un valor alto un suelo bien clasificado (Nyambane , 2012).

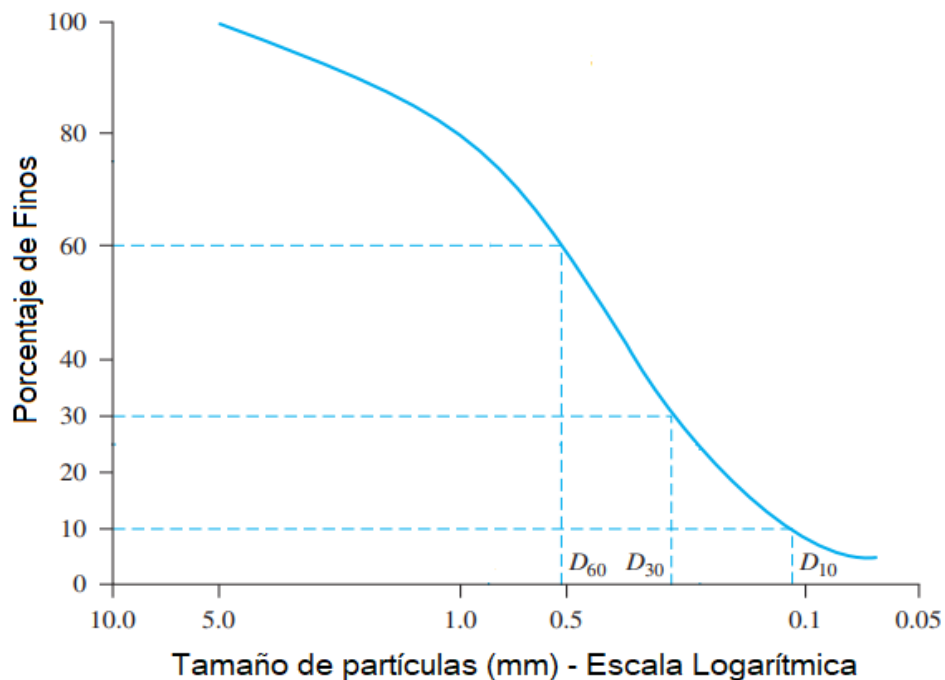


Figura 5 Diámetros D_{10} , D_{30} , D_{60}

Fuente: (Braja M. Das & Khaled , 2014)

2.5. Consistencia y plasticidad del suelo

El término plasticidad hace referencia a la propiedad que presentan los suelos para deformarse hasta cierto límite sin desmoronarse ni agrietarse. Mediante estos ensayos se mide el comportamiento de los suelos en distintos periodos de humedad, se utiliza para describir el grado de firmeza de los suelos de grano fino cuya consistencia se relaciona en gran medida con el contenido de agua. Esta propiedad está presente en las arcillas en grado variable, para mediar la plasticidad de un suelo se ha desarrollado varios criterios de los cuales el más usado corresponde a los límites de Atterberg (Crespo, 2004). Dependiendo del contenido de agua, el suelo puede experimentar varios estados como se expresa en la figura 6: sólido, plástico y líquido el cambio de estos estados define lo siguiente; límite líquido (LI), límite plástico (LP) e índice de plasticidad (IP) (Nyambane , 2012).

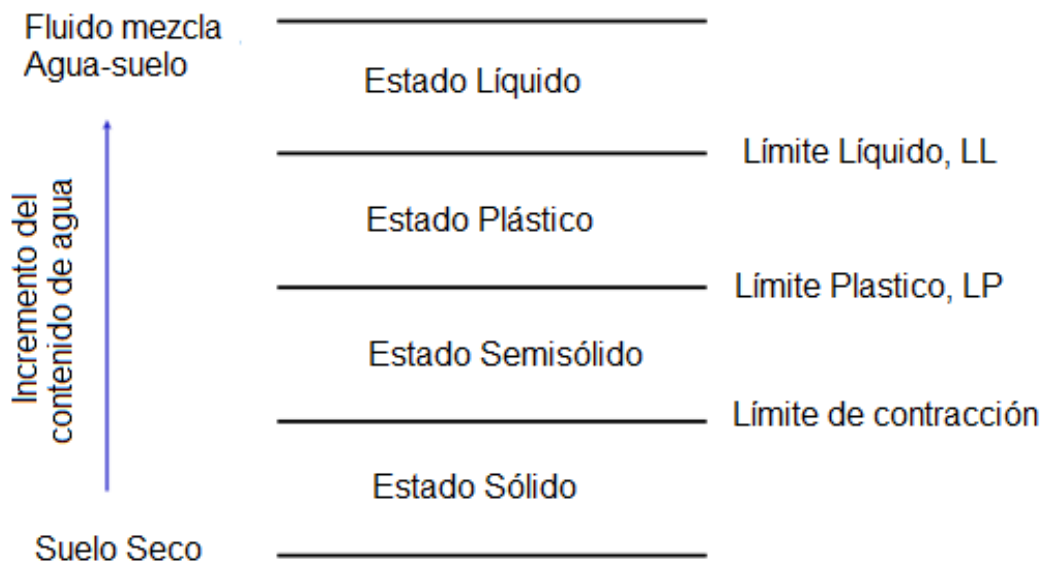


Figura 6 Estados de Consistencia del suelo

Fuente: (Nyambane , 2012)

2.5.1 Límite líquido.

El límite líquido se denomina LL y es el límite entre los estados plástico y líquido de consistencia de un suelo. Se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, es el contenido mínimo de agua en el que la masa del suelo sigue fluyendo como un líquido en el caso de los suelos plásticos en el límite líquido poseen una resistencia menor al esfuerzo de corte (Crespo, 2004).

2.5.2. Límite plástico

El límite plástico se denomina LP y es el límite en el cual los suelos cohesivos pasan de estado semi-sólido a un estado plástico, este contenido mínimo de agua permite que la masa del suelo pueda deformarse sin presentar agrietamientos. También se define como el máximo contenido de agua en el que no existe reducción del volumen de la masa del suelo (Verruijt, 2001).

2.5.3. Uso de límites de consistencia

Los límites de consistencia y los índices relacionados son utilizados para clasificar los suelos, estos límites están presentes en algunas especificaciones para la compactación del suelo y en varios métodos de diseño. Los límites líquido y plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla mientras que el índice de plasticidad solo de la cantidad. Cuando no se puede determinar el LP de un suelo se dice que el suelo es no plástico (N.P), por tanto el $IP = 0$, si $IP < 7$ el material se considera de baja plasticidad, si $7 < IP < 17$ el suelo es medianamente plástico, si $IP > 17$ la muestra presenta alta plasticidad estos parámetros son expresados en la tabla 4 (Nyambane , 2012).

Tabla 4
Índice de plasticidad

Índice de Plasticidad	Plasticidad
0	No plástico
< 7	Baja plasticidad
7 - 17	Media plasticidad
> 17	Alta plasticidad

Fuente: (Nyambane , 2012)

2.5. Sistema de clasificación SUCS

El sistema unificado de clasificación de suelos se basa en la identificación de los suelos según las cualidades de plasticidad y su agrupación con respecto a su comportamiento. Los suelos rara vez están presentes en el entorno constructivo por separado como: grava, arena, limo, arcilla o cualquier componente, por el contrario con frecuencia los suelos se encuentran mezclados en proporciones variables de partículas de diferentes tamaños; cada componente aporta sus características a la composición del suelo, este sistema clasifica y define el tipo del suelo al indicar cómo se comportará como material de construcción de ingeniería (U.S Department of Army, 2001).

En 1942 Casagrande propone este sistema de clasificación para su uso en la construcción de aeropuertos. U.S Army Corps of Engineers en conjunto con el U.S Bureau of Reclamation, revisaron y adoptaron el sistema en 1952. En la actualidad, es ampliamente utilizado por los ingenieros en la norma ASTM D2487. Todos los suelos se dividen en tres categorías principales, dos de los cuales se basan en el tamaño de grano (grueso y fino) y un tercer caso para los suelos orgánicos (Sivakugan & Braja M. Das , 2010).

Los suelos de grano grueso y fino se diferencian con la cantidad de material retenido en el tamiz No 200. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas se retienen en el tamiz (No.) 200, por otra parte los suelos de

grano fino son aquellos que tienen más del 50% del pasante en dicho tamiz, en la tabla 5 se indican las características y grupos de suelo, en base a esta nomenclatura el sistema presenta 15 grupos de suelos selectos y combina estos nombres y símbolos de letras para distinguir entre estos grupos. Los símbolos de las letras utilizadas se derivan de los términos descriptivos del suelo (Rico & Del Castillo, 2005).

Tabla 5
Simbología para la clasificación de Suelos

Grupos de Suelo	Símbolo
Grava	G
Arena	S
Limo	M
Arcilla	C
Limos orgánicos y arcillas	O
Turbas y suelos altamente orgánicos	Pt
Características del suelo	Símbolo
Alta plasticidad	H
Baja plasticidad	L
Bien graduados	W
Mal graduados	P

Fuente: (U.S Department of Army, 2001)

2.5.1. Carta de plasticidad

En este sistema de clasificación, se debe utilizar la plasticidad, como un indicador que define al suelo, como resultado de la investigación realizada por Casagrande se determinó que al situar los suelos en un sistema coordinado que tenga el LL en el eje de las “X” y el IP en el eje de las “Y”, su agrupamiento no ocurre de forma aleatoria, sino que los suelos se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y

propiedades mecánicas definidas, en base a esta observación se establece la Carta de plasticidad de Casagrande para identificar las mencionadas características la cual es indicada en la figura 7 (Rico & Del Castillo, 2005).

En esta carta se establecen fronteras que dividen a los materiales finos en diferentes grupos, en donde, la línea "A" (ver ecuación 2.3) separa las arcillas (C), que se localizan sobre la línea, de los limos (M) y los suelos orgánicos (O), que se encuentran debajo de esta línea con la condición de $30 < LL < 50$, de igual forma las arcillas orgánicas se ubican en la misma zona que los limos inorgánicos debajo de la línea cuando tienen $LL > 50$. La línea "U" (ver ecuación 2.3), se grafica arriba de la línea "A" y es aproximadamente el límite superior de la relación del IP respecto al LL (Universidad de Cantabria, 2010).

$$IP = 0.73 (LL - 20)$$

(2. 3)

$$PI = 0.9 (LL - 8)$$

(2. 4)

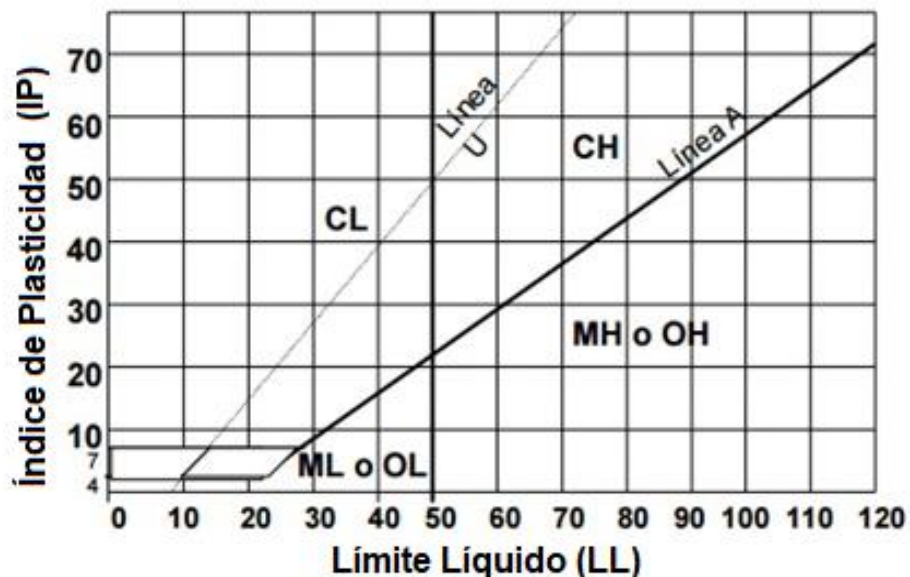


Figura 7 Carta de Plasticidad de Casagrande

Fuente: (Universidad de Cantabria, 2010)

Tabla 1
Sistema de clasificación SUCS

Divisiones principales		Símbolo de Grupo	Nombres típicos	Identificación de laboratorio	
Suelos de grano grueso más de la mitad del material retenido en el tamiz No 200.	Gravas Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz No 4 (4.76 mm).	Gravas limpias (sin o con pocos finos).	GW Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	$Cu = D_{60}/D_{10} > 4.$ $Cc = (D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3	
			GP Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW.	
		Gravas con finos (apreciable cantidad de finos).	GM Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.	Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4.$	Encima de la línea A con IP entre 4 y 7 son casos de límite que requieren doble símbolo
			GC Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.	Límites de Atterberg sobre la línea A con $IP > 7.$	
		Arenas Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz No 4 (4.76 mm).	Arenas Limpias (pocos o sin finos)	SW Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	$Cu = D_{60}/D_{10} > 6.$ $Cc = (D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3
			SP Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	Determinar el Porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz No 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: <5 %: GW, GP, SW, SP. >12 %: GM, GC, SM, SC. 5 al 12 %: casos límite que requieren usar doble símbolo.	Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.
		Arenas con finos (apreciable cantidad de finos)	SM Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4.$	Los límites situados en la zona rayada con IP entre 4 y 7 son casos de límite que requieren doble símbolo
			SC Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.	Límites de Atterberg sobre la línea A con $IP > 7.$	
Suelos de grano fino más de la mitad del material pasa por el tamiz no 200.	Limos y arcillas: Límite líquido menor de 50		ML Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas, o limos arcillosos con ligera plasticidad.		
			CL Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.		
			OL Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.		
	Limos y arcillas: Límite líquido mayor a 50		MH Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos		
			CH Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.		
			OH Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.		
SUELOS MUY ORGÁNICOS.		PT Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.			

Fuente: (Department of Transportation of California, 2010)

2.6. Sistema de clasificación AASHTO

El sistema de clasificación AASHTO fue desarrollado originalmente por el US Bureau of Public Roads en 1929 como el Public Road Administration System. Tras varias revisiones en 1945 fue adoptado por la American Association of State Highway and Transportation Officials en la norma AASHTO M-145, este sistema de clasificación es ampliamente usado en la ingeniería de vías, y busca principalmente juzgar la aceptabilidad de un suelo para ser usado como material de construcción en una carretera. (Berry & Reid, 1999)

En este sistema el suelo se clasifica en siete grupos mayores: del A-1 al A-7, los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son de materiales granulares, por otra parte los limos y arcillas en su mayoría están comprendidos en los grupos A-4, A-5, A-6 Y A-7. La plasticidad se toma en cuenta como un parámetro para determinar el tipo de suelo, en las figura 8 y 9 se muestran los rangos del límite líquido e índice de plasticidad para suelos de grupos A-2, A-4, A-5, A-6 y A-7 (Braja M. Das D. E., 2001).

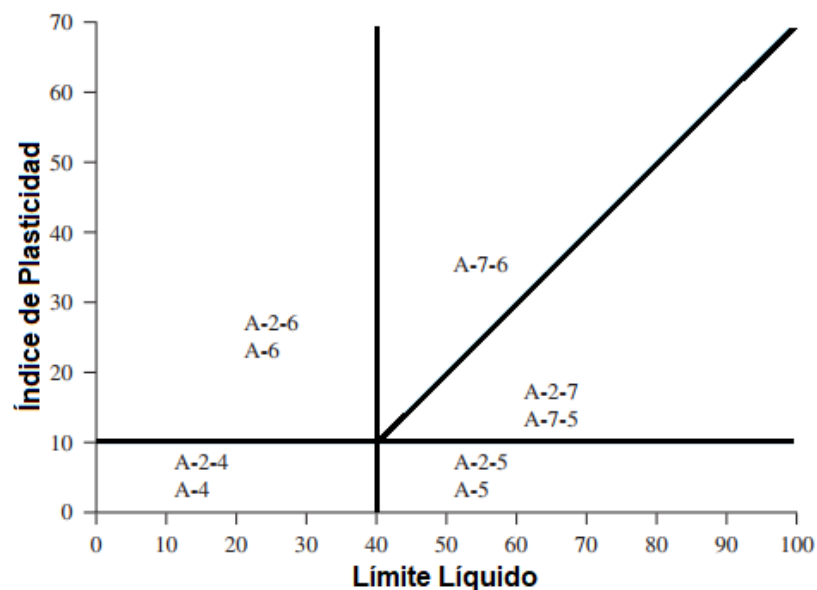


Figura 8 Carta de Plasticidad AASHTO

Fuente: (Department of Scientific and Industrial Research, 1963)

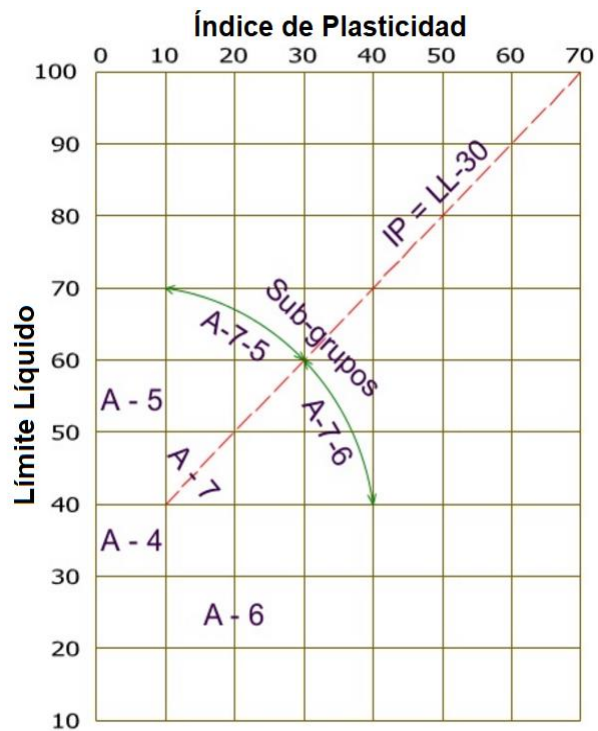


Figura 9 Variación de LL e IP para grupos de suelo AASHTO

Fuente: (Huanca, 2010)

Este proceso de clasificación se indica en la tabla 7, donde se comparan los datos por un proceso de eliminación de izquierda a derecha hasta encontrar un parámetro que se ajuste al suelo, para la evaluación de la calidad de un suelo como material para subrasante de carreteras, se incorpora también un número llamado índice de grupo (IG), este número se escribe en paréntesis después de la designación del suelo, para calcular este parámetro se utiliza la ecuación 2.5 y para suelos que pertenezcan a los grupos A-2-6 y A-2-7 se utiliza la ecuación 2.6 (U.S Department of Army, 2001).

$$IG = (F - 35) * [0.2 + 0.005 * (LL - 40)] + 0.01 * (F - 15) * (IP - 10) \quad (2.5)$$

$$IG = 0.01 * (F - 15) * (IP - 10) \quad (2.6)$$

Tabla 7
Sistema de clasificación AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa por el tamiz No 200)						Materiales limoso arcilloso (más del 35% pasa por el tamiz No 200)				
	A - 1		A - 3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
Grupo:	A - 1 - a	A - 1 - b									
Porcentaje que pasa:											
No 10 (2mm)	50 máx	----	----				----			----	
No 40 (0.425mm)	30 máx	50 máx	51 máx				----			----	
No 200 (0.075mm)	15 máx	25 máx	10 máx			35 máx				36 mín	
Características de la fracción que pasa por el tamiz No 40											
Límite líquido	-----	----	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	41 mín (2)
Índice de plasticidad	6 máx	NP (1)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	
Constituyentes principales	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena arcillosa o limosa			Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Características como subgrado	Excelente a bueno					Pobre a malo					
(1): No plástico	(2):	El Índice de plasticidad del subgrupo A - 7 - 5 es igual o menor al LL menos 30					F: es el porcentaje que pasa por el tamiz No 200.				
		El Índice de plasticidad del subgrupo A - 7 - 6 es mayor que LL menos 30									

Fuente: (Berry & Reid, 1999)

2.7. Fases del Suelo

En la naturaleza el suelo es considerado un material trifásico constituido por el soporte de partículas sólidas con espacios llenos de agua y aire (o gas). Para poder detallar totalmente las características de una muestra de suelo es necesario expresar la mezcla de sólidos, agua y aire en términos de algunas propiedades físicas estándar, en la figura 12 se indican la definición de estas propiedades en la cual se representa las relaciones en volumen y en masa de las fases que conforman un el suelo (Berry & Reid, 1999).

V = Volumen de suelo

V_s = Volumen de los sólidos

V_v = Volumen de vacíos

V_w = Volumen del agua

V_a = Volumen de aire en los poros.

M = Masa total de suelo

M_s = Masa de los sólidos

M_v = Masa de vacíos

M_w = Masa de agua

La masa del aire en poros se supone cero

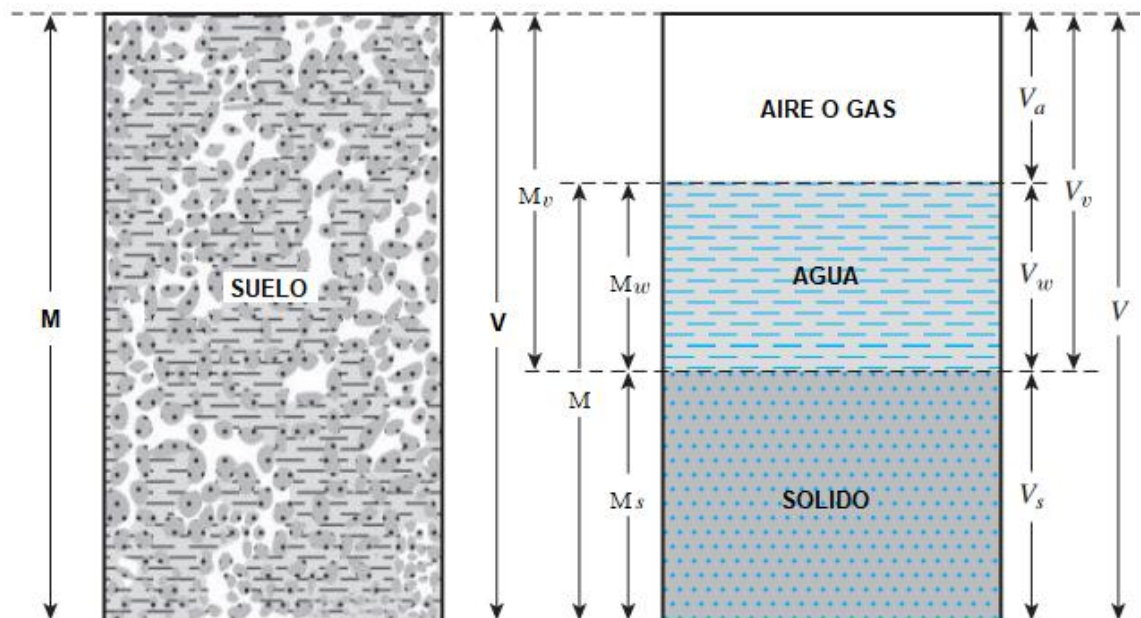


Figura 10 Esquema de las fases que constituyen un suelo

Fuente: (Sivakugan & Braja M. Das , 2010)

2.7.1. Contenido de Humedad

El contenido de humedad del suelo o contenido de agua es un indicador de la cantidad de agua presente en un suelo. Se define como la relación porcentual entre el peso de agua en una muestra y el peso de la muestra seca o peso de sólidos contenido en la misma, esta relación se expresa en la ecuación 2.7 donde los parámetros se representan mediante la simbología descrita a continuación (U.S Department of Army, 2001).

$$W_{\%} = \frac{M_w}{M_s} \times 100 \quad (2.7)$$

$$M_w = M - M_s \quad (2.8)$$

$W_{\%}$ = contenido de humedad del suelo (expresado en porcentaje)

W_t = peso de la muestra

W_w = peso de agua contenido en la muestra del suelo

W_s = peso de los sólidos de la muestra secados en horno

En los suelos el contenido de humedad influye en el proceso de compactación al determinar la densidad y la resistencia de una masa del suelo. La energía de compactación que se debe ejercer para obtener la densidad máxima depende que el contenido de humedad sea el óptimo. Debido a que la densidad se calcula en términos del peso unitario seco, el contenido de humedad debe ser expresado en función del peso unitario húmedo para determinar si debe añadirse o removerse del agua suelo para alcanzar el contenido óptimo de humedad (Duque & Escobar, 2002).

Este es un procedimiento de campo necesario en la construcción de terraplenes, compactación de subrasantes de autopistas, construcción de rellenos, entre los más importantes, los ajustes de contenido de humedad mediante secado en horno no siempre se conocen al instante por lo que se

desarrollaron varios métodos para determinar el contenido de humedad de los suelos para condiciones en que el tiempo lo amerite (U.S Department of Army, 2001).

- Método de secado de la muestra al horno (ASTM D 2216-90).
- Método de secado del suelo en horno microondas (ASTM D 4643-87).
- Método de presión de gas carburo de calcio (American Association of State Autoridades de Carreteras y Transporte AASHTO T 217-1986).
- Método de medida de humedad nuclear y densidad (ASTM D 2922-96 y ASTM D 3017 - 96).

2.7.2. Índice de Vacíos y Porosidad

El índice de vacíos o relación de vacíos y el índice de poros o porosidad expresan la proporción de vacíos en una muestra de suelo y se representan con la letra “e” y “n” respectivamente, ambas propiedades, son parámetros adimensionales, con frecuencia la porosidad se expresa en porcentaje. La relación de vacíos vincula el volumen de vacíos con una magnitud constante en el tiempo; por el contrario la porosidad varía en función del tiempo debido a que su valor se afecta por factores como cargas, desecamiento o humectación (Leoni, 2010).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{ó} \quad e = \frac{n}{1 - n} \quad (2.9)$$

$$n = \frac{V_v}{V} \quad \text{ó} \quad n = \frac{e}{1 + e} \quad (2.10)$$

2.7.3. Grado de saturación

Se define como grado de saturación "S" a la proporción en que los espacios vacíos de un suelo son ocupados por agua, es la relación entre el volumen de agua en un elemento de suelo, y el volumen total de espacios vacíos, generalmente se expresa en porcentaje, este valor fluctúa entre 0% (suelo seco) y 100% (suelo totalmente saturado) (Duque & Escobar, 2002).

$$S_{\%} = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (2.11)$$

2.7.4. Relaciones Gravimétricas

La densidad " ρ " de un suelo es la relación de la masa por unidad de volumen, sin embargo debido a que el suelo comprende diferentes fases existen varias formas de densidades usadas en los diseños de obras civiles. La más frecuente es la densidad aparente " ρ_m " (ver ecuación 2.12), conocida también como: densidad total, densidad húmeda, se calcula dividiendo la masa total para el volumen total. La densidad seca " ρ_d " se calcula según la ecuación 2.13 asumiendo que no existe agua en la masa del suelo. La densidad saturada " ρ_{sat} " es la densidad aparente cuando los vacíos son llenados con agua es decir cuando la saturación llega al 100% (ver ecuación 2.14) (Sivakugan & Braja M. Das , 2010).

$$\rho_m = \frac{M}{V} \quad (2.12)$$

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} \quad (2.13)$$

$$\rho_{sat} = \frac{M}{V} ; S_{\%} = 100\% \quad (2.14)$$

El peso unitario " γ " es el producto de la densidad por la aceleración (ver ecuación 2.15), los conceptos de densidades y pesos unitarios no son intercambiables, la definición de peso unitario aparente " γ_m ", peso unitario seco " γ_d " y peso unitario saturado " γ_{sat} " tienen conceptos similares a su correspondiente densidad, en la tabla 8 se presentan pesos unitarios comunes para algunos tipos de suelo. Se considera la densidad del agua $\rho = 1 \frac{kg}{cm^3}$ y una aceleración de $g = 9.81 \frac{m}{s^2}$ (Sivakugan & Braja M. Das , 2010).

$$\gamma = \rho * g \quad (2.15)$$

$$\gamma_m = \rho_m * g \quad (2.16)$$

$$\gamma_d = \rho_d * g \quad (2.17)$$

$$\gamma_{sat} = \rho_{sat} * g \quad (2.18)$$

Tabla 8
Valores de γ para diferentes tipos de suelos

Descripción	$\gamma(g/cm^3)$
Arena limpia y uniforme	1.33 - 1.89
Arena limosa	1.39 - 2.03
Arena micácea	1.22 - 1.92
Limo inorgánico	1.28 - 1.89
Arena limosa y grava	1.42 - 2.34
Arena fina a gruesa	1.36 - 2.21

Fuente: (Lambe & Whitman, 1997)

La gravedad específica " G_s " es la relación del peso unitario de un cuerpo referida a el peso unitario de igual volumen de agua destilada " γ_w ", en general los valores típicos de la gravedad específica están comprendidos entre 2.5 y 3.1, en la tabla 9 se detallan para distintos tipos de suelo este parámetro se determinar a través del ensayo de picnómetro normado en ASTM D4892. (Duque & Escobar, 2002).

$$G_s = \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$$

(2. 19)

Tabla 9
Valores de G_s para diferentes tipos de suelos

Descripción	G_s
Gravas	2.65 - 2.68
Arenas	2.65 - 2.68
Limos	2.66 - 2.70
Arcillas	2.68 - 2.80

Fuente: (Duque & Escobar, 2002)

2.8. Compactación

La compactación consiste en reducir el volumen de vacíos de un suelo, con la finalidad de mejorar la atracción de los granos entre sí minimizando la porosidad, en conjunto con la influencia de la humedad para alcanzar la densidad seca máxima de manera que el suelo quede totalmente compactado, este proceso se ocasiona por disgregación y reacomodo de las partículas del suelo, la energía necesaria para realizar este proceso es transferida a través del esfuerzo que genera una maquinaria de compactación y obedecen al tipo de partículas que conforman un suelo y de la forma que el esfuerzo de compactación sea aplicado (Sowers & Sowers, 1993).

La finalidad de la compactación es obtener un suelo que prevenga los asentamientos en perfiles longitudinales o transversales, cuando este sea expuesto a cargas estáticas y dinámicas, el suelo se debe quedar estructurado de forma que adquiera y conserve las propiedades mecánicas para las que fue diseñado a lo largo del periodo útil de una obra civil (Arquié, 1978).



Figura 11 Aplicación de energía de compactación

2.8.1. Curva de Compactación

Los resultados de un proceso de compactación establece una relación entre la variación de la densidad seca y la cantidad de agua presente en el suelo, la humedad actúa como lubricante dentro del suelo, deslizando las partículas unas con otras de forma que se reduce el volumen de vacíos. La máxima densidad seca para un suelo tiene un cierto contenido de agua para un esfuerzo de compactación dado, excesiva o deficiente humedad significan una compactación inadecuada. (Rico & Del Castillo, 2005; Juarez & Rico, 1970)

Si la cantidad de agua es insuficiente el proceso de compactación es más difícil y las partículas no logran unirse para alcanzar la densidad, cuando el contenido de agua va aumentando, el suelo se vuelve trabajable facilitando la compactación y la reducción de aire, en un estado saturado de agua los vacíos entre las partículas son parcialmente llenos con agua creando cohesión que une a las partículas, esta cohesión es inversamente proporcional al tamaño

de los granos es decir aumenta a medida que el tamaño de partícula decrece. Demasiada humedad llena los vacíos con agua y ocasiona que la capacidad de carga disminuya (Multiquip Inc, 2011).

