

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO



FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Proyecto de Investigación previo a la obtención del título de Ingeniera Civil

TRABAJO DE TITULACIÓN

Título del proyecto

**ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD COMPUESTO POR SUELO EXPANSIVO
INCORPORANDO CENIZA VÓLCANICA**

Autor:

Kateryn Isamar Coronel Naranjo

Tutor:

Ing. Víctor J. García, PhD.

Riobamba – Ecuador

Año 2020

REVISIÓN

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: **“ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD COMPUESTO POR SUELO EXPANSIVO INCORPORANDO CENIZA VÓLCANICA”** presentado por Kateryn Isamar Coronel Naranjo y dirigida por: Ing. Víctor J. García, PhD. Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Chimborazo.

Para constancia de lo expuesto firman:

Ing. Víctor J. García, PhD.

Director del Proyecto

..... 

Firma

Ing. Oscar Cevallos, PhD.

Miembro del Tribunal



Firmado electrónicamente por:
**OSCAR ALFREDO
CEVALLOS
VELASQUEZ**

.....

Firma

Ing. Luis Villafuerte, MSc.

Miembro del Tribunal



Firmado electrónicamente por:
**LUIS ENRIQUE
VILLAFUERTE
BERMUDEZ**

.....

Firma

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Yo, **Ing. Víctor J. García, PhD**, en calidad de Tutor de Tesis que lleva como título: **“ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD COMPUESTO POR SUELO EXPANSIVO INCORPORANDO CENIZA VÓLCANICA”**, CERTIFICO; que el informe final del trabajo investigativo, ha sido revisado y corregido, razón por la cual autorizo a la Señorita Kateryn Isamar Coronel Naranjo para que se presente ante el tribunal de defensa respectivo para que se lleve a cabo la sustentación de su Tesis.

Atentamente,



.....
Ing. Víctor J. García, PhD.

TUTOR DE TESIS

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, corresponde exclusivamente a: Kateryn Isamar Coronel Naranjo e Ing. Víctor J. García PhD. y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo.



.....
Srta. Kateryn Isamar Coronel Naranjo

C.I.140095283-2

AGRADECIMIENTO

A Dios, por ser mi guía y darme fortaleza en cada una de mis decisiones y desaciertos.

A mis padres, por el apoyo incondicional y valores que inculcaron en mi persona, por su paciencia y cariño durante mi formación profesional lejos de casa.

A mi hermana Lisset y a mi amiga Layla, por sus buenos consejos y su compañía en mis mejores y peores momentos.

A mi tutor PhD. Víctor García por compartir sus experiencias y conocimientos académicos durante todo el desarrollo de la presente investigación.

Kateryn Isamar Coronel Naranjo

DEDICATORIA

A mis padres Kléver y Bertha, y a mi hermana Lisset porque aunque estuve años lejos de casa, jamás me dejaron sola y fueron mi motor para seguir adelante en los momentos difíciles.

A mi sobrinita Megan Fiorella, espero que en su momento este logro en mi vida profesional sea un estímulo que le demuestre que con dedicación y esfuerzo puede llegar tan lejos como se lo proponga.

A mis abuelitas María y Lilia, por siempre estar pendientes de mi bienestar y alegrarme con sus anécdotas.

Kateryn Isamar Coronel Naranjo

CONTENIDO

CONTENIDO	vii
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN	xv
ABSTRACT.....	xvi
1. INTRODUCCIÓN	1
2. OBJETIVOS	3
2.1 Objetivo General.....	3
2.2 Objetivos Específicos.....	3
3. MARCO TEÓRICO.....	4
3.1 Suelo expansivo	4
3.1.1 Caracterización de suelo expansivo	4
3.1.2 Mineralogía del suelo expansivo	7
3.1.3 Efecto sobre estabilidad de taludes	8
3.2 Métodos de estabilización de taludes.....	9
3.3 Ceniza volcánica	9
3.3.1 Propiedades y características	10
3.3.2 Estabilidad de suelo	11
3.4 Análisis de estabilidad de taludes	12
3.4.1 Deslizamientos en taludes compuestos por suelo expansivo	13
3.4.2 Resistencia al corte y modelo de Mohr-Coulomb.....	13
3.4.3 Factor de seguridad.....	14
3.4.4 Programas para modelación de taludes.....	14
4. METODOLOGÍA.....	15
5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	21
CONCLUSIONES	36
RECOMENDACIONES.....	38
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	39
ANEXOS	69
Anexo 1. Propiedades de los minerales arcillosos expansivos	69
Anexo 2. Fuerzas que afectan a los deslizamientos.....	70
Anexo 3. Modelo de Mohr-Coulomb.....	71

Anexo 4. Programas para modelación de taludes	72
Anexo 5. Peso específico empleado en la modelación del talud	73
Anexo 6. Geometría del talud empleado en la modelación	74
Anexo 7. Normativas para ensayos de suelo expansivo	76
Anexo 8. Normativas no consideradas en la investigación.....	144
Anexo 9. Aditivos empleados en estabilización de taludes	145
Anexo 10. Especificaciones aplicables a ceniza volcánica.....	152
Anexo 11. Métodos de cálculo para análisis de estabilidad de taludes	167
Anexo 12. Modelación en SLOPE/W	175

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factores de seguridad por corte mínimos en taludes	14
Tabla 2 Parámetros de resistencia al corte y peso específico del suelo considerados para la modelación.....	18
Tabla 3 Escenarios empleados para la modelación del talud.....	19
Tabla 4 Normativa encontrada para caracterizar suelo expansivo.....	21
Tabla 5 Diferencias encontradas en normativa para ensayos de determinación de propiedades físicas del suelo expansivo.....	22
Tabla 6 Diferencias encontradas en normativa para ensayos de determinación de propiedades mecánicas del suelo expansivo	25
Tabla 7 Diferencias encontradas en normativa para ensayos complementarios del suelo expansivo	27
Tabla 8 Resultados de comparación entre estudios y normativa para ceniza volcánica.....	29
Tabla 9 Métodos para análisis de estabilidad de taludes aplicables a suelo expansivo.....	30
Tabla 10 Valores obtenidos para factor de seguridad con suelo expansivo (SE), suelo expansivo al que se ha incorporado ceniza volcánica (SECV) e incremento relativo (%)	32
Tabla 11 Programas para análisis de estabilidad de taludes mediante equilibrio límite.....	72
Tabla 12 Peso específico del suelo empleado en la modelación	73
Tabla 13 Normas de ASTM.....	76
Tabla 14 Difracción de rayos X de muestras naturales.....	95
Tabla 15 Valores de porcentaje en peso de las arcillas (FRX)	95
Tabla 16 Normas de AASHTO.....	97
Tabla 17 Especificación AASTHO M146 para clasificación de suelos	97
Tabla 18 Muestra para la prueba.....	97
Tabla 19 Clasificación de suelos y mezclas de suelos y agregados.....	101
Tabla 20 Determinación del grado de expansión en el suelo.....	102
Tabla 21 Normas de UNE.....	109
Tabla 22 Fracciones de tamaños de partículas.....	109
Tabla 23 Masa mínima de la muestra de ensayo	113
Tabla 24 Composición química por ensayos XRF	124
Tabla 25 Normas de IS	125
Tabla 26 Componentes básicos del suelo fino.....	125
Tabla 27 Aditivos de origen mineral y químico encontrados	145
Tabla 28 Requerimientos químicos	152
Tabla 29 Requerimientos físicos.....	152
Tabla 30 Estudios en los que se ha empleado ceniza volcánica como aditivo para estabilización	153
Tabla 31 Composición química de la puzolana natural	153
Tabla 32 Características físicas de los suelos	153
Tabla 33 Propiedades físicas y químicas de la ceniza volcánica	154
Tabla 34 Prueba de laboratorio sobre propiedades de ingeniería del suelo.....	154
Tabla 35 Composición química de la ceniza volcánica	156

Tabla 36 Composición química del suelo	156
Tabla 37 Resultados de pruebas de laboratorio de suelo	156
Tabla 38 Composiciones químicas y algunas propiedades físicas de la cal y la puzolana natural	157
Tabla 39 Propiedades básicas del suelo estudiado.....	157
Tabla 40 Composiciones químicas de BCS y VA	159
Tabla 41 Propiedades de ingeniería del BCS triturado y características	159
Tabla 42 Composiciones químicas de BCS y VA	159
Tabla 43 Propiedades de ingeniería del BCS triturado y características	159
Tabla 44 Datos de propiedades físicas de cenizas volcánicas	160
Tabla 45 Datos de propiedades físicas del suelo	159
Tabla 46 Propiedades químicas y físicas de la cal y la puzolana natural	161
Tabla 47 Características físicas del suelo	161
Tabla 48 Características químicas y mineralógicas del suelo.....	161
Tabla 49 Composición química de las puzolanas naturales.....	162
Tabla 50 Composición mineralógica y propiedades químicas de BCS	162
Tabla 51 Propiedades de ingeniería de BCS.....	163
Tabla 52 Composición química del suelo.....	163
Tabla 53 Clasificación SUCS de muestras naturales.....	164
Tabla 54 Composición mineralógica de la CV.....	165
Tabla 55 Clasificación SUCS de las muestras.....	165
Tabla 56 Índice de expansión de las muestras.....	165
Tabla 57 Métodos de equilibrio límite para análisis de estabilidad de taludes.....	167
Tabla 58 Métodos numéricos para análisis de estabilidad de taludes.....	172

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Sección transversal de una pendiente fallida.....	8
Figura 2 Micrografía electrónica de la ceniza del volcán Tungurahua.....	11
Figura 3 Diagrama general de la metodología empleada.....	15
Figura 4 Incremento obtenido empleando el método de Morgenstern & Price (1965) entre el factor de seguridad con SE y el factor de seguridad con SECV.....	33
Figura 5 Incremento obtenido empleando el método de Bishop (1955) entre el factor de seguridad con SE y el factor de seguridad con SECV.....	33
Figura 6 Propiedades de los minerales arcillosos expansivos	69
Figura 7 Esquema de fuerzas que afectan a los deslizamientos.....	70
Figura 8 Criterio de falla Mohr-Coulomb.....	71
Figura 9 Geometría del talud con pendiente 1H: 1V	74
Figura 10 Geometría del talud con pendiente 1.5H: 1V	74
Figura 11 Geometría del talud con pendiente 2.5H:1V	75
Figura 12 Esquema y funcionamiento del muestreador de tubos de pared delgada	76
Figura 13 Procedimiento para el muestreo de bloques rectangulares.....	76
Figura 14 Ejemplo de excavadores manuales.....	77
Figura 15 Muestreador de barril dividido	77
Figura 16 Caja de envío para muestras (tubo corto) o anillo.....	78
Figura 17 Criterios para la forma de las partículas	78
Figura 18 Contenido de humedad según ASTM D2216-19 (2019).....	78
Figura 19 Ejemplo de límite de líquido y plástico.....	79
Figura 20 ASTM D4943-18 (2018) Equipo de prueba de materiales.....	79
Figura 21 Proceso de tamizado de la muestra según ASTM D6913-7 (2017)	80
Figura 22 Ensayo granulometría por hidrómetro de acuerdo a ASTM D7928-17 (2017).....	80
Figura 23 Tabla de plasticidad.....	81
Figura 24 Ensayo de gravedad específica de acuerdo a ASTM D854-14 (2014).....	82
Figura 25 Ensayo de expansión controlada con ASTM D4829-19 (2019).....	82
Figura 26 Aparato de prueba de edómetro para la determinación de la presión de hinchamiento según ASTM D4546-14 (2014)	83
Figura 27 Configuración para equilibrar la succión en un recipiente grande	84
Figura 28 Sistema de cabeza descendente, método C.....	84
Figura 29 Patrón de apisonador para compactación en molde de 101,6 mm (4 pulg.).....	85
Figura 30 Molde cilíndrico, 4.0 pulgadas	86
Figura 31 Diagrama esquemático de componentes esenciales de corte directo	86
Figura 32 Ejemplo de gráficos de resumen de prueba de consolidación	87
Figura 33 Prueba de resistencia a la compresión no confinada (UCS) según ASTM D2166/D2166M-16 (2016)	88
Figura 34 Elementos del dispositivo GDS y montaje de la muestra según ASTM D2850-15 (2015).....	89
Figura 35 Diagrama esquemático de un aparato triaxial no drenado consolidado típico	89
Figura 36 Diagrama esquemático de un aparato triaxial drenado consolidado típico	91

Figura 37 Aparato de prueba de relación de soporte	92
Figura 38 Ensayo de Penetración Estándar SPT de acuerdo a ASTM D1586/D1586M-18 (2018)	93
Figura 39 Configuraciones típicas de la punta del penetrómetro eléctrico de cono de fricción...	94
Figura 40 Geometría de paletas de campo.....	94
Figura 41 Proceso para ensayo de pH según ASTM D4972-19 (2019)	96
Figura 42 Tubo de pared delgada para muestreo.....	97
Figura 43 Limpieza del cuello del matraz aforado según AASHTO T 100-15 (2019)	98
Figura 44 Hidrómetro	98
Figura 45 Dispositivo de límite de líquido con muestra de suelo colocada.....	99
Figura 46 Método de enrollado manual	100
Figura 47 Aparato de succión de suelo	103
Figura 48 AASHTO T 99-19 (2019) Procedimiento	103
Figura 49 Molde cilíndrico y placa base.....	104
Figura 50 Foto de una muestra fallida de AASHTO T 208-15 (2019).....	105
Figura 51 Ejemplo de gráficos de resumen de prueba de consolidación	106
Figura 52 Corrección de curvas esfuerzo-deformación.....	107
Figura 53 Soporte de carga triaxial para AASHTO T 296-10 (2016)	108
Figura 54 Muestra de suelo para ser analizada en los laboratorios según UNE 103100:1995 (1995).....	109
Figura 55 Clasificación de suelos basada únicamente en la granulometría.....	110
Figura 56 Ejemplo de configuración de pipeta.....	111
Figura 57 Rango de penetración en una prueba de cono de caída de límite líquido.....	112
Figura 58 Cápsula de porcelana.....	112
Figura 59 Ejemplos de picnómetros	114
Figura 60 Aparato Lambe	114
Figura 61 Determinación del hinchamiento libre en edómetro con UNE 103601 (1996).....	115
Figura 62 Determinación de la presión de hinchamiento libre en edómetro de acuerdo a UNE 103602 (1996).....	116
Figura 63 Aparato de permeabilidad con cabezal descendente	116
Figura 64 Molde Proctor normal.....	117
Figura 65 Molde Proctor modificado.....	118
Figura 66 Diagrama esquemático de un aparato de compresión no confinado típico	118
Figura 67 Dibujo esquemático de una caja de corte típica	119
Figura 68 Edómetro de celda de anillo flotante	120
Figura 69 Ejemplo de unidad de prueba triaxial.....	121
Figura 70 Diagrama esquemático de un aparato triaxial típico	122
Figura 71 Dibujo esquemático de aparatos para índice C.B.R de suelo.....	123
Figura 72 Difracción de rayos x de dos planos reticulares sucesivos.....	123
Figura 73 Electrodo para medición de pH según UNE-ISO 10390:2012 (2012)	124
Figura 74 Muestreador de suelo de tubo Shelby de acuerdo a IS 2132:1986 (2016)	125
Figura 75 Medidor de humedad de equilibrio de torsión.....	126
Figura 76 Procedimiento de gravedad específica según IS 2720:Part 3:Sec 1:1980 (2016)	127

Figura 77 Aparato de análisis de tamaño de grano	128
Figura 78 Diagrama que ilustra la prueba de límite de líquido.....	128
Figura 79 Aparato para determinar el cambio volumétrico	130
Figura 80 Prueba de permeabilidad con IS 2720:Part 17:1986 (1986).....	131
Figura 81 Diagrama de la prueba del índice de hinchazón con IS 2720:Part 40:1977 (2016) ...	132
Figura 82 Configuración para medir la presión de hinchamiento en el método de volumen constante	133
Figura 83 Gráfico de OMC de acuerdo a IS 2720:Part 7:1980 (2016).....	134
Figura 84 Molde para el ensayo.....	135
Figura 85 Aparato de resistencia a la compresión no confinado para IS 2720:Part 10:1991 (2020)	136
Figura 86 Análisis experimental en la configuración para IS 2720:Part 11:1993 (2016)	137
Figura 87 Esbozo esquemático que prueba el dial del anillo.....	138
Figura 88 Aparato de prueba de corte directo para IS 2720:Part 13:1986 (2016).....	139
Figura 89 Métodos de adaptación.....	140
Figura 90 Configuración para prueba CBR	141
Figura 91 Corrección por sobrecarga.....	142
Figura 92 Principio de funcionamiento de un medidor de pH para IS 2720:Part 26:1987 (2016)	143
Figura 100 Fuerzas que actúan sobre una dovela en el método Ordinario o de Fellenius.....	167
Figura 101 Esquema de fuerzas sobre una dovela en el método de Bishop simplificado de acuerdo a Duncan & Wright (2005).....	168
Figura 102 Fuerzas consideradas en JSM.....	168
Figura 103 Diagrama de cuerpo libre para una dovela. Método de Spencer	169
Figura 104 Diagrama de cuerpo libre de una dovela con M-P	170
Figura 105 Variación funcional de la dirección de la fuerza lateral con respecto a la dirección x	170
Figura 106 Procedimiento generalizado de Janbu	171
Figura 107 Malla típica para el análisis de un talud vertical por elementos finitos.....	172
Figura 108 Modelación de falla utilizando modelo de elementos finitos	172
Figura 109 Ejemplo de discretización con elementos de contorno en 2D	173
Figura 110 Modelo de fractura utilizando elementos de borde	174
Figura 111 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 0 kN/m ³	175
Figura 112 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 24 kN/m ³	175
Figura 113 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 48 kN/m ³	176
Figura 114 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 72 kN/m ³	176
Figura 115 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 0 kN/m ³	177
Figura 116 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 24 kN/m ³	177
Figura 117 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 48 kN/m ³	177
Figura 118 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 72 kN/m ³	178
Figura 119 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 0 kN/m ³	178
Figura 120 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 24 kN/m ³	178
Figura 121 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 48 kN/m ³	179

Figura 122 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 72 kN/m ³	179
Figura 123 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 0 kN/m ³	180
Figura 124 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 24 kN/m ³	180
Figura 125 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 48 kN/m ³	181
Figura 126 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 72 kN/m ³	181
Figura 127 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 0 kN/m ³	182
Figura 128 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 24 kN/m ³	182
Figura 129 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 48 kN/m ³	182
Figura 130 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 72 kN/m ³	183
Figura 131 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 0 kN/m ³	183
Figura 132 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 24 kN/m ³	183
Figura 133 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 48 kN/m ³	184
Figura 134 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 72 kN/m ³	184
Figura 135 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 0 kN/m ³	185
Figura 136 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 24 kN/m ³	185
Figura 137 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 48 kN/m ³	186
Figura 138 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 72 kN/m ³	186
Figura 139 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 0 kN/m ³	187
Figura 140 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 24 kN/m ³	187
Figura 141 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 48 kN/m ³	188
Figura 142 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 72 kN/m ³	188
Figura 143 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 0 kN/m ³	188
Figura 144 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 24 kN/m ³	189
Figura 145 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 48 kN/m ³	189
Figura 146 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 72 kN/m ³	189
Figura 147 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 0 kN/m ³	190
Figura 148 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 24 kN/m ³	190
Figura 149 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 48 kN/m ³	191
Figura 150 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 72 kN/m ³	191
Figura 151 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 0 kN/m ³	192
Figura 152 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 24 kN/m ³	192
Figura 153 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 48 kN/m ³	193
Figura 154 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 72 kN/m ³	193
Figura 155 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 0 kN/m ³	193
Figura 156 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 24 kN/m ³	194
Figura 157 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 48 kN/m ³	194
Figura 158 Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 72 kN/m ³	194

RESUMEN

El suelo expansivo puede afectar severamente la estabilidad de la pendiente por lo que actualmente se buscan nuevas técnicas de estabilización para este tipo de taludes. También, la ceniza volcánica se encuentra ampliamente como producto de las erupciones volcánicas en varios países del mundo, como en Ecuador.

El estudio consiste en la revisión bibliográfica de normas para realizar ensayos con suelos expansivos y los métodos de estabilización de taludes con aditivos de origen químico y mineral. Se investigaron normativas para la ceniza volcánica como aditivo estabilizador y los métodos para el análisis de estabilidad de taludes. Luego, se modeló mediante métodos de equilibrio límite un talud compuesto por suelo expansivo y por suelo al que se ha incorporado ceniza volcánica.

Se encontraron diferencias en la fecha, fundamentación, los equipos y los materiales de cada norma. Se hallaron peculiaridades en los aditivos de origen mineral y químico investigados. Además, se encontró que no existen normativas con especificaciones para la ceniza volcánica como aditivo en estabilización de suelos y se demostró el incumplimiento de las composiciones químicas de ASTM C618-19 (2019). Se obtuvieron seis métodos de equilibrio límite y dos métodos numéricos para el análisis de estabilidad de un talud con este suelo. Finalmente, los resultados de la modelación demostraron la eficiencia de emplear ceniza volcánica en la estabilización del talud, pues los valores del factor de seguridad con suelo mejorado cumplían con el establecido por la norma ecuatoriana para el análisis de estabilidad de taludes en condición estática.

Palabras clave: *suelo expansivo, ceniza volcánica, estabilización de talud*

ABSTRACT

Expansive soil can severely affect the stability of slopes, so new stabilization techniques are currently being sought for this type of slope. Also, volcanic ash is widely found as a product of volcanic eruptions in several countries around the world, such as Ecuador. The study consists of a bibliographic review of standards for testing expansive soils and slope stabilization methods with additives of chemical and mineral origin. Standards for volcanic ash as a stabilizing additive and methods for slope stability analysis were investigated. Then, a slope composed of expansive soil and soil to which volcanic ash has been incorporated was modeled by limit equilibrium methods. Differences were found in the date, principles, equipment and materials of each standard. Peculiarities were found in the additives of mineral and chemical origin investigated. In addition, it was found that there are no standards with specifications for volcanic ash as an additive in soil stabilization and it was demonstrated that the chemical compositions of ASTM C618-19 (2019) were not accomplished. Six limit equilibrium methods and two numerical methods were obtained for the stability analysis of a slope with this soil. Finally, the results of the modeling demonstrated the efficiency of using volcanic ash in the stabilization of slopes, because the values of the safety factor with improved soil met the one established by the Ecuadorian standard for the analysis of slope stability in static condition.

Keywords: expansive soil, volcanic ash, slope stabilization.



Reviewed by: Armas Geovanny, Mgs.
Linguistic Competences Professor

1. INTRODUCCIÓN

A finales de la década de 1930-1940 especialistas a nivel mundial identificaron a los suelos expansivos como una de las principales causas de los daños experimentados en las estructuras, tanto a nivel de edificaciones como en cimentaciones y vías de comunicación (Ayala, 2017). Los taludes de las carreteras construidas en suelos arcillosos altamente plásticos o expansivos se someten a ciclos de disminución y aumento de volumen (contracción y expansión) durante la estación húmeda y seca, que generalmente ablandan el suelo y pueden causar fallas de la pendiente unos años después de la construcción (Khan, Hossain, Ahmed, & Faysal, 2017). En Ecuador, los suelos expansivos se localizan, en su mayoría, en la región litoral y amazónica (Licuy & Román, 2020).

De acuerdo con el Centro para la Investigación sobre la Epidemiología de los Desastres CRED (2010), en el año 2009 se presentaron 335 desastres de origen natural alrededor del mundo, que afectaron a 119 millones de personas y dejaron pérdidas económicas superiores a 41.300 millones de dólares, siendo los deslizamientos detonados por lluvias responsables del 17,2 % de los desastres (Muenala, 2018). A esto se suman las pérdidas económicas por deslizamientos de tierra que ascendieron a 900 millones de dólares y 1034 muertes en el periodo comprendido entre 2008-2017 (CRED, 2018).

Los deslizamientos han sido una de las amenazas de mayor frecuencia en nuestro país en los últimos años (2011-2018), por lo que actualmente la existencia de taludes inestables está siendo considerada en la planificación de los territorios, dentro de la caracterización de amenazas (Muenala, 2018).

El problema de la inestabilidad en los taludes que se presenta en la mayoría de las construcciones en el Ecuador, está creciendo y genera complicaciones, especialmente en las

temporadas invernales que hacen que los taludes sean más inestables (Palma, 2018). Este fenómeno obliga a la necesidad de realizar costosas reconstrucciones luego de haber sufrido numerosas y periódicas interrupciones de tráfico, accidentes graves y el consecuente incremento económico en la operación vehicular. Una rehabilitación o mantenimiento puede llegar a ser más costosa que la construcción de taludes perfectamente estudiados y diseñados (Marín, 2020; Palate, 2018).

Con el paso del tiempo, se han desarrollado nuevas tecnologías en la estabilización de suelos fundamentadas en el uso de diferentes materiales como por ejemplo: cenizas volátiles, aceites sulfonados, resinas, polímeros, entre otros; los cuales han venido ganando espacio en recientes investigaciones (Buitrón & Enríquez, 2018).

Además, se han realizado estudios en diferentes países del mundo para investigar la posibilidad de utilizar ceniza volcánica como agente estabilizador en la construcción de bases y sub-bases de carreteras, encontrándose que es un aglomerante natural alternativo que puede ser efectivamente útil como material y también para ahorrar dinero, puesto que se encuentra abundantemente en extensas áreas de los países donde se produjeron actividades volcánicas recientes (Sitotaw, 2018).

De esta manera, surge el presente tema de investigación que plantea analizar la aplicabilidad de ceniza volcánica como un aditivo en la estabilidad de un talud compuesto por suelo expansivo, estudiando las posibles modificaciones en su comportamiento físico-mecánico. Se aspira que la investigación sea de utilidad para las diferentes empresas, organismos y profesionales, relacionados con el área de ingeniería civil y geotecnia. Así como, un aporte en el desarrollo de innovadores métodos constructivos y posteriores investigaciones relacionadas a nuevas técnicas de estabilización de taludes.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo General

Analizar la estabilidad de un talud compuesto por suelo expansivo mediante la incorporación de ceniza volcánica para mejorar sus propiedades físico-mecánicas.

2.2 Objetivos Específicos

1. Realizar una revisión bibliográfica de los diferentes ensayos usados para caracterizar suelos expansivos que permita comprender la normativa existente.
2. Realizar una revisión bibliográfica de los diferentes métodos de estabilización de taludes que permita identificar métodos que requieran aditivos químicos y minerales.
3. Determinar las características, propiedades y normas aplicables a ceniza volcánica, realizando búsquedas bibliográficas, de manera que se conozcan especificaciones para que la misma se pueda emplear como un aditivo en la estabilización de un suelo expansivo.
4. Realizar una revisión bibliográfica de los métodos de cálculo existentes para el análisis de estabilidad de taludes, que facilite el conocimiento de factores y variables involucradas.
5. Modelar un talud compuesto por suelo expansivo que ha sido estabilizado usando ceniza volcánica, empleando datos reportados en estudios previos y métodos de equilibrio límite con el programa SLOPE/W, que permitan realizar el análisis de estabilidad del mismo.

3. MARCO TEÓRICO

3.1 Suelo expansivo

Los suelos expansivos son suelos que presentan un cambio de volumen significativo debido al cambio en el contenido de humedad (Soltani et al., 2017). Según Shang & Fu (2018) son suelos que se expanden cuando absorben agua y se contraen cuando se secan. Su hinchazón y contracción pueden resultar en el desplazamiento, agrietamiento, inclinación e incluso destrucción de construcciones (Djellali et al., 2017; Mašín, 2017).

Los suelos expansivos conforman un área de alrededor de 335 millones de hectáreas del territorio mundial (Licuy & Román, 2020). Los suelos expansivos poseen características que incluyen baja resistencia, alta compresibilidad y un alto potencial de hinchamiento y contracción, los suelos expansivos a menudo se caracterizan como materiales de construcción inadecuados para aplicaciones de ingeniería civil (Nalbantoglu, 2006; Soltani et al., 2018). Si no se tratan adecuadamente, los suelos expansivos pueden actuar como una amenaza natural y provocar daños graves a las estructuras (Al-Rawas, 2002; Sharma & Sivapullaiah, 2016).

3.1.1 Caracterización de suelo expansivo

Pérez & Orejuela (2018) mencionan que la caracterización de los suelos expansivos se realiza por medio de ensayos que permiten evidenciar características específicas de la fracción de suelo y así concluir que la fracción ensayada es un suelo fino y expansivo.

Según Asuri & Keshavamurthy (2016), se cuenta con métodos de identificación mineralógica y métodos inferenciales. Los ensayos mineralógicos tienden a detectar la presencia de montmorillonita, que es el mineral preponderantemente expansivo (Patrone & Prefumo, 2005); mientras que, los métodos inferenciales intentan vincular algunas de las propiedades índices de los

suelos de grano fino con la composición mineralógica de la arcilla del suelo y, por lo tanto, estimar su potencial de expansión (Asuri & Keshavamurthy, 2016).

Estos ensayos se efectúan mediante el uso de normativas que definen sus propiedades físico-mecánicas, químicas y establecen los materiales y equipos a emplearse, el procedimiento, el cálculo, entre otros lineamientos. Estas normativas son emitidas por instituciones a nivel internacional, que regulan la realización de cada uno de los ensayos.

3.1.1.1 Instituciones de normalización

Para caracterizar suelos expansivos existen varias instituciones a nivel internacional que establecen definiciones, procedimientos y requerimientos para la correcta realización de ensayos de laboratorio. A continuación se presenta la descripción de cuatro de las más importantes instituciones internacionales de normalización.

3.1.1.1.1 ASTM International (American Society for Testing and Materials)

ASTM International es una organización internacional no gubernamental, sin fines de lucro de desarrollo de normas, fundada en 1898. Utiliza ciencia, ingeniería y buen juicio para mejorar el desempeño en la fabricación de materiales, productos y procesos, sistemas y servicios, de alta calidad. ASTM incorpora 30.000 miembros, que provienen de más de 140 países (ASTM International, 2017).

Las normas de ingeniería geotécnica de ASTM son fundamentales para especificar, probar e investigar las propiedades físicas/mecánicas y los comportamientos característicos de los materiales terrestres superficiales y subsuperficiales que son relevantes para un proyecto de construcción. Dichos materiales terrestres incluyen suelo, piedras, mezclas de suelo y cemento, entre otros. Estos estándares de ingeniería geotécnica permiten a las empresas de ingeniería y construcción examinar las características de dichos materiales terrestres para garantizar la

seguridad y prevenir peligros imprevistos relacionados con la construcción de estructuras civiles (ASTM International, 2020b).

3.1.1.1.2 AASHTO (The American Association of State Highway and Transportation Officials)

AASHTO es una asociación no partidista sin fines de lucro que representa a los departamentos de carreteras y transporte en los 50 estados, el Distrito de Columbia y Puerto Rico. Representa todos los modos de transporte, incluidos: aéreo, carreteras, transporte público, transporte activo, ferrocarril y agua. Su objetivo principal es fomentar el desarrollo, operación y mantenimiento de un sistema de transporte nacional integrado. AASHTO es un líder internacional en el establecimiento de estándares técnicos para todas las fases del desarrollo del sistema de carreteras. Se emiten estándares para el diseño, construcción de carreteras y puentes, materiales y muchas otras áreas técnicas (AASHTO, 2020). AASHTO (2014), contiene especificaciones para materiales e incluye métodos de prueba y especificaciones para equipos de prueba.

3.1.1.1.3 UNE (Normalización Española)

La Asociación Española de Normalización (UNE) es el organismo de normalización en España, elabora normas técnicas y desarrolla actividades de cooperación internacional. Es una entidad privada, multisectorial y sin fines lucrativos fundada en 1986 (UNE, 2020). UNE incorpora eurocódigos referentes al diseño geotécnico, regula la ejecución de trabajos especiales como mejora geotécnica y pilotes, además de especificar la manera de ejecutar los ensayos de laboratorio y los ensayos “in-situ” de suelos (Ariznavarreta, 2020).

3.1.1.1.4 IS (Indian Standard)

Estos estándares son proporcionados por la Oficina de Normas Indias (BIS) fundada en 1986. BIS es el organismo nacional de normalización de la India para el desarrollo armonioso de

las actividades de normalización y certificación de calidad de los productos y para los asuntos relacionados con ellos. Los estándares IS regulan ámbitos de la ingeniería del suelo como la exploración subsuperficial, muestreo y pruebas de suelos incluyendo suelos estabilizados, así como la clasificación de suelos para fines de ingeniería, entre otros (BIS, 2020).

3.1.2 Mineralogía del suelo expansivo

Los tres minerales más importantes de la arcilla expansiva son la montmorillonita, la illita y la caolinita (Nelson & Miller, 1993; Zumrawi & Abdelmarouf, 2017). En el **Anexo 1** se encuentran algunas propiedades de las mismas.

La montmorillonita se forma por la superposición indefinida de una lámina de alúmina entre dos de sílice (Espinoza, 2015). La unión entre partículas es muy frágil permitiendo la introducción de agua en su estructura. Por esta razón, las moléculas de agua pueden entrar fácilmente a su estructura llegando a producir un incremento de volumen en los cristales que conduce a la expansión del suelo. También presentan gran capacidad de contraerse por secado (Cercado & Zavaleta, 2018).

De acuerdo a Espinoza (2015), la estructura de las illitas es análoga a la de las montmorillonitas, pero la diferencia se da por la presencia de iones de potasio que producen grumos que reducen el área expuesta al agua, reduciendo su expansividad.

Las caolinitas están formadas por una lámina silícica y otra alumínica, que se superponen indefinidamente. Estas láminas se unen mediante puentes de hidrógeno. La unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas. En consecuencia, las arcillas caoliníticas son relativamente estables en presencia de agua (Pérez & Torres, 2015).

3.1.3 Efecto sobre estabilidad de taludes

De acuerdo a Dong et al. (2019), el efecto alterno de la lluvia y la evaporación en la naturaleza causa un gran daño a la resistencia al corte del suelo expansivo, consecuentemente, el factor de seguridad de la pendiente cambia al variar la cohesión (c) y el ángulo de fricción interno (ϕ) (Harabinová & Panulinová, 2019). Mohan & Chandra (1961) reportaron que la resistencia al corte no drenada del suelo expansivo se reduce al aumentar el contenido de humedad y Wong (1998) encontró que la resistencia al corte del suelo expansivo disminuyó al aumentar el hinchamiento (Xiao et al., 2018).

Además, según Shi et al. (2014) con la disminución del contenido de agua, el suelo expansivo se encogerá y provocará grietas, indicando perceptiblemente que los depósitos de arcilla están sobre consolidados debido a desecación (Lucian, 2008). La grieta destruye la integridad del suelo expansivo, provoca filtraciones, las cuales conducen a que el suelo se hinche y agrave la grieta y reduce el factor de seguridad (Shi et al., 2014). En la **Figura 1** se muestra la falla de la sección transversal de un talud compuesto por suelo expansivo en Regina, Canadá.