En la figura 12 se grafica el contenido de humedad (ver ecuación 2.7) en el eje de las abscisas y la densidad seca (ver ecuación 2.20) en el eje de las ordenadas, esta densidad crece al principio al aumentar la humedad a medida que el aire se reduce y se sustituye por agua, la curva tiene un pico que se alcanza en el contenido óptimo de humedad en el que el suelo tendría que ser compactado para lograr la densidad seca máxima, disminuyendo después progresivamente (Juarez & Rico, 1970).

$$\rho_d = \frac{\rho_m}{1 + W_{\%}}$$

(2. 20)

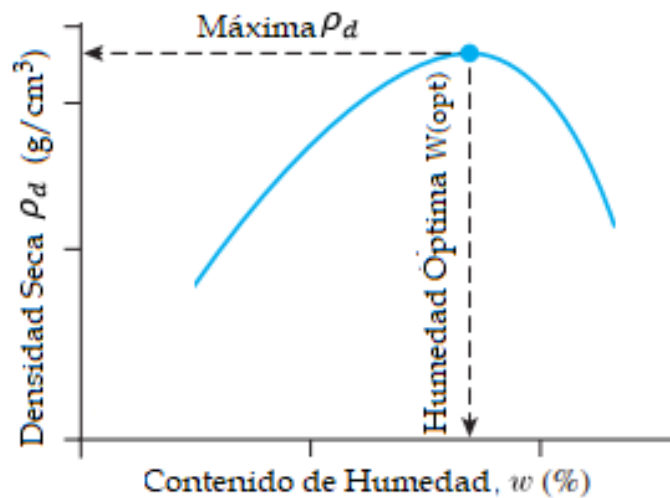


Figura 12 Curva de Compactación

Fuente: (Sivakugan & Braja M. Das , 2010)

Para determinar la humedad óptima " W_{opt} " y la densidad seca máxima " ρ_{dmax} " se han establecido varias normas, que presentan diferentes energías de compactación, al igual que se aplican diferentes equipos mecánicos en la compactación del suelo. En la tabla 10 se indica los ensayos Proctor Estándar (ASTM D698) y Proctor Modificado (ASTM D1557) (Sowers & Sowers, 1993).

Tabla 10
Proctor Estándar y Modificado

	Descripción	Método A	Método B	Método C
Datos para la prueba física	Material	Pasante del tamiz 9.5 mm (3/8 in).	Pasante del tamiz 9.5 mm (3/8 in).	Pasante del tamiz 19 mm (3/4 in).
	Condición	Se usa si el 20% o menos del material es retenido en el tamiz No. 4 (4.75 mm).	Se usa si el suelo retenido en la malla No. 4 (4.75 mm) es más del 20% y si el material retenido en el tamiz de 9.5 mm (3/8 in) es menor al 20%.	Se usa si más del 20% del material es retenido en el tamiz de 9.5 mm (3/8 in) y menos del 30% es retenido en el tamiz de 19 mm (3/4 in).
Molde	Volumen	944 cm ³ (1/30 ft ³).		2124 cm ³ (1/13.33 ft ³).
	Diámetro	101.6 mm (4 in).		152.4 mm (6 in).
	Altura	116.4 mm (4.584 in).		116.4 mm (4.584 in).
Prueba de Proctor Estándar ASTM D698	Peso del martillo	24.4 N (5.5 lb)		
	Energía de compactación	591.3 KN-m/m ³ .		
	Altura de caída	305 mm (12 in).		
	Número de capas	3		
	Número de golpes	25		56
Prueba de Proctor Modificado ASTM D1557	Peso del martillo	44.5 N (10 lb).		
	Energía de compactación	2696 KN-m/m ³ .		
	Altura de caída	457 mm (18 in).		
	Número de capas	5		
	Número de golpes	25		56

Fuente: (Braja M. Das & Khaled , 2014)

2.8.2. Energía de Compactación

Se denomina energía de compactación al proceso mecánico por el cual se aplica al suelo una determinada cantidad de energía por unidad de volumen. La determinación de la cantidad de energía no es fácilmente cuantificable, sin embargo dicha energía puede estimarse en función de la energía dinámica total entregada al suelo considerando el volumen del molde, peso del martillo, altura de caída, número de capas y golpes, en las pruebas Proctor esta cantidad se encuentra estandarizada, la ecuación 2.13 permite calcular dicha energía en función de los parámetros mencionados (Rico & Del Castillo, 1992).

$$E = \frac{W_p * n * N * H}{V} \quad (2. 21)$$

E = Energía Específica de Compactación ($KN - \frac{m}{m^3}$)

W_p = Peso del pistón compactador (N)

n = Número de capas

N = Número total de golpes del pistón compactador por cada capa

H = Altura de caída del pistón (m)

V = Volumen ocupado por el suelo compactado (m^3)

Para un mismo suelo la variación de la energía de compactación influye en los parámetros de humedad óptima y densidad seca máxima, conforme aumenta la energía de compactación disminuye el primer parámetro y aumenta el segundo y de manera análoga en el caso de que disminuya la energía como se observa en la figura 13 (Sowers & Sowers, 1993).

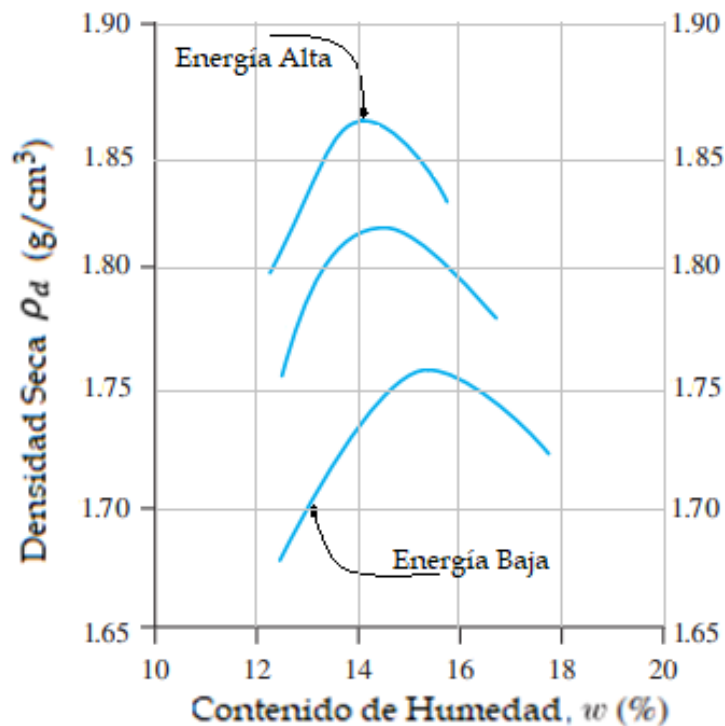


Figura 13 Variación de la energía en las curvas de compactación

Fuente: (Sowers & Sowers, 1993)

2.8.3. Temperatura

En el proceso de compactación la temperatura ejerce un importante efecto en el contenido de humedad del suelo, las altas temperaturas provocan una disminución de la cantidad de agua incorporada al suelo por efecto de la evaporación lo que se traduce en una disminución de la máxima densidad que se puede alcanzar. Cuando la temperatura de la superficie del suelo es menor que la temperatura de saturación del vapor de agua a una presión determinada se produce la condensación del agua en el suelo que incrementa el contenido de agua en dicha superficie, la consideración de este factor es de gran relevancia para incrementar la eficiencia del proceso de compactación lo cual amerita un estudio detallado de la temperatura en función de los horarios de trabajo del proyecto (Rico & Del Castillo, 2005).

2.8.4. Influencia de los suelos

La granulometría de las partículas es uno de los factores que determina la compactación de suelos, es indispensable reconocer el tipo de suelo en el cual se realizara este procedimiento, los suelos granulares tienen un comportamiento distinto a los cohesivos, en conjunto estos factores determinan el método empleado en la compactación (Rico & Del Castillo, 1992).

El suelo cohesivo requiere de mayor contenido de agua que un no cohesivos para que exista una correcta iteración agua-partícula de manera que las partículas se atraigan entre sí, para estos suelos se presenta reorientación y distorsión al momento de la compactación, a medida que aumenta el contenido de humedad del suelo, se incrementa el valor de la cohesión hasta a un pico en el que el que el agua satura una gran cantidad de poros y ocasiona un descenso en el valor de la cohesión. (Peña , Valera, Álvarez , & Pérez, 1999).

En un suelo no cohesivo el proceso de compactación se influencia de distintas formas, el vibrado permite la reorientación de los granos formando una estructura más densa útil para reducir la fricción y rozamiento de los granos y facilitar la compactación, cuando el proceso se realiza con agua se basa en que la presión de filtración de agua rompe los terrones de granos inestables y elimina temporalmente las fuerzas capilares, conforme la humedad se incrementa la tensión capilar se reduce y la energía de compactación se vuelve más prominente (Sowers & Sowers, 1993).

2.8.5. Métodos y Máquinas de compactación

Los distintos tipos de suelos determinan el método más adecuado de compactación, en la actualidad existen diversos métodos, cada uno tiene diferentes condiciones de aplicación y limitantes que deben ser consideradas

por el especialista y por consiguiente el equipo indicado. Una de las falencias para no alcanzar el grado de compactación deseado ocurre cuando las especificaciones disponibles de la maquinaria no están suficientemente definidas para las condiciones mecánicas del suelo y condiciones de trabajo, a continuación se indican los métodos más utilizados para la compactación de suelos in-situ (Sowers & Sowers, 1993).

- a) Presión Estática
- b) Amasado
- c) Impacto
- d) Vibración
- e) Mixtos

Tabla 11
Método de compactación según el tipo de suelo

Tipo de suelo	Cohesivos		Semicohesivos		No cohesivos		
	Arcilla	Limo arcilloso	Limo	Arena limosa	Arena	Grava	Roca
Método de compactación	Presión estática	X	X	X	X	X	X
	Amasado	X	X	X	X*		
	Impacto	X	X	X	X	X*	
	Vibración				X	X	X

(X* puede usarse considerando la granulometría del material)

Fuente: (Peurifoy, Schexnayder, Shapira, & Schmitt, 2011)

2.8.5.1. Presión Estática

Este método tiene por objeto la aplicación de una fuerza (peso) sobre la superficie del suelo, la compactación se produce desde la parte superior de la capa a la inferior, es decir, inicialmente las capas superiores del material adquieren una mayor densidad que las subyacentes, este proceso es eficaz para materiales de naturaleza granular que no demanden concentraciones elevadas de presión como arenas y gravas relativamente limpias, además se utiliza para el terminado de las superficies compactadas (Alvarez, 2005)

Para la aplicación de este método se debe considerar que la densidad se reduce notablemente conforme se profundiza la capa compactada, es decir, para que la parte inferior de la capa se compacte el esfuerzo aplicado debe atravesar primero la parte superior de la capa ya compactada y por tanto se requiere mayor energía o un mayor número de pasadas (Saborio, 1995)

Otro factor a tomar en cuenta es la sobrecompactación de la parte superior de la capa que ocasiona que las partículas se fracturen y varíe la granulometría, esto es especialmente notable en limos de alta plasticidad y arcillas que presentan fisuras por este factor, a este efecto se lo denomina laminaciones como se observa en la figura 15 de la plataforma ubicada en el parque industrial de Itulcachi (Alvarez, 2005).



Figura 14 Efecto de Laminación en suelo tipo ML

Al transmitir la presión estática se incrementa la fricción interna del suelo por lo tanto las partículas disminuyen su capacidad de deslizarse entre ellas durante la compactación. La ecuación 22 representa este efecto donde, “F” es la fuerza aplicada por el compactador al suelo, “n” el coeficiente de resistencia interna de las partículas y “R” la reacción del material para deslizarse entre sí, al incrementar la fuerza aplicada se produce una mayor reacción de la resistencia interna de las partículas, el agua contribuye como lubricante entre las partículas del suelo permitiendo la reducción de los factores “n” y “R” por ende es necesario humectar el área de trabajo cuando este lo requiera (Alvarez, 2005).

$$R = n * F$$

(2. 22)

En la actualidad existen varios equipos que trabajan mediante este método entre los más destacados tenemos compactadores tipo: rodillos lisos tambor de acero y rodillos con llantas neumáticas, las maquinarias se denominan como autopropulsados cuando poseen un motor en conjunto con una cabina y puesto de mando que permite dirigir al equipo, este motor puede ser a diésel o gasolina, y remolcados los mismos que necesitan ser acarreados por una máquina y en la actualidad su uso se ha remplazado por los autopropulsados (Arquié, 1978).

Según él (Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, 2002) define al rodillo liso como una máquina de compactación que posee ruedas lisas de acero, en la tabla 12 se presentan los tipos y pesos existentes, su velocidad de operación es baja para garantizar la seguridad no se recomienda su uso en bordes de terraplenes o pendientes elevadas, la dimensión del cilindro y su peso determinan la presión ejercida la cual varía según la magnitud de trabajo que requiera el proyecto.

Tabla 12
Peso de Rodillos liso según MOP - 001-F 2002

Rodillo liso	Tres ruedas	Tándem tres ejes	Tándem dos ejes
Peso neto (Tn)	10 – 14	10 – 14	6 – 10

Fuente: (Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, 2002)

Una consideración para los rodillos estáticos en suelos plásticos, es que el rodillo puede incrementar la presión en las partículas pero no siempre se reajustan dichas partículas para copar los vacíos, cuando se realiza una humectación por riego superficial para compensar la pérdida por evaporación, el agua no penetra toda la capa y se pueden ocasionar ondulaciones en el suelo y se da lugar a la separación del material tras su paso. (Aburto & Rodríguez, 2011)



Figura 15 Rodillo liso de presión estática 2 ejes autopulsado

Fuente: (Mishra, 2010)

Los rodillos neumáticos son maquinarias dotados de un par de ejes paralelos, los cuales están provisto con llantas neumáticas de igual tipo y dimensión. La normativa ecuatoriana dispone que la separación lateral entre llantas no sea mayor a 13 cm, la ubicación de las llantas entre los ejes delantero y posterior se alternan, existen 2 formas de completar la compactación en los traslapos entre llantas, la primera mediante movimiento vertical de las ruedas que proporciona una compactación adecuada para ciertas condiciones de trabajo, la segunda mediante ejes horizontalmente desplazables, alineando los neumáticos delantero y trasero, para producir compactación doble en las pasadas y, al desfasar el eje, completar el proceso en las siguientes pasadas (Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, 2002).

La compactación en esta clase de rodillos, se debe a que el material recibe la presión entregada por las llantas, el labrado de estas causa un efecto de amasado que genera pequeñas deformaciones al suelo, para que la presión de contacto se distribuya uniformemente sobre todas las ruedas, la presión de inflado y el peso del rodillo deben ser apropiados para ejercer el esfuerzo necesario de compactación. Si no se toma en cuenta el efectos de rigidez de la llanta la presión de contacto es similar a la de inflado de la llanta (Rico & Del Castillo, 2005).

En base a estos requerimientos las empresas han implementado sistemas a estas máquinas, para variar la presión de inflado del equipos en un tiempo mínimo, las presiones de inflado se presentan en un rango de 2.54 kg/cm² a 9.86 kg/cm² según el tamaño del compactador con un peso que varía de 13.44 Tn a 50.4 Tn, en la tabla 13 se presentan las características de varios compactadores neumáticos, en general para las capas superficiales del suelo los rodillos neumáticos tienen la rugosidad necesaria para garantizar una adecuada unión con la capa superior (Méndez, 1996).

Tabla 13
Rendimientos promedio de rodillos neumáticos

Peso del rodillo (Tn)	13.44	22.40	50.40	50.40	50.40	50.40
Carga por rueda (Tn)	1.35	2.26	5.09	5.09	10.18	10.18
Presión de inflado (kg/cm²)	2.54	5.64	6.34	9.86	6.34	9.86
Ancho de la faja compactada (m)	2.08	2.13	2.35	2.35	2.35	2.35
Velocidad del rodillo (km/h)	3.65	3.65	3.65	3.65	3.65	3.65
Número de pasadas (u)	4	4	4	4	4	4
Espesor de la capa compactada (cm)	12.70	15.20	17.70	20.30	22.80	25.40
Rendimiento del suelo compactado (m³/h)	199	245	312	367	550	611

Fuente: (Rico & Del Castillo, 2005)



Figura 16 Rodillo Neumático doble eje

Fuente: (Rogers, 2010)

2.8.5.2. Amasado

Consiste en ejercer presión en el material en varios puntos concentrando el peso en un conjunto de vástagos de superficies pequeña de diferente forma llamados pata de cabra, los cuales al penetrar el suelo ejercen presiones crecientes hasta que los vástagos queda en posición vertical y luego que estos salen las presiones decrecen obligando al agua o al aire a salir por la superficie, si el tambor y el suelo están en contacto, el primero ejerce presión sobre el segundo y a medida que el suelo va alcanzando la densidad máxima los vástagos del tambor dejan de profundizar dando la impresión de que caminan sobre el suelo, dejando una superficie perforada que será compacta con la implementación de la siguiente capa con un espesor menor a la longitud del vástago (Rico & Del Castillo, 2005).

Este método de compactación se produce desde la parte inferior de la capa a la superior, es decir, inicialmente las capas inferiores adquieren mayor densidad que las superiores, este método es eficiente en materiales cohesivos y por el contrario casi nula en materiales granulares, en suelos con alto contenido de humedad el tambor siempre está en contacto con el terreno, aunque se incremente el número de pasadas del rodillo porque las partículas tienen un comportamiento muy plástico (Saborio, 1995).

Según él (Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, 2002) define al rodillo pata de cabra como un equipo de compactación que utiliza tambores de acero con patas salientes. El diámetro y número de patas en conjunto con el peso del rodillo determinan la presión de trabajo, en la tabla 14 se presentan las especificaciones normadas para esta clase de equipos.

Se puede considerar admisible la compactación cuando de 20% a 50% de la longitud del vástago penetra el material, esto depende de la plasticidad del suelo de manera las partículas no se aglomeren y el rendimiento del equipo no se reduzca y de las especificaciones requeridas para el proyecto, para la compactación de terrenos de granulometría fina el uso de este equipo permite obtener como resultado una distribución uniforme de la energía de

compactación conjuntamente con adherencia perfecta entre capas (Rico & Del Castillo, 2005).

Tabla 14
Especificaciones generales rodillo pata de cabra

Ancho del cilindro (m)	mín 1.40
Diámetro del cilindro (m)	mín 1.50
Número de vástagos (u)	64 - 144
Área de la sección recta de la pata (cm²)	34 - 51
Longitud de la pata (cm)	mín 18
Presión de contacto, vacío (kg/cm²)	15 - 55
Presión de contacto, con lastre (kg/cm²)	30 - 120

Fuente: (Rico & Del Castillo, 2005)



Figura 17 Compactador rodillo pata de cabra

Fuente: (Rogers, 2010)

2.8.5.3. Impacto

Este método implica la aplicación de esfuerzos dinámicos mediante la repetida caída de un peso desde una determinada altura en intervalos de tiempo corto. El golpe en el área del suelo produce presión que es transmitida al suelo mediante las partículas provocando vibración mínima que puede ser despreciada para analizar la compactación por impacto. Si se compara este método con el de presión estática, es notable que la presión creada por el golpe dinámico es superior que la que genera el peso de la misma masa al encontrarse sobre el suelo, la ecuación 2.23 relaciona el peso “P” (Tn) con altura de caída “h”, m depende principalmente del espesor a compactar (H,m), puede seguirse la siguiente relación aproximada (Cañizo, Escario, Faraco, & López, 1980).

$$H * P > H^2$$

(2. 23)



Figura 18 Efecto de la compactación por impacto

Fuente: (Lukas, 1995)

La energía cinética producida por el compactador en la superficie del suelo y las propiedades de deformación del suelo bajo cargas dinámicas son los factores que definen los resultados de la compactación por impacto, para que

este método sea aplicable a varios tipos de suelos, la maquinaria debe contar con un sistema que permita regular los cambios de energía por golpe según las exigencias del suelo (Alvarez, 2005).

En el mercado existe una gama de equipos que trabajan mediante compactación por impacto los más usado en obras son los apisonadores que poseen un motor a gasolina o diésel que permite el movimiento de un peso de abajo hacia arriba, golpeando la superficie del suelo y mediante una reacción se eleva en el aire y vuelve a caer, su eficacia está en función del peso del aparato, área de contacto y la altura de rebote del peso desde el suelo (Alvarez, 2005).

El uso del equipo está extendido para áreas limitadas como zanjas, alcantarillado, bermas y en proyectos donde el uso de equipos compactadores de mayor capacidad no puedan usarse por motivos de seguridad al realizar maniobras y pesos por excesivos en terraplenes, debido a su fácil manejo y bajo costo en relación a rodillos compactadores, pueden usarse en varios tipos de suelo pero son alcanzan densidades deseables en suelos cohesivos, en la figura 19 se observa un apisonador (Rico & Del Castillo, 2005).



Figura 19 Apisonador en Obra

Fuente: (MTOP, 2017)

2.8.5.4. Vibración

Este método consiste en la aplicación un efecto vibratorio al suelo basado en la frecuencia y amplitud de operación de la maquinaria, de manera que disminuye la resistencia al deslizamiento de las partículas. La acción del movimiento vibratorio en un suelo friccionante provoca un reacomodo de los granos originando espacios los cuales se llenan con partículas finas lo que permite trabajar a mayor ancho y profundidad obteniendo una distribución más densa (Saborio, 1995).

En este tipo de compactación el suelo se somete a dos clases de cargas, la vertical que está dada en función del peso que recorre la superficie y la dinámica provocada por impulsos dinámicos aplicados también en la superficie estos factores consiguen mejorar la compactación con menor esfuerzo en relación a otros métodos (Alvarez, 2005).

Las principales ventajas que posee la compactación vibratoria son:

- Factibilidad en el uso de compactadores de menor dimensión.
- Incremento de eficiencia en tiempo y uso de maquinaria debido a que requieren menos número de pasadas.
- Aumento del espesor de las capas a compactar.
- Alcanza mayor densidad, es decir, un mayor grado de compactación que no se obtiene fácilmente con compactadores estáticos.
- Vibración y asentamiento de capas profundas.
- Reducción de costos operativos en la compactación

Al usar compactadores vibratorios la densificación del material se produce de abajo hacia arriba, es decir, las capas inferiores del material adquieren mayor densidad que las superiores. La compactación vibratoria supera en eficiencia a los compactadores estáticos para la mayor parte de los materiales especialmente en suelos de granulometría gruesa donde la movilidad dinámica alcanza rangos de 10 a 30 veces mayores que la estática (Saborio, 1995).

La energía de compactación aplicada en este método es equivalente a la adición del peso de la máquina transferido al suelo con el impulso dinámico generado por el sistema vibrante el cual equivale a la fuerza centrífuga del giro de los pesos excéntricos involucrados en el tambor en la ecuación 2.24 se detalla los factores que intervienen en la determinación esta fuerza (Alvarez, 2005).

$$F = 4 * \pi^2 * n^2 * r * m$$

(2. 24)

F = Fuerza centrífuga

n = Velocidad angular del peso excéntrico

r = Excentricidad

m = Peso de la masa vibrante

Cuando el peso de la masa vibrante se suma al peso del compactador la fuerza centrífuga actúa hacia abajo en la misma dirección del peso, por otra parte, cuando esta masa actúa en dirección opuesta al peso de la máquina, la fuerza centrífuga contrarresta el peso y levanta el tambor del compactador una distancia máxima lo que se denomina amplitud (ver figura 20) (Alvarez, 2005).

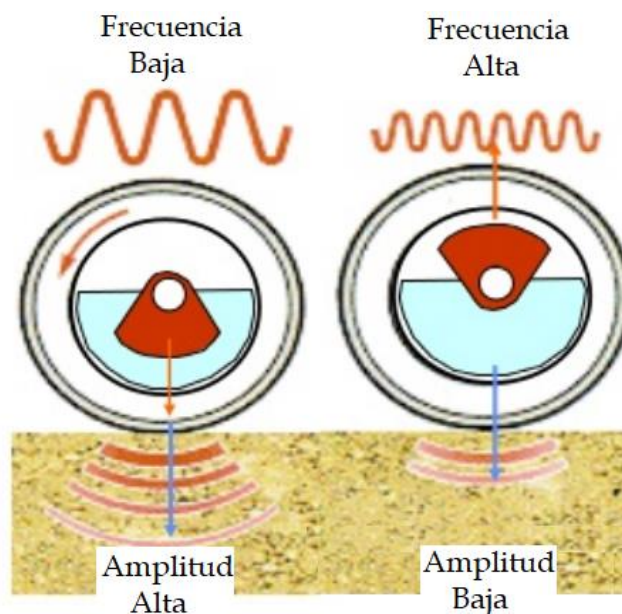


Figura 20 Amplitud, Frecuencia y Fuerza Centrífuga

Fuente: (Kloubert & Thiele, 2011)

Se denomina frecuencia del compactador a la velocidad angular “n”, en la figura 20 se muestra la frecuencia de las oscilaciones que dan origen a la vibración, la fuerza centrífuga puede ser modificada variando la velocidad angular, excentricidad, en los compactadores vibrantes se varia únicamente la velocidad angular del peso de la masa vibratoria (Alvarez, 2005).

Comercialmente existen varios modelos de maquinaria que trabajan aplicando este método. Las planchas vibrantes están conformadas por un motor de: diésel, gasolina o eléctrico que acciona una placa metálica genera un movimiento vibratorio de alta frecuencia y baja amplitud, se utilizan para la compactación de áreas limitadas (Ruiz, 2002).



Figura 21 Plancha Vibrante suelo ML

Los rodillos lisos vibrantes son compactadores con la característica de aplicar al suelo, presión estática e impulso dinámico (vibración), la combinación de estos efectos anular la fricción entre las partículas y reordena los granos, en la actualidad son los equipos de mayor aplicación para distintos tipos de materiales y trabajos, se utilizan en proyectos de variada índole como:

plataformas, rellenos, vías, aeropuertos, terraplenes. El tipo de máquina se diseña según aplicación, en la tabla 15 se detallan las especificaciones comunes de estos rodillos (Arquié, 1978).

Tabla 15
Especificaciones generales rodillo vibratorio liso

Diámetro del rodillo	0.53 a 1.50 m
Ancho del rodillo	0.61 a 2.40 m
Peso total del rodillo	1 a 17 Tn
Velocidad de operación	0.5 a 6.0 Km/h
Frecuencia	1050 a 5000 rpm
Amplitud	del orden de 1 mm

Fuente: (Rico & Del Castillo, 2005)



Figura 22 Rodillos liso vibrante 7 Tn

2.8.5.5. Mixtos

Actualmente la tecnología ha permitido el desarrollo de nuevos equipos que combinan los métodos de compactación antes descritos, a fin de alcanzar resultados más eficientes que los sistemas tradicionales, ya se mencionó el efecto de la combinación de vibración y presión estática en el rodillo liso vibrante, esta favorece el trabajo con capas de mayor espesor con un contenido de agua requerido menor y una densidad del suelo mayor que si se utilizara un método por sí solo (ver figura 23). La energía de compactación está determinada por la velocidad de operación independientemente de la velocidad angular del tambor (Rico & Del Castillo, 2005).

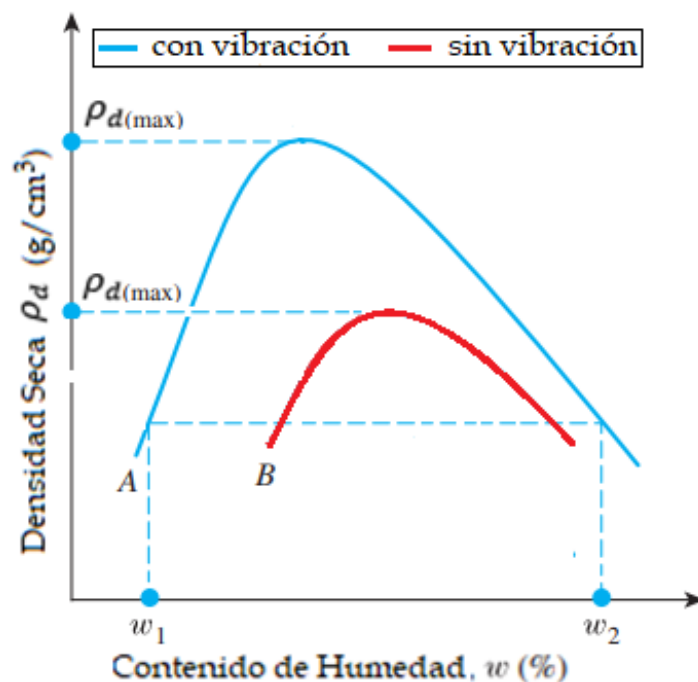


Figura 23 Comparación de la compactación

Fuente: (Braja M. Das & Khaled , 2014)

A este grupo de máquinas se suma los rodillos patos de cabra con vibración, empleados en compactación de materiales arcillosos, con la ventaja de incrementar el espesor de la capa respecto a los compactadores tradicionales, los rodillos lisos y neumáticos cuentan con tambores lisos en el eje delantero y con llantas en el trasero, también se acoplan sistemas de

vibración para complementar el proceso de compactación en especial estos equipos tienen gran aceptación en las empresas constructoras. La correcta aplicación de estos métodos y maquinarias asegura un proceso de compactación eficiente y que cumpla con las especificaciones del proyecto, en la tabla 16 se indica los métodos con los distintos equipos de compactación.

Tabla 16
Métodos de compactación usados por los equipos de compactación

Tipo de compactador	Impacto	Presión	Vibración	Amasado
Pata de cabra		X		
Pisones	X	X		
Rodillo liso		X		
Rodillo liso vibratorio	X		X	
Rodillo de pisones vibratorio	X		X	
Neumático		X		X

Fuente: (Peurifoy et al., 2011)

2.9. Equipo de riego

Los sistemas de riego tuvieron sus inicios en los trabajos agrícolas, la relación es notable entre estos y los de compactación, la distribución de agua se realiza mediante una cortina de agua suministrada por gravedad o por bombeo, implementada en la parte posterior de un camión provisto de una flauta que distribuye el agua a una altura determinada en forma de lluvia, este proceso se realiza por medio de orificios directos en la misma o mediante la instalación de aspersores (ver figura 24), por otra parte la homogeneidad en la humectación del suelo se alcanza por mezclado (Jeuffroy, 1977).

Una vez definida la cantidad de agua in-situ considerando la evaporación, tomando en cuenta el espesor de la capa a compactar y la capacidad de carga del camión cisterna, se determina el número de pasadas del mismo, el caudal de agua añadido depende de la tasa de aplicación del camión, para evitar exceso de agua e irregularidades en el riego se puede implementar diversos

sistemas de control de estas variables (medidor de caudal, tacómetro, sensores electrónicos, etc), sin embargo en mucho proyectos esta operación se toma a la ligera (Jeuffroy, 1977).



Figura 24 Camión cisterna

2.9.1. Aspersores

Los aspersores permiten distribuir el caudal de riego al suelo, de una forma constante con una pulverización eficiente en los orificios de salida a través del mismo, este chorro disperso se conforma por un conjunto de gotas que tiene una cobertura de líquido o área de humectación definida por el ángulo de aspersión y la distancia de aplicación (ver tabla 17) (Palomino, 2007).

Estos elementos generalmente se acoplan sobre un cuerpo central (flauta) el mismo que distribuye agua, para incrementar la uniformidad del riego sobre el suelo se deben disponer los aspersores con una cercanía suficiente de forma que se produzca un traslape en el área de humectación tomando en cuenta la cobertura teórica entre ellos (ver figura 25) (Ramos & Báez, 2013).

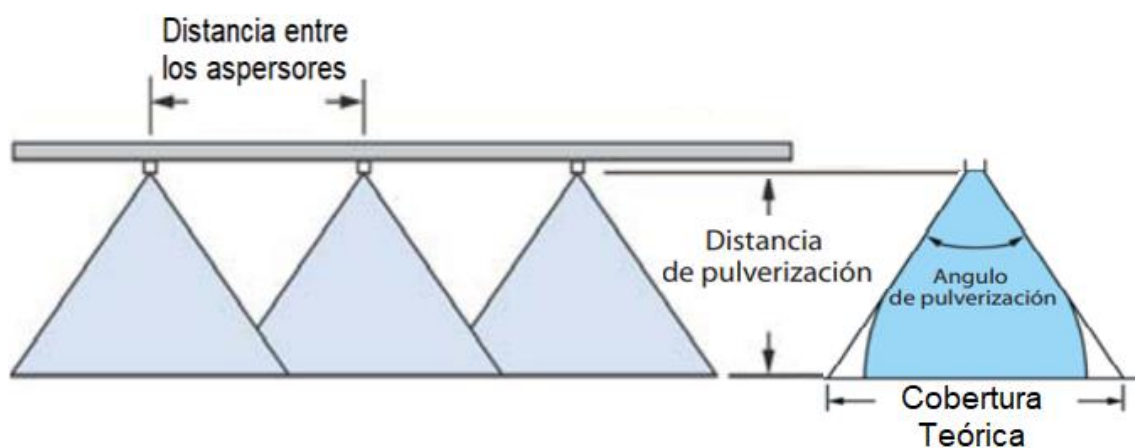


Figura 25 Parámetros de los aspersores

Fuente: (Spraying Systems Co., 2013)

Tabla 17
Cobertura teórica de aplicación

Ángulo	Distancia de pulverización					
	10 cm	20 cm	30 cm	40 cm	80 cm	100 cm
10°	1.8	3.5	5.25	7,0	14,0	17,5
20°	3.5	7.1	10.6	14,1	28,2	35,3
40°	7.3	14.6	21.8	29,1	58,2	72,8
60°	11.6	23.1	34.6	46,2	92,4	115
70°	14	28	42	56,0	112	140
100°	23.8	47.7	71.5	95,3	191	238
120°	34.6	69.3	104	139		

Fuente: (Spraying Systems Co., 2013)

2.10. Principios Hidráulicos

El diseño de un sistema de riego precisa definir conceptos asociados a la mecánica de fluidos conjuntamente con las representaciones matemáticas de los fenómenos hidráulicos en tuberías circulares cerradas, desde el tipo de flujo presente hasta la determinación del caudal real de salida, con la finalidad de presentar un diseño hidráulico óptimo.

2.10.1. Régimen del Flujo

El movimiento de un fluido que circula en una tubería puede tener un comportamiento en sus partículas según las fuerzas de inercia tanto como las de viscosidad, estos parámetros determinan un criterio definido de régimen del flujo el cual puede ser laminar o turbulento. Osborne Reynolds encontró los límites que identifican el paso entre estos regímenes a través del número Reynolds (Cengel & Cimbala, 2012).

- **Régimen Laminar:** este flujo se caracteriza por que sus partículas se desplazan en láminas con misma magnitud, dirección y sentido es decir tienen un movimiento ordenado (Rabinóvich, 1987).
- **Régimen Turbulento:** este flujo se caracteriza por que sus partículas se desplazan a altas velocidades generando movimientos desordenados con forma de torbellinos conforme aumenta la velocidad, la mayor parte de los flujos presentes en la naturaleza son turbulentos (Rabinóvich, 1987).
- **Número de Reynolds:** los factores que intervienen en este parámetro son: diámetro de la tubería " D ", velocidad en la sección " v " y viscosidad cinemática del líquido " ϑ ", de forma que define el régimen en el que se encuentra el flujo (Rabinóvich, 1987).

$$Re = \frac{v D}{\vartheta}$$

(2. 25)

Régimen Laminar $Re > 2300$

Régimen Turbulento $Re > 4000$

Régimen de transición $2300 < Re < 4000$

2.10.2. Viscosidad

La viscosidad " μ " es la propiedad física que define como la resistencia al flujo de un fluido cuando está expuesto a un esfuerzo cortante, la viscosidad cinemática es la relación de la viscosidad con la densidad del líquido " ρ " a temperatura constante, en la la tabla 18 contiene los valores de viscosidad cinemática del agua (Simon, 1983).

$$\vartheta = \frac{\mu}{\rho}$$

(2. 26)

Tabla 18
Viscosidad del agua a diferentes temperaturas

Temperatura	Densidad	Viscosidad	Viscosidad cinemática
°C	ρ kg/m ³	$10^{-3} \mu$ kg/m.s	$10^{-6} \vartheta$ m ² /s
0	999.9	1.792	1.792
5	1000	1.519	1.519
10	999.7	1.308	1.308
20	998.2	1.005	1.007
40	992.2	0.656	0.661
60	983.2	0.469	0.477
80	971.8	0.357	0.367
100	958.4	0.284	0.296

Fuente: (Simon, 1983)

2.10.3. Ecuación de la continuidad

Es una consecuencia del principio de la conservación de la masa entre dos secciones (ver figura 26) y establece que el flujo volumétrico de un fluido incompresible si no existen aportes ni consumos debe ser el mismo en ambas secciones, en donde "A" representa el área de la sección y " v " la velocidad (ver ecuación 2.27) (Giles, 1984).

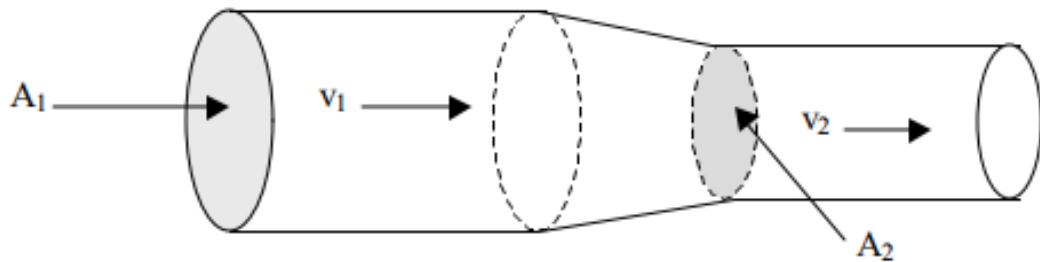


Figura 26 Representación de la ecuación de la continuidad

Fuente: (Cengel & Cimbala, 2012)

$$A_1 * v_1 = A_2 * v_2$$

(2. 27)

2.10.4. Ecuación de Bernoulli

Describe el comportamiento de un fluido en circulación por un conducto cerrado, la energía que posee el fluido en cualquier punto del sistema se mantiene constante en todo su trayecto y se expresa como la suma de sus partes (Presión, Cinética y Potencial) (ver ecuación 2.28)

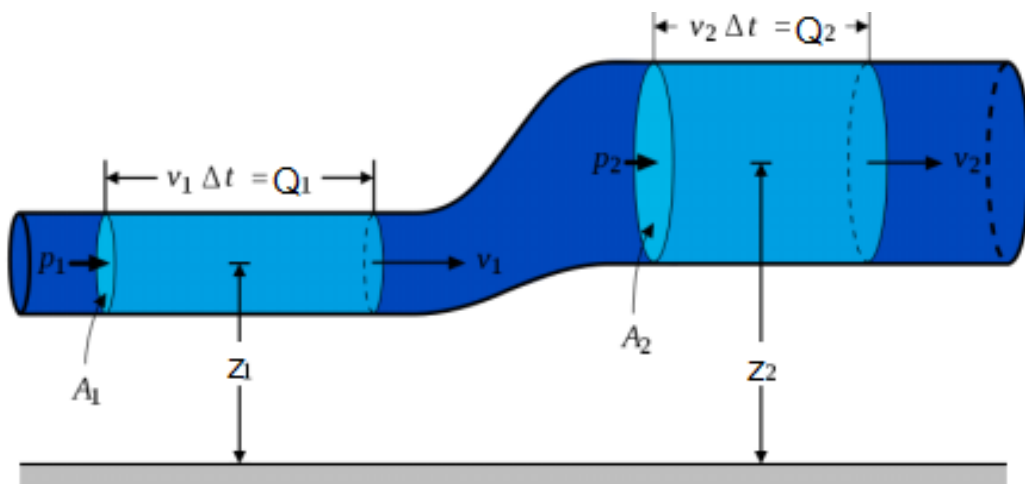


Figura 27 Representación de la ecuación de Bernoulli

Fuente: (Cengel & Cimbala, 2012)

$$Z_1 + \frac{\rho_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g}$$

(2. 28)

2.10.5. Perdidas

La ecuación de Bernoulli no considera el efecto de la pérdida de energía por longitud " H_l " (fricción) o por accesorios " H_a ", por tanto para que esta ecuación considere este efecto debe añadirse a la misma un término " $H_{r_{1-2}}$ " que representa la transformación de la energía en ambos tipos de pérdidas.

$$Z_1 + \frac{\rho_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + H_{r_{1-2}}$$

(2. 29)

- **Perdidas por accesorio:** una perturbación (válvula, té, codos, reducciones, acoples, etc.) presente en la trayectoria de un fluido que se desplaza por una tubería produce una pérdida proporcional a la energía cinética (ver ecuación 30), la constante ξ se determina experimentalmente en laboratorio para cada tipo de accesorio y comúnmente se encuentra tabuladas.

$$H_a = \xi \frac{V_2^2}{2g}$$

(2. 30)

- **Perdidas por longitud:** Son las que se generan por el rozamiento del líquido y la tubería por la que circula en toda su longitud, la pérdida de carga se relaciona con la longitud, la velocidad y diámetro (ver tabla 19), el coeficiente λ al que se denomina factor de fricción depende del número de Reynolds, existen varias ecuaciones para determinar λ para el caso de un régimen turbulento se puede utilizar la ecuación de Blasius (2.32).

$$H_l = \lambda \frac{l_{1-2} * V_2^2}{D * 2g}$$

(2. 31)

$$\lambda = \frac{0.316}{Re^{0.25}}$$

(2. 32)

Tabla 19
Diámetros de tubería PVC

Diámetro		Espesor nominal	Diámetro exterior	Presión de trabajo		
Nominal	Interior Promedio			psi	Mpa	Kgf/cm ²
Pulgada	mm	mm	mm			
"1/2"	15.80	1.75	22.25	80	0.55	5.63
		2.97		125	0.86	8.80
"3/4"	20.93	2.34	26.74	80	0.55	5.63
		3.94		125	0.86	8.80
"1"	26.64	2.64	32.39	72	0.50	5.07
"1 1/2"	40.89	3.14	47.69	57	0.39	4.01
"2"	52.50	4.57	62.30	64	0.44	4.50
"3"	77.93	5.99	90.71	57	0.39	4.04
"4"	102.26	7.85	118.95	57	0.39	4.01

Fuente: (Plastigama, 2017)

2.10.6. Velocidad de salida de un depósito

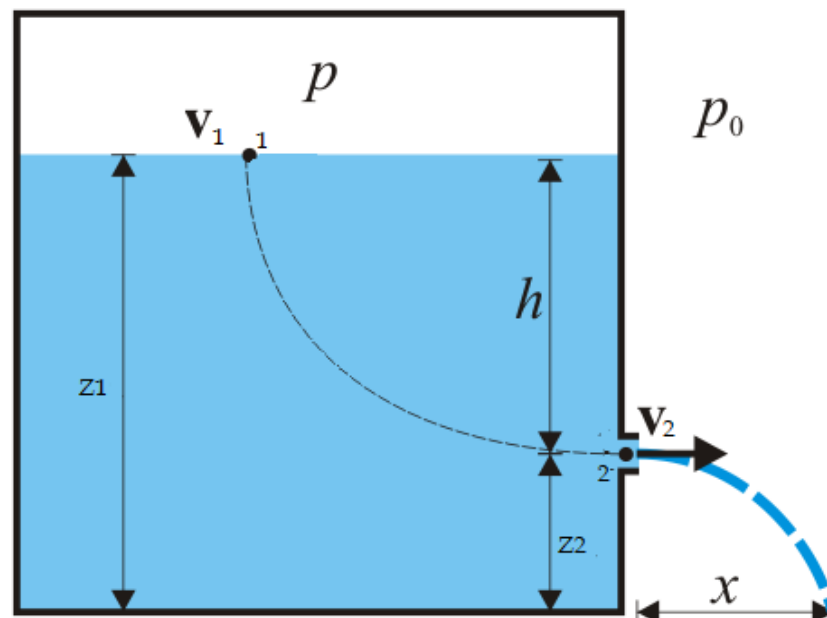


Figura 28 Velocidad de salida de un depósito

Fuente: (Sandoval, 2013)

Para determinar la velocidad de salida de depósito de agua de altura H se plantea la ecuación de Bernoulli en los puntos 1-2 donde P_1 es la presión de aire en el interior del depósito mientras que P_2 la presión en el orificio de salida, la sección del depósito en el punto 1 es mucho más grande que el punto 2, y por tanto la velocidad de descenso del fluido es despreciable $V_1=0$, como el fluido está en contacto con el aire a las misma presión $P_1 = P_2$.

- Ecuación de Bernoulli para los puntos 1-2

$$Z_1 + \frac{\rho_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \xi \frac{V_2^2}{2g}$$

- Condiciones del tanque:

$$\therefore \frac{\rho_1}{\gamma} = \frac{\rho_2}{\gamma} \quad ; \quad V_1 = 0$$

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \xi \frac{V_2^2}{2g}$$

$$Z_1 - Z_2 = \frac{V_2^2}{2g} + \xi \frac{V_2^2}{2g}$$

$$\therefore H = Z_1 - Z_2$$

$$H = \frac{V_2^2}{2g} (1 + \xi)$$

- Se obtiene la velocidad en el orificio de salida

$$V_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} * \sqrt{2 * g * h}$$

- El coeficiente de velocidad se representa como C_v :

$$C_v = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \sum \lambda}}$$

(2. 33)

- Por tanto:

$$V_2 = C_v * \sqrt{2 * g * H}$$

(2. 34)

La ecuación 2.34 define la que la velocidad de descarga por un orificio como la velocidad que alcanza una partícula de un punto 1 a un punto 2 en vertical disminuida por un coeficiente de pérdida de energía, la energía potencial de la carga de agua del tanque se transforma en energía cinética en el orificio, a mayor carga de agua mayor velocidad de salida, a esta ecuación se la conoce como el teorema de Torricelli.

2.11. Métodos de control de compactación

Para asegurar un control efectivo de la compactación en campo, en el pasado se requería de equipamiento de laboratorio con tiempos extensos de elaboración de ensayos que paralizaban el avance de la obra lo que alargaba los tiempos de culminación y aumentaba los costos, por esta razón los ingenieros se vieron en la necesidad de desarrollar nuevas metodologías para obtener estos resultados in-situ, de esta manera se determinó un parámetro importante en la compactación denominado densidad seca que se mide en obra y se compara con la densidad obtenida en el laboratorio, la relación de estos valores se toma como referente para garantizar que se alcanzó una densificación que se detalla en las especificaciones constructivas donde se indica el grado de compactación para proceder a la aceptación y culminación de la fase de compactación.

2.11.1. Cono y Arena

Este principio consiste en determinar la densidad mediante el cálculo del volumen de un hueco en la capa superficial del terreno y relacionarlo con el volumen proporcional que ocupa arena en este hueco, el procedimiento inicia sobre una superficie plana en la que se excava un agujero de forma que el contenido del material extraído no se pierda con la finalidad de obtener el peso exacto y el contenido de agua, el material extraído esta disgregado y no se permite determinar el volumen directamente por lo tanto se calcula el volumen que dejo el material extraído, para esto se vierte una cantidad de arena desde una altura constante que rellena todo el agujero al amoldarse a sus irregularidades (ver figura 29) (Castro, 2005).



Figura 29 Aplicación del Cono y Arena en campo

Esta arena está contenida en un recipiente de vidrio unido a un cono metálico mediante una válvula que permite el paso de la misma. Se determina el peso de la arena vertida considerando el peso que originalmente tiene el envase con la arena y el posterior de ser vertido, para encontrar el volumen del envase de vidrio se lo llena de agua hasta la altura del comienzo del cono metálico y se realiza un procedimiento similar con la arena en un proceso que se denomina calibrado (ver figura 30), la densidad de la arena se obtiene

dividiendo la masa de la arena para el volumen que la contiene, en función de esta densidad y la humedad del material se obtiene la densidad húmeda y seca del terreno. La arena utilizada para este método corresponde a una granulometría uniforme redondeada con diámetros entre los 0,5 y 2 mm (Jimenez & De Justo, 1975).



Figura 30 Calibración del Cono y Arena

2.11.2. Densímetro Nuclear

Consiste en la determinación de la densidad y contenido de humedad del suelo in-situ por medio de radiaciones gamma y neutrones según lo estipulado en la normativa ASTM D2922, generados de una fuente radiactiva de Estroncio 90Sr, Radio 226Ra, Cobalto 60Co, Berilio 4Be, Cesio 137Cs y Americio 95Am, siendo estos dos últimos los de mayor uso, en la punta de la barra se encuentra el Cesio quien emite rayos gama, mientras que en la base del equipo se emiten los neutrones por medio del Americio (Castro, 2005).

El funcionamiento del equipo permite determinar la interacción entre los electrones de las órbitas externas de los átomos del suelo y los rayos gamma,

cuando estos colisionan, la densidad del material se relaciona directamente con el número de electrones existentes por unidad de volumen del material, la cantidad de rayos gamma que no son afectados en esta interacción son registrados por un detector gamma localizado a una distancia pequeña de la fuente detectando en un intervalo de tiempo la cantidad total de rayos emitidos, exceptuando casos donde el contenido de agua en el suelo es abundante y se requiere de una corrección para obtener la densidad real (Jimenez & De Justo, 1975).

Este equipo permite determinar valores de densidad y humedad in-situ en un intervalo de 10 a 15 minutos, al ser un equipo de peso y tamaño manejable por una por persona, facilita su traslado y uso permitiendo dar continuidad al avance de la obra con menor interferencia, se emplea en varios tipos de materiales y en conjunto con la velocidad para obtener resultados habilita su utilización en varios proyectos al mismo tiempo y por tanto disminuye los costos de ejecución, los métodos más utilizados para la llevar a cabo esta medición son el de retrodispersión y el de transmisión directa (Castro, 2005). En la figura 31 se muestra el equipo TROXLER serie 3430 disponible en la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.



Figura 31 Densímetro Nuclear Troxler 3430

En el primero es un ensayo no destructivo, su procedimiento consiste en colocar una varilla en la parte superficial de la capa la que emite rayos gamma, los mismos que llegan al detector y se contabilizan cuando son desviados por los electrones del suelo, a mayor densidad del material se incrementa el número de rayos gamma detectados, estos precisan curvas de calibración para distintos tipos de suelo (Jimenez & De Justo, 1975).

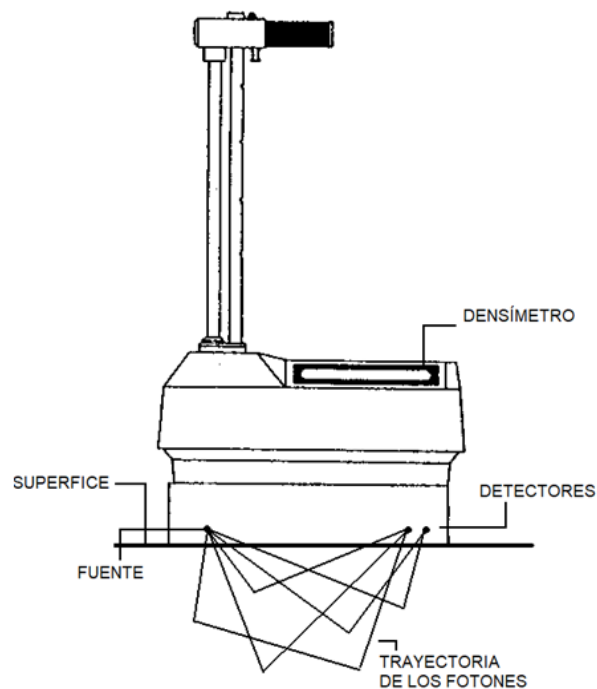


Figura 32 Medición por retrodispersión

Fuente: (Troxler Labs, 2003)

El método de transmisión directa o atenuación es más exacto que el anterior debido a que la varilla y su fuente penetra la superficie del suelo previo a la realización de un agujero mediante una barra de diámetro equivalente generalmente de acero, la varilla del equipo tiene distintas profundidades para la medición las cuales varían generalmente de 5 a 30 cm, una vez que está en posición la fuente emite rayos gamma que chocan con los electrones perdiendo energía, de forma que, mientras menos rayos gamma sean contabilizados en el detector mayor será la densidad del suelo, para este método una sola curva de calibración puede usarse para distintos tipos de material (Jimenez & De Justo, 1975).

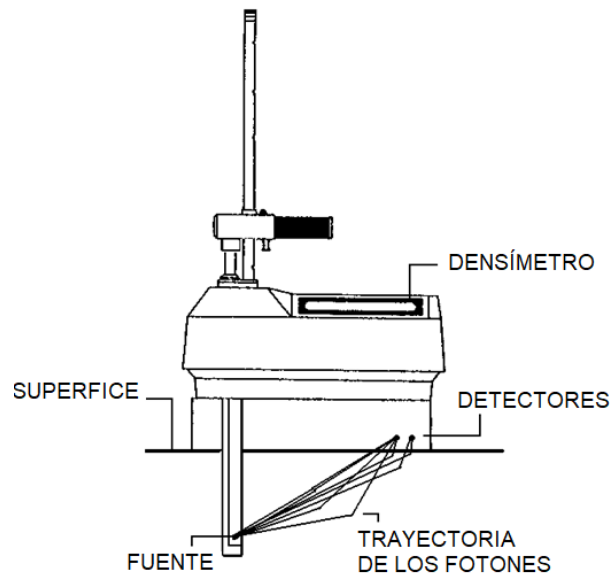


Figura 33 Medición por Transmisión Directa

Fuente: (Troxler Labs, 2003)

Para determinar el contenido de agua del suelo se mide los neutrones de alta energía, estos al atravesar el suelo, chocan contra los núcleos de los átomos de hidrogeno y su energía y velocidad disminuye, posteriormente un medidor de radiación registra los resultantes de la colisión que equivalen por tanto al número de átomos de hidrogeno y a su vez a la cantidad de agua presente en el suelo, esta cantidad es, proporcional al número de impactos detectados en el medidor, es decir, a mayor número de neutrones de energía reducida mayor ser la humedad presente (Castro, 2005).

2.11.3. Cono Dinámico de Penetración (DCP)

En el año 1956 en Australia el investigador Scala desarrolla el Dynamic Cone Penetrometer (DCP) basado en un modelo antiguo suizo, posteriormente este sistema fue aplicado en Sudáfrica y en 1969 Van Vuuren modifica el equipo logrando estandarizar sus dimensiones y peso. Este equipo permite determinar in-situ bajo carga constante, la resistencia a la penetración en (mm/golpe), mediante correlaciones la capacidad de soporte, módulo efectivo y densidad de los diferentes estratos de un suelo, es un ensayo no destructivo, eficiente y económico (Paige-Green & Du Plessis , 2009).

Esta metodología se presenta en ASTM D 6951-03 y consiste en la relación de la variación de penetración del cono, al aplicar un peso normalizado con la resistencia del material, la resistencia de las diferentes capas es inversamente proporcional a la penetración del cono en el suelo permitiendo identificar espesores de capas según sus características (Beskid & Martínez, 2004).

Entre los beneficios que otorga el DCP, se destaca la identificación de zonas con compactación deficiente, su uso relativamente sencillo, facilita la evaluación de estratos que conforman el pavimento, mediante el análisis de la gráfica número de golpes vs penetración, permite realizar el análisis de capas profundas al implementar una varilla de extensión que alcanza una profundidad de hasta 2000 mm en la figura 34 se presenta un esquema de las partes del equipo (Castro, 2005).

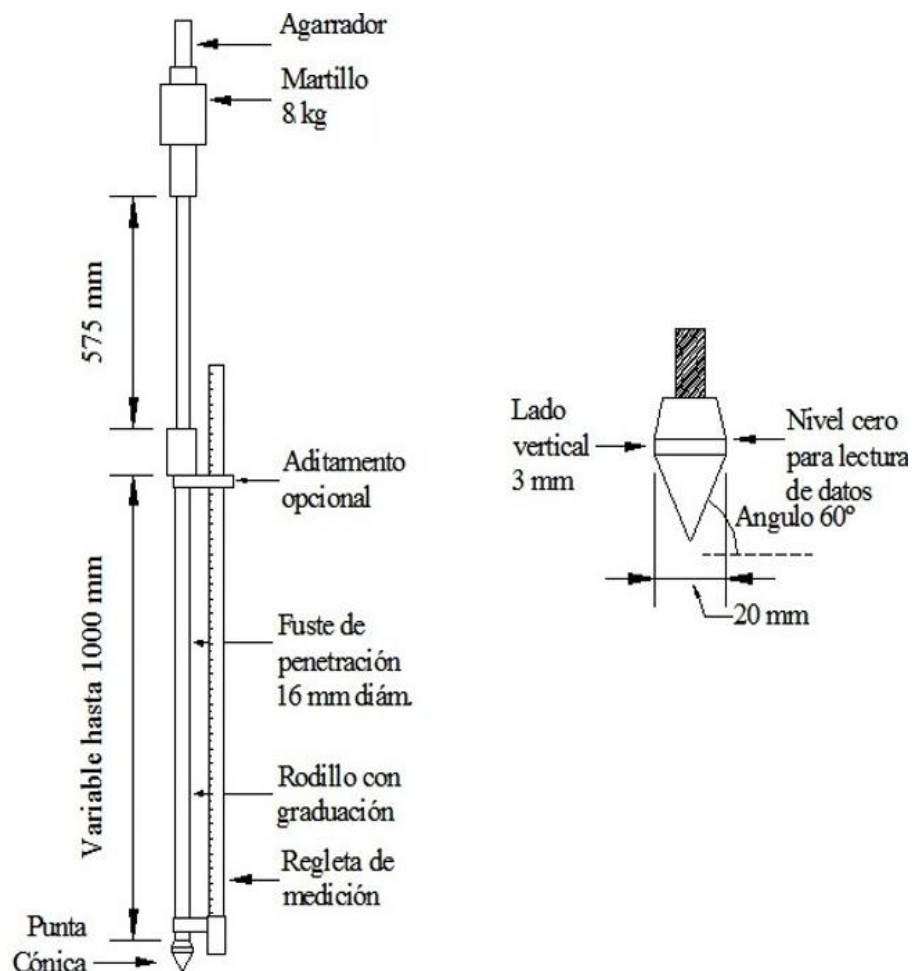


Figura 34 Esquema del Equipo DCP

Fuente: (Viscarra, 2006)

Para evaluar este parámetro se utiliza un cono intercambiable con punta de dimensiones normalizadas a la se le suministra una energía mediante la caída libre de un martillo deslizante a una altura prefijada sobre una base enroscada a una barra inferior con dimensiones determinadas, en la tabla 20 se detalla las dimensiones del equipo (Vivanco, Wahr, & Casanova, 2003).

Tabla 20
Características del DCP

Descripción	Dimensión	Unidad
Diámetro del Cono	20	mm
Ángulo del Cono	60	°
Diámetro Varilla	16	mm
Masa del Martillo	8	kg
Altura de Caída	575	mm

Existen investigaciones limitadas concernientes a la relación entre DCP y compactación, (Brink, Parridge, & Williams, 1982) establecieron a través de múltiples ensayos realizados en laboratorio la relación del índice de penetración con densidad relativa, en tabla 21 se presenta una tendencia en la cual a medida que incrementa la densidad relativa decrece el índice de penetración.

Tabla 21
Relaciones para valores obtenidos con DCP normado por ASTM

Materiales Arenosos			
Descripción	Densidad Relativa de Burmister (%)	SPT saturado N (golpes/300mm)	DCP (mm/golpe)
Muy suelta	0	< 4	> 76
Suelta	0 - 40	4 – 10	31 - 76
Medianamente densa	40 - 70	10 - 30	13 - 31
Densa	70 - 90	30 – 50	5 - 13
Muy Densa	90 - 100	> 50	2 – 5

Fuente: (Brink, et al, 1982)

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1. Descripción del sitio

Para la realización de este proyecto se identificaron dos lugares estratégicos que tienen una caracterización adecuada del suelo, la primera localización está ubicada al nororiente del cantón Quito en la parroquia Pifo en el parque industrial Itulcachi a un costado de la ruta E35 Troncal de la Sierra o Panamericana. La segunda localización correspondiente a este estudio está ubicado al nororiente del cantón Quito en la parroquia Tababela en ruta Collas a 4 km del redondel del Aeropuerto Internacional Mariscal Sucre.

3.2. Antecedentes geológicos

Los sitios de estudio se localizan en el valle interandino, siendo este una formación geológica (depresión tectónica – geomorfológica), limitada por fallas asociadas a las cordilleras Real y Occidental, las cuales se crearon por las placas oceánicas y continentales desde el periodo Mesozoico. (Barberi, y otros, 1988).

Los materiales presentes en el valle tienen características de formaciones volcánicas compuestas por depósitos de ceniza y estratos discontinuos de arena media a gruesa de varios espesores conjuntamente con materiales volcanoclasticos como: limolitas/arcillolitas, flujos de lodo, aglomerados con clastos de diferente tamaño y flujos de escombros, también existe fuerte presencia de cangahua con arena deleznable con buenas propiedades mecánicas en taludes y planicies, no se evidencia una homogeneidad en los materiales (Empresa pública metropolitana de movilidad y obras públicas, 2010).

Los estratos de aglomerados con clastos métricos, se presentan con mediano grado de consolidación, en lineaciones estructurales discontinuas debido a hundimientos y asentamiento en la depositación. Los estratos suprayacentes presentan poca cohesión debido al proceso erosivo al que se encuentran expuestos y han generado zonas inestables (Walsh , 2015).

La litología está conformada por aglomerados con intercalaciones de estratos de arena arcillosa de fina a media suelta y tobas alteradas de origen eólico de grano medio, no se identificaron rasgos tectónicos notables debido a la abundante presencia de suelo volcánico, es decir, limo y arena fina (Walsh , 2015).

3.3. Ubicación Geográfica

En las figuras 35 y 36 se muestra la primera zona de estudio, ubicada a 500 metros del acceso vehicular del parque industrial Itulcachi, en frente de la fábrica NOVOPAN del Ecuador, en las figuras 37 y 38 se presenta la segunda ubicación en el acceso sur – norte de la ruta collas sobre el talud que delimita la zona previa a la primera curva.

Tabla 22
Coordenadas UTM de las zonas de estudio

	Zona 1	Zona 2
Este:	796841.24 m	792869.07 m
Norte:	9968649.00 m	9988767.49 m
Altura:	2677 m	2347 m

Fuente: (Google Earth, 2017)



Figura 35 Ubicación geográfica zona 1

Fuente: (Google Earth, 2017)



Figura 36 Zona de estudio 1 Parque Industrial Itulcachi



Figura 37 Ubicación geográfica zona 2

Fuente: (Google Earth, 2017)



Figura 38 Zona de estudio 2 ruta Collas

3.4. Proceso de obtención de las muestras.

Para los sitios de estudio se procedió a realizar la obtención de muestras inalteradas de material, en la zona 1 se extrajeron 10 muestras en diferentes ubicaciones a una profundidad de 0.5 m mediante una retroexcavadora (ver figura 39) involucrada en un proyecto de movimiento de tierras para la conformación de una plataforma. En la zona 2 se procedió a definir lugar de muestreo en el que la excavación se realizó de manera manual (ver figura 40), debido a la imposibilidad de acceso de maquinaria.



Figura 39 Toma de muestras en la zona 1

Las muestras se colocaron en fundas plásticas para evitar alteraciones en el contenido de humedad y fueron introducidas en sacos para su fácil manipulación, y posteriormente se transportaron al Laboratorio de ensayo de materiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, y reposaron en un ambiente sin variaciones de temperatura considerables.