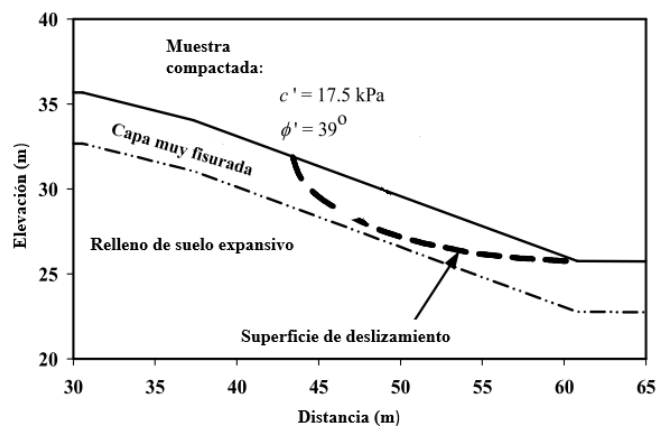


Figura 1 Sección transversal de una pendiente fallida

Fuente: Qi & Vanapalli (2015)

3.2 Métodos de estabilización de taludes

Se utilizan dos tipos de tratamientos para estabilizar una pendiente de suelo expansivo: químico y físico (Zhang et al., 2019). El tratamiento físico, es un proceso dirigido a reparar y estabilizar el suelo de la pendiente, ya sea alterando la composición física del suelo o colocando una barrera en o sobre el suelo para obtener el efecto deseado (Shahandashti et al., 2019). En el tratamiento químico, diferentes aditivos se incorporan para mejorar las propiedades físicas y mecánicas del suelo expansivo (Zhang et al., 2019). La estabilización del suelo mediante aditivos altera las propiedades del suelo mediante la adición de una cierta cantidad de material químico o bioquímico, al suelo. En algunos casos, mezclar aditivos con el suelo crea una acción cementante que une las partículas del suelo para aumentar su resistencia al corte (Collin et al., 2008; Shahandashti et al., 2019). Además, en presencia de agua, la mezcla del aditivo con el suelo experimenta reacciones químicas instantáneas y prolongadas dependientes del tiempo, lo que resulta en una mejora general de la matriz del suelo en términos de reducción del hinchamiento, mejora de la resistencia al cizallamiento y resistencia a la influencia de la humectación y el secado (Soltani et al., 2019).

Los aditivos empleados en la estabilización de suelos arcillosos/expansivos comprenden aquellos de origen mineral como la cal o el cemento, que son usados de manera tradicional, mientras que la ceniza volcánica y los aditivos de origen bioquímico o biológico se han convertido en objetos recientes de investigación (Soldo et al., 2020).

3.3 Ceniza volcánica

De acuerdo a Oktaviana et al. (2016b), las pequeñas piezas irregulares de rocas, minerales y vidrio volcánico de menos de 2 milímetros de diámetro erupcionados por un volcán se llaman cenizas volcánicas. La ceniza volcánica se considera una puzolana natural según ASTM C618

(Siddique, 2012). Esta se convierte en un problema ambiental importante como material de desecho si no se reduce o reutiliza de manera efectiva (Rifa'i et al., 2013).

3.3.1 Propiedades y características

La ceniza volcánica de diferentes orígenes geográficos posee diversas características basadas en propiedades químicas, mineralogía y morfología (Oktaviana et al., 2016a). La ceniza volcánica no es producto de la combustión, como el material blando creado al quemar madera, hojas o papel. La ceniza volcánica es dura, no se disuelve en agua, es muy áspera y ligeramente corrosiva (United States Geological Survey, 2020). Las partículas de ceniza pueden ser un material abrasivo debido a que se puede contar con una alta densidad (hasta 3.2 g/cm^3) (Esquivel & Castillo, 2015).

El tamaño de las partículas resultantes depende de la magnitud de la explosión que determina los diferentes tipos de depósitos y modo de dispersión. Entre menor sea el tamaño de la explosión, mayor es el tamaño de las partículas. Estas partículas poseen una forma de bloque, con superficies curvilineales y planares, que generalmente se encuentran en ángulos rectos (J. Rivera, 2003). Las partículas gruesas de ceniza volcánica tienen una apariencia similar a granos de arena, mientras que las partículas muy finas son polvo (Casadevall, 1994; Sánchez, 2017). La ceniza tiene un ángulo de fricción interna mayor a 25° (Wesley, 2010). Estos altos ángulos de fricción interna y cementación permiten pendientes muy pronunciadas en condiciones estáticas (Wieczorek et al., 2000).

Las cenizas volcánicas consisten esencialmente en dióxido de silicio (SiO_2) y óxido de aluminio (Al_2O_3). El resto contiene óxido de hierro (Fe_2O_3) y otros óxidos de metales alcalinos como CaO , MgO , Na_2O y K_2O (EN 197-1:2000, 2000; Heiken, 1972). El tipo de minerales en el depósito de cenizas volcánicas depende del contenido químico del magma (Rifa'I & Yasufuku,

2014). Los minerales que componen este material son principalmente cuarzo (óxido de silicio) y feldespatos (silicoaluminatos de calcio y magnesio) (Guevara, 2015; Sánchez et al., 2018).

En nuestro país, según Guevara (2015) la ceniza del volcán Tungurahua se encuentra constituida de SiO₂ (59.2%), CaO (7.8%), Al₂O₃ (15.9%), Na₂O (3.2%) y cantidades menores de 3.0% de Mg, K₂O y Ti₂O. Estos valores no han tenido cambios significativos durante los 15 años que ha tenido de actividad eruptiva y se han emitido más de 112 m³ de ceniza en este tiempo. Esta ceniza contiene material fino (<63 μm) y se ha probado su efectividad en la estabilización de suelo expansivo de la provincia de Manabí de manera experimental, debido a que su actividad puzolánica natural actúa como un cementante (Buitrón & Enríquez, 2018). En la **Figura 2** se muestra una micrografía electrónica de la ceniza del volcán Tungurahua, en Ecuador.

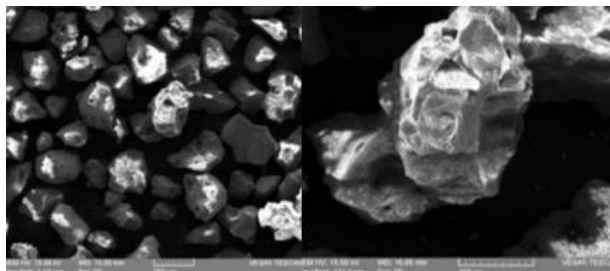


Figura 2 *Micrografía electrónica de la ceniza del volcán Tungurahua*

Fuente: Bustillos & Guevara (2013)

3.3.2 Estabilidad de suelo

En la práctica de la ingeniería, la utilización de cenizas volcánicas como material de estabilización es limitada (Rifa'i et al., 2013). Estas poseen propiedades puzolánicas, características de los compuestos de sílice y alúmina amorfos o débilmente cristalizados que se disuelven en un medio altamente alcalino como el creado por una solución de hidróxido de calcio, y que, a partir de una reacción química irreversible, contribuyen al proceso de cementación y al incremento en la resistencia del conjunto (Guerrero & Soria, 2019).

Los estabilizadores con propiedades puzolánicas pueden unir las partículas del suelo y reducir la absorción de agua por las partículas de arcilla (Hossain & Mol, 2011). Como resultado, la estabilización del suelo con ceniza volcánica no solo reduce el potencial de hinchamiento y el índice de plasticidad, sino que también mejora la durabilidad y la resistencia de los suelos arcillosos (Cheng et al., 2018; Hossain & Mol, 2011). Adicionalmente, la finura de la ceniza volcánica es un factor primordial para su utilización como puzolana en el proceso de estabilización (Rifa'I & Yasufuku, 2014).

3.4 Análisis de estabilidad de taludes

El estudio de la resistencia y estabilidad de las pendientes de suelos expansivos es de gran importancia para controlar y prevenir los desastres naturales (Zhai & Cai, 2018).

De acuerdo a Qi & Vanapalli (2015), el valor FS (factor de seguridad) se utiliza comúnmente para evaluar la estabilidad de pendientes, existiendo muchos enfoques en la literatura para resolver FS para pendientes en una, dos y tres dimensiones.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes se dividen en dos categorías: el método de equilibrio límite y el método numérico. Los dos emplean el criterio de falla Mohr-Coulomb, pero los métodos numéricos pueden o no obviarlo. El primero consiste en comparar las fuerzas tendentes al movimiento con las fuerzas que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura (Sanhueza & Rodríguez, 2013). Esta condición se determina satisfaciendo todas las ecuaciones de estática y a través de un procedimiento iterativo, se debe encontrar un número por el cual se reduce la resistencia al corte del suelo (GEO-SLOPE International Ltd, 2020). En cambio, los métodos numéricos se utilizan para resolver ecuaciones diferenciales parciales o ecuaciones diferenciales ordinarias, de modo tal que estas se puedan resolver con aritmética más simple y por medio de algoritmos (Garay, 2018).

3.4.1 Deslizamientos en taludes compuestos por suelo expansivo

Según Mizal-Azzmi et al. (2011) un tipo común de falla en suelos homogéneos de grano fino, es un deslizamiento rotacional que tiene su punto de rotación en un eje imaginario paralelo a la pendiente.

De acuerdo a Aizpiri et al. (2015), las fallas o deslizamientos son causados por fuerzas de dos tipos:

- Fuerzas desestabilizantes (FD) que causan el movimiento del talud
- Fuerzas resistentes (FR) que se oponen al movimiento y estabilizan el talud

Cuando FD supera a FR suceden los deslizamientos. Para prevenir los deslizamientos o disminuir sus efectos es necesario aumentar las fuerzas resistentes o disminuir las fuerzas desestabilizantes.

El esquema gráfico de estas fuerzas se encuentra en el **Anexo 2**.

3.4.2 Resistencia al corte y modelo de Mohr-Coulomb

La resistencia al corte se define como el valor máximo de esfuerzo cortante que puede soportar el suelo. Una falla por cortante es aquella en la cual el movimiento causado por esfuerzos cortantes en una masa de suelo es de magnitud suficiente para mover una gran masa de pendiente. La resistencia al corte de los suelos se controla mediante el esfuerzo efectivo, independientemente de si la falla ocurre en condiciones de drenaje o sin drenaje (Memon, 2018). La relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo efectivo se puede representar mediante la envolvente de resistencia de Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f * \tan \phi'$$

Donde τ_f es la resistencia al corte en el momento de la falla, c' es la cohesión efectiva, σ'_f es el esfuerzo efectivo en el momento de la falla y ϕ' es el ángulo de fricción efectivo (Moudabel, 2013). La representación gráfica de este criterio se encuentra en el **Anexo 3**.

3.4.3 Factor de seguridad

Fellenius (1922) postuló el factor de seguridad (FS) como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de la superficie de posible falla:

$$FS = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante}}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes, el FS resulta del cociente entre el momento resistente disponible y el momento actuante (Suárez Díaz, 2009).

En la **Tabla 1** se muestran los valores para el FS mínimo por corte en taludes en condiciones estáticas (equilibrio límite) y pseudoestáticas (equilibrio límite con adición de un coeficiente lateral sísmico) establecidos en NEC-SE-GC (2014), tanto para el diseño como para la construcción.

Tabla 1 Factores de seguridad por corte mínimos en taludes

Condición	FS corte mínimo	
	Diseño	Construcción
Taludes-condición estática y agua subterránea normal	1.5	1.25
Taludes-condición pseudo estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño	1.05	1.00

Fuente: NEC-SE-GC (2014)

3.4.4 Programas para modelación de taludes

La mayoría de los análisis de estabilidad se realizan utilizando programas comerciales de “software”, los cuales permiten analizar de forma eficiente taludes complejos o con una cantidad significativa de información (Suárez Díaz, 2009). En el **Anexo 4** se muestra la descripción, el empleo en taludes, así como los parámetros obligatorios y opcionales a ingresar para realizar un análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite mediante tres programas disponibles en el mercado geotécnico (SLOPE/W, GEO5 y Slide2).

4. METODOLOGÍA

Se empleó la siguiente metodología para lograr los objetivos de estudio y el consecuente desarrollo del proyecto de investigación:

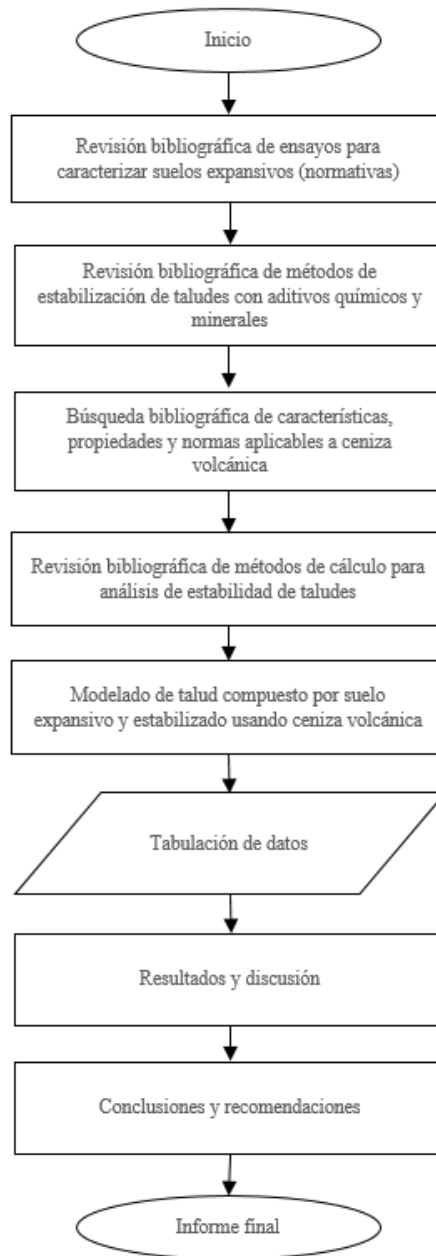


Figura 3 *Diagrama general de la metodología empleada*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

En esta investigación se emplearon buscadores como Google Académico, Scopus, Scielo, ScienceDirect, tesis y repositorios digitales de diversas universidades para recopilar información referente a todos los objetivos planteados, además en todos los casos las palabras clave fueron usadas en idioma español e inglés.

Se realizó una revisión bibliográfica sobre los ensayos empleados para caracterizar suelos expansivos en cuanto a sus propiedades físico-mecánicas, así como procesos complementarios para su determinación. El criterio de búsqueda usado fue indagar en investigaciones realizadas en los últimos cinco años, alojadas en los buscadores mencionados anteriormente, empleando palabras clave como “suelo expansivo-estándares-ensayos-caracterización”, para luego seleccionar mediante la frecuencia de su utilización e importancia, cuatro instituciones de normalización, cuyos estándares para realizar ensayos de laboratorio en suelos expansivos fueron investigados a detalle contemplando su descripción, procedimiento, uso y limitaciones, tomando en cuenta que se encuentren actualmente vigentes. Luego estos ensayos fueron contabilizados de acuerdo a las propiedades que normaban y a su fecha de publicación, para finalmente realizar tablas en las que se encuentran las diferencias entre aquellos que se hallaban en común en todas las normas de las instituciones investigadas.

La revisión bibliográfica de los métodos de estabilización consistió en el empleo de los buscadores mencionados para obtener artículos científicos, tesis, entre otros documentos. Se usaron las palabras clave “talud-suelo expansivo-estabilización-aditivos”, con las que se encontraron varias técnicas de tratamiento químico, pero se escogieron únicamente aquellas que contemplaban el uso de aditivos de origen químico o mineral para estabilizar taludes compuestos por suelos arcillosos/expansivos. Se indagaron los aspectos relacionados a su fundamentación, sus

ventajas, desventajas y limitaciones, modo de empleo, resultados y conclusiones que se encontraron en cada una de estas técnicas.

En cuanto a las especificaciones sobre ceniza volcánica mediante los buscadores indicados y el empleo de las palabras clave “ceniza volcánica-suelo expansivo-estabilización-estándares”, se indagó sobre normativa disponible referente a requisitos en sus propiedades y características principales. Luego se realizó una búsqueda con las palabras clave “ceniza volcánica-suelo expansivo-suelo arcilloso-estabilización” para recopilar información de investigaciones efectuadas en los últimos años sobre el empleo de la ceniza volcánica como estabilizador de suelo expansivo/arcilloso, considerando su uso como único aditivo estabilizador del suelo o en combinación con otros. De estos ensayos se obtuvieron las propiedades físicas y/o químicas de la ceniza y del suelo en estudio, la metodología empleada, los resultados y conclusiones hallados, que luego sirvieron para realizar una comparación con la correspondiente normativa.

Después, se revisó información sobre los métodos de cálculo existentes para el análisis de estabilidad de taludes, aplicables a suelo expansivo y empleados con frecuencia. Con la ayuda de los buscadores y las palabras clave “métodos de cálculo-análisis de estabilidad-talud-suelo expansivo”, se revisó bibliografía referente a la superficie de falla considerada en el análisis, el equilibrio que se satisface, su fundamentación, la ecuación propuesta para el cálculo del factor de seguridad, las ventajas y las desventajas o limitaciones, en el caso de los métodos de equilibrio límite. Para los métodos numéricos aplicables a este tipo de suelo se averiguó su fundamentación, ventajas, limitaciones y aplicación en análisis de estabilidad.

Con el conocimiento de toda la información previa pertinente, se procedió a realizar la modelación de un talud compuesto por suelo expansivo (SE) y por suelo expansivo al que se ha incorporado ceniza volcánica (SECV), empleando el programa SLOPE/W del paquete integrado

GeoStudio 2018 y considerando únicamente condiciones estáticas en su análisis. Para ello, se escogieron los datos provenientes de la investigación realizada por Buitrón & Enríquez (2018), correspondientes a la muestra 4, clasificada como arcilla de alta plasticidad CH y extraída del cantón Rocafuerte, en la provincia de Manabí, que presentaba expansión muy alta y que con la dosificación de 20% de ceniza del volcán Tungurahua en relación al peso seco del suelo, presentó mejoras significativas en cuanto a su expansión y parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción). Los datos empleados en la modelación en cuanto a los parámetros geotécnicos de resistencia al corte obtenidos mediante el ensayo de corte directo, el índice de expansión y el peso específico del suelo se encuentran en la **Tabla 2**. La obtención del peso específico del suelo y el valor del peso específico del agua se encuentran detallados en el **Anexo 5**.