Figura 40 Toma de muestras en la zona 2

3.5. Caracterización de los materiales

Diversos ensayos permiten realizar la caracterización de un material, los criterios para determinar los tipos de ensayo a realizar dependen de las condiciones de un material y comportamiento de este, a continuación se describen los ensayos realizados y se presenta una metodología del proceso basados en la normativa ASTM, la misma que se encuentra vigente en la actualidad.

3.5.1. Contenido de Humedad

Para determinar la cantidad de agua natural presente en el suelo se siguió el procedimiento descrito en la norma ASTM D2216, este ensayo se realizó para 10 muestras en cada zona de estudio, el procedimiento realizado consistió en determinar el peso de las muestras húmedas, posteriormente fueron ingresadas al horno a una temperatura de aproximada de 110°C

durante un periodo de 24 horas transcurrido este periodo se tomó el peso de las muestras secas, y se procedió a utilizar la ecuación 2.7 para el cálculo, en tabla 23 se muestran los valores de humedad obtenidos para las zonas de estudio.

Tabla 23
Contenido de humedad natural

	Zona 1	Zona 2
Ensayo 1	17.04%	11.72%
Ensayo 2	16.85%	11.68%
Ensayo 3	16.70%	11.82%
Ensayo 4	16.87%	11.77%
Ensayo 5	17.15%	11.66%
Ensayo 6	16.89%	11.75%
Ensayo 7	16.94%	11.67%
Ensayo 8	16.82%	11.68%
Ensayo 9	16.76%	11.62%
Ensayo 10	16.96%	11.75%

3.5.2. Granulometría

Para establecer la distribución del tamaño de las partículas se aplicó la norma ASTM D422 para las zonas de estudio, en un procedimiento denominado lavado que se realiza en el tamiz #200, el material que pasó por dicho tamiz fue usado en el análisis por sedimentación (ver figura 41) para el cual se colocó el material en una probeta de 1000 cm³ de agua y antifloculante la cual fue agitada fuertemente y una vez en reposo se insertó un hidrómetro que permitió tomar lecturas del asentamiento de las partículas en diferentes intervalos de tiempo.



Figura 41 Granulometría por sedimentación

El material retenido en el tamiz #200 se secó en un horno eléctrico y utilizando la serie de tamices 3", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 3/8", No.4, No.10, No.20, No.40, No.60, No.100, No.200 se determinó la cantidad de retenidos en cada tamiz (ver figura 42) para proceder al cálculo del porcentaje de gruesos y finos, estos valores se muestran en la tabla 24.



Figura 42 Distribución granulométrica

Tabla 24
Porcentajes de Arena y Finos

	Zona 1		Zona 2	
	Arena	Finos	Arena	Finos
Ensayo 1	24%	76%	55%	45%
Ensayo 2	25%	75%	56%	44%
Ensayo 3	26%	74%	51%	49%
Ensayo 4	26%	74%	60%	40%
Ensayo 5	26%	74%	53%	47%
Ensayo 6	27%	73%	61%	39%
Ensayo 7	28%	72%	60%	40%
Ensayo 8	25%	75%	57%	43%
Ensayo 9	26%	74%	53%	47%
Ensayo 10	26%	74%	56%	44%

3.5.3. Límites de Consistencia

En el análisis granulométrico se determinó que para las zonas de estudio existe una gran cantidad de finos y por lo tanto es necesario definir el comportamiento de los materiales adicionándoles diferentes cantidades de agua con la finalidad de obtener las propiedades plásticas, ya que estas son necesarias para la clasificación de estos suelos, estos ensayos se basaron en la norma ASTM D4318.

3.5.3.1. Límite líquido

Para calcular el límite líquido se tamizó por la malla N°40 una muestra de aproximadamente 100 gr a la cual se adicionó agua hasta lograr una consistencia homogénea, la misma fue colocada en la Copa de Casagrande (ver figura 43) y se realizó una abertura en la parte media del suelo mediante un acanalador, para dividir a la masa en 2 segmentos, posteriormente se

procedió a dar vueltas a la manivela de la copa con una frecuencia de 2 golpes por segundo contabilizando y registrando el número de golpes cuando las masas se unan en su base una longitud de $\frac{1}{2}$ pulgada, para los rangos de número de golpes correspondiente a los intervalos de 30-40, 20-30 y 10-20.



Figura 43 Copa de Casagrande

Para cada intervalo se tomó una muestra del suelo para determinar el contenido de agua de la misma, estos valores fueron relacionados con el número de golpes en una gráfica logarítmica donde el eje de las abscisas se representa el número de golpes mientras que en las ordenadas el contenido de humedad, estableciendo el valor del límite líquido de la humedad a los 25 golpes.

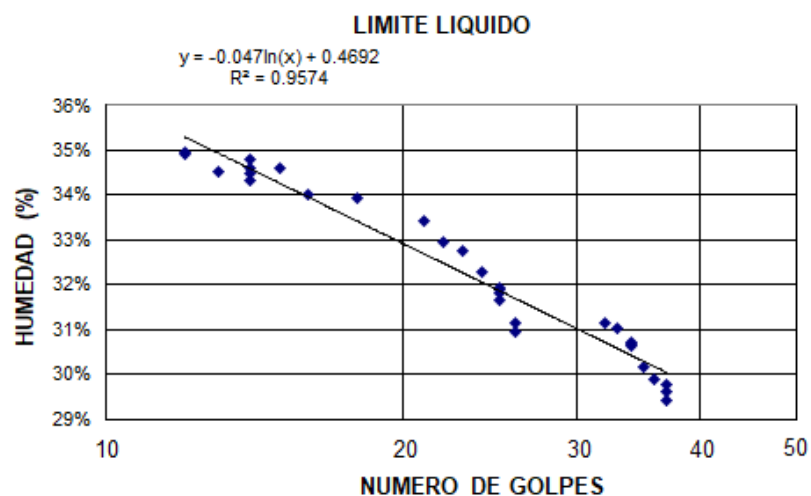


Figura 44 Curva de Fluidez Zona 1

En la tabla 25 se presentan los valores de límite líquido para las zonas de estudio, para la zona 1 los valores de humedad a los 25 golpes se determinaron mediante una ecuación logarítmica que responde a cada ensayo realizado, en el caso de la zona 2 se reportó que el porcentaje arenas excede al porcentaje de finos y da al suelo una caracterización de suelo no plástico (NP).

Tabla 25
Límite líquido

	Zona 1	Zona 2
Ensayo 1	32.05%	N.P
Ensayo 2	32.14%	N.P
Ensayo 3	31.65%	N.P
Ensayo 4	32.52%	N.P
Ensayo 5	32.36%	N.P
Ensayo 6	31.51%	N.P
Ensayo 7	32.80%	N.P
Ensayo 8	32.15%	N.P
Ensayo 9	31.53%	N.P
Ensayo 10	32.08%	N.P

3.5.3.2. Límite plástico

La obtención de este parámetro se realizó con el pasante del tamiz #40, a la que se le agregó agua de forma que la masa de suelo fue moldeable, se tomó una muestra de esta mezcla la cual roló sobre la superficie de un vidrio ejerciendo presión necesaria con la palma de la mano hasta que se formó un cilindro de 3 mm de diámetro con múltiples agrietamientos en una longitud de 10 cm (ver figura 45), y se determinó su contenido de humedad, este procedimiento se repitió en 3 ocasiones por ensayo, la humedad encontrada representa el límite plástico del material.



Figura 45 Ensayo Límite Plástico

La tabla 26 muestra los límites plásticos obtenidos en el laboratorio, para la zona 1 estos valores varían en el rango de 25.71% a 26.16%, en el caso de la zona 2 no se formaron los cilindros de diámetro de 3 mm y longitud de 10 cm debido al mayor contenido de arena este suelo se define como no plástico (NP).

Tabla 26
Límite plástico

	Zona 1	Zona 2
Ensayo 1	25.88%	N.P
Ensayo 2	25.91%	N.P
Ensayo 3	26.16%	N.P
Ensayo 4	25.83%	N.P
Ensayo 5	25.93%	N.P
Ensayo 6	26.12%	N.P
Ensayo 7	26.03%	N.P
Ensayo 8	25.98%	N.P
Ensayo 9	25.71%	N.P
Ensayo 10	25.96%	N.P

3.5.3.3. Índice de plasticidad

En la tabla 10 se presenta el índice de plasticidad calculado mediante la diferencia del límite líquido con el límite plástico (ver ecuación 3.1), este parámetro permite determinar el tipo de material fino (Limos inorgánicos ML o MH, limos y arcillas orgánicas OL o OH, arcillas inorgánicas CL o CH), contenido en el suelo de las zonas de estudio.

$$IP = LL - LP$$

(3. 1)

Tabla 27
Índice de plasticidad

	Zona 1	Zona 2
Ensayo 1	6.17%	N.P
Ensayo 2	6.23%	N.P
Ensayo 3	5.49%	N.P
Ensayo 4	6.69%	N.P
Ensayo 5	6.43%	N.P
Ensayo 6	5.39%	N.P
Ensayo 7	6.77%	N.P
Ensayo 8	6.17%	N.P
Ensayo 9	6.82%	N.P
Ensayo 10	6.11%	N.P

3.5.3.4. Índice de liquidez

El índice de liquidez (IL) se denomina como la relación Agua – Plasticidad, como un parámetro usado para evaluar la cantidad de agua en el suelo en escala respecto al límite plástico y líquido (ver ecuación 3.2), es un indicador de los esfuerzos a los que está sometido el suelo, este valor es cercano a cero cuando la humedad del suelo es similar al límite plástico e indica un suelo

preconsolidado, si el valor de IL se acerca a uno se considera un suelo normalmente consolidado. Si la expresión de IL es menor a cero el suelo es menos deformable y por el contrario si este valor es mayor a uno es menos consistente (Crespo, 2004).

$$IL = \frac{W_{\%} - LP}{IP}$$

(3. 2)

Tabla 28
Índice de liquidez

	Zona 1	Zona 2
Ensayo 1	-1.43	N.P
Ensayo 2	-1.45	N.P
Ensayo 3	-1.72	N.P
Ensayo 4	-1.34	N.P
Ensayo 5	-1.37	N.P
Ensayo 6	-1.73	N.P
Ensayo 7	-1.34	N.P
Ensayo 8	-1.48	N.P
Ensayo 9	-1.31	N.P
Ensayo 10	-1.47	N.P

De los valores indicados en la tabla 28 para la zona 1 identifican al suelo como un con características de baja deformabilidad y buena consistencia.

3.5.4. Clasificación del suelo

Para realizar la clasificación de suelos se aplicaron 2 normativas, en el sistema SUCS la ASTM D 2487-11 y en AAHSTO la M145, los cuales utilizan los parámetros determinados en los ensayos descritos anteriormente, a continuación se presenta la metodología para cada sistema.

3.5.4.1. Clasificación SUCS

El procedimiento de clasificación SUCS se indica en la Tabla 6 y determina como primer paso establecer si el suelo es de grano fino o grueso mediante el porcentaje de finos (pasante de tamiz N° 200) que contiene el suelo, la ASTM establece dos criterios para el porcentaje de finos, si es $< 50\%$ el suelo se considera Granular y por el contrario si es $\geq 50\%$ el suelo es Fino, para el caso del suelo de grano grueso se determina mediante el porcentaje de material retenido en el tamiz N°4 si este es Grava (Grave G) $> 50\%$ o Arena (Sand S) $< 50\%$, una vez definido el material, se procede a cuantificar la cantidad de finos pasantes de la malla N°200.

Si los finos presentes son $< 5\%$ el suelo puede clasificarse como GW, GP, SW, SP y se define en función de la distribución del tamaño de las partículas en el coeficiente de uniformidad (Cc) y coeficiente de curvatura (Cu), si la cantidad de finos es $> 12\%$ se puede clasificar como GM, GS, SM, SC y se establece mediante el tipo de finos del suelo a través de la carta de plasticidad, finalmente para los finos que se encuentran en el rango de 5% a 12% requieren doble símbolo.

Para el caso de grano fino se define en función del límite líquido, si $LL < 50\%$ se clasifica como ML, CL o OL, por otra para sí $LL > 50\%$ puede ser un MH o CH, en ambos casos para establecer el tipo de suelo fino se requiere verificar en la carta de plasticidad de Casagrande descrita en la sección 2.5.1.

En base a los resultados presentados en la tabla 24 se presenta la curva granulométrica de los suelos (ver figura 46, 47), que identifica el tamaño de las partículas y en las tablas 26, 27 se indicaron los límites de Atterberg, siendo en conjunto los datos necesarios para aplicar el procedimiento de clasificación de suelos. Se determinó que la zona 1 es un ML (Limo inorgánico de baja plasticidad) y la zona 2 un SM (Arena limosa).

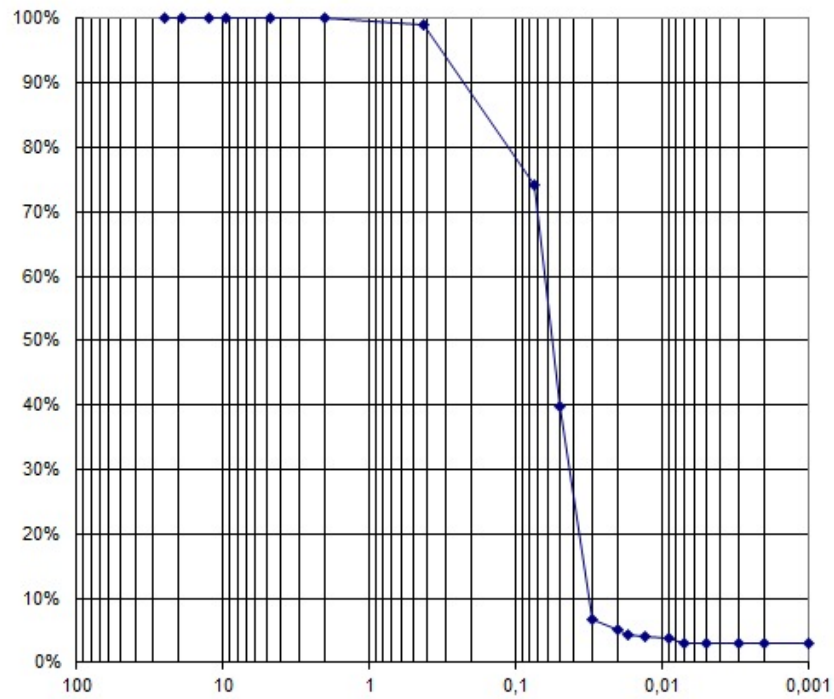


Figura 46 Curva granulométrica Suelo ML

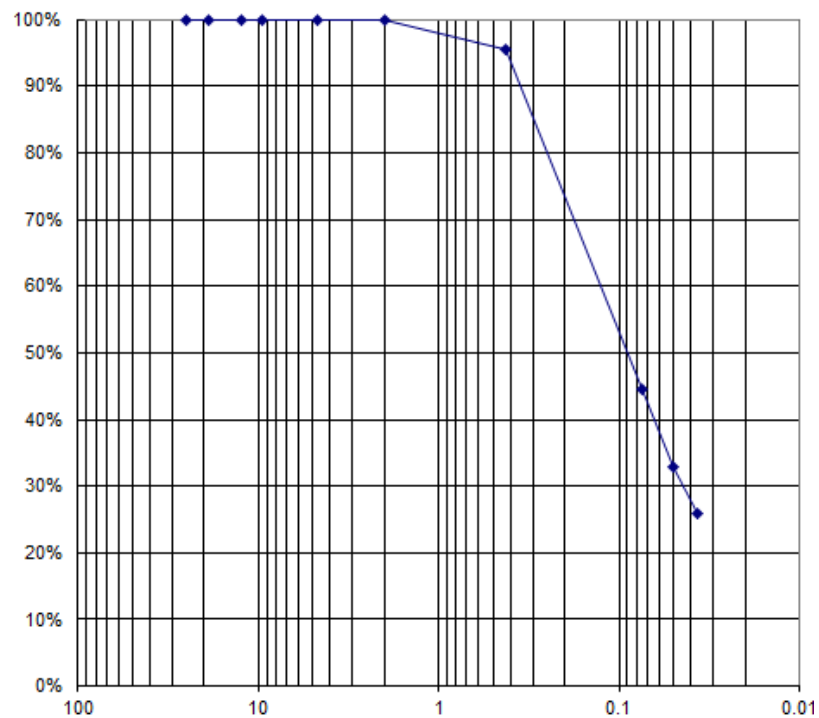


Figura 47 Curva granulométrica Suelo SM

El suelo ML tiene un comportamiento granulométrico bien graduado con variación en los tamaños de grano mientras que el suelo SM presenta gran pendiente, lo que indica una graduación uniforme.

3.5.4.2. Clasificación AASHTO

La clasificación AASHTO establece como primer paso el pasante de tamiz N°200 contenido en el suelo, el suelo se considera Granular si el pasante de esta malla es $< 35\%$ y material limoso arcilloso si el pasante es $\geq 35\%$, para ambos casos se debe verificar los porcentajes de los pasantes de los tamices N°10, N°40 y N°200 así como los límites de Atterberg establecidos en la Tabla 7, en esta la clasificación se establece un parámetro adicional denominado índice de grupo (IG) que evalúa la calidad del suelo (ver ecuaciones 2.5, 2.6). Mediante este proceso se definió la clasificación para las zonas de estudio las cuales corresponden: A-4 para ambas zonas.

3.5.5. Relaciones Volumétricas y Gravimétricas

El peso de las distintas fases del suelo con sus correspondientes volúmenes, da lugar a una serie de relaciones que expresan las composiciones de sólido, líquido, aire y definen las propiedades mecánicas de un material, factores que permiten identificar las características que tendrá un material al ser compactado, a continuación se describen las relaciones más relevantes para la compactación.

3.5.5.1. Densidad Aparente

La densidad aparente o de campo corresponde a la densidad que tiene el suelo en estado inalterado, para suelos en los que es posible extraer muestras en forma de bloque rectangular se realiza mediante el método de cera de parafina, y para los que no es posible extraer el bloque se puede determinar in-situ mediante cono y arena. Para realizar este ensayo se tallo una muestra en forma rectangular, de la cual se pesó su masa, el bloque se sumergió totalmente en un recipiente de parafina caliente de manera que este quedó impermeabilizado, y se procedido a tomar a pesar, este bloque se sumergió

dentro de un recipiente con agua y se midió su masa sumergida, para el cálculo de la densidad aparente humedad ρ_m (ver ec. 2.12) y la seca ρ_d (ver ec. 2.20) se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$V + V_p = (M + M_p) - (M_s + M_p)_s \quad (3.3)$$

$$V_p = \frac{M_p}{\rho_p} \quad (3.4)$$

$$V = (V + V_p) - V_p \quad (3.5)$$

V_p = Volumen de la parafina

M_p = Masa de la parafina

$(M_s + M_p)_s$ = Masa del suelo y parafina sumergidos

ρ_p = Densidad de la parafina

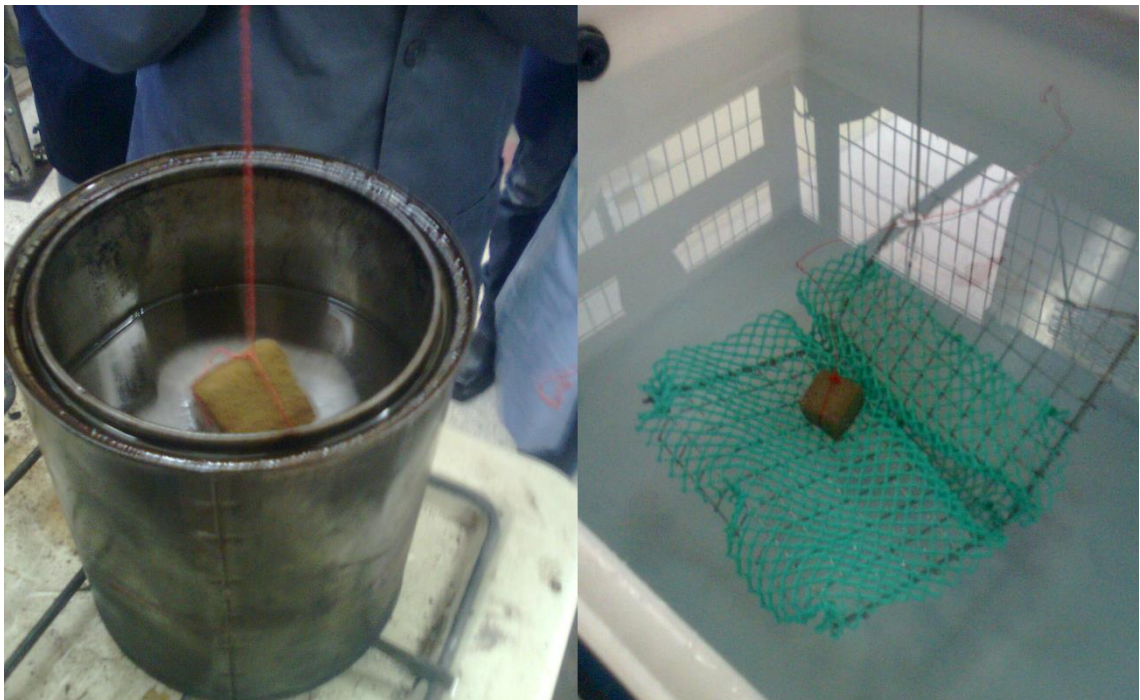


Figura 48 Ensayo Densidad Aparente

3.5.5.2. Gravedad Específica

La gravedad específica del suelo esta normada en el ASTM D4892 consiste en determinar el peso específico de las partículas, para el procedimiento se tomó aproximadamente 100 gr del pasante de la malla N°4 de una muestra seca, se procedió a registrar el peso del picnómetro, se introdujo la muestra de suelo en el mismo y se vertió agua destilada en el matraz hasta llenar $\frac{3}{4}$ " de su volumen, con una bomba de vacíos se extrajo el aire atrapado en el suelo en conjunto con un movimiento de circular durante 4 minutos (ver figura 49), posteriormente se completó el picnómetro con agua destilada hasta la parte inferior del menisco de la marca de aforo (500 cm³), y se repitió el procedimiento de extracción del aire durante 15 minutos, luego se pesó el matraz con agua destilada y sólidos, se tomó la temperatura del agua para el factor de corrección, y se obtuvo el peso del recipiente con agua destilada hasta la marca de aforo, mediante las ecuaciones 2.19 y 3.6 se obtiene el peso específico.

$$G_s = \frac{M_s * \gamma_w}{M_s + M_2 - M_1}$$

(3. 6)

M_2 = Masa del picnómetro con agua destilada hasta la marca de aforo

M_1 = Masa del picnómetro con agua destilada y con suelo



Figura 49 Ensayo gravedad especifica

3.5.5.3. Índice de vacíos y Porosidad

Los parámetros de índice de vacíos y porosidad fueron determinados en función de la norma ASTM D4254, respecto al índice de vacíos se tiene dos estados el máximo (e_{max} estado más suelo) y el mínimo (e_{min} estado más denso), para ambos índices se anotó la altura, diámetro y masa de un molde cilíndrico metálico, en el cálculo de e_{max} se procedió a llenar el molde de manera uniforme procurando que la altura de caída sea mínima y se enrazó para registrar su peso.

En el cálculo de e_{min} de igual forma se llena el molde en 3 capas de igual volumen y cada capa fue varillada 25 veces, una vez concluyó el llenado se enrazó el material y se pesó el molde lleno, la ecuación 3.7 determina el índice de vacíos natural en función del peso específico de los granos y la densidad aparente seca, la porosidad se calcula en base a la ecuación 2.10.

$$e = \frac{G_s}{\rho_m} - 1 \quad (3.7)$$

$$e_{max} = \frac{V_t - \frac{Ms'}{G_s}}{\frac{Ms'}{G_s}} \quad (3.8)$$

$$e_{min} = \frac{V_t - \frac{Ms''}{G_s}}{\frac{Ms''}{G_s}} \quad (3.9)$$

V_t = Volumen del molde cilíndrico

Ms' = Masa seca del suelo en estado suelto

Ms'' = Masa seca del suelo en estado denso



Figura 50 Ensayo de índices de vacíos

3.5.5.4. Densidad relativa

La densidad relativa o grado de compacidad de un suelo hace referencia a las estructuras de contacto que tienen las partículas de un material y se determina en función del índice de vacíos máximo, mínimo y natural (ver ecuación 3.10), o los pesos específicos secos (ver ecuación 3.11), este coeficiente varía de 0 suelo muy suelto a 1 suelo muy denso y generalmente se expresa en porcentaje como se muestra en la tabla 29.

$$Dr = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}} * 100 \quad (3.10)$$

$$Dr = \left(\frac{\rho_d - \rho_{dmin}}{\rho_{dmax} - \rho_{dmin}} \right) \left(\frac{\rho_{dmax}}{\rho_d} \right) * 100 \quad (3.11)$$

Tabla 29
Descripción del suelo según la Densidad Relativa

Dr (%)	Descripción
0-40%	Muy suelto
40-50%	Suelto
50-70%	Medio
70-90%	Denso
90-100%	Muy denso

Fuente: (Brink, et al, 1982)

Los resultados de los ensayos realizados para las zonas de estudio se presentan en la tabla 30. Se hace referencia que para el cálculo de la densidad aparente en el suelo areno limoso (SM) no se pudo determinar este ensayo en laboratorio mediante parafina debido a que el suelo no permite extraer bloques de suelo, razón por la cual se determinó in-situ con el equipo cono y arena cuyo procedimiento se describe en la sección 3.7.

Tabla 30
Descripción del suelo según la compactación

Ensayo	Zona 1 (ML)	Zona 2 (SM)	Unidad
Densidad aparente ρ_m	1.707	1.68	g/cm ³
Densidad aparente ρ_d	1.46	1.52	g/cm ³
Densidad mínima ρ_{min}	1.235	1.394	g/cm ³
Gravedad específica	2.557	2.69	-
Índice de vacíos natural	0.75	0.77	-
Porosidad	0.43	0.44	-
Densidad relativa	70.5	50.15	%
Descripción	Denso	Medio	

3.6. Densidad máxima en laboratorio

La determinación de la densidad máxima de los materiales se realizó en base a la norma ASTM D1557 (proctor modificado) por la consideración que la energía de compactación en campo fue elevada, se procedió a secar una muestra de 14000 gr y luego tamizarla en la malla (3/8"), se determinó que para ambos tipos de suelo el retenido del tamiz N°4 es menor a 20% por tanto se utilizó el método A explicado en la tabla 10.

Para formar la curva de compactación se prepararon 7 muestras de 2000 gr las cuales se humedecieron en porcentajes con incrementos de 3% desde el estado seco siendo estas (0%, 3%, 6%, 9%, 12%, 15% y 18%), para alcanzar una humectación uniforme se dejó reposar las muestras por un periodo de 24 horas donde se logra una estabilización interna de la humedad de estas.

Se registraron las medias del molde para obtener su volumen y se colocó la muestra, en 5 capas de igual volumen aplicando 25 golpes distribuidos uniformemente en forma de espiral sobre la superficie en cada capa (ver figura 53), una vez terminado este proceso el molde se colocó sobre una bandeja retirando su anillo para enrasarlo, luego se limpió el molde y se tomó su peso, del molde compactado se extrajo una muestra en la parte superior y otra en la inferior con las que se determinó la humedad que contenía la misma, se retiró y limpió la muestra de suelo compactado del molde y se repitió el procedimiento para las muestras restantes.

La densidad y contenido de humedad para cada muestra se determinan utilizando las ecuaciones 2.7, 2.12 y 2.20, estos valores se representan en la curva de compactación (sección 2.8.1) y mediante esta grafica se determina la densidad seca máxima y la humedad óptima del material. Las figuras 51 y 52 indican tres curvas de compactación, en la tabla 31 se indican los valores de densidades secas máximas y humedad óptima para los ensayos realizados en los suelos de estudio (ML y SM), en la sección 4.3 se analizan los resultados.

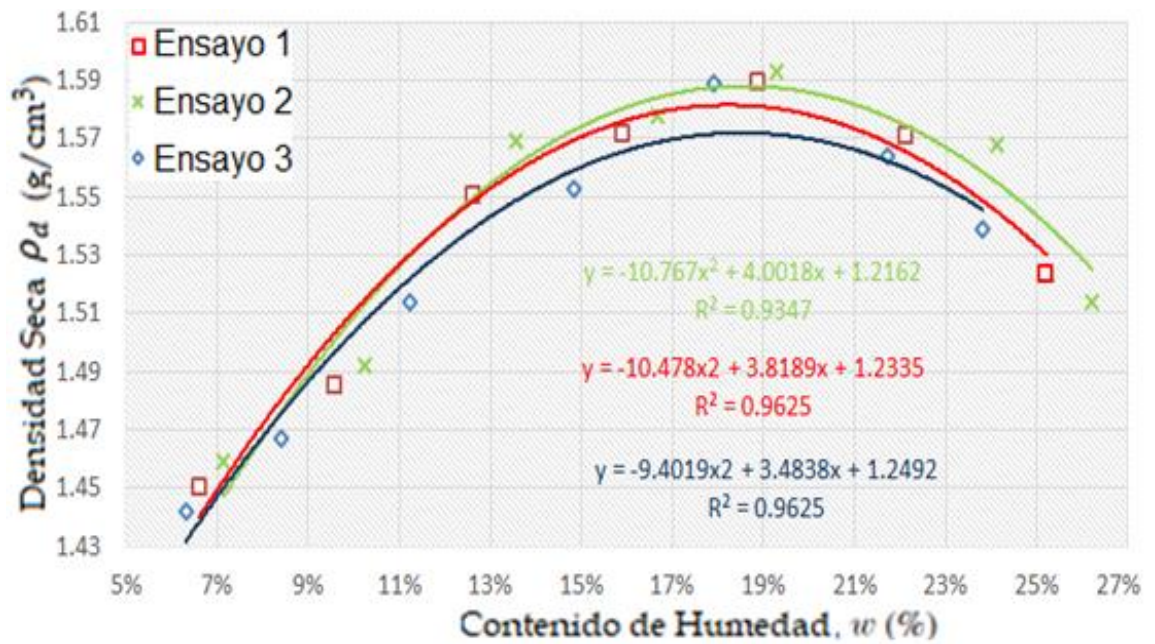


Figura 51 Curva de compactación suelo ML

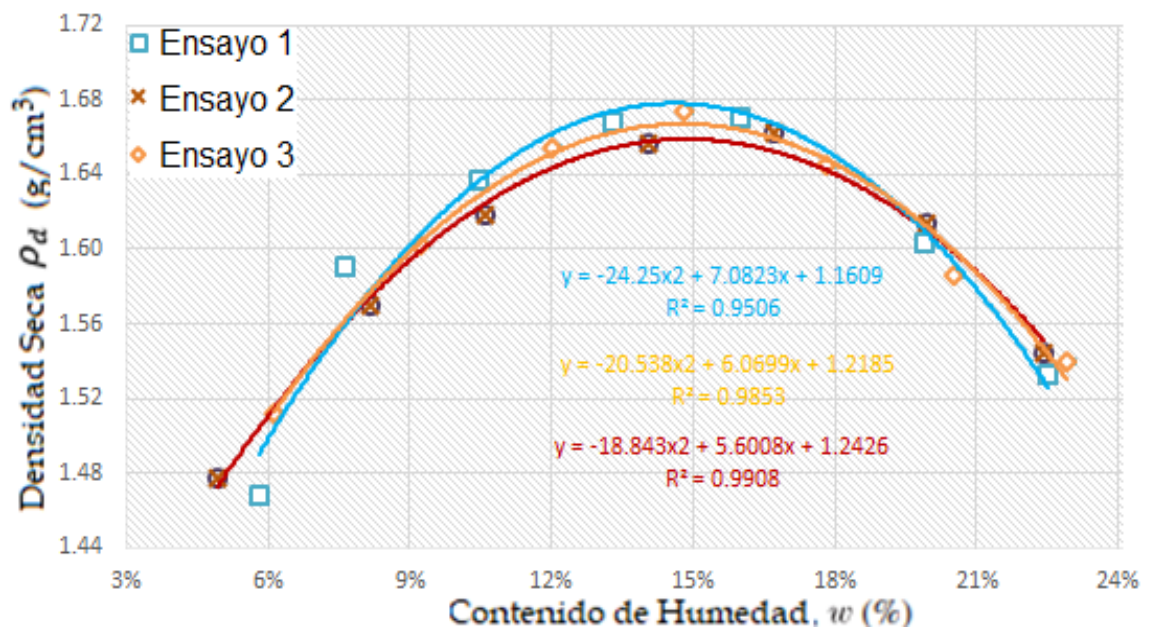


Figura 52 Curva de compactación suelo SM



Figura 53 Ensayo de compactación

Tabla 31

Densidad máxima seca y humedad óptima de laboratorio

	Suelo ML		Suelo SM	
	Humedad Óptima (%)	Densidad Seca Max (g/cm ³)	Humedad Óptima (%)	Densidad Seca Max (g/cm ³)
Ensayo 1	18.22%	1.581	14.60%	1.678
Ensayo 2	18.58%	1.588	14.86%	1.659
Ensayo 3	18.52%	1.572	14.78%	1.667

3.7. Cono dinámico de penetración en laboratorio

Mediante el cono dinámico de penetración se estableció una correlación en laboratorio entre la densidad seca del material de las zonas de estudio a diferentes humedades y la tasa de la variación de penetración del cono determinada en mm/golpe basado en la normativa ASTM D6951-03, este análisis se detalla en la sección 4.5. Se ensayaron los 7 moldes de compactación descritos anteriormente se utilizó el molde de 15 cm de altura

ya que permite analizar el espesor de la capa compactada en campo, se apoyó el equipo sobre la superficie del molde y se hincó la punta del cono para tomar la lectura inicial, se verificó que el equipo este vertical y nivelado para posteriormente registrar la penetración después de cada golpe del martillo (ver figura 54).