Tabla 2 *Parámetros de resistencia al corte y peso específico del suelo considerados para la modelación*

Muestra	Nomenclatura usada en SLOPE/W	Índice de expansión	Φ (°)	c (kg/ cm ²)	c (kPa)	γ (kN/m ³)
M4	SE	136 (Muy alta)	18.260	0.300	29.412	15.223
M4 (20% CV)	SECV	68 (Media)	45.705	2.200	215.746	18.812

Fuente: Buitrón & Enríquez (2018)

En la geometría del talud se consideró principalmente la pendiente a emplearse, la cual correspondió a varias relaciones de la base y la altura del talud, las mismas que fueron de 1.5H:1V y 2.5H:1V que según Loehr et al. (2005) es el rango de inclinaciones de pendiente que utilizan habitualmente los departamentos de transporte estatales en Misuri, Estados Unidos. Se incluyó también la pendiente correspondiente a 1H:1V, la cual puede producir deslizamiento de taludes de acuerdo a Zabuski (2018). Las geometrías empleadas para cada pendiente del talud se encuentran representadas gráficamente en el **Anexo 6**. Además, se consideraron sobrecargas de 0 kN/m³, 24 kN/m³ (que corresponde al peso específico del hormigón reforzado (Gere, 2004)), así como 48 kN/m³ y 72 kN/m³ correspondientes al doble y al triple del peso específico del hormigón reforzado,

respectivamente. Estas sobrecargas simulaban una presión uniforme sobre la corona del talud, que al ser multiplicada por el valor de distancia desde la superficie del suelo a la línea de la carga (1 m) es expresada como el mismo valor numérico del peso específico, pero expresado en kN/m².

El talud con cada una de las relaciones de pendiente se modeló con las propiedades de SE y con las propiedades de SECV. Luego, se analizó su estabilidad de acuerdo a los métodos de equilibrio límite de Morgenstern & Price (1965) y Bishop (1955), que se encuentran detallados en el **Anexo 11** y se sometió el talud a diversos valores de la sobrecarga. En la **Tabla 3** se presentan los diferentes escenarios modelados para las dos consideraciones del suelo.

Tabla 3 *Escenarios empleados para la modelación del talud*

Suelo	Pendiente (H:V)	Método de análisis	Sobrecarga (kN/m ²)
Suelo expansivo (SE) o suelo expansivo al que se ha incorporado ceniza volcánica (SECV)	1:1 (45°)	Morgenstern & Price (1965)	0.00
			24.00
			48.00
		Bishop (1955)	72.00
			0.00
			24.00
	1.5:1 (33.69°~34°)	Morgenstern & Price (1965)	48.00
			72.00
			0.00
		Bishop (1955)	24.00
			48.00
			72.00
2.5:1 (21.80°~22°)	Morgenstern & Price (1965)	0.00	
		24.00	
		48.00	
	Bishop (1955)	72.00	
		0.00	
		24.00	
			48.00
			72.00

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Los valores calculados del factor de seguridad con SE y con SECV para los diferentes escenarios propuestos, se usaron para encontrar el incremento relativo en porcentaje mediante el

análisis de la variación obtenida entre estos dos valores de FS. También se compararon estos valores con el FS mínimo por corte de 1.5 requerido por NEC-SE-GC (2014) para el diseño de taludes en condición estática y agua subterránea normal, ignorando este último parámetro pues no se consideró la influencia de nivel freático en la modelación.

Finalmente se realizó la tabulación los datos restantes y la obtención y discusión de los resultados alcanzados, junto con la posterior definición de las conclusiones y recomendaciones de la presente investigación.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1 Ensayos para caracterizar suelos expansivos

El resumen de los ensayos estandarizados encontrados para determinar las propiedades físicas, mecánicas y ensayos complementarios (toma de muestras, propiedades físico-químicas y químicas), se presenta en la **Tabla 4**.

Del mismo modo, los resultados a detalle de cada normativa y ensayo se presentan en el **Anexo 7**, mientras que en el **Anexo 8** se encuentran las normativas que no fueron consideradas en la presente investigación.

Tabla 4 *Normativa encontrada para caracterizar suelo expansivo*

Institución de normalización	Ensayos para propiedades físicas	Ensayos para propiedades mecánicas	Ensayos complementarios	Periodo de publicación de las normas
ASTM	12	12	8	2012-2020
AASHTO	9	6	1	2016-2019
UNE	11	8	4	1995-2020
IS	9	9	2	1986-2020

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Como se puede observar en la tabla anterior las cuatro instituciones presentan ensayos para la caracterización de suelos expansivos. AASHTO, UNE e IS cuentan con varios ensayos básicos estandarizados para definir estas propiedades, pero no abarcan todos los posibles aspectos a determinarse experimentalmente para la consecución de un estudio con este tipo de suelo.

Existe cierta similitud entre los ensayos normativos disponibles para AASHTO con aquellos disponibles para ASTM, pudiendo deberse al hecho de que en muchas ocasiones los estándares AASHTO hacen referencia a un estándar ASTM, lo que la convierte esencialmente en parte de sus especificaciones, pues algunos estándares son desarrollados y mantenidos por ambas organizaciones (Lacey, 2015).

UNE e IS poseen estándares que no han sido modificados desde los años noventa, mientras que ASTM cuenta con el mayor número de ensayos estandarizados tanto para propiedades físicas, mecánicas y complementarias que se encuentran actualizados, en concordancia a ASTM International (2020a), en donde se explica que los estándares son actualizados cada 5 años, o de lo contrario se procede a retirarlos al final del octavo año.

Además, luego de realizar una comparación entre las normativas disponibles para aquellos ensayos que se encontraban vigentes para las cuatro instituciones en común, se cuenta con la **Tabla 5** en la que se presentan las diferencias halladas entre los ensayos para la determinación de las propiedades físicas del suelo expansivo.

Tabla 5 Diferencias encontradas en normativa para ensayos de determinación de propiedades físicas del suelo expansivo

ASTM	AASHTO	UNE
ASTM	<ul style="list-style-type: none"> •Según ASTM D2487-17 (2017) los suelos de grano fino se clasifican en CL, ML, OL, CH, MH y OH, mientras que según AASHTO M 145-91 (2017) los materiales de limo-arcilla se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 con el subgrupo A-7-5 y A-7-6. •En AASHTO T 258-81 (2018) se cuenta con una tabla que determina qué tan expansivo es el suelo usando el límite líquido, el índice de plasticidad y la succión natural del suelo, lo cual no se tiene en las normas ASTM pues se encuentran resultados de expansión e hinchamiento mediante la aplicación de cargas a la muestra con el uso de consolidómetros. •AASHTO T 273-86 (2018) emplea un psicrómetro termopar para medir la humedad relativa en el suelo y la succión, mientras que ASTM D5298-16 (2016) emplea papel filtro para medir la succión. 	<ul style="list-style-type: none"> •Se presenta una clasificación simple de suelos finos según UNE-EN ISO 14688-2:2019 (2019): Si (limo), Cl (arcilla), Or (Orgánico) en función a las fracciones de tamaño y la plasticidad, mientras que ASTM D2487-17 (2017) los clasifica en CL, ML, OL, CH, MH y OH. •UNE-EN ISO 17892-4:2019 (2019) emplea tamices de diferentes aberturas a las especificadas en ASTM D6913-7 (2017) para la realización de ensayos de granulometría. •ASTM D7928-17 (2017) no considera el método de la pipeta para el ensayo granulométrico por sedimentación que si se encuentra establecido en UNE-EN ISO 17892-4:2019 (2019). Además, en la sedimentación UNE-EN ISO 17892-4:2019 (2019) emplea partículas pasante el tamiz No. 230 (0.063mm), mientras que ASTM D7928-17 (2017) usa aquellas pasantes al tamiz No. 10 (2 mm). •En UNE-EN ISO 17892-12:2019 (2019) se contempla además del método de Casagrande usado en ASTM D4318-17 (2017) para determinar el límite líquido, el método del cono de caída, en el que se mide la penetración y humedad de un cono en la muestra.

ASTM	AASHTO	UNE
		<ul style="list-style-type: none"> •En UNE-EN ISO 17892-3:2018 (2018) se emplea el método del picnómetro por desplazamiento de un gas para la determinación de la densidad de las partículas, a diferencia de ASTM D854-14 (2014), en donde se emplea el desplazamiento del fluido. •UNE 103600:1996 (1996) presenta como procedimiento alternativo el empleo del aparato de Lambe para medir la expansión del suelo, mientras que ASTM establece el uso de un consolidómetro en todos sus ensayos para índice de expansión e hinchamiento. •El ensayo para obtener factores de contracción de ASTM D4943-18 (2018) emplea agua en lugar del mercurio usado en UNE 103108:1996 (2020).
UNE	<ul style="list-style-type: none"> •UNE-EN ISO 17892-3:2018 (2018) adiciona el método del picnómetro por desplazamiento de un gas para la determinación de la densidad de las partículas, a diferencia de AASHTO T 100-15 (2019) que emplea únicamente el desplazamiento del fluido. •UNE-EN ISO 17892-4:2019 (2019) emplea tamices de diferentes aberturas a las especificadas en los ensayos de granulometría en AASHTO T 88-19 (2019). Además en la sedimentación UNE-EN ISO 17892-4:2019 (2019) emplea partículas pasante el tamiz No. 230 (0.063mm), mientras que AASHTO T 88-19 (2019) usa aquellas pasantes al tamiz No. 10 (2 mm). •UNE-EN ISO 17892-12:2019 (2019) contempla además del método de Casagrande de AASHTO T 89-13 (2017) para determinar el límite líquido, el método del cono de caída. •Se presenta una clasificación simple de suelos finos según UNE-EN ISO 14688-2:2019 (2019): Si (limo), CI (arcilla), Or (Orgánico) en función a las fracciones de tamaño y la plasticidad, mientras que en AASHTO M 145-91 (2017) los materiales de limo-arcilla se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 con el subgrupo A-7-5 y A-7-6. •De manera general en las normas UNE se cuenta con ensayos mediante el aparato de Lambe y consolidómetros para medir la expansión e hinchamiento del suelo, mientras que en AASHTO T 258-81 (2018) además de usar consolidómetros aparece una tabla para determinar la expansión del suelo en base a límite líquido, el índice de plasticidad y la succión natural del suelo. 	
IS	<ul style="list-style-type: none"> •La clasificación del suelo fino según IS 1498:1970 (2016) está dividida en 8 subgrupos: ML, CL, OL, MI, CI, OI, MH, CH, OH; lo cual la diferencia de ASTM •La determinación del contenido de agua del suelo mediante IS 2720:Part 2:1973 (2020) se diferencia de UNE-EN ISO 17892-1:2015 (2015), pues además del método tradicional de 	<ul style="list-style-type: none"> •Se presenta una clasificación simple de suelos finos según UNE-EN ISO 14688-2:2019 (2019): Si (limo), CI (arcilla), Or (Orgánico) en función a las fracciones de tamaño y

ASTM	AASHTO	UNE
<p>D2487-17 (2017) pues aparece el símbolo “I” que representa a limos y arcillas de compresibilidad media, que tienen un límite líquido superior a 35 e inferior a 50 .</p> <ul style="list-style-type: none"> •La determinación del contenido de agua del suelo mediante ASTM D2216-19 (2019) se diferencia de IS 2720:Part 2:1973 (2020), pues en esta última se incluyen el método del baño de arena, el método del alcohol, el método mediante un dispositivo con lámpara infrarroja y el método a partir de la presión de gas desarrollada por la reacción del carburo de calcio con el agua libre del suelo, los cuales no son contemplados en las norma de ASTM. •ASTM D7928-17 (2017) no considera los métodos de la pipeta y de balance de plomada para el ensayo granulométrico por sedimentación contemplado en IS 2720:Part 4:1985 (2020). Además, en la sedimentación ASTM D7928-17 (2017) emplea partículas pasante el tamiz No. 10 (2 mm), mientras que IS 2720:Part 4:1985 (2020) usa aquellas pasantes al tamiz de 4.75 mm. •A diferencia de ASTM D4318-17 (2017) para determinar el límite líquido en donde se emplea el método de Casagrande, IS 2720:Part 5:1985 (2020) permite emplear el método del cono de penetración. •El ensayo para obtener factores de contracción de ASTM D4943-18 (2018) emplea agua en lugar del mercurio usado en IS 2720:Part 6:1972 (2016). •IS 2720:Part 40:1977 (2016) establece un ensayo con aceite de queroseno y agua destilada para determinar la expansión del suelo, mientras que ASTM D4829-19 (2019) emplea un consolidómetro. 	<p>secado al horno en IS se incluye también el método del baño de arena, el método del alcohol, el método mediante un dispositivo con lámpara infrarroja y el método a partir de la presión de gas desarrollada por la reacción del carburo de calcio con el agua libre del suelo.</p> <ul style="list-style-type: none"> • En IS 2720:Part 4:1985 (2020) se cuenta con el método alternativo de balance de plomada y el método de la pipeta para la granulometría por sedimentación, empleando las partículas pasantes al tamiz de 4.75 mm, a diferencia de AASHTO T 88-19 (2019) que usa las pasantes al tamiz No. 10 (2 mm). •A diferencia de AASHTO T 89-13 (2017) para determinar el límite líquido en donde se emplea el método de Casagrande, IS 2720:Part 5:1985 (2020) permite emplear el método del cono de penetración. •La clasificación del suelo fino según IS 1498:1970 (2016) está dividida en 8 subgrupos: ML, CL, OL, MI, CI, OI, MH, CH, OH; lo cual lo diferencia de AASHTO M 145-91 (2017), pues los materiales de limo-arcilla se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 con el subgrupo A-7-5 y A-7-6. •En AASHTO T 258-81 (2018) se cuenta con una tabla que determina qué tan expansivo es el suelo usando el límite líquido, el índice de plasticidad y la succión natural del suelo así como métodos que emplean el consolidómetro para medir el hinchamiento, mientras que en IS 2720:Part 40:1977 (2016) además de este aparato se establece un ensayo con aceite de queroseno y agua destilada para determinar la expansión del suelo. 	<p>la plasticidad, mientras que IS 1498:1970 (2016) estos se dividen en 8 subgrupos: ML, CL, OL, MI, CI, OI, MH, CH, OH.</p> <ul style="list-style-type: none"> •La determinación del contenido de agua del suelo mediante IS 2720:Part 2:1973 (2020) se diferencia de UNE-EN ISO 17892-1:2015 (2015), pues además del método tradicional de secado al horno, en IS se incluye también el método del baño de arena, el método del alcohol, el método mediante un dispositivo con lámpara infrarroja y el método a partir de la presión de gas desarrollada por la reacción del carburo de calcio con el agua libre del suelo. •IS 2720:Part 4:1985 (2020) y UNE-EN ISO 17892-4:2019 (2019) emplean tamices de diferentes aberturas en los ensayos de distribución granulométrica. En IS 2720:Part 4:1985 (2020) se cuenta con el método alternativo de balance de plomada para la granulometría por sedimentación, siendo una opción a los métodos de hidrómetro y pipeta de UNE. En la sedimentación UNE-EN ISO 17892-4:2019 (2019) emplea partículas pasante el tamiz No. 230 (0.063mm), mientras que IS 2720:Part 4:1985 (2020) usa aquellas pasantes al tamiz de 4.75 mm. •IS 2720:Part 40:1977 (2016) incorpora además de métodos con consolidómetro para medir la expansión e hinchamiento, el método con aceite de queroseno para determinar este índice, mientras que UNE 103600:1996 (1996) lo determina por medio del aparato de Lambe y consolidómetros que miden el hinchamiento.

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Los ensayos normados por ASTM, AASHTO, UNE e IS aplicables a la determinación de propiedades físicas del suelo expansivo, muestran discrepancias en cuanto a la manera de catalogar a un suelo, pues a partir de parámetros como límites de Atterberg o granulometría se presentan normativas que clasifican dicho suelo en grupos de acuerdo los criterios especificados en cada una.

Se encontraron diferencias en la fundamentación, los equipos y los materiales que emplean para la realización de los ensayos, como es el caso del cambio de tamices usados en granulometría por la normativa UNE, que no es empleado por las otras instituciones y el tamiz usado en sedimentación como guía para el material pasante que tan solo ASTM y AASHTO establecen el mismo. Por otra parte, en cuanto a los equipos empleados en los ensayos, se encontró el uso del aparato de Lambe para determinar el índice de expansión en la normativa española, la adición del ensayo de sedimentación con pipeta para UNE e IS, así como el ensayo de balance de plomada para IS, que son variaciones al tradicional ensayo con hidrómetro. Existen también diferencias entre los materiales especificados en cada ensayo, como el aceite de queroseno para determinar la expansión del suelo en IS y el mercurio usado para ensayos de contracción en UNE e IS. Este último es considerado como un material peligroso según ASTM D427-04 (2004), por lo que incluso esta norma fue retirada en el año 2008.

En la **Tabla 6** se muestran las diferencias halladas entre los ensayos para la determinación de las propiedades mecánicas del suelo expansivo.

Tabla 6 Diferencias encontradas en normativa para ensayos de determinación de propiedades mecánicas del suelo expansivo

	ASTM	AASHTO	UNE
ASTM		<ul style="list-style-type: none"> •En ASTM D1883-16 (2016), para el ensayo CBR se registran las lecturas de carga en mayor cantidad de profundidades de penetración que en AASHTO T 193-13 (2017) •El diámetro mínimo de la muestra para el ensayo triaxial no consolidado no drenado según AASHTO T 296-10 (2016) es 33 mm, mientras que en ASTM D2166/D2166M-16 (2016) es 30 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> •En ASTM D2166/D2166M-16 (2016), el diámetro mínimo de las muestras circulares es 30 mm y en UNE-EN ISO 17892-7:2019 (2019) es 70 mm. •En ASTM D1883-16 (2016), para el ensayo CBR se registran las lecturas de carga en menor cantidad de profundidades de penetración que en UNE 103502:1995 (2019). •UNE-EN 13925-1:2006 (2019) establece únicamente principios generales de difracción de rayos x, mientras que ASTM E2627-13 (2019) ofrece lineamientos completos para la realización del mismo.
UNE		<ul style="list-style-type: none"> •En AASHTO T 208-15 (2019) el diámetro mínimo de las muestras 	

	ASTM	AASHTO	UNE
		<p>circulares es 30 mm y en UNE-EN ISO 17892-7:2019 (2019) es 60 mm.</p> <ul style="list-style-type: none"> •En el ensayo de CBR de UNE 103502:1995 (2019) se registran las lecturas de carga en mayor cantidad de profundidades de penetración que en AASHTO T 193-13 (2017). •En el ensayo triaxial no consolidado no drenado de AASHTO T 296-10 (2016) la muestra debe ser cilíndrica con un diámetro mínimo de 33 mm, mientras que en UNE-EN ISO 17892-8:2019 (2019) se establece 35 mm de diámetro mínimo. 	
IS	<ul style="list-style-type: none"> •En el ensayo de compresión no confinada de IS 2720:Part 10:1991 (2020) el espécimen debe tener un diámetro mínimo de 38 mm, mientras que en ASTM D2166/D2166M-16 (2016) el diámetro mínimo es 30 mm. •Según IS 2720:Part 11:1993 (2016) e IS 2720:Part 12:1981 (2016), en el ensayo triaxial no consolidado no drenado y consolidado drenado respectivamente, la prueba se puede tener cuando se alcanza el 20% de la deformación axial, mientras que en ASTM D2850-15 (2015) y ASTM D4767-11 (2020) se establece el 15%. También, se establecen diferentes diámetros para las muestras a emplearse. •En ASTM D1883-16 (2016) respecto al ensayo CBR, se registran las lecturas de carga en mayor cantidad de profundidades de penetración que en IS 2720:Part 16:1987 (1987). 	<ul style="list-style-type: none"> •Para el ensayo de compresión no confinada según AASHTO T 208-15 (2019) el diámetro mínimo de las muestras circulares es 30 mm y la prueba se puede detener al 15% de deformación axial y en IS 2720:Part 10:1991 (2020) el diámetro mínimo es 38 mm y se establece el 20% de deformación axial. •En el ensayo CBR de IS 2720:Part 16:1987 (1987), se registran las lecturas de carga en mayor cantidad de profundidades de penetración que en AASHTO T 193-13 (2017). •En el ensayo triaxial no consolidado no drenado de AASHTO T 296-10 (2016), la prueba se puede terminar cuando se alcanza el 15% de deformación axial, mientras que en IS 2720:Part 11:1993 (2016) se fija el 20% de deformación axial. 	<ul style="list-style-type: none"> •UNE-EN ISO 17892-7:2019 (2019) establece un diámetro mínimo de 70 mm para muestras cilíndricas y 15% de deformación axial para detener la prueba de compresión no confinada e IS 2720:Part 10:1991 (2020), permite 38 mm de diámetro mínimo y 20% de deformación axial. •En IS 2720:Part 11:1993 (2016) e IS 2720:Part 12:1981 (2016), respecto al ensayo triaxial no consolidado no drenado y el consolidado no drenado, se establece el 20% de deformación axial para terminar el ensayo, a diferencia del 15% establecido en UNE-EN ISO 17892-8:2019 (2019) y UNE-EN ISO 17892-9:2019 (2019). •La prueba de corte directo para IS 2720:Part 13:1986 (2016) establece el 20% de desplazamiento longitudinal, mientras que UNE-EN ISO 17892-10:2019 (2019) establece el 15%. •Para el ensayo CBR de UNE 103502:1995 (2019) se registran las lecturas de carga en mayor cantidad de profundidades de penetración que en IS 2720:Part 16:1987 (1987).

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Entre las diferencias más relevantes se presenta la lectura de la carga en diferentes profundidades de penetración para los ensayos de CBR de las cuatro instituciones. Además las normativas de los ensayos de compresión no confinada y de ensayos triaxiales no consolidados no drenados y consolidados drenados presentan requerimientos de diámetros mínimos diferentes según lo especificado en la tabla anterior.

Una particularidad encontrada, es el establecimiento del 20 % de deformación axial para detener el ensayo triaxial y de corte directo en los estándares IS, pues en las normativas de las demás instituciones es posible considerar la falla o fin del ensayo cuando se alcanza el 15 % de deformación axial. Cuando una muestra se corta a un gran nivel de deformación axial (> 15%), es razonable suponer que está en estado estacionario al final de la prueba. El estado estacionario es la condición en la que una muestra continúa deformándose sin cambio de estado, es decir, esfuerzo cortante constante, esfuerzo normal y relación de vacíos (Farooq et al., 2018; Fell et al., 2000). Esto afirmaría que el considerar el 15% de deformación axial para la finalización de los ensayos en los que se desea conocer la resistencia cortante del suelo sería adecuado, pues los esfuerzos cortantes con esta deformación axial ya se mantendrían constantes.

En la **Tabla 7** se presentan las diferencias encontradas entre los ensayos complementarios (propiedades físico-químicas y químicas) del suelo expansivo.

Tabla 7 Diferencias encontradas en normativa para ensayos complementarios del suelo expansivo

	ASTM	AASHTO	UNE
ASTM			•ASTM D4972-19 (2019) permite emplear papel sensible al pH como método alternativo al empleo de electrodos establecido en UNE-ISO 10390:2012 (2012).
IS	•IS 2720:Part 26:1987 (2016) permite el uso del método colorimétrico en el que se emplea un colorante orgánico como método alternativo al empleo de electrodos o papel sensible al pH establecido en ASTM D4972-19 (2019)		•En IS 2720:Part 26:1987 (2016) se presenta el procedimiento alternativo de colorimetría, además del método por electrodos establecido en UNE-ISO 10390:2012 (2012)

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

El ensayo estandarizado de UNE permite únicamente el empleo de electrodos para determinar el pH del suelo, mientras que ASTM e IS además de emplear este instrumento, permiten utilizar procedimientos alternativos como son el uso de papel sensible al pH de ASTM o el método

colorimétrico de IS, que servirían como alternativas útiles en la medición de este parámetro siempre que se cuente con disponibilidad para la adquisición de los materiales especificados.

5.2 Métodos de estabilización de taludes

Los resultados encontrados luego de realizar la revisión bibliográfica sobre los métodos de estabilización de taludes con aditivos de origen químico y mineral empleados en el tratamiento químico de suelos se encuentran en el **Anexo 9**, en donde se halla información relacionada al uso de aditivos de origen mineral como es el caso de la cal, el cemento y la ceniza volante y el biopolímero goma guar y el estabilizador iónico líquido de suelo (LISS), cuyos orígenes son bioquímicos y químicos, respectivamente. Estos aditivos se han empleado para estabilizar suelo expansivo/arcilloso y consecuentemente taludes compuestos por el mismo, ya sea de manera experimental como en el caso del biopolímero goma guar y ceniza volante; o de manera experimental y práctica como la cal y el cemento. LISS se ha empleado en laboratorio y en campo, pero se requiere de estudios adicionales para comprobar su efectividad con la inyección de presión en campo.

El uso de la ceniza volante, el biopolímero goma guar y LISS en la estabilización de taludes y suelos expansivos es relativamente nueva; pues se trata de conseguir alternativas sostenibles, eficientes y de largo plazo a las técnicas convencionales, como la cal y el cemento (Sujatha & Saisree, 2019).

5.3 Características, propiedades y normas aplicables a cenizas volcánicas

Como normativa aplicable a ceniza volcánica se encontró la ASTM C618-19 (2019), cuyos lineamientos se encuentran en el **Anexo 10**. Esta normativa define a las puzolanas y las clasifica en tres grupos de acuerdo a su origen, estableciendo límites máximos y mínimos de tolerancia para

las propiedades físicas y químicas de cada uno. La ceniza volcánica se clasificaría en la clase N correspondiente a puzolanas naturales.

En la **Tabla 8** se presenta el resumen de los resultados obtenidos luego de comparar las propiedades de la ceniza volcánica empleada por los diversos autores en la estabilización de suelo expansivo/arcilloso (ver **Anexo 10**) y las propiedades definidas en la norma ASTM C618-19 (2019).

Tabla 8 Resultados de comparación entre estudios y normativa para ceniza volcánica

Autor	País de origen	Requisitos ASTM C618-19 (2019)
(Harichane et al., 2011)	Argelia	Cumple
(Hossain & Mol, 2011)	Indonesia	Cumple
(Rifa'I & Yasufuku, 2014)	Indonesia	Cumple
(al-Swaidani et al., 2016)	Siria	Cumple
(Miao et al., 2017)	Kenia	No cumple
(Hastuty et al., 2017)	Indonesia	Cumple
(Harichane et al., 2018)	Argelia	Cumple
(Cheng et al., 2018)	Kenia	No cumple
(Buitrón & Enríquez, 2018)	Ecuador	Cumple
(Licuy & Román, 2020)	Ecuador	Cumple

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

La comparación se centró únicamente en la composición química de la ceniza volcánica empleada, pues sus propiedades físicas no se encontraron debidamente detalladas para todas las fuentes bibliográficas evaluadas.

Como se observa en la **Tabla 8**, no todos los estudios en los que se encontraron resultados efectivos para el empleo de ceniza volcánica como aditivo solo o en combinación con otros, cumplieron con los lineamientos establecidos en la normativa empleada. Esto puede deberse a que la definición de puzolana dada por la ASTM C 618 ha sido objeto de muchas críticas a la hora de la clasificación, ya que se ha probado la existencia de materiales que aun saliendo de los límites químicos establecidos por la norma antes mencionada presentan un comportamiento netamente

puzolánico. Por tanto, debe tomarse como un punto de partida aproximado y no como una verdad absoluta, ya que los factores geológicos hacen que la estructura del material no sea igual en todos los lugares del planeta donde hay evidencia de vulcanismo (Gómez, 2009; Malla, 2017). Además, esta normativa cubre las especificaciones para la puzolana natural bruta o calcinada para uso en concreto donde se desea una acción cementosa o puzolánica, pero fue considerada debido a que no existe hasta la presente fecha una normativa que sirva como guía para la estabilización de suelos con ceniza volcánica.

5.4 Métodos de cálculo para análisis de estabilidad de taludes

En cuanto a los métodos de cálculo para el análisis de estabilidad de taludes aplicables a suelo expansivo se encontraron 6 métodos de equilibrio límite y 2 métodos numéricos, cuyos aspectos relevantes a detalle se encuentran en el **Anexo 11** y se pueden observar en resumen en la

Tabla 9.

Tabla 9 Métodos para análisis de estabilidad de taludes aplicables a suelo expansivo

Métodos de equilibrio límite	Métodos numéricos
Ordinario o Fellenius (Fellenius, 1936)	Elementos finitos (FEM) (Clough & Woodward, 1967)
Bishop simplificado (Bishop, 1955)	Elementos de borde (BEM) (Beer & Watson, 1993)
Janbu simplificado (Janbu, 1957)	
Morgenstern-Price (Morgenstern & Price, 1965)	
Spencer (Spencer, 1967)	
Janbu generalizado (Janbu, 1973)	

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Como se evidencia, el empleo de cada uno de estos métodos depende de diversos parámetros en relación al objetivo que se busque conseguir. Los métodos de equilibrio límite cumplen satisfactoriamente con el propósito de determinar el factor de seguridad y el consecuente análisis de la estabilidad del talud de manera aproximada, pero pueden presentar limitaciones y diferir en el valor del factor de seguridad obtenido. Esta diferencia puede ser producida debido a

que el efecto de las fuerzas laterales puede ser el mismo independientemente del método de análisis para una idéntica pendiente y caso (Albataineh, 2006); por lo que el hecho de que estas no son consideradas en ciertos métodos de análisis afectaría a los resultados, mientras que en aquellos métodos que si las consideran, las suposiciones y factores involucrados son responsables de ciertas discrepancias en los valores encontrados.

Por otra parte, los métodos de análisis numéricos considerados brindan soluciones aproximadas de manera más exacta que los métodos de equilibrio límite, pues consideran esfuerzos y desplazamientos en los nodos como en el método de elementos finitos lo que permite llegar a distribuciones mucho más realistas de los esfuerzos (Chaves, 2015) y no requiere la suposición de la forma o la posición de la superficie de falla. Además, en el método de elementos de borde el considerar grietas en la estabilidad de taludes se convierte en una gran ventaja, pues como se expresó en capítulos anteriores estas son un problema frecuente responsable de inestabilidad en taludes compuestos por suelo expansivo.

Pero en ambos casos de análisis numérico, en la práctica profesional, su uso se ha visto limitado pues existe una lenta incorporación en la industria profesional atribuida a que los profesionales tienen una gran experiencia en el uso de los métodos de equilibrio límite y que estas técnicas numéricas no han sido cubiertas en los planes de estudios universitarios (Bojorque, 2011).

5.5 Modelación de un talud compuesto por suelo expansivo y estabilizado incorporando ceniza volcánica

Luego de realizar la modelación del talud compuesto por suelo expansivo y estabilizado incorporando ceniza volcánica (ver **Anexo 12**) empleando el programa SLOPE/W, se obtuvieron los resultados mostrados en la **Tabla 10** en cuanto a los valores del factor de seguridad para cada método de análisis estabilidad, condiciones del suelo (SE o SECV), escenario analizado e

incremento relativo de los mismos, así como el cumplimiento del valor mínimo de FS por corte correspondiente a 1.5 según NEC-SE-GC (2014) para el diseño de taludes en condición estática.

Tabla 10 Valores obtenidos para factor de seguridad con suelo expansivo (SE), suelo expansivo al que se ha incorporado ceniza volcánica (SECV) e incremento relativo (%)

Pendiente (H:V)	Método de análisis	Sobrecarga (kN/m ²)	FS con SE	FS mín. NEC-SE-GC (2014)	FS con SECV	FS mín. NEC-SE-GC (2014)	Incremento relativo (%)
1:1 (45°)	Morgenstern-Price	0.00	1.408	X	6.758	√	380
		24.00	1.290	X	6.286	√	387
		48.00	1.191	X	5.824	√	389
		72.00	1.111	X	5.437	√	389
	Bishop	0.00	1.409	X	6.762	√	380
		24.00	1.294	X	6.297	√	387
		48.00	1.197	X	5.843	√	388
		72.00	1.118	X	5.462	√	389
1.5:1 (33.69~34°)	Morgenstern-Price	0.00	2.140	√	10.342	√	383
		24.00	1.877	√	9.290	√	395
		48.00	1.672	√	8.234	√	392
		72.00	1.517	√	7.485	√	393
	Bishop	0.00	2.144	√	10.348	√	383
		24.00	1.882	√	9.308	√	395
		48.00	1.679	√	8.256	√	392
		72.00	1.524	√	7.511	√	393
2.5:1 (21.80~22°)	Morgenstern-Price	0.00	3.637	√	17.963	√	394
		24.00	2.945	√	14.757	√	401
		48.00	2.481	√	12.446	√	402
		72.00	2.162	√	10.878	√	403
	Bishop	0.00	3.640	√	17.973	√	394
		24.00	2.950	√	14.774	√	401
		48.00	2.486	√	12.465	√	401
		72.00	2.167	√	10.899	√	403

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Además, el porcentaje de mejora en función al incremento relativo obtenido para cada método, pendiente y sobrecarga aplicada se observan en la **Figura 4** y en la **Figura 5**.

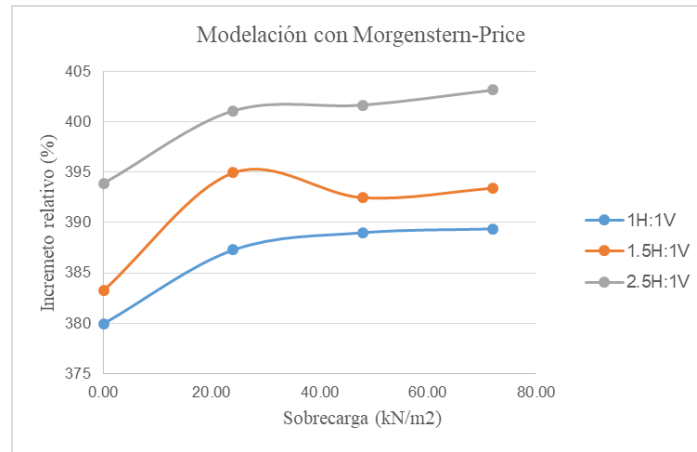


Figura 4 Incremento obtenido empleando el método de Morgenstern & Price (1965) entre el factor de seguridad con SE y el factor de seguridad con SECV

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

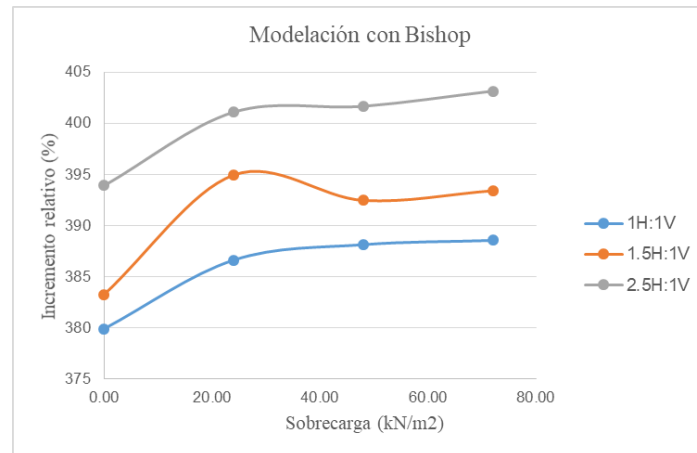


Figura 5 Incremento obtenido empleando el método de Bishop (1955) entre el factor de seguridad con SE y el factor de seguridad con SECV

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Como se puede observar en la **Tabla 10**, en los escenarios analizados para la pendiente 1H:1V, los valores de FS con SE no cumplen con el requerimiento mínimo por corte de 1.5 para FS

especificado por NEC-SE-GC (2014) para el diseño de taludes en condición estática. Pero al incorporar ceniza volcánica y obtener FS con SECV todos los escenarios para las tres pendientes especificadas sobrepasan el valor mínimo requerido en esta norma. De igual manera, según la **Tabla 10** y la **Figura 4**, en la modelación con el método de Morgenstern & Price (1965) para la pendiente de 1H: 1V (45°) se obtuvieron incrementos entre 380% y 389%, para 1.5H: 1V (34°) incrementos entre 383% y 393% y para la pendiente de 2.5H: 1V (22°) incrementos que varían entre 394% y 403%. Mientras que, para el método de Bishop (1955) (ver **Tabla 10** y **Figura 5**) los valores de incremento para la pendiente de 1H: 1V variaron entre 380% y 389%, para 1.5H:1V entre 383% y 393% y para la pendiente de 2.5H:1V los incrementos estuvieron entre 394% y 403%.