Este proceso se detuvo antes de que la punta cónica impacte la base del molde de compactación con la finalidad de evitar obtener valores que alteren el índice de penetración por golpe. En la tabla 32 y 33 se indican los índices de penetración para las humedades determinadas en la compactación, la densidad relativa se calcula en función de la ecuación 3.11 para los correspondientes suelos de análisis (ML, SM).



Figura 54 Ensayo DCP en laboratorio

Tabla 32
Índice de penetración y densidad relativa para suelo ML

Ensayo	Densidad Seca (g/cm ³)	DCP (mm/golpe)	Dr (%)
1	1.451	20.21	68.17
	1.486	13.73	77.36
	1.551	8.33	93.31
	1.572	7.72	98.18
	1.590	7.54	102.25
	1.571	7.89	97.95
	1.524	10.13	86.85
2	1.459	19.34	70.31
	1.492	12.96	78.89
	1.569	7.97	97.49
	1.578	7.68	99.56
	1.593	7.49	102.92
	1.568	7.94	97.28
	1.514	11.25	84.39
3	1.442	24.94	65.74
	1.467	18.09	72.43
	1.514	11.41	84.39
	1.553	8.11	93.78
	1.589	7.6	102.03
	1.564	8.01	96.34
	1.539	9.05	90.46

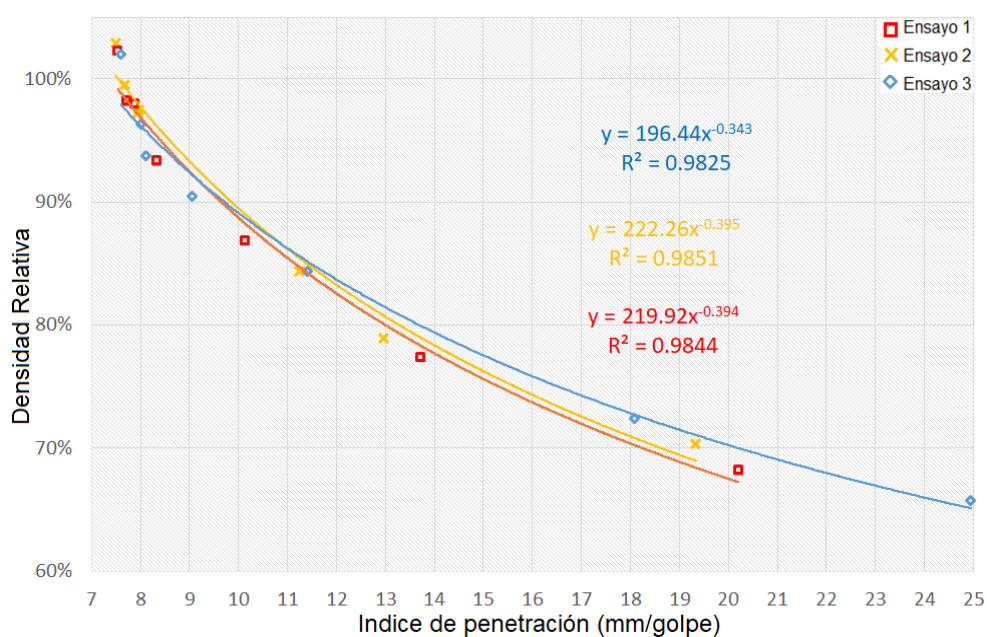


Figura 55 índice de penetración vs densidad relativa suelo ML

Tabla 33
Índice de penetración y densidad relativa para suelo SM

Ensayo	Densidad Seca (g/cm ³)	DCP (mm/golpe)	Dr (%)
1	1.468	52.21	30.50
	1.591	14.76	74.92
	1.637	9.67	89.82
	1.668	6.51	99.39
	1.670	6.32	100.00
	1.603	11.79	78.89
	1.533	23.64	54.86
2	1.478	47.71	34.39
	1.570	18.94	67.83
	1.618	10.33	83.77
	1.656	8.26	95.73
	1.662	7.14	97.57
	1.614	10.58	82.48
	1.545	21.45	59.14
3	1.512	29.83	47.22
	1.602	12.09	78.56
	1.654	8.51	95.11
	1.674	6.24	101.21
	1.645	9.02	92.32
	1.586	15.18	73.25
	1.540	22.69	57.36

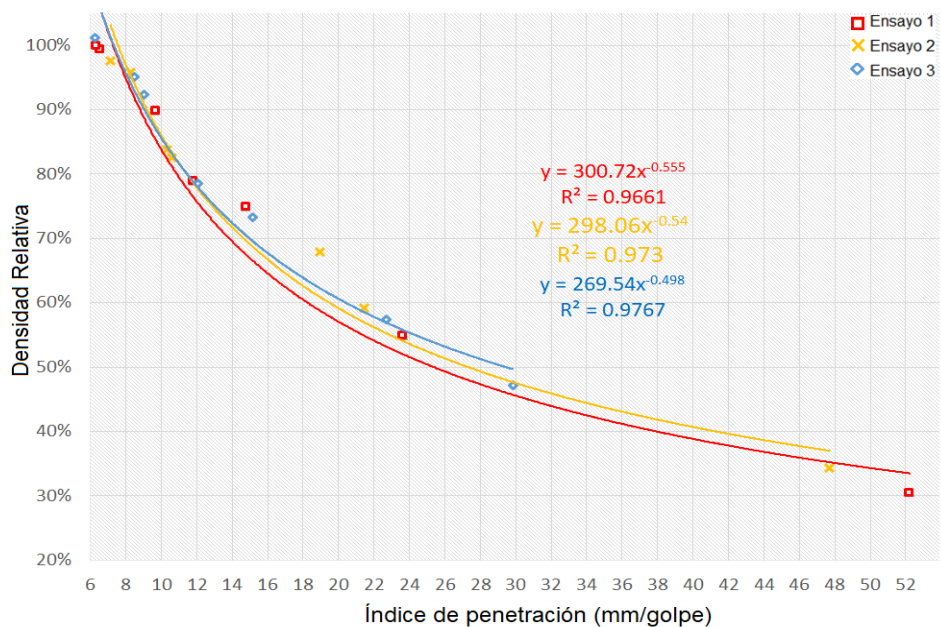


Figura 56 índice de penetración vs densidad relativa suelo SM

3.8. Proceso de compactación in-situ

Una vez definidos los resultados de los ensayos de laboratorio se estableció una metodología del proceso de compactación en campo para lo cual se procedió a la construcción de una subrasante con la finalidad de evaluar las relaciones de densidad y humedad in-situ con las de laboratorio. En la figura 57 se presenta un esquema del tramo a compactar, el suelo ML corresponde a los primeros 6 m y el suelo SM a los 4 m restantes.

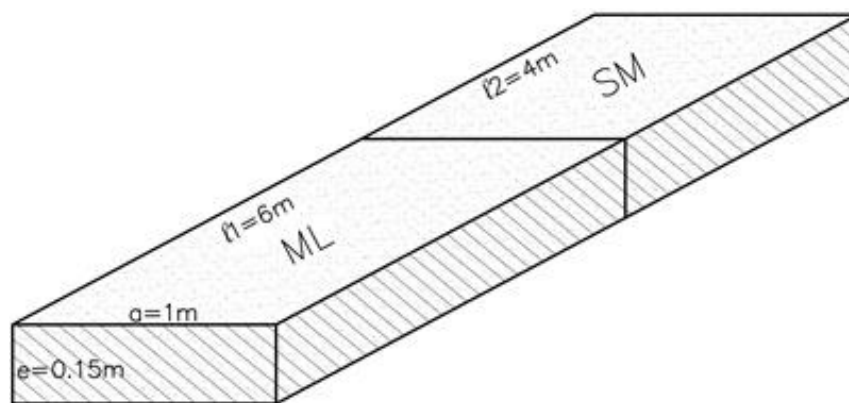


Figura 57 Esquema compactación in-situ

3.8.1. Determinación del volumen de tierra

La determinación del volumen del material para la compactación in-situ depende de la masa de los sólidos que se obtiene mediante los parámetros de laboratorio densidad aparente, densidad máxima seca y contenido de humedad, el volumen del material se ajusta al contenido de humedad del suelo in-situ, mientras que la masa de los sólidos permanece constante.

Con la finalidad de cuantificar el material requerido a ser compactado se realizó el cálculo del volumen de tierra para lo cual se muestra la metodología utilizada para ambos tipos de suelo, a continuación se detalla el cálculo del volumen para el suelo ML especificado en figura 57. Para este material se determinó una densidad aparente 1.707 g/cm^3 " ρ_m ", humedad natural 16.90% "w", densidad seca máxima 1.58 g/cm^3 " ρ_{dmax} " y humedad óptima 18.48% " W_{opt} ", estos valores se determinaron mediante el análisis presente en el capítulo 4.

- Se determina el volumen compactado de suelo mediante la ecuación 3.12,

$$V = l * a * e \quad (3.12)$$

$$V = 6 * 1 * 0.15 = 0.90 \text{ m}^3$$

- De la ecuación 3.13 se obtiene la masa de los sólidos compactados:

$$M_s = V * \rho_{dmax} \quad (3.13)$$

$$M_s = 0.90 \text{ m}^3 * 1580 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1422 \text{ kg}$$

- Se determina la masa de agua óptima (M_{wopt}) del suelo necesaria para la compactación y la masa de agua (M_w) del suelo natural mediante la ecuación 3.14.

$$M_w = W\% * M_s \quad (3.14)$$

$$M_{wopt} = 0.1848 * 1422 = 262.79 \text{ kg}$$

$$M_w = 0.169 * 1422 = 240.32 \text{ kg}$$

- El volumen de tierra necesario para compactarse está dado por la ecuación 2.12, teniendo en cuenta que la masa de los sólidos compactados es igual a la masa natural para este volumen.

$$V_t = \frac{(1422 \text{ kg} + 240.32 \text{ kg})}{1707 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 0.97 \text{ m}^3$$

- Los datos de densidad aparente, contenido de agua, densidad máxima seca y contenido de humedad para el suelo SM son:

$$\rho_m = 1.68 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}; W\% = 11.71\%$$

$$\rho_{dmax} = 1.67 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}; W_{opt} = 14.73\%$$

- Para el cálculo de la cantidad de suelo SM requerido para compactar se parte de las ecuaciones explicadas anteriormente y se tiene:

$$V = 4 * 1 * 0.15 = 0.60m^3$$

$$M_s = 0.60 m^3 * 1670 \frac{kg}{m^3} = 1002 kg$$

$$M_{wopt} = 0.1473 * 1002 = 147.60 kg$$

$$M_w = 0.1171 * 1002 = 117.33 kg$$

$$V_t = \frac{(1002 kg + 117.33 kg)}{1680 \frac{kg}{m^3}} = 0.67 m^3$$

3.8.2. Determinación de la cantidad de agua

Para alcanzar el contenido de humedad óptimo establecido en laboratorio es imprescindible cuantificar la cantidad de agua requerida, si esta cantidad excede o es inferior a la humedad óptima es necesario secar o humectar el suelo a través de un método de aplicación descrito posteriormente. La ecuación 3.15 define a la cantidad de agua requerida (M_{wreq}) como la diferencia entre la masa de agua óptima (M_{wopt}) y la masa de agua contenida en el suelo natural (M_w), como la densidad del agua es 1 g/cm^3 la cantidad de agua puede expresarse en términos de volumen o masa.

$$M_{wreq} = M_{wopt} - M_w$$

(3. 15)

$$M_{wreq} = 262.79 - 240.32 = 22.47 kg = 22.47 lt$$

Expresado en galones:

$$V_{wreq} = 22.47 lt * \frac{1 gal}{3.785 lt} = 5.94 gal$$

Para el caso del suelo SM la cantidad de agua requerida es:

$$Mwreq = 147.60 - 117.33 = 30.27 \text{ kg} = 30.27 \text{ lt}$$

$$Vwreq = 30.27 \text{ lt} * \frac{1 \text{ gal}}{3.785 \text{ lt}} = 7.99 \text{ gal}$$

3.8.2.1. Compensación por evaporación

El efecto de la evaporación causa una minoración del contenido de agua y no permite alcanzar la humedad óptima, por tanto para compensar este hecho, se estudió la influencia de la temperatura en el sitio de compactación, este ensayo se realizó dejando secar muestras de suelo (ver figura 58), registrando su peso y temperatura en intervalos de tiempo controlados desde las 8:00 hasta las 17:00 debido a que en este horario se registran las temperaturas más altas del día. En la tabla 34 se presentan los registros de este ensayo que se realizó durante 3 días, se determinó una corrección por evaporación del 0.084% de " $Mwopt$ " según el análisis presentado en la sección 4.4.

Tabla 34
Ensayo de evaporación de los suelos

Hora	Día 1				Día 2			
	M1	M2	°C	%Ev	M1	M2	°C	%Ev
8am-9am	700.00	699.69	19.1	0.0443	800.00	799.59	19.4	0.0512
9am-10am	699.69	699.31	20.2	0.0543	799.59	799.11	20.5	0.0600
10am-11am	699.31	698.85	21.3	0.0658	799.11	798.60	21.6	0.0638
11am-12pm	698.85	698.22	22.5	0.0901	798.60	798.01	22.7	0.0739
12pm-1pm	698.22	697.46	23.8	0.1088	798.01	797.34	24.0	0.0840
1pm-2pm	697.46	697.03	23.2	0.0617	797.34	796.71	23.4	0.0790
2pm-3pm	697.03	696.67	22.9	0.0516	796.71	796.16	22.6	0.0690
3pm-4pm	696.67	696.36	21.6	0.0445	796.16	795.83	21.3	0.0414
4pm-5pm	696.36	696.08	20.3	0.0402	795.83	795.51	20.1	0.0402

Continua \longrightarrow

Día 3				
Hora	M1	M2	°C	%Ev
8am-9am	760.00	759.58	19.2	0.0553
9am-10am	759.58	759.15	20.3	0.0566
10am-11am	759.15	758.69	21.4	0.0606
11am-12pm	758.69	758.02	22.6	0.0883
12pm-1pm	758.02	757.28	24.2	0.0976
1pm-2pm	757.28	756.79	23.5	0.0647
2pm-3pm	756.79	756.33	22.4	0.0608
3pm-4pm	756.33	755.92	21.1	0.0542
4pm-5pm	755.92	755.57	20.0	0.0463



Figura 58 Ensayo de evaporación

En la tabla 35 se presentan los resultados de los requerimientos para la compactación in-situ establecidos para ambos sitios de estudio.

Tabla 35
Requerimientos para la compactación in-situ

Ensayo	Suelo ML	Suelo SM	Unidad
Densidad aparente ρ_d	1.460	1.520	g/cm ³
Densidad aparente ρ_m	1.707	1.68	g/cm ³
Humedad natural	16.90	11.71	%
Densidad seca máxima	1.580	1.670	g/cm ³
Humedad optima	18.48	14.73	%

Continua →

Volumen de tierra	0.97	0.67	m ³
Volumen de agua	5.94	7.99	gal
Factor de evaporación	0.084	0.084	%
Volumen corregido de agua	5.99	8.02	gal

3.8.3. Método de aplicación

Una vez se definida la cantidad de agua requerida para compactar el suelo, se pueden emplear dos métodos de aplicación, si esta cantidad respecto a la humedad óptima está en demasía se utiliza el método de saturación para secar el suelo caso contrario si la cantidad está en déficit se aplica el método de distribuidor de agua para humectarlo.

3.8.3.1. Saturación

Condiciones geográficas y climatológicas pueden al incrementar en exceso el contenido de humedad respecto de la humedad óptima necesaria para la compactación y con suficiente tiempo satura el mismo. Esta demasía de agua impide la reorganización de las partículas y limita la densidad seca máxima que debe alcanzar el suelo, cuando se produce este estado se debe aminorar la cantidad de agua presente mediante diferentes metodologías de secado.

Para lograr este efecto se realiza a través de la aireación que consiste en la escarificación y remoción del material mediante maquinaria (motoniveladora, retroexcavadora, ripper, bocat, bulldozer, etc), exponiendo el material a la temperatura ambiente. Cuando es necesario lograr este efecto en un tiempo reducido o no se dan las condiciones ambiente para la aireación se puede agregar un agente estabilizador que reaccione con las partículas presentes en el suelo y modifique sus propiedades físicas, los agentes más comunes son: La cal, ceniza volante, cloruro de sodio y cemento. Si el exceso de humedad es causado por un nivel freático alto en el suelo es necesario la construcción de un drenaje subsuperficial antes de proceder con una metodología de secado.

3.8.3.2. Distribuidor de agua

Agregar una cantidad de agua al suelo de forma controlada y uniforme requiere un mecanismo que distribuya el agua sobre la superficie del suelo a compactar sea este a gravedad o bajo diferentes presiones (bombeo), para lo cual se indica el procedimiento de diseño de un sistema de distribución de agua a gravedad con una flauta con aspersores para los suelos de estudio.

En este diseño se consideró un tanque cisterna de 1000 litros con una salida de 2" con sistema de tuberías de ½" conectado mediante accesorios con una llave de paso que controla la salida del caudal a una barra posterior que contiene aspersores ver figura 59, basado en la tabla 17, se definió el área de humectación por aspersor a diferente altura y ángulo de aspersion, estos valores se verificaron mediante múltiples pruebas de campo en base al vehículo disponible para la aplicación de la distribución de agua in-situ.

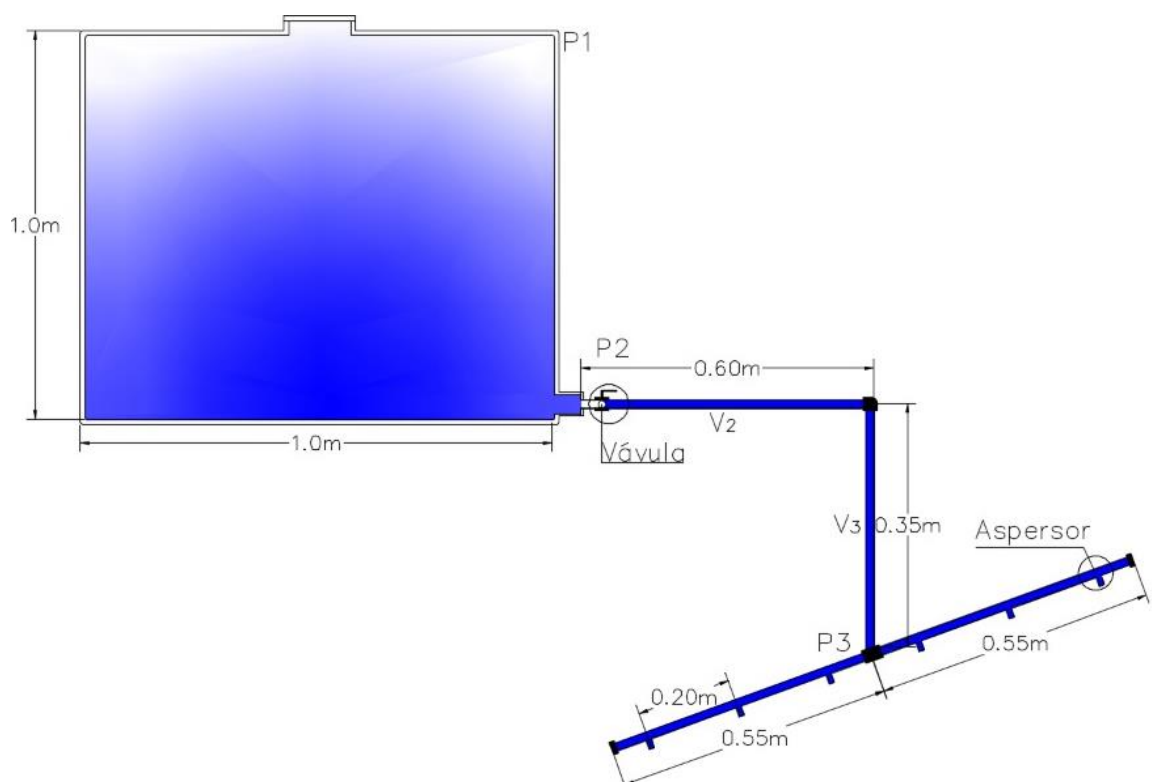


Figura 59 Esquema de distribuidor de agua

Las secciones de las tuberías se definieron en base a la tabla 19 y se establecieron 2 tramos de análisis, el primero comprendido desde la salida de agua de la cisterna hasta el codo con longitud de 0.6 m, el segundo comprende desde el codo hasta la división “T” con longitud de 0.35 m, a continuación se detalla el procedimiento de cálculo del caudal de salida en función del número de aspersores colocados en la barra de distribución.

- Se calcula el área de cada tubería mediante la ecuación 3.16, la relación de los diámetros en la ecuación 3.17 y se determina el coeficiente de pérdida por reducción “ ξ_{red} ” según la tabla 36.

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (3.16)$$

$$A_1 = \pi * \frac{5.25^2}{4} = \pi * 6.8906 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \pi * \frac{1.58^2}{4} = \pi * 0.6241 \text{ cm}^2$$

$$\text{Relación de diámetros} = \frac{A_2}{A_1} \quad (3.17)$$

$$\text{Relación de diámetros} = \frac{\pi * 0.6241 \text{ cm}^2}{\pi * 6.8906 \text{ cm}^2} = 0.09$$

Tabla 36
Coeficiente de pérdidas por reducciones bruscas

$\frac{A_2}{A_1}$	0.01	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8
ξ	0.45	0.39	0.35	0.28	0.2	0.09

Fuente: (Sandoval, 2013)

La relación 0.09 se encuentra en el intervalo 0.01 – 0.1 para lo cual se interpola y se obtiene el valor ξ_{red} .

$$\xi_{red} = 0.40$$

- Mediante la tabla 37 Se determina el coeficiente de pérdida por válvula esférica " ξ_{val} " que depende de ángulo α (ver figura 60) se consideró un ángulo $\alpha=5^\circ$.

Tabla 37
Coeficiente de pérdidas de válvula esférica

α	10°	20°	30°	40°	50°	60°
ξ	0.05	0.29	1.56	5.47	17.3	52.6

Fuente: (Sandoval, 2013)

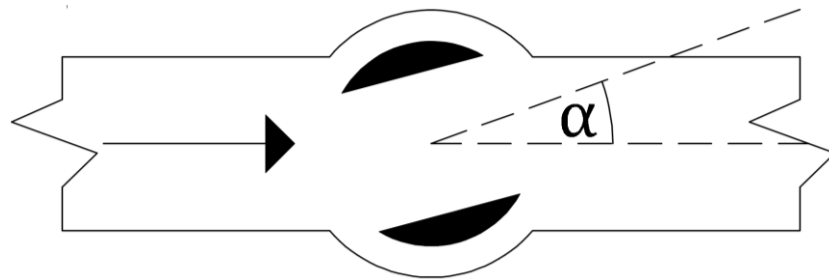


Figura 60 Abertura de ángulo α válvula

Fuente: (Sandoval, 2013)

$$\xi_{val} = 0.025$$

- Se determina la velocidad se salida " V_2 " a la tubería de $\frac{1}{2}$ " y su coeficiente de pérdidas por velocidad " C_v " mediante las ecuaciones 2.33 y 2.34.

$$C_v = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.40 + 0.025}} = 0.84$$

$$V_2 = 0.84 * \sqrt{2 * 9.81 * 1} = 3.72 \frac{m}{s}$$

- Se define el tipo de flujo que se encuentra el agua mediante la ecuación 2.25 con la velocidad " V_2 " y la viscosidad " ν " definida en la tabla 18.

$$Re = \frac{3.72 * 0.0158}{1.14 * 10^{-6}} = 51557.89$$

$$51557.89 > 4000 \therefore \text{Turbulento}$$

- Se calcula el coeficiente de pérdidas por longitud, mediante la ecuación 2.32 (Blasius) recomendada para valores de Reynolds $< 10^5$.

$$\lambda = \frac{0.316}{51557.89^{0.25}} = 0.021$$

- Se calcula el coeficiente de pérdida por accesorios, mediante la tabla 38 para codo 90° " ξ_{codo} " (ver figura 61) y mediante la figura 62 para T " ξ_T ".

Tabla 38

Coeficiente de pérdidas codo giro brusco

α	30°	45°	60°	75°	90°	120°
ξ	0.16	0.32	0.56	0.81	1.19	2.24

Fuente: (Sandoval, 2013)

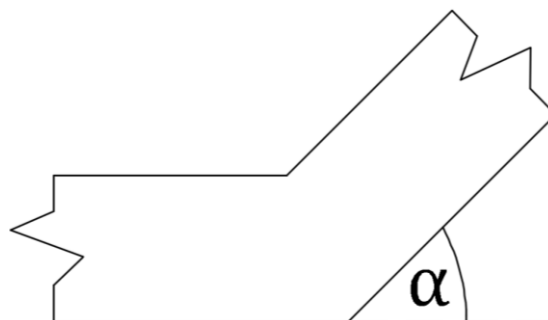


Figura 61 Giro de codo ángulo α

Fuente: (Sandoval, 2013)

$$\xi_{codo} = 1.19$$

DIRECCIÓN DEL FLUJO					
DIRECCIÓN DEL FLUJO					
	0.1	0.1	2.0	3.0	0.5

Figura 62 Coeficiente de pérdidas "T"

Fuente: (Sandoval, 2013)

$$\xi_T = 1.5$$

- Se determina la velocidad " V_3 " aplicando la ecuación 3.18

$$Z_2 + \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} = Z_3 + \frac{\rho_3}{\gamma} + \frac{V_3^2}{2g} + \xi \frac{V_3^2}{2g} + \lambda \frac{l_{2-3} * V_3^2}{D * 2g}$$

(3. 18)

$$\therefore \frac{\rho_2}{\gamma} = \frac{\rho_3}{\gamma} \quad ; \quad V_2 = 3.72 \frac{m}{s} \quad ; \quad Z_2 = 0.35 \text{ m} \quad ; \quad Z_3 = 0 \text{ m} \quad ; \quad l_{2-3} = 0.95 \text{ m}$$

$$0.35 + \frac{3.72^2}{2 * 9.81} = \frac{V_3^2}{2 * 9.81} + (1.19 + 1.5) \frac{V_3^2}{2 * 9.81} + (0.021) \frac{(0.95) * V_3^2}{0.0158 * 2 * 9.81}$$

$$1.05 = \frac{V_3^2}{19.62} + 0.137 V_3^2 + 0.064 V_3^2$$

$$V_3 = 2.04 \frac{m}{s}$$

- Se establece una altura de aplicación de 30 cm en base al camión Chevrolet NHR conjuntamente con la tabla 17 se define el ángulo de chorro y la distancia entre cada aspersor para garantizar una correcta humectación del suelo. Para este sistema de distribución se calcularon 6 aspersores colocados a una distancia de 20 cm entre los mismos (ver figura 63), el modelo de aspersor se construyó experimentalmente en

un torno mediante el esquema presente en la figura 64, cada aspersor cuenta con 6 orificios de 3 mm de diámetro, con un ángulo de salida de 60° .

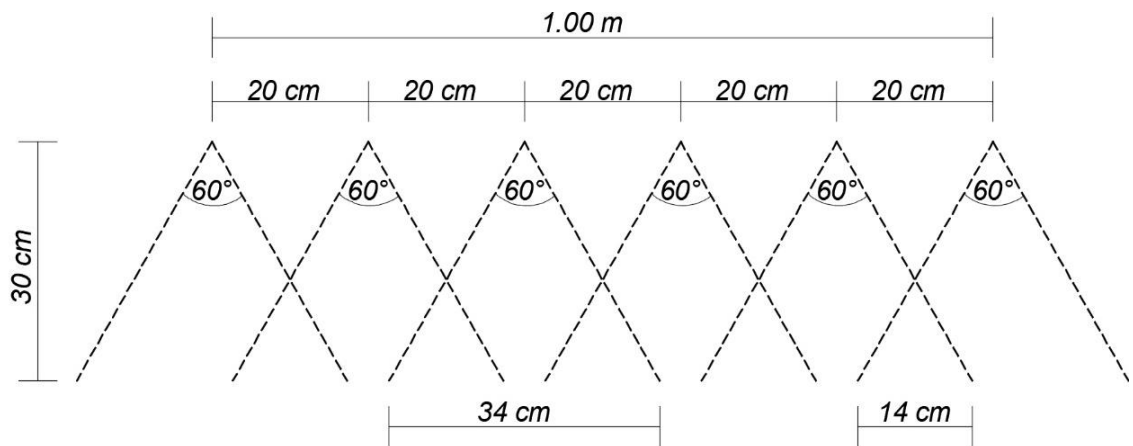


Figura 63 Distribución de los aspersores

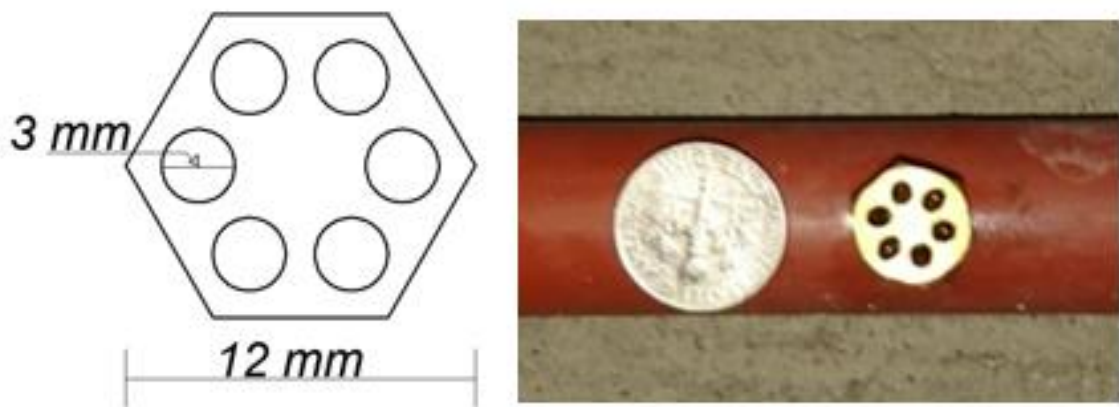


Figura 64 Distribución de agujeros de aspersor

- El aspersor fue construido con una aleación metálica basada en cobre en un taller mecánico, mediante torno (8211-RML-1440) se ajustó el aspersor a un dispositivo que permitió graduar el ángulo entre agujeros para su distribución en planta, la inclinación del taladro proporcionó un ángulo de 60° por el cual dispersa el agua en los agujeros (ver figura 65).