La mejoría en el factor de seguridad alcanzado para la pendiente crítica de 1H: 1V demuestra que es posible mejorar la estabilidad del talud compuesto por suelo expansivo, atribuyendo estas nuevas características al aumento de la resistencia al corte debido a las propiedades puzolánicas de la ceniza volcánica que facilitan la unión de las partículas del suelo y reducen la absorción de agua y el hinchamiento (Hossain & Mol, 2011), así como a su ángulo de fricción interna mayor a 25° (Wesley, 2010). Además, lo expuesto anteriormente muestra que la incorporación mediante la mezcla de ceniza volcánica al 20% del peso de suelo seco expansivo, presenta grandes valores de incremento en el factor de seguridad para las tres pendientes, pero se consigue un valor máximo de incremento para la pendiente de 21°, seguido por el incremento de la pendiente de 34° y se cuenta con un incremento relativamente inferior para la pendiente de 45°, considerando en esta comparación la misma sobrecarga aplicada en los tres casos, es decir 72 kN/m², esto debido al incremento de las fuerzas desestabilizantes que se obtiene en un talud con mayor pendiente (Aizpiri et al., 2015).

Es necesario enfatizar que los valores relacionados a la mejoría o incremento relativo encontrado en los factores de seguridad para el talud compuesto por suelo expansivo al que se ha incorporado ceniza volcánica podrían cambiar drásticamente si se considera una modelación más avanzada que tome en cuenta la presencia de grietas o ciclos de lluvia y evaporación, ya que de acuerdo a Dong et al. (2019) estos afectan su resistencia al corte debido a la potencial alteración que se obtendría en la cohesión y fricción del suelo expansivo, como se puntualizó en capítulos anteriores.

CONCLUSIONES

1. En los ensayos establecidos por las cuatro instituciones de normalización cuyos estándares son catalogados como los más empleados para caracterizar suelos expansivos, se encuentran periodos de publicación y una cantidad de ensayos disponibles que discrepan considerablemente. De esta manera, los ensayos provistos por ASTM y AASHTO se encuentran más actualizados, pero ASTM presenta una mayor variedad de ensayos y características que se pueden establecer para el suelo expansivo. Se presentan también diferencias en la clasificación del suelo, los equipos y los materiales a usarse en la definición de propiedades físicas y se cuenta con alternativas a la medición de pH con electrodos en los ensayos complementarios de las instituciones, excepto en UNE. Además, los ensayos para determinar propiedades mecánicas mediante pruebas triaxiales usando normativas IS establecen un parámetro de falla por resistencia al corte elevado, que es considerado innecesario en las normativas de las demás instituciones. Del mismo modo, se especifican diámetros variables y lecturas de carga en diversas profundidades de penetración para ensayos CBR.
2. La ceniza volante de origen mineral, el biopolímero goma guar de origen bioquímico y el estabilizador líquido iónico de suelo (LISS) de origen químico, como aditivos en el tratamiento químico para la estabilización de taludes compuestos por suelo expansivo/arcilloso, resultan ser alternativas efectivas al empleo de los aditivos tradicionales de origen mineral como son la cal y el cemento, pues estos reducen el hinchamiento y aumentan la resistencia al corte de este suelo. Sin embargo, se requiere un análisis previo a la selección de estos que incluya la revisión de sus limitaciones y formas

de incorporación en los mismos, así como el desarrollo de otros aditivos que ayuden a mejorar las propiedades del suelo expansivo, reduciendo estas restricciones.

3. Los requerimientos sobre los valores máximos de dióxido de silicio (SiO_2), óxido de aluminio (Al_2O_3), óxido de hierro (Fe_2O_3) y los valores mínimos de trióxido de azufre (SO_3) de la ceniza volcánica a emplearse como puzolana natural y aditivo usado en concreto según ASTM C618-19 (2019), son cumplidos por la mayoría de autores que emplearon ceniza volcánica en sus investigaciones como estabilizador de suelo expansivo/arcilloso, pudiendo ser empleada únicamente como una guía en la selección de la ceniza como aditivo para la estabilización del suelo expansivo que compone el talud, pues se comprobó que ciertas cenizas volcánicas no cumplen con dichos requerimientos.
4. Los métodos de equilibrio límite y numéricos para el análisis de estabilidad de taludes compuestos por suelo expansivos difieren en características, ventajas y limitaciones, así como en la manera de calcular el factor de seguridad. De esta forma las ecuaciones para los métodos de equilibrio límite involucran variables como la cohesión, el ángulo de fricción del suelo, la presión de poro, el peso y las fuerzas entre dovelas, así como las dimensiones de la superficie de falla y de las dovelas, mientras que los métodos numéricos toman en cuenta los esfuerzos, los desplazamientos en los puntos nodales y discretizaciones del área requerida. Estos factores varían de acuerdo a la fundamentación en la que cada uno está basado.
5. Al modelar el talud compuesto por suelo expansivo que ha sido estabilizado usando ceniza volcánica empleando los datos reportados por Buitrón & Enríquez (2018) sobre las propiedades físico-químicas naturales y mejoradas de este suelo en el programa SLOPE/W, se encontró que para el caso más desfavorable en el que se aplique una sobrecarga de 72

kN/m², el porcentaje de incremento obtenido entre el factor de seguridad para el talud compuesto por suelo expansivo (SE) y el factor de seguridad para el talud compuesto por suelo expansivo al que se ha incorporado ceniza volcánica (SECV), tiende a disminuir en la pendiente de mayor valor debido al incremento de fuerzas desestabilizantes. Además, la ceniza volcánica resulta ser un aditivo efectivo para mejorar la estabilidad del talud pues alcanza un incremento favorable en todos los casos y escenarios modelados en la presente investigación, consiguiendo valores del factor de seguridad que sobrepasan el valor mínimo de FS por corte de NEC-SE-GC (2014) para el diseño de taludes en condición estática, debido a la mejoría en los parámetros de resistencia al corte (cohesión y fricción), conjuntamente con la reducción del hinchamiento del mismo.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda extender la investigación para efectuar un análisis y modelación del talud compuesto por suelo expansivo y suelo expansivo estabilizado con ceniza volcánica que considere el efecto de la formación de grietas y ciclos de lluvia y evaporación, a los que usualmente estaría expuesto.
2. Es necesario desarrollar una normativa que regule el empleo de la ceniza volcánica como aditivo en la estabilización de suelo expansivo y de taludes compuestos por el mismo, estableciendo propiedades y características físicas y químicas para que estas se puedan incorporar como tratamiento químico.
3. Se recomienda continuar con la investigación para desarrollar una metodología que permita incorporar la ceniza volcánica como aditivo estabilizador en taludes compuestos por suelo expansivo de manera práctica y realista en campo, de manera que se conserven adecuados valores tanto en sus propiedades físico-mecánicas como en el factor de seguridad.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2014). *Standard specifications for transportation materials and methods of sampling and testing* (34th ed.).
- AASHTO. (2020). *AASHTO overview*. <https://www.transportation.org/home/organization/>
- AASHTO M 145-91. (2017). Classification of soil and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–10.
- AASHTO M 146-91. (2017). Standard specification for terms relating to subgrade, soil-aggregate, and fill materials. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–3.
- AASHTO T 100-15. (2019). Standard method of test for specific gravity of soils. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–6.
- AASHTO T 180-19. (2019). Moisture-density relations of soils using a 4.54-kg (10-lb) rammer and a 457-mm (18-in.) drop. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–11.
- AASHTO T 193-13. (2017). Standard method of test for the California Bearing Ratio. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–12.
- AASHTO T 206-19. (2019). Penetration test and split-barrel sampling of soils. *American Association of State Highway and Transportation Officials*.
- AASHTO T 207-12. (2016). Standard method of test for thin-walled tube sampling of soils. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–8.
- AASHTO T 208-15. (2019). Standard method of test for unconfined compressive strength of cohesive soil. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–8.
- AASHTO T 216-07. (2016). Standard method of test for one-dimensional consolidation properties of soils. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–21. <https://doi.org/10.1520/D2435-04.2>
- AASHTO T 223-96. (2017). Standard method of test for field vane shear test in cohesive soil. In

American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 236-08. (2018). Standard method of test for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. *American Association of State Highway and Transportation Officials.*

AASHTO T 258-81. (2018). Standard method of test for determining expansive soils. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–13.

AASHTO T 265-15. (2019). Standard method of test for laboratory determination of moisture content of soils. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–4.

AASHTO T 273-86. (2018). Standard method of test for soil suction. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–11.
<http://www.techstreet.com/products/1866875>

AASHTO T 306-11. (2019). Progressing auger borings for geotechnical explorations. *American Association of State Highway and Transportation Officials.*

AASHTO T 88-19. (2019). Standard method of test for particle size analysis of soils. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–21.

AASHTO T 89-13. (2017). Standard method of test for determining the liquid limit of soils. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–16.

AASHTO T 90-16. (2016). Standard method of test for determining the plastic limit and plasticity index of soils. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–6.

AASHTO T 92-97. (2009). Standard method of test for determining the shrinkage factors of soils. *American Association of State Highway and Transportation Officials.*

AASHTO T 99-19. (2019). Moisture-density relations of soils using a 2.5-kg (5.5-lb) rammer and a 305-mm (12-in.) drop. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1–14.

Abadi, A. (2014). *Fly ash utilization in soil stabilization*. 1–7.
<https://doi.org/10.15242/iicbe.c514601>

Abramson, L., Lee, T. S., Sharma, S., & Boyce, G. (2002). *Slope stability and stabilisation*

methods (John Wiley & Sons (ed.); 2 nd).

- Acharya, R., Pedarla, A., Bheemasetti, T. V., & Puppala, A. J. (2017). Assessment of guar gum biopolymer treatment toward mitigation of desiccation cracking on slopes built with expansive soils. *Transportation Research Record*, 2657(1), 78–88. <https://doi.org/10.3141/2657-09>
- Ahmad, S., Ashraf Husain, S. M., & Ahmad, S. (2015). Stabilization of low shear strength soil by using fly ash. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*, 12(4), 2278–1684. <https://doi.org/10.9790/1684-12463336>
- Aizpiri, F., Guerrero, D., & Ormaetxea, V. (2015). *Riesgo de deslizamiento del terreno*.
- Al-Rawas, A. A. (2002). Microfabric and mineralogical studies on the stabilization of an expansive soil using cement by-pass dust and some types of slags. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 1150–1167. <https://doi.org/10.1139/t02-046>
- al-Swaidani, A., Hammoud, I., & Meziab, A. (2016). Effect of adding natural pozzolana on geotechnical properties of lime-stabilized clayey soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(5), 714–725. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.04.002>
- Albataineh, N. (2006). *Slope stability analysis using 2D and 3D methods*. University of Akron.
- Ariznavarreta, F. (2020). *Normas de geotecnia de uso en España*. <http://www6.uniovi.es/usr/ariznaf/WebGeotecnia/Normativa/index.htm>
- Aryal, K. P. (2006). *Slope stability evaluations by limit equilibrium and finite element methods*. Norwegian University of Science and Technology.
- Ashwin, P., Ananthan, S., Rakesh, K., Bharath, P., & Padmapriya, M. (2019). Potential of natural bio-polymers in stabilization of soil. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 6(4), 5106–5117.
- ASTM C618-19. (2019). Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete. *ASTM International*, 04.02, 1–5. <https://doi.org/10.1520/C0618>
- ASTM D1452/D1452M-16. (2016). Standard practice for soil exploration and sampling by auger borings. *ASTM International*, 04.08, 1–6. <https://doi.org/10.1520/D1452-09.2>

- ASTM D1557-12. (2012). Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kn-m/m³)). *ASTM International*, 04.08, 1–14. <https://doi.org/10.1520/D1557-12.1>
- ASTM D1586/D1586M-18. (2018). Standard test method for Standard Penetration Rest (SPT) and split-barrel sampling of soils. *ASTM International*, 04.08, 1–9. <https://doi.org/10.1520/D1586-11.2>
- ASTM D1587/ D1587M-15. (2015). Standard practice for thin-walled tube sampling of fine-grained soils for geotechnical purposes. *ASTM International*, 04.08, 1–10. <https://doi.org/10.1520/D1587-08R12E1.1.4.1>
- ASTM D1883-16. (2016). Standard test method for California Bearing Ratio (CBR) of laboratory-compacted soils. *ASTM International*, 04.08, 1–14.
- ASTM D2166/D2166M-16. (2016). Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil. *ASTM International*, 04.08, 1–7. <https://doi.org/10.1520/D2166>
- ASTM D2216-19. (2019). Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass. *ASTM International*, 04.08, 1–7. <https://doi.org/10.1520/D2216-10.1>
- ASTM D2435/D2435M-11. (2020). Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. *ASTM International*, 04.08, 1–14. <https://doi.org/10.1520/D2435>
- ASTM D2487-17. (2017). Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). *ASTM International*, 04.08, 1–10. <https://doi.org/10.1520/D2487-17>
- ASTM D2488-17. (2017). Standard practice for description and identification of soils (visual-manual procedures). *ASTM International*, 04.08, 1–13.
- ASTM D2573/D2573M-18. (2018). Standard test method for field vane shear test in saturated fine-grained soils. *ASTM International*, 04.08, 1–8.
- ASTM D2850-15. (2015). Standard test method for unconsolidated-undrained triaxial

- compression test on cohesive soils. *ASTM International*, 04.08, 1–7.
- ASTM D3080/D3080M-11. (2011). Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. *ASTM International*, 1–9. <https://doi.org/10.1520/D3080>
- ASTM D422-63. (2007). Standard test method for particle-size analysis of soils. *ASTM International*, 1–8.
- ASTM D4220/D4220M-14. (2014). Standard practices for preserving and transporting soil samples. *ASTM International*, 04.08, 1–11. <https://doi.org/10.1520/D4220>
- ASTM D427-04. (2004). Test method for shrinkage factors of soils by the mercury method. *ASTM International*, 1–4. <https://www.astm.org/Standards/D427.htm>
- ASTM D4318-17. (2017). Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. *ASTM International*, 04.08, 1–20. <https://doi.org/10.1520/D4318-10>.
- ASTM D4767-11. (2020). Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. *ASTM International*, 04.08, 1–14. <https://doi.org/10.1520/D4767-11.2>
- ASTM D4829-19. (2019). Standard test method for expansion index of soils. *ASTM International*, 04.08, 1–5. <https://doi.org/10.1520/D4829-11.2>
- ASTM D4943-18. (2018). Standard test method for shrinkage factors of cohesive soils by the water submersion method. *ASTM International*, 04, 1–7. <https://doi.org/10.1520/D4943-08.1>
- ASTM D4972-19. (2019). Standard test methods for pH of soils. *ASTM International*, 04.08, 1–6.
- ASTM D5084-16. (2016). Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. *ASTM International*, 04.08, 1–24.
- ASTM D5298-16. (2016). Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. *ASTM International*, 04.08, 1–6. <https://doi.org/10.1520/D5298-10.2>
- ASTM D5778-20. (2020). Standard test method for electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils. *ASTM International*, 04.08, 1–17. [papers2://publication/uuid/0587C20D-6DFD-497E-9B2D-F86ED4D75669](https://doi.org/10.1520/D5778-20)

- ASTM D6528-17. (2017). Standard test method for consolidated undrained direct simple shear testing of fine grain soils. *ASTM International*, 04.09, 1–10.
- ASTM D6913-7. (2017). Standard test methods for particle-size distribution (gradation) of soils using sieve analysis. *ASTM International*, 04.09(Reapproved 2009), 1–35. <https://doi.org/10.1520/D6913-04R09.2>
- ASTM D698-12. (2012). Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kn-m/m³)). *ASTM International*, 04.08, 1–13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)IR.1943-4774.0000373](https://doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000373)
- ASTM D7015/ D7015M-18. (2018). Standard practices for obtaining intact block (cubical and cylindrical) samples of soils. *ASTM International*, 04.09, 1–7. <https://doi.org/10.1520/D7015>
- ASTM D7181-20. (2020). Standard test method for consolidated drained triaxial compression test for soils. *ASTM International*, 04.09, 1–12. <https://doi.org/10.1520/D7181-20.of>
- ASTM D7928-17. (2017). Standard test method for particle-size distribution (gradation) of fine-grained soils using the sedimentation (hydrometer) analysis. *ASTM International*, 04.09, 1–25. <https://doi.org/10.1520/D7928-17>
- ASTM D854-14. (2014). Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. *ASTM International*, 04.08, 1–7. <https://doi.org/10.1520/D0854-10.2>
- ASTM E2465-19. (2019). Standard test method for analysis of Ni-base alloys by wavelength dispersive X-ray fluorescence spectrometry. *ASTM International*, 03.05, 1–11. <https://www.astm.org/Standards/E2465.htm>
- ASTM E2627-13. (2019). Standard practice for determining average grain size using Electron Backscatter Diffraction (EBSD) in fully recrystallized polycrystalline materials. *ASTM International*, 03.01, 1–5. <https://doi.org/10.1520/E2627>
- ASTM International. (2017). *Helping our world work better*.
- ASTM International. (2020a). *Discussion - Withdrawn fire standards* (pp. 1–3).
- ASTM International. (2020b). *Geotechnical engineering standards*. <https://www.astm.org/Standards/geotechnical-engineering-standards.html>

- Asuri, S., & Keshavamurthy, P. (2016). Expansive soil characterisation: an appraisal. *INAEL*, 1, 29–33. <https://doi.org/10.1007/s41403-016-0001-9>
- Ayala, G. (2017). *Estabilización y control de suelos expansivos utilizando polímeros* (Vol. 7, Issue 1) [Universidad de Especialidades Espíritu Santo]. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2018.01.013>
- Bashir, A., & Asuri, S. (2019). Mechanical behaviour of fly-ash-treated expansive soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement*, 172, 12–24. <https://doi.org/10.1680/jgrim.16.00024>
- Bauzá Castelló, J. D. (2015). *El tratamiento de los suelos arcillosos con cal. Comportamiento mecánico y evolución a largo plazo ante cambios de humedad*. Universidad de Sevilla.
- Beer, G., & Watson, J. (1993). Introduction to finite and boundary element methods for engineers. *European Journal of Engineering Education*, 18(2), 216. <https://doi.org/10.1080/03043799308928179>
- Berisavljević, Z., Berisavljević, D., Čebašek, V., & Rakić, D. (2015). Analize stabilnosti pokosa metodama granične ravnoteže i smanjenja parametara čvrstoće. *Gradjevinar*, 67(10), 975–983. <https://doi.org/10.14256/JCE.1030.2014>
- BIS. (2020). *About Us - Bureau of Indian Standards*. <https://bis.gov.in/index.php/the-bureau-2/about-us/>
- Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, 5(1), 7–17. <https://doi.org/10.1680/geot.1955.5.1.7>
- Bobet, A. (2010). Numerical methods in geomechanics. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 35(1), 27–48. [https://doi.org/10.1016/0378-3839\(84\)90026-7](https://doi.org/10.1016/0378-3839(84)90026-7)
- Bojorque, J. (2010). *Análisis e implementación del método unificado de equilibrio límite en la evaluación de estabilidad de taludes*. Universidad de Cuenca.
- Bojorque, J. (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. *Maskana*, 2, 1–16. <https://doi.org/10.18537/mskn.02.02.01>
- Buitrón, S., & Enríquez, A. (2018). *Estudio de la estabilización de arcillas expansivas de Manabí*

con ceniza del volcán Tungurahua. Escuela Politécnica Nacional.