Figura 65 Fabricación de aspersor

- Se define el caudal de salida a través del sistema de dispersión con la ecuación 3.19, donde la velocidad es " V_3 " y " A_{eq} " corresponde a la suma de las áreas de salida que tienen los seis aspersores en sus agujeros.

$$Q = A_{eq} * V_2$$

(3. 19)

$$A_{eq} = 36 * \pi * \frac{0.003^2}{4} = 0.000254 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.000254 * 2.04 = 0.00052 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0.00052 * 1000 = 0.52 \text{ l/s}$$

$$Q = \frac{0.52}{3.785} = 0.14 \text{ gal/s}$$

3.8.4. Tasa de aplicación

La tasa de aplicación (T_w) corresponde a la velocidad en que se adiciona el agua al suelo por medio del vehículo que contiene el sistema de distribución de agua en una sección definida de unidad (m^3), la determinación de esta tasa permite direccionar al operador a mantener una velocidad constante del vehículo en un número de vueltas determinado, así también la tasa de aplicación puede modificarse de acuerdo al caudal de salida del distribuidor a través de una válvula esférica que lo regule, a continuación se detalla el cálculo para el suelo ML. La tabla 39 presenta la tasa de aplicación para diferentes velocidades de vehículo con distribuidor de caudal constante.

Según lo determinado en la sección 3.8.2 y 3.8.3 la cantidad de agua requerida para un volumen de $0.9 m^3$ es de 5.99 galones y el caudal del distribuidor es de 0.14 gal/s, se consideró una tasa de aplicación " T_w " de 2 km/h (0.555 m/s).

- Se determina la relación " F_w ", cantidad de agua requerida para un volumen cualquiera

$$F_w = \frac{V_{wreq}}{V} \quad (3. 20)$$

$$F_w = \frac{5.99 \text{ gal}}{0.9 m^3} = 6.655$$

- Se define la sección patrón en planta " V_u " (ancho 1 m y longitud "d" 1 m) y espesor 0.15 m

$$V_u = 1 m * 1 m * 0.15 m = 0.15 m^3$$

- En base a la sección se calcula la cantidad de agua por unidad " V_{wu} "

$$V_{wu} = V_u * F_w \quad (3. 21)$$

$$V_{wu} = 0.15 * 6.655 = 0.99 \text{ gal}$$

- Se calcula el número de pasadas del tanquero “PT”

$$PT = \frac{Vwu * Tw}{Q * d}$$

(3. 22)

$$PT = \frac{0.99 \text{ gal} * 0.555 \frac{m}{s}}{0.14 \frac{\text{gal}}{s} * 1 \text{ m}} = 4 \text{ pasadas}$$

Para el suelo SM la cantidad de agua requerida para un volumen de 0.6 m^3 es de 8.02 galones y el caudal del distribuidor es de 0.14 gal/s, se consideró una tasa de aplicación “Tw” de 2 km/h (0.555 m/s).

$$Fw = \frac{8.02 \text{ gal}}{0.6 \text{ m}^3} = 13.366$$

$$Vu = 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0.15 \text{ m} = 0.15 \text{ m}^3$$

$$Vwu = 0.15 * 13.366 = 2.01 \text{ gal}$$

$$PT = \frac{2.01 \text{ gal} * 0.555 \frac{m}{s}}{0.14 \frac{\text{gal}}{s} * 1 \text{ m}} = 8 \text{ pasadas}$$

Tabla 39
Número de pasadas del camión cisterna

Tw (km/h)	Abertura válvula °	Diámetro tubería pulg	Diámetro orificio mm	Q distrib (gal/s)	Suelo ML PT	Suelo SM PT
2	5	1/2''	3	0.137	4	8
	55		4	0.138		
5	15	3/4''	5.5	0.464		
10	5	1''	7.5	0.93	3	6
15	15	1 1/2''	9.5	1.387		

Se acota que para obtener un número de pasadas se puede modificar el ángulo de abertura de la válvula, el diámetro de la tubería o el diámetro de los orificios de los aspersores con la condición de que el número de pasadas sea lo más exacto posible.

3.9. Maquinaria

En función de las propiedades de los materiales de estudio y según las características descritas en la sección 2.8.5, se eligió la maquinaria VIBROMAX VM 66D (ver figura 66) cuyo funcionamiento es mixto (presión estática – vibración), en las tablas 40, 41 y 42 se prestan las especificaciones técnicas del equipo utilizado.

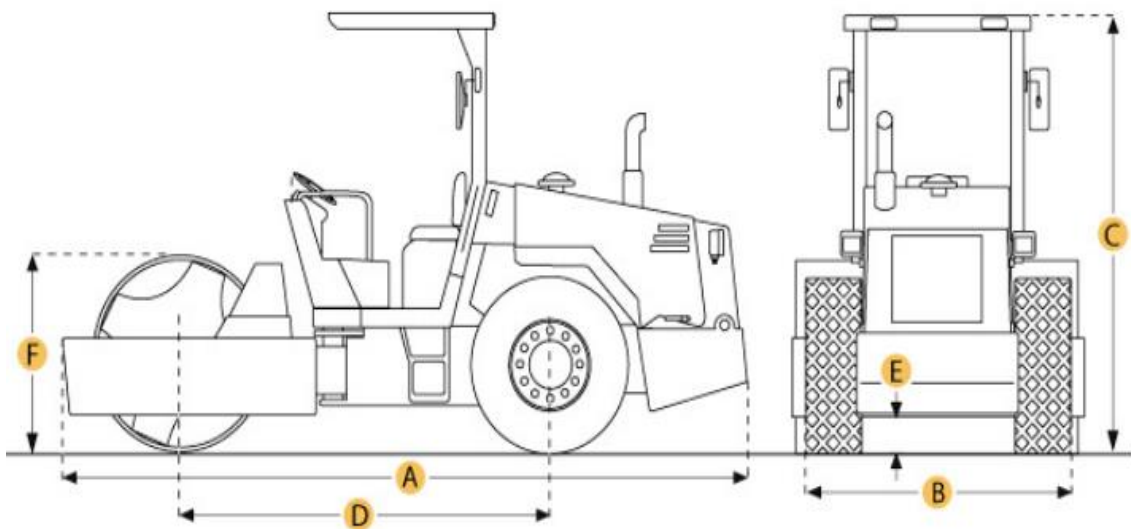


Figura 66 Esquema VIBROMAX VM 66D

Fuente: (J.C. Bamford Excavators Limited, 2008)

Tabla 40
Dimensiones Estáticas

Descripción	Dimensión	Unidad
A. Longitud total	4887	mm
B. Ancho total	1750	mm
C. Altura total	2845	mm
D. Distancia entre ejes	2415	mm
E. Altura al chasis	389	mm
F. Diámetro del tambor	1220	mm

Fuente: (J.C. Bamford Excavators Limited, 2008)

Tabla 41
Datos Operativos

Descripción	Dimensión		Unidad
Peso operativo	7500		kg
Carga lineal operativa	20.5		kg/cm
Etapas de vibración	1	2	----
Frecuencia del excitador	29	36	Hz
Amplitud nominal	2	0.8	mm
Fuerza centrífuga por tambor	138	84	KN
Fuerza centrífuga/anchura de tambor	789	480	N/cm
Profundidad de compactación	65	50	cm
Velocidad de trabajo máxima	6.9		km/h
Velocidad de desplazamiento máxima	11		km/h
Angulo de giro máximo de la dirección	±28		°
Oscilación vertical	±15		°
Radio de giro interior	2.97		mm
Neumáticos	14.9-24/6PR AWT		----
Regularización de las pendientes	31° (60%)		° (%)

Fuente: (J.C. Bamford Excavators Limited, 2008)

Tabla 42
Características del motor

Descripción	Características
Marca	Cummins
Modelo	B 3.3
Cilindraje	4399 cm ³
Potencia	60 Kw
Revoluciones por minuto	2200 rpm
Dispositivo de arranque	Motor eléctrico
Capacidad de combustible	230 Lts

Fuente: (J.C. Bamford Excavators Limited, 2008)



Figura 67 Equipo compactador VIBROMAX VM 66D

3.9.1. Número de pasadas del equipo

La determinación del número de pasadas del equipo compactador se calcula en base a la ecuación 3.23 donde “E” representa la energía de compactación de laboratorio (proctor modificado) para obtener “ ρ_{dmax} ”, “Vt” es el volumen de tierra transportado necesario para compactar la plataforma, “Pr” representa el peso del rodillo, en la tabla 43 se indica la cantidad de pasadas para los diferentes suelos de estudio. A continuación se detalla el proceso de cálculo del número de pasadas del suelo ML.

$$\# \text{ de Pasadas} = \frac{E * Vt}{\text{Superficie} * Pr}$$

(3. 23)

- El valor de “Pr” está definido en las especificaciones del equipo y corresponde a 7.5 Tn para VIBROMAX VM 66D

$$\# \text{ de Pasadas} = \frac{2696 \left(KN - \frac{m}{m^3} \right) * 0.97 (m^3)}{1 m * 6 m * 73.54 KN} = 5.94$$

$$\# \text{ de Pasadas} = 6$$

- Para el suelo SM se obtiene:

$$\# \text{ de Pasadas} = \frac{2696 \left(KN - \frac{m}{m^3} \right) * 0.67 (m^3)}{1 m * 4 m * 73.54 KN} = 6.14$$

$$\# \text{ de Pasadas} = 6$$

Tabla 43
Número de pasadas del equipo compactador

	Suelo ML	Suelo SM
# Pasadas	6	6
Compactador		

3.10. Compactación in-situ

El proceso de compactación in-situ se realizó en varias fases estableciendo una metodología apropiada para al alcanzar el grado de compactación deseado en ambos tipos de suelo, el lugar establecido para este ensayo fue el parque industrial Itulcachi debido a la configuración topográfica del terreno en un plataforma como se indica en la figura 68. A continuación se detallan el procedimiento realizado, que inicia con el procesamiento del material y finaliza con el control de la compactación.



Figura 68 Plataforma para compactación

3.10.1. Procesamiento del material

Al ubicarse la plataforma en el parque industrial, para el material ML su extracción y traslado se realizó con relativa facilidad por su cercanía, mediante una retroexcavadora se colocó el material en una volqueta la misma que lo traslado a la plataforma como se indica en la figura 69. En el caso del material SM se limitada el acceso de maquinaria ya que el mismo se encuentra recubierto por las mallas de protección de taludes (Geomembrana), por lo que se requirió extraer el material de forma manual mediante fundas plásticas reforzadas introducidas en sacos transportadas en carretillas hasta el lugar donde pudo acceder el camión (ver figura 70) que transporto el suelo a la plataforma.



Figura 69 Procesamiento del material ML



Figura 70 Extracción y movimiento manual del material SM



Figura 71 Transporte y descarga del material SM

3.10.2. Tendido del material

Una vez transportado el material se procedió a delimitar la zona a compactar para lo cual se tendió el volumen de suelo necesario para alcanzar la capa detallada en la figura 57, esta longitud comprende un tramo de 10 m que se preparó con ambos tipos suelo (sección 3.8), para garantizar que la humedad natural del suelo se mantenga este procedimiento se realizó a las 18:00 horas del día previo a la compactación además se colocó una protección plástica sobre el material impidiendo la evaporación ver figura 72.



Figura 72 Tendido de los materiales ML (6 m) y SM (4 m)

3.10.3. Proceso de compactación

Una vez el material se encontró tendido se procedió a realizar la hidratación según lo definido en la sección 3.8.2, para esto se retiró la protección plástica y el camión cisterna distribuyó el agua con una tasa de aplicación de 2 km/h (ver figura 73) en 4 pasadas para los 10 m y se compenso con 4 pasadas adicionales en el tramo del material SM por las condiciones de humedad natural, para obtener una composición homogénea del contenido de agua en los materiales, se contó con una cuadrilla de obreros con la función de mezclar suelo y agua con la ayuda de palas (ver figura 74), una vez finalizado este proceso se procedió aplicar energía de compactación a una velocidad de 3 km/h (Ver figura 75) mediante la maquinaria definida anteriormente y se aplicaron 6 pasadas en toda la longitud de la plataforma.



Figura 73 Hidratación del material



Figura 74 Homogenización del agua en el suelo



Figura 75 Aplicación de la energía de compactación

3.11. Control de compactación

Terminado el proceso de compactación se procedió a realizar la verificación de la densidad máxima seca obtenida mediante los ensayos de cono y arena (ver figura 76) y cono dinámico de penetración (ver figura 77), en la tabla 44 se indican los valores obtenidos para el cono y arena.



Figura 76 Control de compactación cono y arena

Tabla 44
Control de compactación cono y arena – in-situ

Suelo	ML		SM	
Ensayo	1	2	1	2
Humedad (%)	18.20	18.10	14.42	14.56
Densidad	1.531	1.523	1.591	1.612



Figura 77 Control de compactación DCP,

En la tablas 45, 46, 47,48 se indican los índices de penetración de los ensayos in-situ basadas en la normativa ASTM D 6951-03, se utilizó un factor de mazo “FM = 1” porque la pesa empleada fue 8 Kg, el análisis y discusión de los resultados del control de la compactación se presentan en la sección 4.6.

Tabla 45
DCP ensayo 1 suelo ML

G*	TG*	PLI* (mm)	PLC* (mm)	PL* (mm)	PG* (mm)	FM*	Índice DCP (mm/golpe)
0	0	0	0	0			
1	1	7	7	7	7	1	7
1	2	17	17	10	10	1	10
1	3	25	25	8	8	1	8
1	4	34	34	9	9	1	9
1	5	42	42	8	8	1	8
1	6	53	53	11	11	1	11
1	7	64	64	11	11	1	11
1	8	74	74	10	10	1	10
1	9	86	86	12	12	1	12
1	10	98	98	12	12	1	12
1	11	109	109	11	11	1	11
1	12	119	119	10	10	1	10
1	13	128	128	9	9	1	9
1	14	137	137	9	9	1	9
1	15	146	146	9	9	1	9

G* = Golpes in-situ

TG* = Total Golpes

PLI* = Penetración lectura inicial

PLC* = Penetración lectura corregida

PL* = penetración entre lecturas

PG* = Penetración por golpe

FM* = factor de mazo

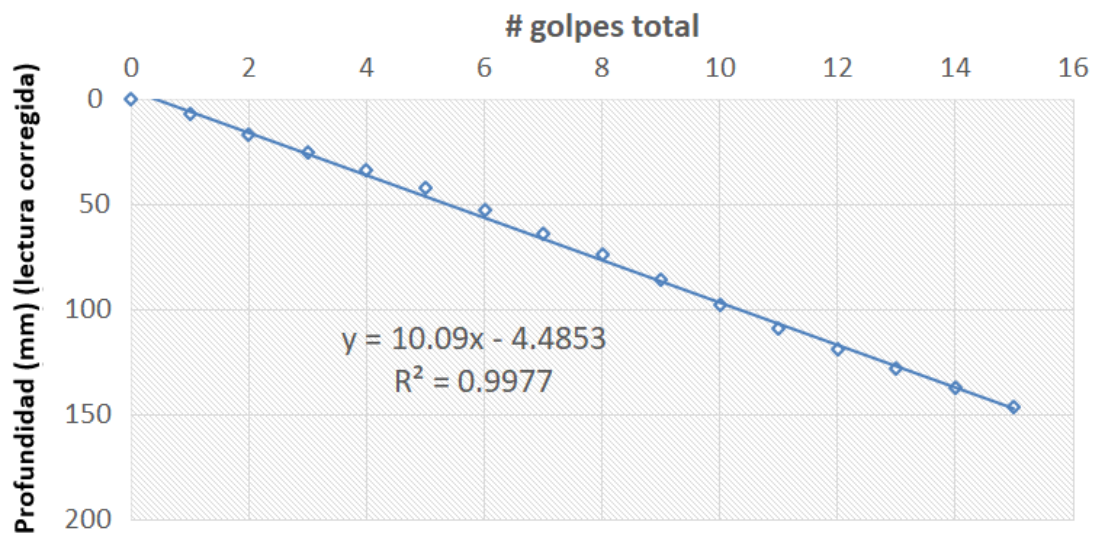


Figura 78 Índice de penetración in-situ ensayo 1 suelo ML

Tabla 46

DCP ensayo 2 suelo ML

G*	TG*	PLI* (mm)	PLC* (mm)	PL* (mm)	PG* (mm)	FM*	Índice DCP (mm/golpe)
0	0	0	0	0			
1	1	11	11	11	11	1	11
1	2	21	21	10	10	1	10
1	3	30	30	9	9	1	9
1	4	41	41	11	11	1	11
1	5	49	49	8	8	1	8
1	6	59	59	10	10	1	10
1	7	71	71	12	12	1	12
1	8	83	83	12	12	1	12
1	9	94	94	11	11	1	11
1	10	106	106	12	12	1	12
1	11	117	117	11	11	1	11
1	12	127	127	10	10	1	10
1	13	136	136	9	9	1	9
1	14	145	145	9	9	1	9

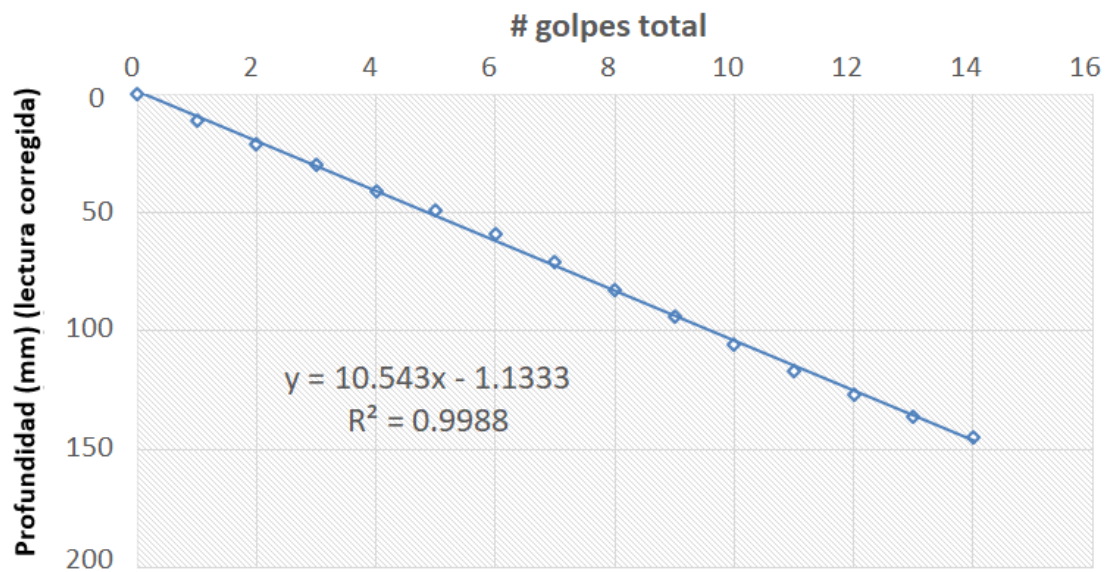


Figura 79 Índice de penetración in-situ ensayo 2 suelo ML

Tabla 47

DCP ensayo 1 suelo SM

G*	TG*	PLI* (mm)	PLC* (mm)	PL* (mm)	PG* (mm)	FM*	Índice DCP (mm/golpe)
0	0	0	0	0			
1	1	10	10	10	10	1	10
1	2	19	19	9	9	1	9
1	3	27	27	8	8	1	8
1	4	36	36	9	9	1	9
1	5	48	48	12	12	1	12
1	6	59	59	11	11	1	11
1	7	69	69	10	10	1	10
1	8	78	78	9	9	1	9
1	9	87	87	9	9	1	9
1	10	95	95	8	8	1	8
1	11	103	103	8	8	1	8
1	12	112	112	9	9	1	9
1	13	120	120	8	8	1	8
1	14	129	129	9	9	1	9

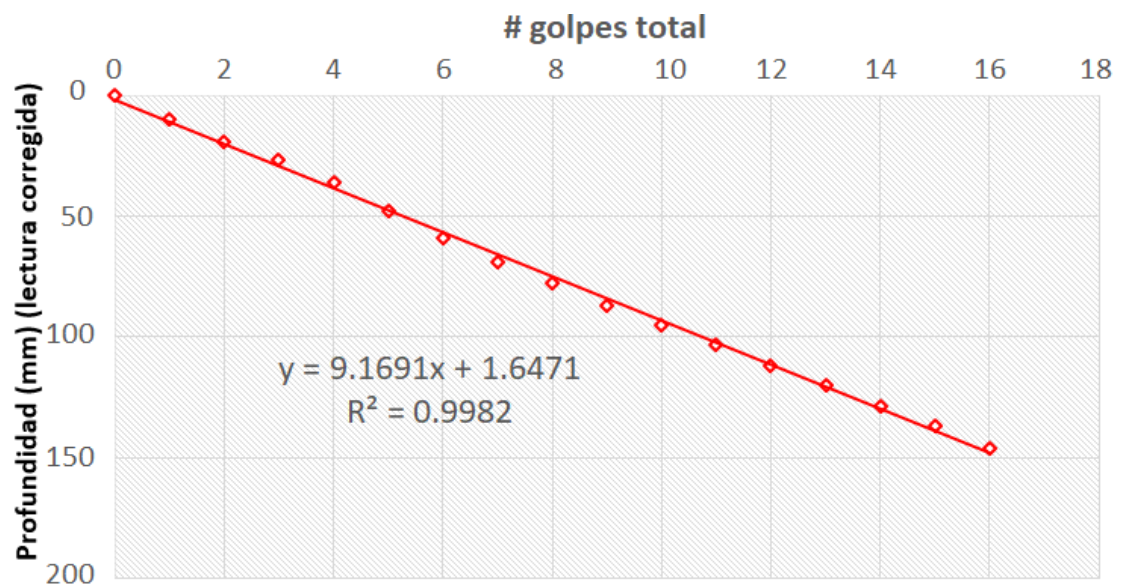


Figura 80 Índice de penetración in-situ ensayo 1 suelo SM

Tabla 48
DCP ensayo 2 suelo SM

G*	TG*	PLI* (mm)	PLC* (mm)	PL* (mm)	PG* (mm)	FM*	Índice DCP (mm/golpe)
0	0	0	0	0			
1	1	8	8	8	8	1	8
1	2	17	17	9	9	1	9
1	3	26	26	9	9	1	9
1	4	37	37	11	11	1	11
1	5	49	49	12	12	1	12
1	6	61	61	12	12	1	12
1	7	72	72	11	11	1	11
1	8	80	80	8	8	1	8
1	9	89	89	9	9	1	9
1	10	99	99	10	10	1	10
1	11	110	110	11	11	1	11
1	12	119	119	9	9	1	9
1	13	127	127	8	8	1	8
1	14	136	136	9	9	1	9

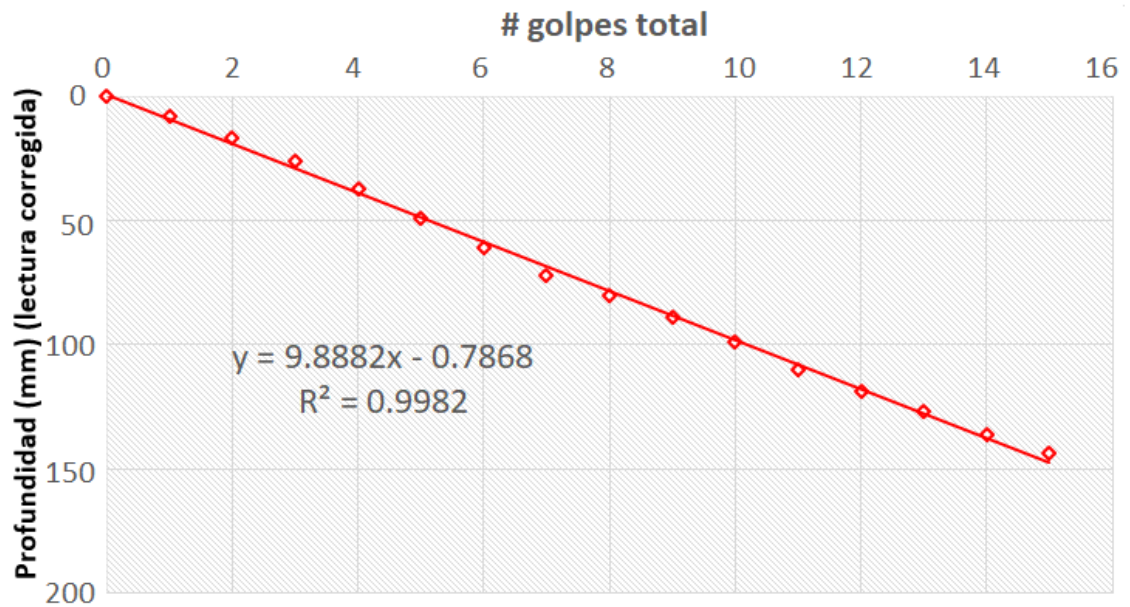


Figura 81 Índice de penetración in-situ ensayo 2 suelo SM

La variación de la penetración por golpe para la profundidad determinada de la capa presente en las figuras de esta sección, permite obtener la pendiente de los puntos cuyo valor representa el índice de penetración in-situ del suelo para lo que se obtuvo un índice de 10.1, 10.5 para el suelo ML y un índice de 9.2, 9.9 para el suelo SM.

CAPÍTULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Estadística descriptiva

La estadística descriptiva es aquella utilizada para describir, resumir, y explorar las características de un conjunto de datos de forma apropiada mediante diferentes metodologías de recolección procesamiento y organización de los mismos con la finalidad de presentar resultados que verifiquen la veracidad de una investigación o muestra seleccionada (Mendenhall & Sincich, 2015).

Los datos se representan mediante tabulaciones y graficas ayudando a la fácil comprensión de la información, para realizar la interpretación y análisis de los datos es necesario contar con valores numéricos que establezcan parámetros para representar la información recolectada y caracterizar la misma en esta sección se presenta los métodos empleados para la presente investigación.

4.1.1. Medidas de tendencia central

En un conjunto de datos existe una disposición de agrupación en torno a un valor promedio o central, las medidas de tendencia son los indicadores numéricos de esta agrupación, el sustento de la estadística descriptiva es la media aritmética la misma que se describe a continuación (Devore, 2008).

- **Media Aritmética** representa el centro de gravedad de un conjunto de datos, se notación es \bar{X} y se determina como la suma de todos los valores de la muestra ($X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n$) dividido para la cantidad de datos "n".

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

(4. 1)

4.1.2. Medidas de dispersión

Estudian la distribución de un conjunto de datos midiendo la diferencia entre un dato y la media, analizando si están concentrados o dispersos, este tipo de medidas permite describir las distribuciones de las agrupaciones de datos, a continuación se describen las medidas empleadas para la validación de la investigación (Newbold, Carlson, & Thorne, 2010).

- **Varianza** permite evaluar la dispersión de los datos respecto a la media aritmética, cuanto más heterogéneos o variables estén los datos del valor central mayor será la varianza en cambio para una varianza pequeña los datos están más agrupados u homogéneos. Se calcula como la sumatoria de las diferencias de los cuadrados de un dato y la media, dividida para el tamaño de la muestra "n", se representa por la letra σ^2 .

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n}$$

(4. 2)

- **Desviación estándar o típica** es la medida de dispersión más utilizada, permite interpretar con mayor facilidad la variabilidad de los datos como un indicador de la distancia de los mismo respecto a la media aritmética se calcula como la raíz cuadrada de la varianza " σ^2 " y se representa por la letra " σ "

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n}}$$

(4. 3)

- **Coefficiente de variación** es un indicador de la variabilidad que existe en una muestra, se calcula como el cociente de la desviación estándar y la media aritmética en valor absoluto, se expresa siempre en porcentaje y se representa por la letra “Cv”.

$$Cv = \frac{\sigma}{\bar{X}} * 100\%$$

(4. 4)

4.1.3. Método estadístico de control de calidad

Para garantizar la confiabilidad y reducción de la variabilidad en el manejo de datos es necesario identificar valores atípicos que pueden presentar inconsistencias en los resultados esperados, para lo cual se han desarrollado varios métodos como: regresión lineal, prueba de Turkey (diagrama Boxplot), prueba de Grubbs, gráficos de control de medias y desviaciones entre otros, para la ensayos realizados en la presente investigación se utilizó este último.

- **Gráfico de control de medias y desviaciones** fue desarrollado por Shewhart como un medio de supervisión de la variación de las características de un conjunto de datos, estas graficas se constituyen mediante un diagrama en el cual se representa un conjunto de datos (ensayos) con un atributo común en el que para controlar la variabilidad se establecen límites de control que permiten identificar los valores atípicos producidos respecto a la media (ver figura 82).

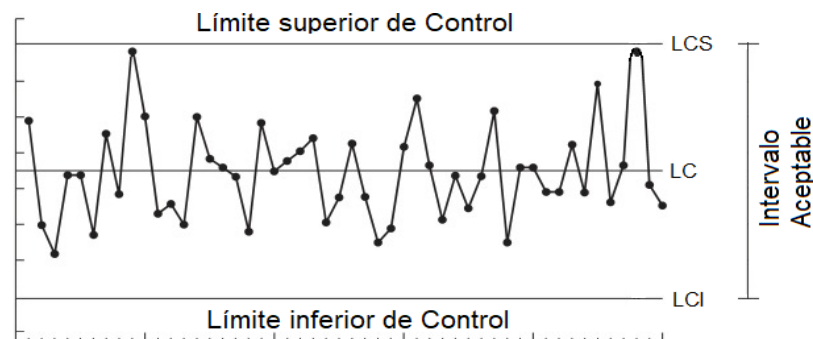


Figura 82 Gráfico de control de medias y desviaciones

Fuente: (Montgomery & Runger, 2004)

- **Límites de control** determinan el intervalo de variación en el cual un dato se considera aceptable, estos límites están diseñados de forma que en la realización de un proceso sin control de calidad rápidamente se presenten puntos fuera de los mismos y se evidencien errores en la obtención de datos o procedimiento de ensayos para este caso. Existen varias formas para determinar estos límites, el método utilizado en esta investigación se basa en las ecuaciones (4.5 y 4.6), donde "t" es el factor que define el nivel de confianza y para el análisis se utilizó $t = 1.96$ (95% confianza).

$$\text{Límite de control superior (LCS)} = \bar{X} + t * \sigma \quad (4.5)$$

$$\text{Límite de control inferior LCI} = \bar{X} - t * \sigma \quad (4.6)$$

- **Recalculo de los límites de control** se realiza cuando en una agrupación de datos se presentan puntos fuera de los límite de la gráfica de control establecida anteriormente y estos tienen una causa asignable, se establecen nuevos límites de control prescindiendo los valores que excedieron los límites, esta secuencia se repite hasta que los puntos restantes se encuentren en el rango de los límites.