- Bustillos, J., & Guevara, A. (2013). Los depósitos de ceniza del 04-05 de mayo 2013 en el volcán Tungurahua. *Pyroclastic Flow, Journal of Geology*, 3, 1–8.
- Caballero, S., Acharya, R., Banerjee, A., Bheemasetti, T., Puppala, A., & Patil, U. (2016). Sustainable slope stabilization using biopolymer-reinforced soil. *Geo-Chicago, 2015*, 458–466.
- Cajaleon, O., & Mondragon, D. (2018). *Estabilización de suelos arcillosos agregando cenizas de cáscaras de arroz para la subrasante en el km+ 17 Pimpingos, Choros 2018* [Universidad César Vallejo]. <http://repositorioacademico.upc.edu.pe/upc/handle/10757/592724>
- Cando, G., & Noboa, D. (2019). *Caracterización química y mineralógica usando EDS en arcillas naturales y activadas como elementos adsorbentes de contaminantes*. Universidad Nacional de Chimborazo.
- Casadevall, T. J. (1994). Volcanic ash and aviation safety: proceedings of the first international symposium, Seattle, Washington, July 1991. *US Geological Survey Bulletin*, 2047, 1–102.
- Center for Training Transportation Professionals. (2020). *AASHTO T 99 - A Proctor Test*. <https://cttp.uark.edu/>
- Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. (2020). *Catálogo de ensayos de laboratorio*. http://www.cedex.es/CEDEX/LANG_CASTELLANO/ORGANISMO/CENTYLAB/LG/EQUIPAMIENTO/
- Cercado, L., & Zavaleta, J. (2018). *Análisis del grado de expansividad de suelos arcillosos en las calles del asentamiento humano Señor de los Milagros del distrito de Chachapoyas- Amazonas* [Universidad Privada Antenor Orrego]. http://www.gonzalezcabeza.com/documentos/CRECIMIENTO_MICROBIANO.pdf
- Chandler, R. J., Bromhead, E. N., Geddes, J. D., McInnes, R. G., & Walton, G. (1991). *Slope stability engineering: Developments and applications* (Thomas Telford Publishing (ed.); Issue April). <https://doi.org/10.1680/ssedaa.16606>

- Chattopadhyay, B., & Maity, J. (2017). *Ground improvent techniques*. <https://books.google.com.ec/books?id=P8AjDwAAQBAJ&printsec=frontcover#v=onepage&q&f=false>
- Chaves, D. (2015). *Análisis de estabilidad de taludes según la geometría de corte en suelos cohesivos* [Universidad de Costa Rica]. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Cheng, Y. M., & Lau, C. . (2014). *Slope stability analysis and stabilization: new methods and insight*. <https://doi.org/10.4324/9780203927953>
- Cheng, Y., Wang, S., Li, J., Huang, X., Li, C., & Wu, J. (2018). Engineering and mineralogical properties of stabilized expansive soil compositing lime and natural pozzolans. *Construction and Building Materials*, 187, 1031–1038. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.061>
- Cherrez, C. (2019). *Diseño de una cámara del desarenador cimentada sobre terreno heterogéneo tratado con inclusiones rígidas del proyecto hidroeléctrico Coca COdo Sinclair*. Escuela Politécnica Nacional.
- Chicaiza, E., & Oña, F. (2018). *Estabilización de arcillas expansivas de la provincia de Manabí con puzolana extraída de ceniza de cascarilla de arroz*. 139. <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/19624/1/CD-9026.pdf>
- Clough, R., & Woodward, R. (1967). Analysis of embankment stresses and deformations. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- Collin, J. G., Loehr, E., & Hung, J. (2008). Highway slope maintenance and slide restoration. *Reference Manual for NHI Course 132081*, 1–168.
- Controls Group. (2020). *Construction materials testing equipment:falling head permeability apparatus* (9th ed.). https://www.controls-group.com/fra/sols-testing-equipment/falling-head-permeability-apparatus_.php
- Cui, Y.-J., Emeriault, F., Cui, F., Ghabezloo, S., Pereira, J., Reboul, M., Ravel, H., & Tang, A. (2013). *Proceedings of the 5th international young geotechnical engineers' conference*. https://books.google.com.ec/books?id=QfPAAQAAQBAJ&pg=PA108&lpg=PA108&dq=slope+with+lime+safety+factor&source=bl&ots=_y_7WVda0f&sig=ACfU3U1icXKuvDZKkzLLtz-fhgYsyIXUbg&hl=es-419&sa=X&ved=2ahUKEwj-

nsbG37nqAhVhUt8KHQuyCM8Q6AEwEnoECAkQAQ#v=onepage&q=slope with

- Curasma, N., & Quinto, R. (2019). *Estudio comparativo entre el método de análisis de estabilidad de ladera en el sector Heramocco-comunidad de Sacsamarca*. Universidad Nacional de Huancavelica.
- Daraei, A., Herki, B. M. A., Sherwani, A. F. H., & Zare, S. (2018). Slope stability in swelling soils using cement grout: a case study. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 4(1), 0. <https://doi.org/10.1007/s40891-018-0127-9>
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (Séptima).
- Das, J. T., Puppala, A. J., Bheemasetti, T. V., Walshire, L. A., & Corcoran, M. K. (2018). Sustainability and resilience analyses in slope stabilisation. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Engineering Sustainability*, 171(1), 25–36. <https://doi.org/10.1680/jensu.16.00054>
- Dash, S., & Hussain, M. (2012). Lime stabilization of soils: reappraisal. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(June), 707–714. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT)
- Day, R. (1996). Design and repair for surficial slope failures. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 1, 83–87. <https://doi.org/10.21000/jasmr90010103>
- Djellali, A., Houam, A., & Saghafi, B. (2017). Indirect estimation of swelling pressure of clayey subgrade under pavement structures. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 42(9), 3991–3999. <https://doi.org/10.1007/s13369-017-2546-7>
- Dong, J. G., Xu, G. Y., Lv, H. B., & Yang, J. Y. (2019). An instrument for wetting-drying cycle of expansive soil under simulated loads and experimental research. *Journal of Engineering Research (Kuwait)*, 7, 1–12.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil strength and slope stability* (Second Edition). https://books.google.com.ec/books?id=LtAXBAAAQBAJ&pg=PA270&lpg=PA270&dq=slope+stabilization+using+cement+concrete+clay&source=bl&ots=E-iNepQcRc&sig=ACfU3U2piA5IDhkcTz9_NbiEPXVN4DERjA&hl=es-419&sa=X&ved=2ahUKEwiKosrNx8PqAhVkhuaKHbmbhB08Q6AEwGnoECA0QAQ#v=

onepage&q=slope stabilization using cement concrete clay&f=false

- Duncan, J., & Wright, S. (2005). *Soil strength and slope stability*. https://books.google.com.ec/books/about/Soil_Strength_and_Slope_Stability.html?id=YPVRAAAAMAAJ&redir_esc=y
- EN 197-1:2000. (2000). Cement - Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements. *European Committee for Standardization*, 1–29. [https://doi.org/10.1016/0005-2736\(80\)90400-9](https://doi.org/10.1016/0005-2736(80)90400-9)
- Escobar, G., Torres, C., & Escobar, E. (2018). *Ensayo de Penetración Estándar SPT*.
- Espinoza, Á. (2015). *Caracterización de arcillas expansivas en el sector Salapa*. Universidad Técnica Particular de Loja.
- Esquivel, M., & Castillo, R. (2015). Efectos de la ceniza volcánica sobre estructuras. *Programa de Ingeniería Estructural-LanammeUCR / N° 4*, 1–3.
- Farooq, K., Orense, R., & Towhata, I. (2018). Evaluation of shear strength parameters for rain-induced slope instabilities. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 536–537. https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9_174
- Federal Highway Administration. (2015). *Chapter 7 (continued) - NHI-05-037 - Design details and construction conditions requiring special design attention*. <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/05037/07d.cfm>
- Federal Highway Administration. (2019). *Highway materials engineering course module B soils lab participant workbook*. https://www.fhwa.dot.gov/pavement/materials/hmec/pubs/module_b/lab_manual.pdf
- Fell, R., Hungr, O., Leroueil, S., & Riemer, W. (2000). Keynote lecture - Geotechnical engineering of the stability of natural slopes, and cuts and fills in soil. *ISRM International Symposium 2000*, 1–101.
- Fellenius, W. (1922). *Statens Järnvägars Geotekniska Kommission, Stockholm, Sweden*.
- Fellenius, W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. *Proceedings of the Second*

- Congress of Large Dams*, 445–463.
- Fernández, F. (2012). *Implementación del método de elemento frontera en la resolución de problemas de potencial usando elementos cuadráticos*. Universidad Central de Venezuela.
- FHWA. (2016). *User guidelines for waste and byproduct materials in pavement construction*.
- Fine Software. (2020). *Geotechnical software GEO5*. <https://www.finesoftware.eu/geotechnical-software/>
- Firoozi, A. A., Guney Olgun, C., Firoozi, A. A., & Baghini, M. S. (2017). Fundamentals of soil stabilization. *International Journal of Geo-Engineering*, 8(1). <https://doi.org/10.1186/s40703-017-0064-9>
- Flores, E. (2014). *Evaluación técnica del proceso de secado de puzolana y premolienda de cemento en Cia. industrias Guapán S.A.* Universidad de Cuenca.
- Forsun Ultra-hard Material Industry Co. (2020). Shelby tube soil sampler. In *Energy & Mineral Equipment Catalogue*. <https://doi.org/10.1155/2016/9798456>
- Fredlund, D. G., & Krahn, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14(3), 429–439. <https://doi.org/10.1139/t77-045>
- Garay, J. (2018). *Comparación de métodos de estabilidad de taludes por equilibrio límite y por métodos numéricos en condiciones de carga estática y pseudo-estática*. Universidad César Vallejo.
- GEO-SLOPE International Ltd. (2018). *Stability modeling with GeoStudio*.
- GEO-SLOPE International Ltd. (2020). *Limit equilibrium formulation*.
- Gere, J. (2004). *Mecánica de materiales* (6th ed.). <http://www.wikiengineer.com/Structural/Concrete>
- Ghasemi, P., Zamani, A., & Montoya, B. M. (2019). Stabilization of expansive soil using injection of liquid ionic soil stabilizer: a case study between field and laboratory treatment. *Geo-Congress 2019, Hagen 1999*, 143–151.
- Gilson Company Inc. (2020). *Materials testing equipment 2020 Catalog*.

<https://www.globalgilson.com/Content/Images/uploaded/pdf/product-catalogs/gilson-catalog-2020.pdf?v=20200630174843652>

- Gómez, A. (2009). *Caracterización y utilización de puzolanas como aditivos minerales activos en cementos. Aplicación en viviendas de bajo coste* [Universidad Politécnica de Valencia]. <https://riunet.upv.es/handle/10251/34219>
- Gonzales, S., & Ticona, K. (2017). *Evaluación de la influencia de la granulometría de piedra caliza, concentración de carbonato de calcio, tiempo de residencia y temperatura de calcinación para mejorar el rendimiento en la obtención de óxido de calcio (cal viva)*. Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.
- Griffiths, D. V., & Lane, P. A. (2001). Slope stability analysis by finite elements. *Géotechnique*, 51, 653–654. <https://doi.org/10.1680/geot.51.7.653.51390>
- Guallichico, F., & Macas, X. (2010). *Diseño de sólidos de revolución mediante el método de elementos finitos*. Escuela Politécnica Nacional.
- Guerrero, L., & Soria, F. (2019). Estabilización de suelos con cal y puzolanas. *Construcción Con Tierra CT6*, 1–10.
- Guevara, A. (2015). *Estudio de las propiedades de las cenizas del volcán Tungurahua, Ecuador, para identificar los factores que determinan su impacto en suelos y cultivos*. Universidad Católica de Lovaina.
- Gustafsson, J., & Lindström, M. (2014). *Evaluation of a software's optimisation function for generating composite slip surfaces, applied on stability analysis of clay slopes*. Chalmers University of Technology.
- Gutiérrez, F. (2017). *Evaluación de herramientas para el análisis de estabilidad física de una presa de relaves pesados*. Universidad de Chile.
- Harabinová, S., & Panulinová, E. (2019). Impact of shear strength parameters on slope stability. *MATEC Web of Conferences*, 1–5. <https://doi.org/10.1051/matecconf/202031000040>
- Harichane, K., Ghrici, M., & Kenai, S. (2018). Stabilization of algerian clayey soils with natural pozzolana and lime. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 62(1), 1–10.

<https://doi.org/10.3311/PPci.9229>

Harichane, K., Ghrici, M., Kenai, S., & Grine, K. (2011). Use of natural pozzolana and lime for stabilization of cohesive soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(5), 759–769. <https://doi.org/10.1007/s10706-011-9415-z>

Hasan, U., & Nikraz, H. (2015). A review of the stabilisation techniques on expansive soils. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, January, 541–548.

Hastuty, I. P., Sembiring, I., & Abidin, M. (2017). The utilization of volcanic ash and high rusk ash as material stabilization in clay by unconfined compression test (UCT) and California Bearing Ratio (CBR). *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 180, 1–7. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/755/1/011001>

He, S. (2019). *Chemical stabilization of expansive soils using liquid ionic soil stabilizers*. 194.

He, S., Yu, X., Banerjee, A., & Puppala, A. J. (2018). Expansive soil treatment with liquid ionic soil stabilizer. *Transportation Research Record*, 2672(52), 185–194. <https://doi.org/10.1177/0361198118792996>

Heiken, G. (1972). Morphology and petrography of volcanic ashes. *Geological Society of American Bulletin*, 7, 1961–1988. [https://doi.org/10.1130/0016-7606\(1972\)83](https://doi.org/10.1130/0016-7606(1972)83)

Hossain, K. M. A., & Mol, L. (2011). Some engineering properties of stabilized clayey soils incorporating natural pozzolans and industrial wastes. *Construction and Building Materials*, 25(8), 3495–3501. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.042>

Hossain, S., Khan, S., & Kibria, G. (2017). *Sustainable slope stabilisation using recycled plastic pins* (Taylor & Francis Group (ed.)). <https://books.google.com.ec/books?id=4QEoDwAAQBAJ&pg=PA26&lpg=PA26&dq=shallow+slope+stabilization+using+cement+clay&source=bl&ots=2qnVLq8YU9&sig=ACfU3U39dYCO2cOa6WjrJo8wPKejxooXmA&hl=es-419&sa=X&ved=2ahUKEwiozPzc5MPqAhXqmeAKHU8AApEQ6AEwFnoECAsQAQ#v=onepage&q=shallow slope stabilization using cement clay&f=false>

IS 1498:1970. (2016). Classification and identification of soils for general engineering purposes. *Bureau of Indian Standards*, 1–24.

- IS 2131:1981. (2016). Method for Standard Penetration Test for soils. *Bureau of Indian Standards*, 1–12.
- IS 2132:1986. (2016). Code of practice for thin-walled tube sampling of soils. *Bureau of Indian Standards*, 1–15.
- IS 2720:Part 10:1991. (2020). Methods of test for soils: Part 10 determination of unconfined compressive strength. *Bureau of Indian Standards*, 1–8.
- IS 2720:Part 11:1993. (2016). Methods of test for soils: Part 11 determination of the shear strength parameters of a specimen tested in unconsolidated undrained triaxial compression without the measurement of pore water pressure. *Bureau of Indian Standards*, 1–9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0680\(2009\)14:2\(81\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0680(2009)14:2(81))
- IS 2720:Part 12:1981. (2016). Methods of test for soils: Part 12 determination of shear strength parameters of soil from consolidated undrained triaxial compression test with measurement of pore water pressure. *Bureau of Indian Standards*, 1–41.
- IS 2720:Part 13:1986. (2016). Methods of test for soils: Part 13 direct shear test. *Bureau of Indian Standards*, 1–14.
- IS 2720:Part 15:1965. (2016). Methods of test for soils: Part 15 determination of consolidation properties. *Bureau of Indian Standards*, 1–19.
- IS 2720:Part 16:1987. (1987). Methods of test for soils: Part 16 laboratory determination of CBR. *Bureau of Indian Standards*, 1–17.
- IS 2720:Part 17:1986. (1986). Methods of test for soils: Part 17 laboratory determination of permeability. *Bureau of Indian Standards*, 1–15.
- IS 2720:Part 2:1973. (2020). Methods of test for soils: Part 2 determination of water content. *Bureau of Indian Standards*, 1–17.
- IS 2720:Part 26:1987. (2016). Method of test for soils: Part 26 determination of pH value. *Bureau of Indian Standards*, 1–11.
- IS 2720:Part 3:Sec 1:1980. (2016). Methods of test for soils: Part 3 determination of specific gravity, section 1 fine grained soils. *Bureau of Indian Standards*, 1–10.