4.2. Análisis de la caracterización de los materiales

La interpretación de los datos obtenidos en la investigación se realizará aplicando el método de estadístico descriptivo descrito en la sección 4.1 con el objetivo de brindar confiabilidad a los resultados de los diferentes ensayos realizados y su posterior aplicación en las correlaciones presentes en este capítulo, para este procedimiento se utilizó el software computacional estadístico Minitab 17 (2016) versión estudiantil que facilita la exploración de los datos mediante gráficas y diagramas estadísticos.

4.2.1. Contenido de humedad

Tabla 49

Análisis estadístico del contenido de humedad

Parámetros estadísticos	Suelo ML	Suelo SM
Media Aritmética (%)	16.90	11.71
*Varianza	0.0157	0.0033
*Desviación estándar	0.1252	0.0574
Coefficiente de variación (%)	0.74	0.49
Límite de control superior (LCS)	17.14	11.82
Límite de control inferior (LCI)	16.65	11.60

*Aproximado al cuarto decimal

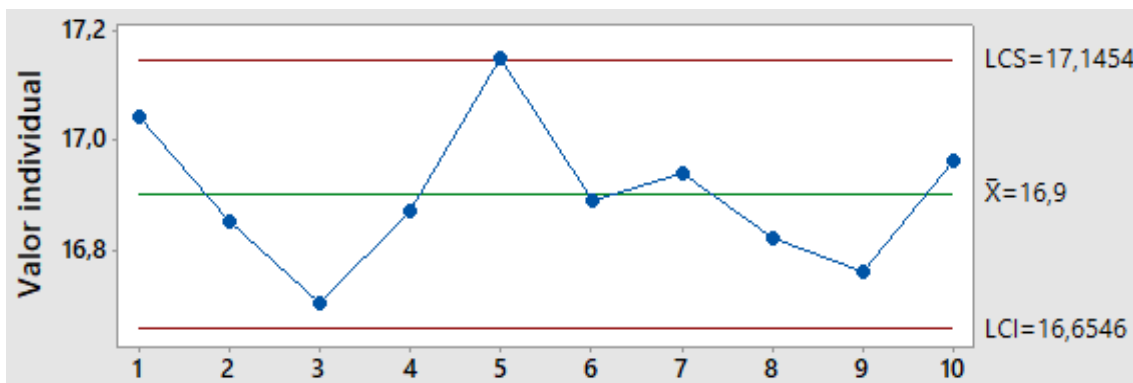


Figura 83 Gráfico de control contenido de humedad suelo ML

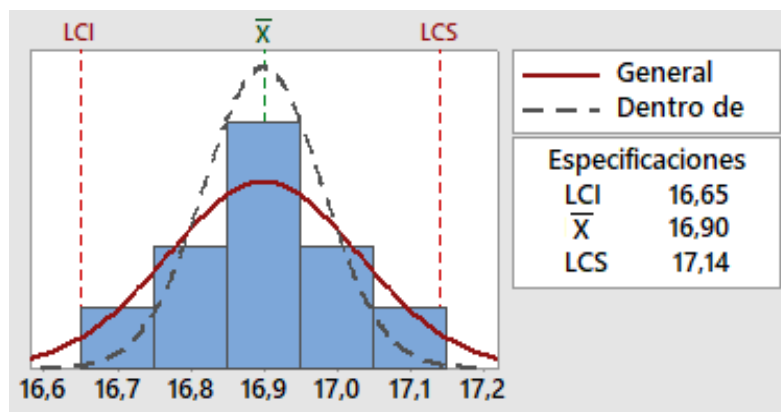


Figura 84 Distribución normal contenido de humedad suelo ML

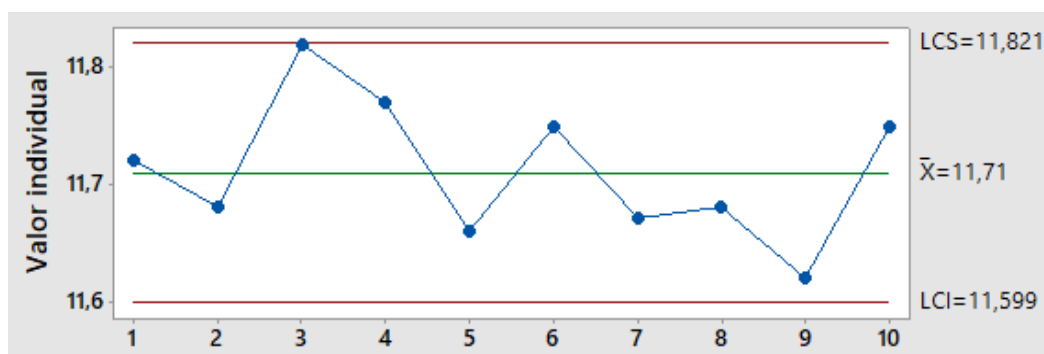


Figura 85 Gráfico de control contenido de humedad suelo SM

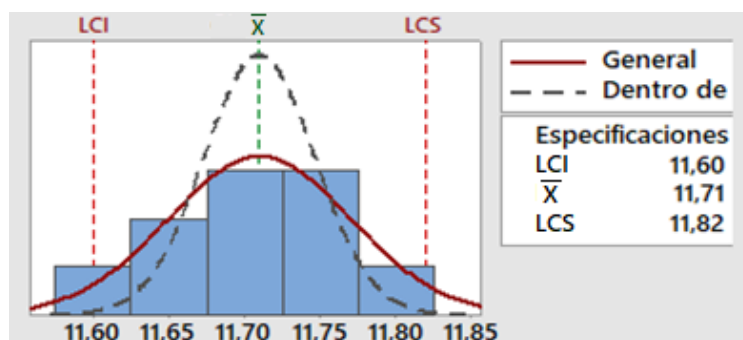


Figura 86 Distribución normal contenido de humedad suelo SM

De acuerdo al análisis estadístico se observa que los ensayos de contenido de humedad en ambos sitios de estudio presentan valores dentro de los límites de control por lo tanto se aceptan las medias aritméticas.

4.2.2. Granulometría

Tabla 50
Análisis estadístico granulométrico

Parámetros estadísticos	Suelo ML		Suelo SM	
	Arena	Finos	Arena	Finos
Media Aritmética (%)	26	74	56.20	43.80
Varianza	1.09	1.09	10.16	10.16
*Desviación estándar	1.044	1.044	3.188	3.188
*Coeficiente de variación (%)	4.03	1.41	5.67	7.28
Límite de control superior (LCS)	28	76	62	50
Límite de control inferior (LCI)	24	72	50	38

*Aproximado al tercer decimal

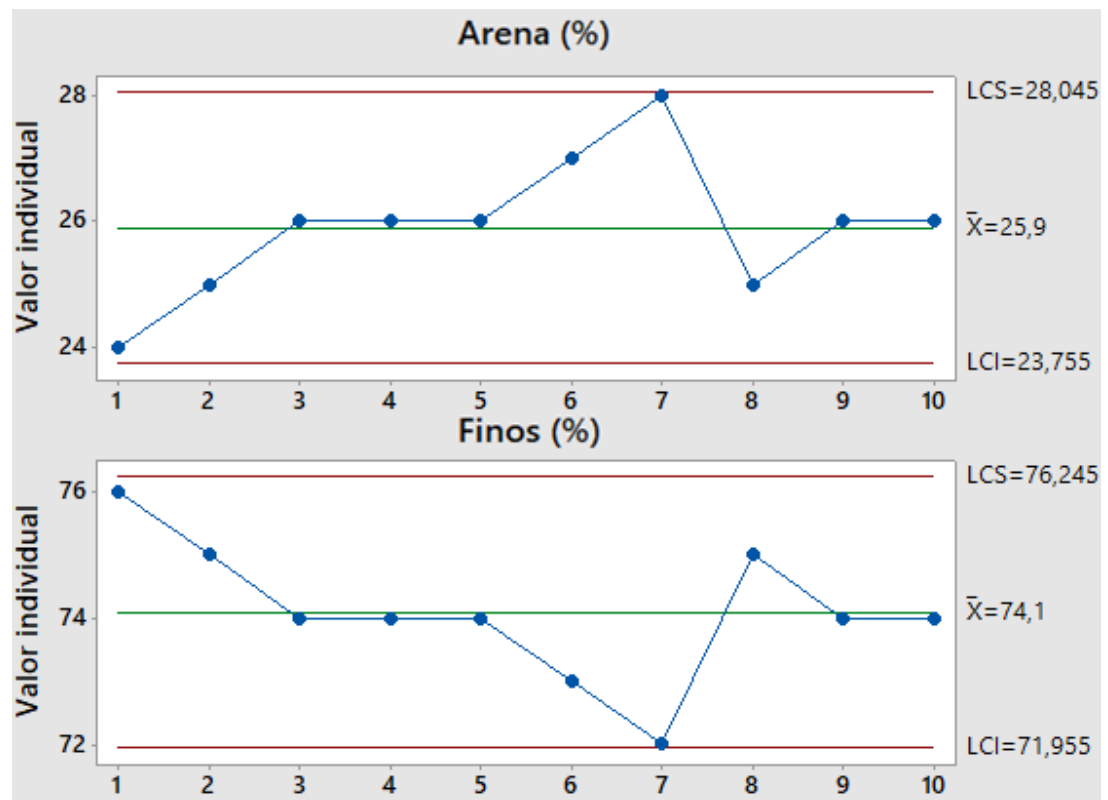


Figura 87 Gráfico de control granulométrico suelo ML

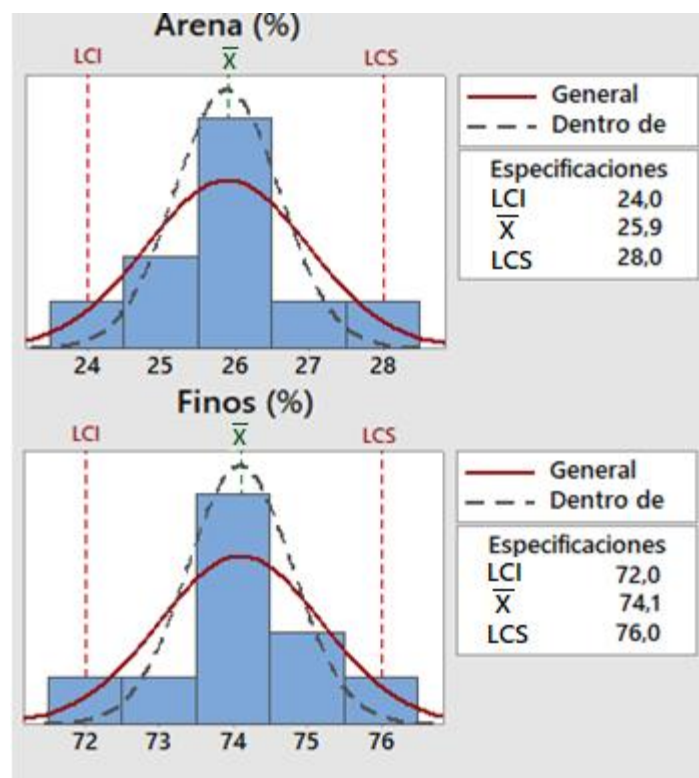


Figura 88 Distribución normal granulometría suelo ML

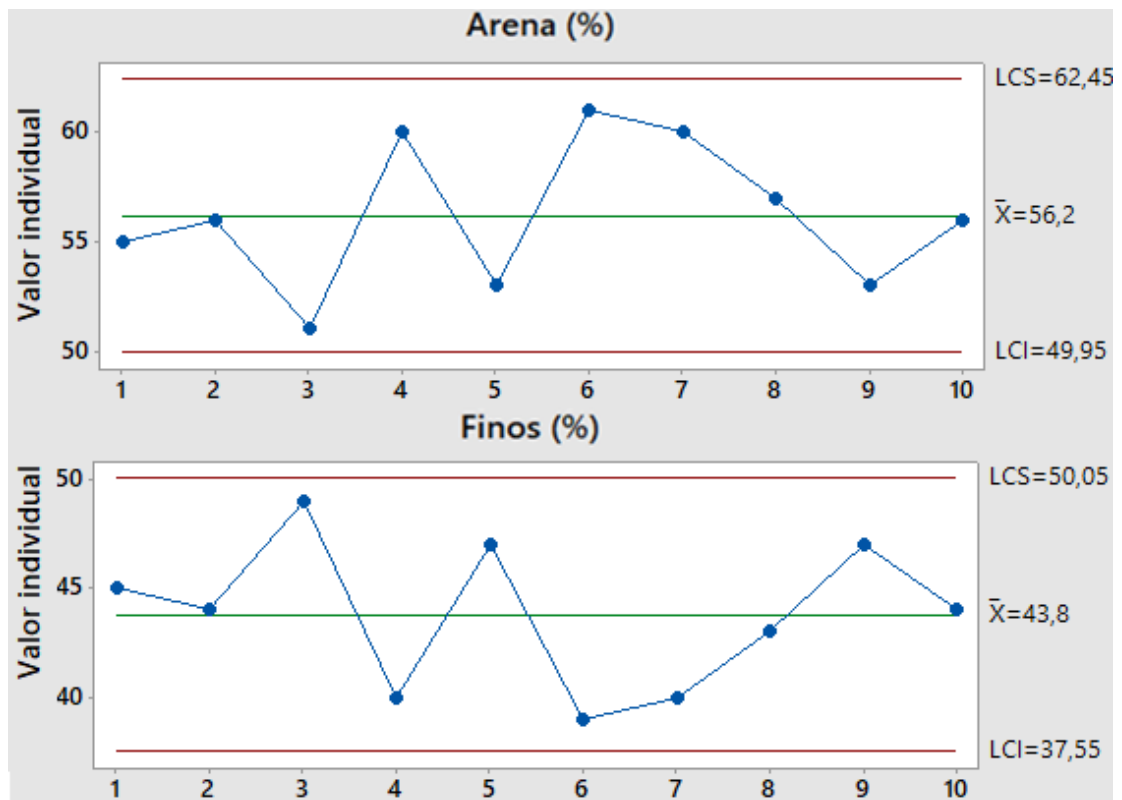


Figura 89 Gráfico de control granulométrico suelo SM

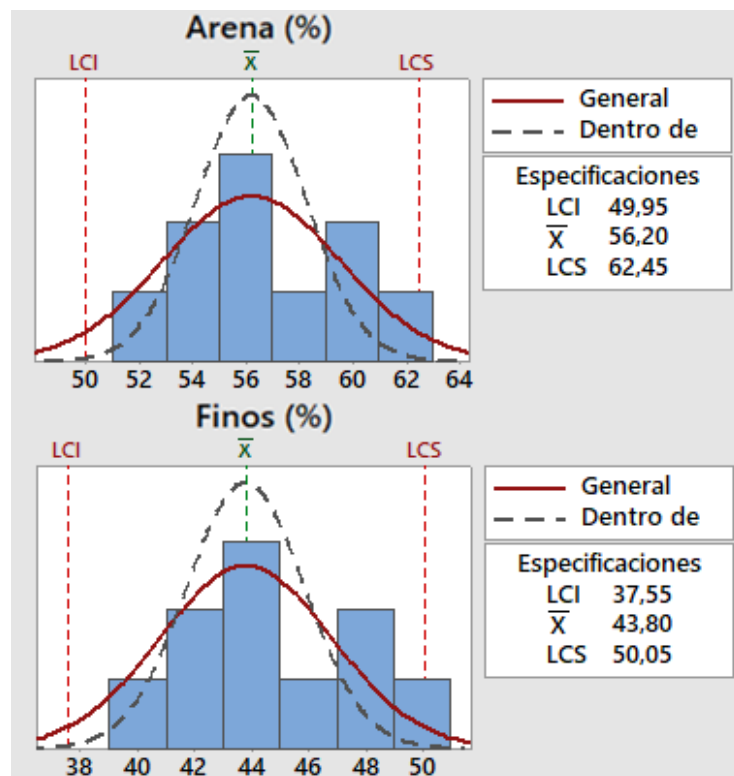


Figura 90 Distribución normal granulometría suelo SM

De acuerdo los análisis estadísticos se determinaron que en el suelo ML el porcentaje de arena es de 26% mientras que el contenido de finos es de 74%, con una fluctuación de $\pm 2\%$ sobre la media y para el suelo SM contiene 56% de arena y 44% de finos con una variación de $\pm 6\%$ sobre su media.

4.2.3. Límite líquido

Tabla 51
Análisis estadístico límite líquido

Parámetros estadísticos	Suelo ML
Media Aritmética (%)	32.18
*Varianza	0.1414
*Desviación estándar	0.3760
Coefficiente de variación (%)	1.17
Límite de control superior (LCS)	32.91
Límite de control inferior (LCI)	31.44

*Aproximado al cuarto decimal

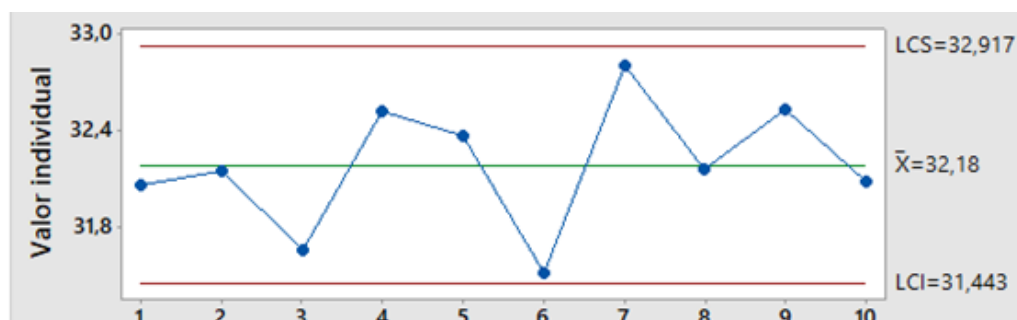


Figura 91 Gráfico de control límite líquido suelo ML

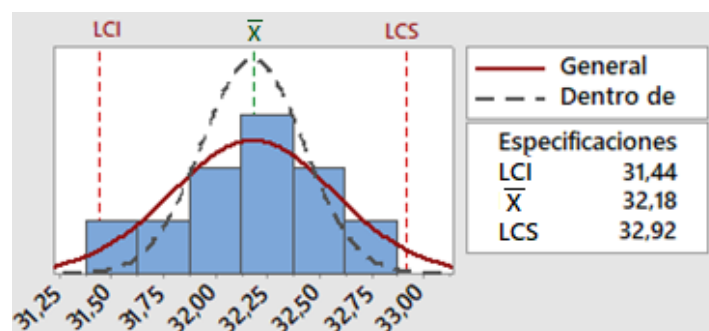


Figura 92 Distribución normal límite líquido suelo ML

Para el análisis del límite líquido del suelo ML se estableció en la sección 3.5.3.1 una regresión logarítmica la cual corresponde a la ecuación presentada en la figura 39 donde se establece que el valor del LL para 25 golpes es de 31.8%, mientras que los resultados estadísticos de este ensayo establecen que el valor del LL es de 32.18%, la diferencia entre estos valores es de 0.38% la misma que se encuentra dentro de los límites de control, se considera el valor sin decimales de 32% como LL. El suelo tipo SM en no plástico y por tanto no se realizaron análisis.

4.2.4. Límite plástico

Tabla 52
Análisis estadístico límite plástico

Parámetros estadísticos	Suelo ML
Media Aritmética (%)	25,95
*Varianza	0.0160
*Desviación estándar	0.1263
Coefficiente de variación (%)	0.49
Límite de control superior (LCS)	26.20
Límite de control inferior (LCI)	25.70

*Aproximado al cuarto decimal

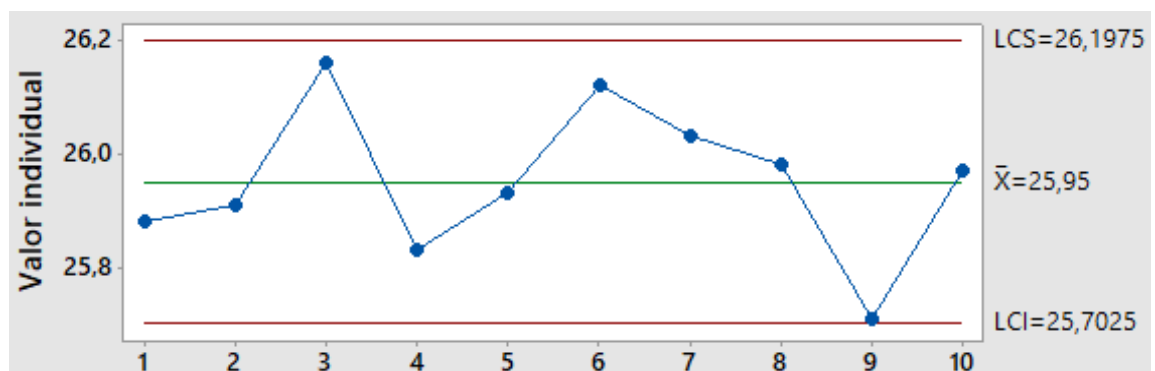


Figura 93 Gráfico de control límite plástico suelo ML

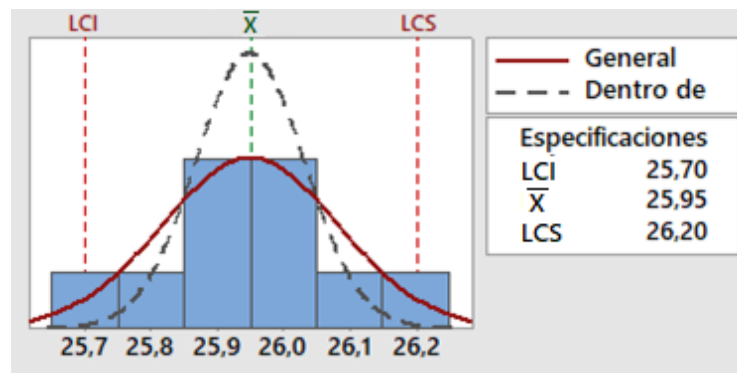


Figura 94 Distribución normal límite plástico suelo ML

El análisis del límite plástico en el suelo ML establece un valor de 25.95% de humedad, el cual se debe aproximar al valor inmediato de 26%, mientras que el suelo SM no presenta plasticidad.

4.2.5. Índice de plasticidad

Tabla 53

Análisis estadístico índice de plasticidad

Parámetros estadísticos	Suelo ML
Media Aritmética (%)	6,23
*Varianza	0.2166
*Desviación estándar	0.4654
Coefficiente de variación (%)	7.47
Límite de control superior (LCS)	7.14
Límite de control inferior (LCI)	5.31

*Aproximado al cuarto decimal

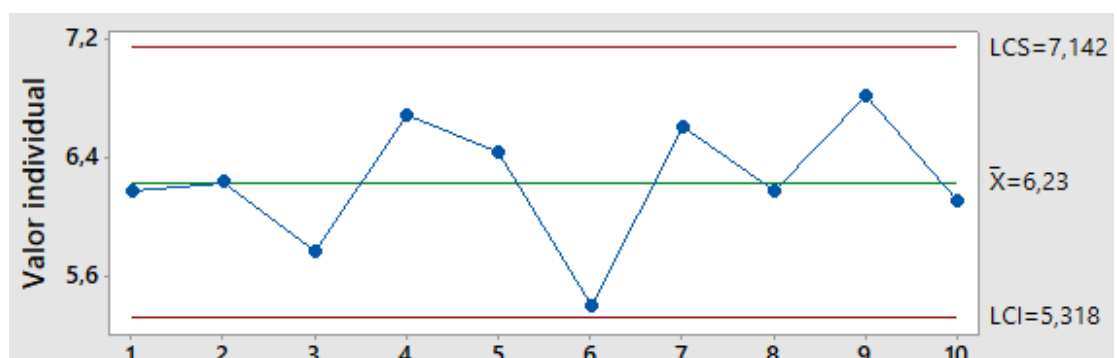


Figura 95 Gráfico de control índice plasticidad suelo ML

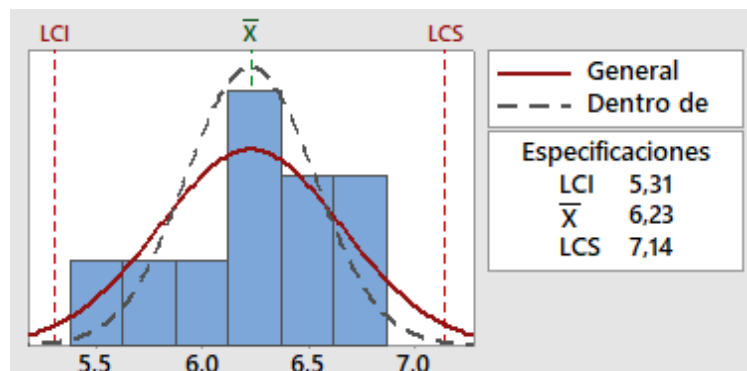


Figura 96 Distribución normal índice plasticidad suelo ML

De acuerdo al análisis estadístico el índice de plasticidad (IP) para el suelo ML establece un valor medio de 6.23% pero se considera el valor de 6%, para el suelo SM el valor de IP=0; los mismos que se consideraran para la clasificación del suelo.

4.3. Análisis de la densidad máxima en laboratorio

Tabla 54

Análisis de curva de compactación suelo ML

Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
Humedad (%)	Densidad (g/cm ³)	Humedad (%)	Densidad (g/cm ³)	Humedad (%)	Densidad (g/cm ³)
6.60	1.451	7.15	1.459	6.31	1.442
9.57	1.486	10.23	1.492	8.40	1.467
12.62	1.551	13.56	1.569	11.25	1.514
15.88	1.572	16.69	1.578	14.83	1.553
18.88	1.590	19.29	1.593	17.92	1.589
22.13	1.571	24.12	1.568	21.73	1.564
25.21	1.524	26.21	1.514	23.80	1.539

Con la tabla 54 se obtienen los valores de media aritmética de para tres ensayos de suelo ML, se calculó una densidad seca máxima de 1.58 g/cm³ y humedad óptima de 18.44%. Mediante la ecuación presente en la figura 97, correspondiente al ajuste cuadrático de los puntos de los ensayados en

laboratorio, se obtuvo una densidad máxima de 1.58 g/cm³ con una humedad óptima de 18.48% correspondiente a R²=0.9435, para ambos casos los valores no presentan variación y por tanto se utiliza el segundo análisis debido a que engloba todos los valores para la compactación in-situ.

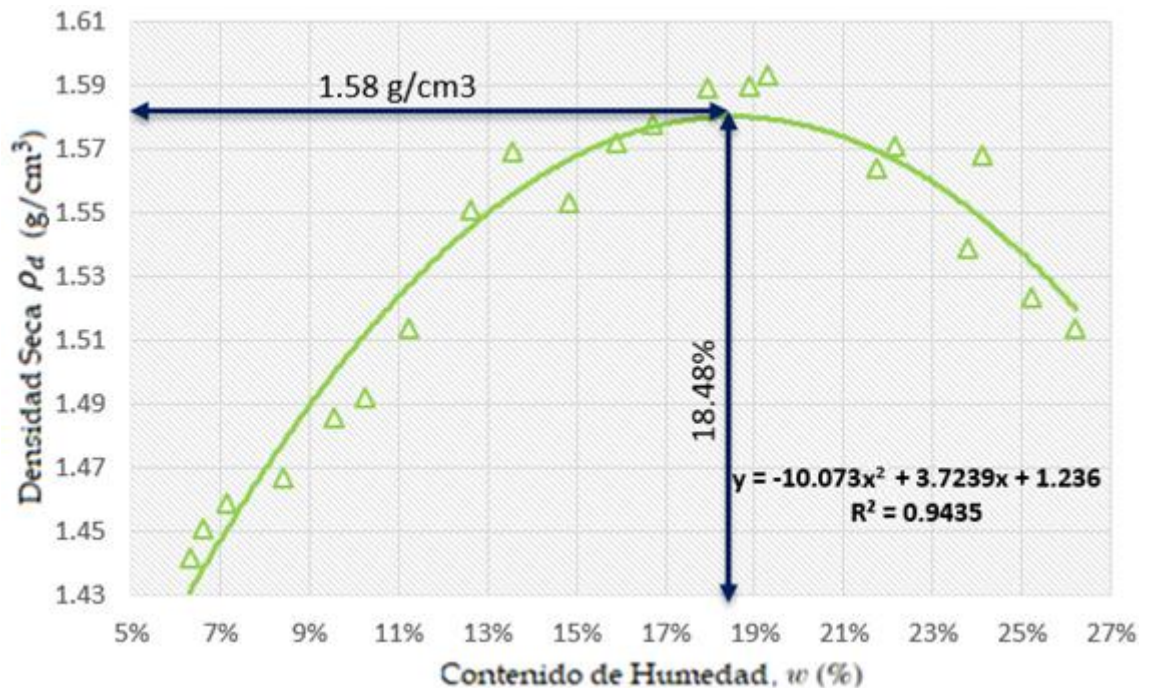


Figura 97 Análisis curva de compactación suelo ML

Tabla 55

Análisis de curva de compactación suelo SM

Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
Humedad (%)	Densidad (g/cm ³)	Humedad (%)	Densidad (g/cm ³)	Humedad (%)	Densidad (g/cm ³)
5.81	1.468	4.92	1.478	6.13	1.512
7.62	1.591	8.17	1.570	9.21	1.602
10.49	1.637	10.61	1.618	12.01	1.654
13.28	1.668	14.07	1.656	14.81	1.674
16.02	1.670	16.71	1.662	17.82	1.645
19.92	1.603	19.94	1.614	20.52	1.586
22.51	1.533	22.43	1.545	22.91	1.540

En la tabla 55 se muestran los valores de densidad seca máxima y humedad óptima para tres ensayos, se obtiene una media aritmética de 1.668 g/cm^3 y 14.75% respectivamente. En la curva de compactación presentada en la figura 98, corresponde a todos los datos de los ensayos realizados en laboratorio, mediante la ecuación indicada en la figura se obtuvo una densidad máxima de 1.67 g/cm^3 con una humedad óptima de 14.73% correspondiente a $R^2=0.9623$, valores que fueron utilizados para la compactación in-situ.

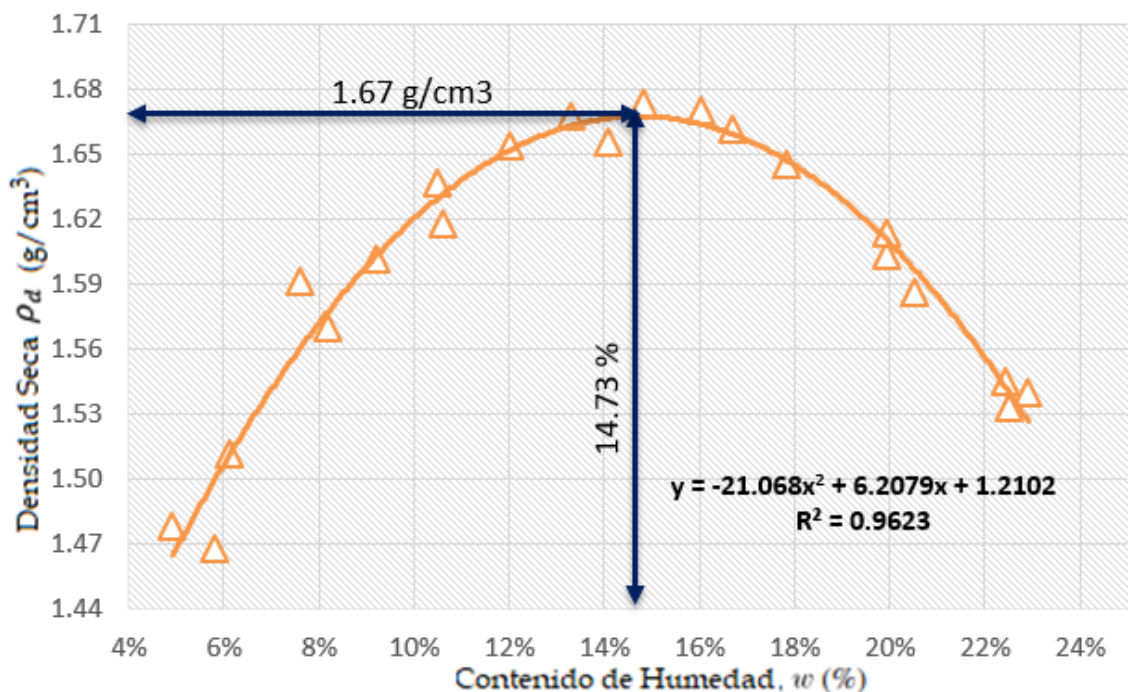


Figura 98 Análisis curva de compactación suelo SM

4.4. Análisis de la compensación de agua por evaporación

En base a la tabla 34 se determinó un valor promedio diario de evaporación de 0.57% , basados en las condiciones climáticas para las que se realizó los ensayos con una variación de temperaturas de 19.1°C - 24.2°C , sin embargo para la aplicación de este factor de corrección es óptimo dividir en franjas horarias el porcentaje de evaporación de forma que la compensación se realice para una jornada de trabajo variable como se indica en la figura 99.

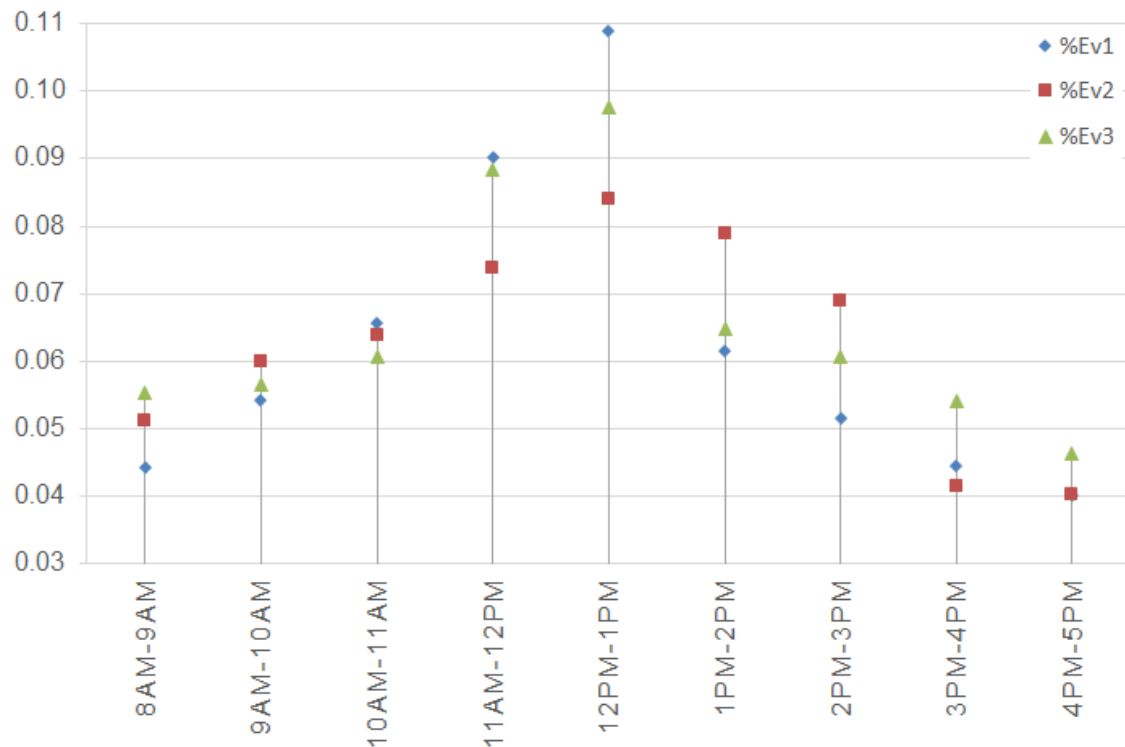


Figura 99 Evaporación presente en intervalos horarios

Tabla 56

Factor de corrección de evaporación por hora

Tiempo	%Ev1	%Ev2	%Ev3	Ev/h %
8am-9am	0.0443	0.0512	0.0553	0.0503
9am-10am	0.0543	0.0600	0.0566	0.0570
10am-11am	0.0658	0.0638	0.0606	0.0634
11am-12pm	0.0901	0.0739	0.0883	0.0841
12pm-1pm	0.1088	0.0840	0.0976	0.0968
1pm-2pm	0.0617	0.0790	0.0647	0.0685
2pm-3pm	0.0516	0.0690	0.0608	0.0605
3pm-4pm	0.0445	0.0414	0.0542	0.0467
4pm-5pm	0.0402	0.0402	0.0463	0.0422

Se tomaron intervalos horarios para el análisis de este factor de forma que el factor de corrección se compense en función del tiempo de trabajo de compactación al que este expuesto la obra durante el día, en la investigación

el horario de compactación in-situ fue 11 am a 12 pm, con un factor promedio de 0.0841% como se indica en la tabla 56.

4.5. Análisis del cono dinámico de penetración en laboratorio

En base a los resultados experimentales presentados tablas 32, 33 se realizó un ajuste mediante múltiples regresiones de las variables índice de penetración “DCP” y densidad relativa “Dr”, para lo cual se determinó como variable dependiente “Dr”, el mejor ajuste se logró mediante una función exponencial para ambos casos como se indica en la figuras.

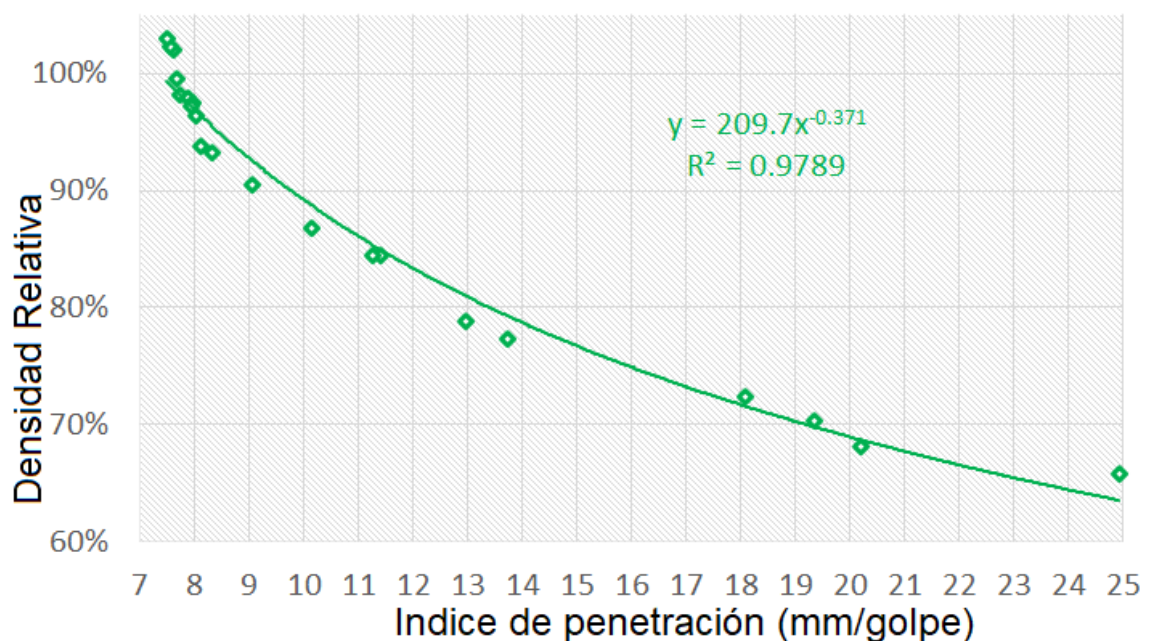


Figura 100 Correlación DCP – D_r suelo ML

Para suelo ML se obtuvo:

$$D_r(\%) = \frac{209.70}{DCP^{0.371}} \quad (R^2 = 0.9789) \quad (4.7)$$

$$\rho_d = \frac{1.8606}{DCP^{0.08}} \quad (R^2 = 0.9572) \quad (4.8)$$

Tabla 57
Estimación de D_r en base a DCP suelo ML

DCP (mm/golpe)	D_r (%)	Descripción
> 87	< 40	Muy suelto
48 – 87	40 - 50	Suelto
19 – 48	50 - 70	Medio
10 – 19	70 - 90	Denso
< 10	> 90	Muy Denso

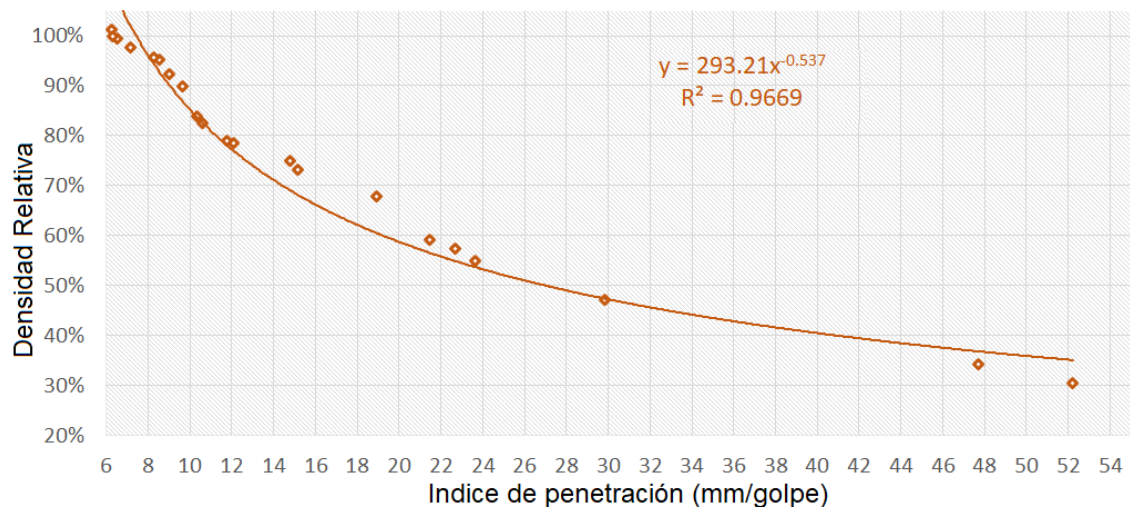


Figura 101 Correlación DCP – D_r suelo SM

Para suelo SM se obtuvo:

$$D_r(\%) = \frac{293.21}{DCP^{0.537}} \quad (R^2 = 0.9669)$$

(4. 9)

$$\rho_d = \frac{1.8831}{DCP^{0.064}} \quad (R^2 = 0.9748)$$

(4. 10)

Tabla 58
Estimación de Dr en base a DCP suelo SM

DCP (mm/golpe)	Dr (%)	Descripción
> 41	< 40	Muy suelto
27 - 41	30 - 50	Suelto
14 - 27	50 - 70	Medio
9 - 14	70 - 90	Denso
< 9	> 90	Muy Denso

4.6. Análisis del control de la compactación in-situ

El método más utilizado para establecer un requisito de compactación es el grado de compactación “Gc”, que permite controlar la calidad del trabajo realizado, y se define como la relación en porcentaje entre la densidad seca obtenida en campo con la densidad seca máxima obtenida en laboratorio (Proctor modificado) ver ecuación 4.11.

$$G_c = \frac{\rho_{d(in-situ)}}{\rho_{dmax}} * 100\%$$

(4. 11)

Cada proyecto fija el “Gc”, en función de las propiedades del material de préstamo disponible y a la importancia para la cual es ejecutada la obra con el fin de garantizar que la obra básica soporte los requerimientos para la que fue diseñada. Otra forma de controlar la compactación in-situ es mediante la densidad relativa “Dr” que establece parámetros cualitativos de suelo que permiten identificar el estado de densificación del material y para los suelos de estudio se describen en las tablas 57 y 58.

Del control de compactación a través del cono y arena, se identificó la densidad máxima seca y la humedad óptima y mediante el DCP in-situ se evaluaron los valores de índice de penetración en las ecuaciones correspondientes a las correlaciones obtenidas en la sección anterior con la finalidad de verificar la densidad relativa y densidad seca máxima en ambos suelos, con los resultados obtenidos en este análisis se determinó el grado de compactación para cada caso, en la tabla 58 se indican estos valores.

Tabla 59
Resultados de la compactación in-situ

Suelo	ML		SM		
	1	2	1	2	
Ensayo					
ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.58		1.67		
Cono y Arena	$\rho_{d(in-situ)}$ (g/cm ³)	1.531	1.523	1.591	1.612
	Gc* (%)	96.90	96.39	95.27	96.53
	Índice DCP	10.1	10.5	9.2	9.9
	D_r (%)	89	88	89	86
DCP	Descripción	Denso	Denso	Denso	Denso
	$\rho_{d(in-situ)}$ (g/cm ³)	1.546	1.542	1.634	1.626
	Gc*(%)	97.85	97.59	97.84	97.37

Para la investigación se estableció como requisito que el grado de compactación en campo sea superior al 95% de la densidad máxima seca de laboratorio para lo cual en ambos suelos se obtuvieron grados de compactación mayores a este parámetro, respecto a la densidad relativa los suelos se establecieron con una descripción: "Denso" (Brink, et al, 1982), la variación de la densidad seca máxima obtenida mediante correlaciones efectuadas con el DCP respecto a la densidad obtenida por cono y arena es menor al 3% y por tanto las correlaciones determinadas son aceptadas.

CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

De la metodología establecida para el proceso de compactación in-situ aplicada al suelo ML con las características descritas, se determinó que es imprescindible cuantificar la cantidad de agua requerida por el mismo, de forma que sea posible alcanzar la humedad óptima, estableciendo el déficit o exceso de agua en el suelo y compensarlo a través de un método de aplicación.

El efecto del agua en el suelo involucra las condiciones climatológicas in-situ como la temperatura y evaporación, si la temperatura ambiente es constante, la temperatura del terreno se mantiene constante y por tanto se identifica el método de aplicación y la cantidad, así mismo a las condiciones geológicas determinan la capacidad de mantener el agua en el suelo en sus estados hídricos (capilar, gravitacional e higroscópica).

En el proceso de compactación in-situ para el suelo SM influyen los parámetros de permeabilidad y temperatura en la obtención de la humedad óptima, cuando se presentan condiciones climáticas de calor extremo la hidratación superficial no es viable debido a la rápida evaporación que presenta el agua y se requiere una hidratación previa donde se busca que el material sea inmerso en cubetos llenos de agua con la finalidad de que las partículas absorban el agua intersticial y estas se mantengan humectadas durante el proceso de compactación en campo.

El suelo SM presenta un porcentaje de finos que varía entre el 38% al 50%, siendo los finos encargados de dar el efecto cementante en el suelo esto conlleva a que este suelo tenga una mayor porosidad y por tanto demande una mayor cantidad de agua 8.02 galones.

El material ML requirió agregarse un volumen de agua de 5.99 galones, para que esta humectación sea controlada y uniforme se empleó el método de distribuidor de agua el mismo que utiliza las ecuaciones establecidas y mediante la adaptación de aspersores se garantizó pulverización constante del agua en un área de humectación.

En el caso de que exista agua en demasía se impide la reorganización de las partículas y se limita la densidad seca máxima alcanzada por el suelo, por medio de aireación o un agente estabilizado se aminora el exceso de agua que contiene el suelo hasta compensar la humedad óptima requerida.

El grado de compactación a alcanzarse y la selección del material dependen de la importancia del proyecto, disponibilidad del material y el costo de la movilización y compactación. La correcta elección de la maquinaria de compactación permite alcanzar las condiciones de calidad (especificaciones impuestas por el proyecto) con el mínimo costo.

La caracterización de los materiales influye en la determinación del contenido de humedad óptimo y la densidad seca máxima, se observa una relación en la curva de compactación para el tipo de material de manera que para obtener el grado de compactación especificado se debe considerar la variación de la humedad en la geometría de la curva lo que implica que en un material con curva de campana cerrada (suelo SM) la humectación conseguida en campo debe tener un control más exhaustivo que en el caso de un material con curva de campana abierta (suelo ML).

Basados en los resultados de este proyecto se obtuvieron correlaciones entre el índice de penetración y los parámetros de densidad de los suelos arenos limosos de baja plasticidad, utilizando un enfoque estadístico se encontró el mejor ajuste a los resultados, llegando a obtener un coeficiente de determinación (R^2) mayor a 0.95, lo que indica un adecuado criterio de valoración.

Con la presente investigación se ha demostrado que el control de compactación mediante el DCP es una alternativa viable para evaluar el grado

de compactación con alta confiabilidad en los resultados ya que permite identificar zonas en las que la densidad especificada sea deficiente, de manera rápida y a bajo costo, en comparación a otros métodos tradicionales optimizando por tanto el proceso de compactación y previniendo posibles asentamientos diferenciales en la estructura de un pavimento.

5.2. Recomendaciones

Se recomienda complementar la investigación considerando la afectación de la aceleración sísmica del suelo en la compactación debido a la peligrosidad sísmica del Ecuador tomando en cuenta los registros sísmicos del 16 de abril 2016 donde se alcanzó un PGA de 1.45 veces la gravedad, evidenciado en los múltiples daños en la estructura de los pavimentos.

Se recomienda que previo a la compactación de un material se realice en el sitio de muestreo un tramo de prueba para evaluar las condiciones de precipitación, temperatura y evaporación del suelo.

Realizar un mapeo térmico de las zonas de estudio para evaluar las temperaturas en el suelo con el fin identificar el método de aplicación y cantidad de agua.

Se recomienda que la metodología presentada en este trabajo se la desarrolle para otros tipos de suelo con la finalidad de presentar nuevas aportaciones técnicas, tanto al diseño del distribuidor de agua como al control de compactación.

Estudiar la automatización sistemática del proceso de distribución de agua de forma que se reduzcan los errores en las variables hidráulicas como: salida de caudal, tasa de aplicación, ángulo de apertura de válvulas, ángulo de difusión y materiales de construcción de la flauta y accesorios.

BIBLIOGRAFÍA

- Aburto, M., & Rodríguez, D. (2011). Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado. México, México: Universidad Nacional Autónoma de México. Obtenido de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/466/A4.pdf?sequence=4>
- Alvarez, J. (2005). Maquinaria utilizada para la compactación del suelo en áreas de tamaño limitado. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala. Obtenido de http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_2515_C.pdf
- Arquié, G. (1978). Compactación en Carreteras y Aeropuertos (2da ed.). Barcelona, Barcelona, España: Tecnicos Asosiados S.A.
- ASCE. (2010). Dynamic Compaction of Collapsible Soils Based on U.S. Case Histories.
- ASTM. (2011). Quality Control of Soil Compaction using ASTM Standard.
- Barberi, F., Coltelli, M., Ferrara, G., Innocenti, F., Navarro, J., & Santacroce, R. (1988). Plio-Quaternary volcanism in Ecuador. Geological Magazine, 14. doi:10.1017/S0016756800009328
- Berenson, M., Levine, D., & Krehbiel, T. (2001). Estadística para la administración (2da ed.). (M. González, & D. Valckx, Trads.) México, México: Pearson Educación.
- Bermúdez, J., Vásquez, O., & Moncada, R. (2016). Validación del método de DCP aplicado en campo en relación al ensayo CBR en laboratorio.
- Berry, P. L., & Reid, D. (1999). Mécanica de suelos. (M. E. R, Ed.) Santafe de Bogota, Cundinamarca, Colombia: McGraw-Hill.
- Beskid, J., & Martínez, R. (2004). Estudio comparativo de los resultados del California Bearing Ratio (CBR) obtenidos en laboratorio y con un Penetrómetro Dinamico. Maracaibo, Venezuela: Universidad Rafael Urdaneta. Obtenido de <http://200.35.84.131/portal/bases/marc/texto/2301-04-00576.pdf>
- Braja M. Das, D. E. (2001). Fundamentos de la ingeniería geotécnica. Sacramento, California, Estados Unidos: Thomson Learning.

- Braja M. Das, D. E., & Khaled, S. (2014). Principles of Geotechnical (8th ed.). Stamford, United States: Cengage Learning.
- Brink, A., Partridge, J., & Williams, A. (1982). Soil survey for Engineering. Oxford, London: British L.
- Cañizo, L., Escario, V., Faraco, C., & López, L. (1980). Geotecnia y Cimientos III. (J. Jimenez, Ed.) Madrid, España: Rueda.
- Castro, R. (2005). Nuevas propuestas en el control de la calidad de la compactación. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Cengel, Y., & Cimbala, J. (2012). Mecanica de fluidos fundamentos y aplicaciones (2da ed.). Pensilvania, Estados Unidos: McGrawHill.
- Crespo, C. (2004). Mecanica de Suelos y Cimentaciones. México, México: Limusa S.A.
- Department of Scientific and Industrial Research. (1963). Mecanica del Suelo para Ingenieros de Carreteras y Aeropuertos. Madrid, España: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.
- Department of Transportation of California. (2010). Soil and Rock Logging, Classification, and Presentation Manual. California. Obtenido de http://www.dot.ca.gov/hq/esc/geotech/references/Rock_Cut_Slope_References/13_Caltrans_Soil_and_Rock_Logging_Manual_2010.pdf
- Devore, J. (2008). Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias (7ma ed.). (J. Romo, Trad.) San Luis Obispo, California, Estados Unidos: Cengage Learning.
- Dujisin, D. (1974). Mecánica de suelos en la ingeniería vial. Talleres graficos corporación.
- Duque, G. E., & Escobar, C. E. (2002). Mecánica de los suelos. Manizales, Valle del Cauca, Colombia: Universidad Nacional de Colombia. Obtenido de <http://www.bdigital.unal.edu.co/1864/3/cap2.pdf>
- Empresa pública metropolitana de movilidad y obras públicas. (2010). Vía de acceso al nuevo aeropuerto de Quito. Quito: Municipio del distrito metropolitano de Quito. Obtenido de http://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2017/01/LOTAIP_1_175200000.21.6398-AEROPUERTO-QUITO.pdf

- Giles, R. (1984). *Mecanica de los Fluidos e Hidráulica* (1ra ed.). Philadelphia, Estados Unidos: McGraw-Hill.
- Heinz , F., & Sandström, A. (2000). *Continous Compaction Control, CCC*.
- Huanca, Á. R. (2010). *Mecanica de Suelos y Cimentaciones*. Lima, Peru: Universidad Nacional "San Luis Gonzaga" de Ica. Obtenido de <https://es.slideshare.net/hugocasana/mecanica-de-suelos-y-cimentaciones-juan-broda-mamamela>
- INAMHI. (2017). Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, Boletín Meteorológico N°047, Marzo .
- INEC. (2010). Instituto Nacional de Estadística y Censos .
- J.C. Bamford Excavators Limited. (2008). *Equipo de compactación JCB VIBROMAX rodillo autopropulsado VM 66D*. Madrid, España: JCB. Obtenido de https://www.jcb.com/api/sitecore/brochuredownload/download?brochureid=94E3C3CFB5CA4D029E2F32BC98644BD4&sc_site=origin-jcb-com-pa
- Jeuffroy, G. (1977). *Proyecto y construcción de carreteras, Tomo II Materiales, maquinaria, técnicas de ejecución de las obras* (2da ed.). Barcelona, España: Editores tecnicos asociados S.A.
- Jimenez , J., & De Justo, J. (1975). *Geotecnia y Cimientos I* (2da ed.). Madrid, España: Rueda.
- Juarez, E., & Rico, A. (1970). *Mecanica de Suelos Tomo I: Fundamentos de la mecánica de suelos (Vol. I)*. México, México: Limusa S.a.
- Kloubert, J., & Thiele, R. (2011). *Dynamic groun improvements by the application of heavy polygonal roller. Job Report BOMAG Fayat Group, 16*. Obtenido de http://www.bomag.com/br/media/pdf/PRE108068_1409.pdf
- Lambe , W., & Whitman, R. (1997). *Mecánica de suelos*. México, México: Limusa S.A.
- Leoni, A. J. (2010). *Relaciones Volumétricas y Gravimétricas*. La Plata, Buenos Aires, Argentina: Universidad Nacional de la Plata. Obtenido de <http://ingenieroleoni.com/wp-content/uploads/2015/09/Capitulo-1-Propiedades-F--sicas-de-los-suelos.pdf>

- Lukas, R. (1995). Geotechnical Engineering Circular No.1. Federal Highway Administration SA-95-037. Obtenido de <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/009754.pdf>
- Mendenhall, W., & Sincich, T. (2015). Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias (6ta ed.). (R. Escalona, Trad.) Gainesville, Florida, Estados Unidos: Prentice Hall.
- Méndez, R. (1996). Estudio de las propiedades del suelo en el proceso de compactación. Sonora, México: Universidad de Sonora. Obtenido de <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/7302/Capitulo3.pdf>
- Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. (2002). MOP - 001-F 2002 Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes. Quito, Ecuador. Obtenido de http://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/07/01-07-2013_ConcursoPublico_StoDomingo-Esmeraldas-Especificaciones-Tecnicas.pdf
- Mishra, G. (2010). The Constructor Civil Engineering Home. Obtenido de <https://theconstructor.org/geotechnical/soil-compaction-equipments-roller-types/9389/>
- Montgomery, D., & Runger, G. (2004). Probabilidad y estadística aplicadas a la ingeniería (2da ed.). México, México: McGraw-Hill.
- MTOP. (2017). Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador.
- Multiquip Inc. (2011). Soil Compaction Handbook. Carson, California, United States. Obtenido de http://www.multiquip.com/multiquip/pdfs/Soil_Compaction_Handbook_low_res_0212_DataId_59525_Version_1.pdf
- Newbold, P., Carlson, W., & Thorne, B. (2010). Statistics for Business and Economics (7ma ed.). Nottingham, United Kingdom: Pearson.
- Nyambane , O. (2012). Geotechnical Engineering 1 Lecture Notes. Nairobi, Kenia: University of Nairobi. Obtenido de http://civil.uonbi.ac.ke/sites/default/files/cae/engineering/civil/FCE311_Tutorial.pdf
- Paige-Green, P., & Du Plessis , L. (2009). The Use and Interpretation of the Dynamic Cone Penetrometer DCP Test (Vol. 2). Pretoria, South Africa: Council for Scientific and Industrial Research (CSIR). Obtenido de https://www.researchgate.net/profile/Phil_Paige-

Green/publication/38958274_Use_and_interpretation_of_the_dynamic_cone_penetrometer_DCP_test/links/568a199808aebccc4e18f5f6/Use-and-interpretation-of-the-dynamic-cone-penetrometer-DCP-test.pdf

Palomino, K. (2007). Riego por aspersión. Lima, Perú: Macro EIRL.

Peña, A., Valera, D., Álvarez, A., & Pérez, J. (1999). Cimentaciones a tracción en Invernaderos. Almería, España: Universidad de Almería. Obtenido de

https://books.google.com.ec/books?id=B0PI4IA3S7MC&pg=PA22&lpg=PA22&dq=hasta+llegar+un+momento+que+el+contenido+de+agua+es+tal+que+el+agua+satura+un+gran+porcentaje+de+poros+y+desciende+el+valor+de+la+cohesi%C3%B3n.&source=bl&ots=AU3BCiLQyD&sig=pNMyuuBw-i_

Peurifoy, R., Schexnayder, C., Shapira, A., & Schmitt, R. (2011). Construction Planning, Equipment and Methods (8th ed.). United States: McGraw-Hill.

Rabinóvich, E. (1987). Hidráulica (1ra ed.). Moscú, URSS: MIR.

Ramos, M., & Báez, D. (2013). Diseño y construcción de un sistema de riego por aspersión en una parcela demostrativa en el cantón Cevallos. Riombamba: Escuela Superior Politécnica de Chimborazo. Obtenido de <http://dspace.esPOCH.edu.ec/bitstream/123456789/2677/1/25T00208.pdf>

Rico, A., & Del Castillo, H. (1992). Consideraciones sobre Compactación de Suelos en Obras de Infraestructura de Transporte. México, México: Secretaría de Comunicaciones y Transporte. Obtenido de <http://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/DocumentoTecnico/dt7.pdf>

Rico, A., & Del Castillo, H. (2005). La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas (1era ed., Vol. 1). México, México: Limusa S.A.

Rogers, D. (2010). GE 441 - Advanced Engineering Geology And Geotechnics Online Lectures. (Missouri S&T Missouri University of Science and Technology) Obtenido de https://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge441/online_lectures/compaction/GE441-Lecture2-6.pdf

Ruiz, C. (2002). Rendimiento y costos en la maquinaria de compactación. Valdivia, Chile: Universidad Austral de Chile. Obtenido de

<http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2002/bmfcir934r/doc/bmfcir934r.pdf>

Saborio, J. (1995). Compactación de Suelos (1era ed.). Guadalajara, México: Univerisdad de Guadalajara. Obtenido de <http://es.calameo.com/read/004299955889a1eba38e8>

Sandoval, W. (2013). Principios de la hidráulica 2. Quito, Pichincha, Ecuador: EDIESPE.

Simon, A. (1983). Hidráulica Basica (1ra ed.). Ohio, Estados Unidos: Limosu S.A.

Sivakugan , N., & Braja M. Das , D. E. (2010). Geotechnical Engineering A Practical Problem Solving Approach. Fort Lauderdale, Florida, United States: J.Ross Publishing.

SNGR. (2017). Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos.

Sowers, G. B., & Sowers, G. F. (1993). Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones (7ma ed.). México, México: Limusa S.A.

Spraying Systems Co. (2013). A user's guide to spray nozzles. United States: TeeJet. Obtenido de http://teejet.it/media/40076/user's%20guide%20to%20spray%20nozzles_2013_lo-res-sequential.pdf

Teharani, F., & Meehan, C. (2009). Control de Compactación Continuo (CCC) y Compactación Inteligente (IC) datos del caso de estudio de Delawere.

Troxler Labs. (2003). Densímetro Modelo 3430 para la medición de densidad humedad manual de usuario. California, Estados Unidos .

U.S Department of Army. (2001). Field Manual 5-472 Naval Facilities MO 330 AFJMAN 32-1221(I) (SE ed.). Washington, United States: U.S Army. Obtenido de <http://www.globalsecurity.org/military/library/policy/army/fm/5-472/fm5-472reprint.pdf>

Universidad de Cantabria. (2010). Introducción a la geotecnia: tipos y propiedades generales de los suelos. Cantabria, España. Obtenido de <http://ocw.unican.es/enseanzas-tecnicas/geotecnia-i/materiales-de-clase/capitulo1.pdf>

Verruijt, A. (2001). Soil Mechanics. Delft University of Technology.

- Viscarra, F. (2006). El cono dinámico de penetración y su aplicación en la evaluación de suelos. La Paz, Bolivia: Universidad Privada de Bolivia. Obtenido de <http://civil.upb.edu/files/2010/11/EL-CONODIN%C3%81MICO-DE-PENETRACI%C3%93N-Y-SU-APLICACI%C3%93N-EN-LA-EVALUACI%C3%93N-DE-SUELOS.pdf>
- Vivanco, J., Wahr, C., & Casanova, C. (2003). Diseño con cono de penetración dinámico en vías secundarias. Valparaíso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María. Obtenido de http://www2.udec.cl/~provia/trabajos_pdf/37Vivancodisenoonconopetracion.pdf
- Walsh . (2015). Estudio de Impacto y Plan de Manejo Ambiental para la Construcción y Operación del Gran Hotel Cóndor dentro del Aeropuerto Internacional de Mariscal Sucre de Quito. Walsh Environmental Scientists and Engineers. Obtenido de www.pronobis.com.ec/pdf/Estudio-Impacto-Ambiental_HotelCondor.pdf