- IS 2720:Part 30:1980. (1980). Methods of test for soils: Part 30 Laboratory vane shear test. *Bureau of Indian Standards*.
- IS 2720:Part 4:1985. (2020). Methods of test for soils: Part 4 grain size analysis. *Bureau of Indian Standards*, 1–40.
- IS 2720:Part 40:1977. (2016). Methods of test for soils: Part 40 determination of free swell index of soils. *Bureau of Indian Standards*, 1–7.
- IS 2720:Part 41:1977. (2016). Methods of test for soils: Part 41 measurement of swelling pressure of soils. *Bureau of Indian Standards*.
- IS 2720:Part 5:1985. (2020). Methods of test for soils: Part 5 determination of liquid and plastic limit. *Bureau of Indian Standards*, 1–17.
- IS 2720:Part 6:1972. (2016). Methods of test for soils: Part 6 determination of shrinkage factors. *Bureau of Indian Standards*, 1–14.
- IS 2720:Part 7:1980. (2016). Methods of test for soils: Part 7 determination of water content -dry density relation using light compaction. *Bureau of Indian Standards*, 1–11.
- IS 2720:Part 8:1983. (2020). Methods of test for soils: Part 8 determination of water content -dry density relation using heavy compaction. *Bureau of Indian Standards*, 1–11.
- Ishak, M. F., & Zolkepli, M. F. (2016). Exploration of methods for slope stability analysis influenced by unsaturated soil. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 21(17), 5627–5641.
- Jamsawang, P., Voottipruex, P., Boathong, P., Mairaing, W., & Horpibulsuk, S. (2015). Three-dimensional numerical investigation on lateral movement and factor of safety of slopes stabilized with deep cement mixing column rows. *Engineering Geology*, 188, 159–167. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.01.017>
- Janbu, N. (1957). *Earth pressure and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices*. *Proc. 4th Int. Conf. Soil. Mech. FdnEngng*, 2, 207-212. London: *Butterworths*. <http://www.sciepub.com/reference/21880>
- Janbu, N. (1973). Slope stability computations. In *Embankment dam engineering: casagrande*

volume (pp. 47–86).
[https://www.scirp.org/\(S\(351jmbntvnsjt1aadkpozje\)\)/reference/ReferencesPapers.aspx?ReferenceID=502178](https://www.scirp.org/(S(351jmbntvnsjt1aadkpozje))/reference/ReferencesPapers.aspx?ReferenceID=502178)

- Jawad, I. T., Taha, M. R., Majeed, Z. H., & Khan, T. A. (2014). Soil stabilization using lime: advantages, disadvantages and proposing a potential alternative. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology*, 8(4), 510–520.
- Jeyapalan, J., Rice, G., & Lytton, R. (1981). *State of the art of expansive soil treatment methods*.
- Jianxue, S., & Xinrong, L. (2016). Overview on analysis methods of expressway slope stability. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 21(19), 6503–6513.
- Jimenez, A., & Zamora, C. (2016). *Diseño de pavimento flexible sobre suelos expansivos estabilizados usando cenizas volante y polvo de ladrillo*. Pontificia Universidad Javeriana Cali.
- Kassa, R. B., Workie, T., Abdela, A., Fekade, M., Saleh, M., & Dejene, Y. (2020). Soil stabilization using waste plastic materials. *Open Journal of Civil Engineering*, 10(01), 55–68. <https://doi.org/10.4236/ojce.2020.101006>
- Katti, R., Kulkarni, U., Katti, A., & Kulkarni, R. (2010). Stabilization of embankment on expansive soil - A case study. *Geotechnical Special Publication, 202 GSP*, 181–189. [https://doi.org/10.1061/41103\(376\)23](https://doi.org/10.1061/41103(376)23)
- Khan, M. I., Mukherjee, K., Shoukat, R., & Dong, H. (2017). A review on pH sensitive materials for sensors and detection methods. *Microsystem Technologies*, 23(10), 4391–4404. <https://doi.org/10.1007/s00542-017-3495-5>
- Kumar, J. (2000). Slope stability calculations using limit analysis. *Slope Stability 2000*, 239–249. [http://dx.doi.org/10.1061/40512\(289\)18](http://dx.doi.org/10.1061/40512(289)18)
- Lacey, C. (2015). *AASHTO vs. ASTM - The tale of two specifications*. <https://www.linkedin.com/pulse/aashto-vs-astm-tale-two-specifications-chuck-lacey-jr-pe/>
- Larrea, B., & Rivas, J. (2019). *Estabilización de suelos arcillosos con cloruro de sodio y cloruro de calcio*. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>

- Licuy, C., & Román, K. (2020). *Estudio de la estabilización de arcillas expansivas utilizando el 10, 20 y 30% en peso, de puzolanas de ceniza del volcán Tungurahua y ceniza de la cascarilla de arroz en composiciones iguales*. Escuela Politécnica Nacional.
- Loehr, E., Finley, C., & Huaco, D. (2005). Procedures for design of earth slopes using LRFD. In *Procedures for Design of Earth Slopes Using LRFD: Vol. OR 06-010*. <http://library.modot.mo.gov/RDT/reports/Ri03030/or06010.pdf>
- Lucian, C. (2008). *Geotechnical aspects of buildings on expansive soils in Kibaha, Tanzania*. Royal Institute of Technology.
- Lugo, E. (2018). *Combinación de los métodos Janbú-Spencer en el análisis de estabilidad de taludes para el empleo de sistemas flexibles de alta resistencia en la construcción de carreteras*. Universidad Nacional Federico Villarreal.
- Malla, K. (2017). *Caracterización y evaluación de puzolanas en el cantón Saraguro*. Universidad Técnica Particular de Loja.
- Marín, L. (2020). *Curso de mecánica de suelos*.
- Martin, B. J. P., Collins, R. A., Browning, J. S., Biehl, F. J., & Members, S. (1991). Properties and use of fly ashes for embankments. *Journal of Energy Engineering*, 116(2), 71–86.
- Mašín, D. (2017). Coupled thermohydromechanical double-structure model for expansive soils. *Journal of Engineering Mechanics*, 143(9), 1–13. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)em.1943-7889.0001278](https://doi.org/10.1061/(asce)em.1943-7889.0001278)
- McCleskey, K. (2005). *Experimental investigations to select stabilization methods to mitigate embankment desiccation cracks in order to reduce slope failures - ProQuest* [University of Texas at Arlington]. <https://search.proquest.com/openview/f9c1f899ab5e1158787672e58c506974/1?pq-origsite=gscholar&cbl=18750&diss=y>
- Memon, Y. (2018). *A comparison between limit equilibrium and finite element methods for slope stability analysis*. 1–18. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.16932.53124>
- Mesa, M., & Tejada, E. (2018). Análisis de la estabilidad de taludes en terraplenes mediante los

- métodos de equilibrio límite y el método de elementos finitos. *Revista Cubana de Ingeniería*, IX(1), 49–56. <https://doi.org/10.1234/rci.v9i1.519>
- Miao, S., Shen, Z., Wang, X., Luo, F., Huang, X., & Wei, C. (2017). Stabilization of highly expansive black cotton soils by means of geopolymerization. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(10), 1–9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002023](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002023)
- Mizal-Azzmi, N., Mohd-Noor, N., & Jamaludin, N. (2011). Geotechnical approaches for slope stabilization in residential area. *Procedia Engineering*, 20, 474–482. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.11.190>
- Mohan, D., & Chandra, S. (1961). Frictional resistance of bored piles in expansive clays. *Geotechnique*, 11, 294–301. <https://doi.org/10.1680/geot.1961.11.4.294>
- Morales, B. (2007). *Aplicación práctica del programa G-Slope para el estudio y análisis de estabilidad estructural de taludes*. Escuela Politécnica del Ejército.
- Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, 15(1), 79–93. <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79>
- Moudabel, O. (2013). *Slope stability case study by limit equilibrium and numerical methods*. Oklahoma State University.
- Muthekar, S. (2016). Laboratory manual for geotechnical engineering. In *Journal of Chemical Information and Modeling*. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Nakyeyune, J., Bamwesigye, S., Jjuuko, S., & Kalumba, D. (2017). Use of lime piles as an alternative method for stabilisation of road embankments. *Proceedings of the 9 Th South African Young Geotechnical Engineers Conference, November*, 695–701.
- Nalbantoglu, Z. (2006). Lime stabilization of expansive clay. In Taylor & Francis Group (Ed.), *Expansive soils: recent advances in characterization and treatment*. (pp. 139–148). <http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/21-analisis-y-modelacion-de-deslizamientos.html?download=236:158-5-modelos-matematicosdetaludesydeslizamientos-factor-de-seguridad>
- NEC-SE-GC. (2014). *Geotécnia y cimentaciones*.

- Nelson, D., & Miller, D. J. (1993). Expansive soils-problems and practice in foundation and pavement engineering. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *17*, 745–746.
- Noer, I. (2013). *Slope stability analysis with finite element method*. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.538-541.819>
- Okeke, C. A. U., Ifediniru, C., Adeyanju, E., & Ede, A. N. (2019). The stability analysis of a highway embankment founded on lime-stabilized soft soils in Calabar, Southeast Nigeria. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, *640*(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/640/1/012103>
- Oktaviana, D., Rifa'i, A., & Basah, K. (2016a). Chemical characteristics of volcanic ash in Indonesia for soil stabilization: morphology and mineral content. *International Journal of GEOMATE*, *11*(26), 2606–2610.
- Oktaviana, D., Rifa'i, A., & Basah, K. (2016b). Effect of Kelud volcanic ash utilization on the physical properties as stabilizer material for soil stabilization. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, *21*, 1679–1687. <http://volcanoes.usgs.gov/ash/properties.html>
- Onyelowe, K., & Okafor, F. (2012). A comparative review of soil modification methods. *ARPJN Journal of Earth Sciences*, *1*, 36–41. http://www.arpnjournals.com/jes/research_papers/rp_2012/jes_1112_07.pdf
- Palate, J. (2018). *Estudio del comportamiento de taludes con mallas metálicas en la vía ecológica Santa Rosa km 3+500 del cantón Ambato provincia de Tungurahua* [Universidad Técnica de Ambato]. <http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/29865>
- Parsons, R. L., & Milburn, J. P. (2003). Engineering behavior of stabilized soils. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, *1837*(1), 20–29. <https://doi.org/10.3141/1837-03>
- Patrone, J., & Prefumo, J. . (2005). La acción de los suelos expansivos sobre las cimentaciones: métodos de prevención y control. *Primeras Jornadas de Ingeniería de Cimentaciones*, 1–23. <https://doi.org/10.1007/s42947-019-0010-7>
- PCE Instruments. (2020). *Catálogo Instrumentos de medición de pH*. <https://www.pce->

instruments.com/english/measuring-instruments/test-meters/ph-meter-ph-tester-pce-instruments-ph-meter-pce-ph20-ica-incl.-iso-calibration-certificate-det_5856694.htm?_list=kat&_listpos=8

- Pereira, T. D. S., Robaina, A. D., Peiter, M. X., Braga, F. D. V. A., & Rosso, R. B. (2016). Performance of analysis methods of slope stability for different geotechnical classes soil on earth dams. *Engenharia Agricola*, 36(6), 1027–1036. <https://doi.org/10.1590/1809-4430-Eng.Agric.v36n6p1027-1036/2016>
- Pérez, J., & Orejuela, J. (2018). *Análisis experimental de la expansividad en suelos bentoníticos* [Universidad Católica de Colombia]. <https://doi.org/10.1056/nejmoa1407279>
- Pérez, W., & Torres, J. (2015). *Estudio de la cal y el cloruro de sodio como agentes estabilizadores de suelos arcillosos en propiedades como la resistencia y expansividad*. Universidad de Santander.
- Porbaha, A., Pradhan, T. B. S., & Yamane, N. (2000). Time effect on shear strength and permeability of fly ash. *Journal of Energy Engineering*, 126, 15–31. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9402\(2000\)126:1\(15\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9402(2000)126:1(15))
- Proyecto LIFE FOREST CO2. (2017). *Procesado de muestras de suelo en los laboratorios de la Universidad de Córdoba*. <http://lifeforestco2.eu/procesado-de-muestras-de-suelo-en-los-laboratorios-de-la-universidad-de-cordoba/>
- Puppala, A. J., & Pedarla, A. (2017). Innovative ground improvement techniques for expansive soils. *Innovative Infrastructure Solutions*, 2(1). <https://doi.org/10.1007/s41062-017-0079-2>
- Puppala, A. J., Pedarla, A., & Bheemasetti, T. (2015). Soil modification by admixtures: concepts and field applications. In *Ground Improvement Case Histories: Chemical, Electrokinetic, Thermal and Bioengineering Methods*. Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100191-2.00010-1>
- Qi, S., & Vanapalli, S. (2015). Stability analysis of an expansive clay slope: a case study of infiltration-induced shallow failure of an embankment in Regina, Canada. *International Journal of Geohazards and Environment*, 1, 1–13. <https://doi.org/10.15273/ijge.2015.01.003>
- Rabie, M. (2014). Comparison study between traditional and finite element methods for slopes

- under heavy rainfall. *HBRC Journal*, 10(2), 160–168.
<https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2013.10.002>
- Rahman, F. I. (2016). *Evaluating the stability of slope of Rajshahi city protection embankment under seismic load* [Rajshahi University of Engineering & Technology].
<https://doi.org/10.13140/RG.2.2.24530.35527>
- Rajak, T. K., Yadu, L., Chouksey, S. K., & Pal, S. K. (2017). Strength characteristics of fly ash stabilized soil embankment and stability analysis using numerical modelling. *Indian Geotechnical Conference 2017 GeoNEst*, 2720(December), 14–17.
http://igs.org.in/portal/igc-proceedings/Theme03/Th03_404.pdf
- Rajak, T. K., Yadu, L., & Pal, S. K. (2019). Analysis of slope stability of fly ash stabilized soil slope. In *Lecture Notes in Civil Engineering* (Vol. 13). Springer Singapore.
https://doi.org/10.1007/978-981-13-0368-5_13
- Rajput, Y., Sakale, R., & Pratap, S. (2019). Performance analysis of expansive soil treated with stone dust and fly ash. *International Journal of Scientific Research and Engineering Development*, 2(1), 263–276.
- Ramakrishna, G., Pal, D., Sinha, A. K., & Choudhary, A. K. (2018). Improvement in swelling, strength and deformation characteristics of expansive soil using lime and brick dust. *International Journal of Recent Technology and Engineering*, 7(4), 146–150.
- Ramos, A. A. (2017). *Análisis de estabilidad de taludes en rocas. Simulación con Ls-Dyna y comparación con Slide* [Universidad Politécnica de Madrid].
http://oa.upm.es/47326/1/TFM_ABEL_ANTONIO_RAMOS_VASQUEZ.pdf
- Ramos, M. Á. (2017). *Estudio y seguimiento a la rehabilitación de un tramo carretero en operación de una autopista tipo A-3*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- REFAQUIM. (2020). *Goma Guar*.
<https://leonardoastudillo.facturadeuna.com/shop/product/al10012-goma-guar-595>
- Rickard, O., & Sitar, N. (2012). *A limit equilibrium slope stability analysis code for iOS*.
- Rifa’I, A., & Yasufuku, N. (2014). Effect of volcanic ash utilization as substitution material for

- soil stabilization in view point of geo-environment. *Geotechnical Special Publication*, 238 GSP, 138–147. <https://doi.org/10.1061/9780784413401.014>
- Rifa'i, A., Yasufuku, N., & Omine, K. (2013). Characterization and effective utilization of volcanic ash for soil improvement. *Applied Mechanics and Materials*, 248, 292–297. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.248.292>
- Rivera, J. (2003). *Caracterización de las cenizas volcánicas en el departamento del Quindío sometidas a condiciones de secado* [Universidad de los Andes]. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Rivera, J. F., Aguirre Guerrero, A., Mejía de Gutiérrez, R., & Orobio, A. (2020). Estabilización química de suelos - Materiales convencionales y activados alcalinamente. *Informador Técnico*, 84, 43–67. <https://doi.org/10.23850/22565035.2530>
- Rocscience. (2020). *Most comprehensive 2D slope stability software* . <https://www.rocscience.com/software/slide2>
- Rodríguez, F. (2017). *Análisis de estabilidad del deslizamiento de Porciles (Asturias)*. Universidad de Oviedo.
- Rodríguez, V., & Silca, J. (2019). *Estabilización de suelos adicionando Cemento Portland Tipo I mas cal hidratada en vias afirmadas, para el centro poblado Alto Trujillo, el Porvenir-la Libertad*. Universidad Privada Antenor Orrego.
- Rogers, C. D. F., & Bruce, C. J. (1991). Slope stabilisation using lime. In *Slope stability engineering developments and applications* (pp. 395–402).
- Saadeldin, R., & Siddiqua, S. (2013). Geotechnical characterization of a clay-cement mix. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 72(3–4), 601–608. <https://doi.org/10.1007/s10064-013-0531-2>
- Salunkhe, D., Chvan, G., Bartakke, R., & Kothavale, P. (2017). An overview on methods for slope stability analysis. *International Journal of Engineering Research And*, 6(03), 528–535. <https://doi.org/10.17577/ijertv6is030496>
- Sánchez, E. (2017). *Análisis mineralógico y multielemental de la ceniza volcánica, colectada en*

una hacienda en el sector de Machachi, por difracción de rayos X (XRD) y espectrometría de masas con plasma acoplado inductivamente (ICP-MS), y sus posibles aplicaciones e impacto. Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

Sánchez, E., Vizcaino, G., Mejía, F., & Cipriani Ávila, I. (2018). Análisis mineralógico y multielemental de la ceniza volcánica, producto de la erupción del Cotopaxi en 2015, por difracción de rayos X (XRD) y espectrometría de masas con plasma acoplado inductivamente (ICP-MS) y sus posibles aplicaciones e impactos. *InfoANALÍTICA*, 6(1), 9–23. <https://doi.org/10.26807/ia.v6i1.62>

Sánchez, M., Castro, J., Ureña, C. G., & Azañón, J. M. (2016). Stabilisation of clayey and marly soils using industrial wastes: pH and laser granulometry indicators. *Engineering Geology*, 200, 1–17. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.11.008>

Sanhueza, C., & Rodríguez, L. (2013). Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finos aplicados a laderas naturales. *Revista de La Construcción*, 12, 17–29. <https://doi.org/10.4067/s0718-915x2013000100003>

Saride, S., Puppala, A. J., & Chikyala, S. R. (2013). Swell-shrink and strength behaviors of lime and cement stabilized expansive organic clays. *Applied Clay Science*, 85, 39–45. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2013.09.008>

Selvamamundi, S., Mahendran, N., & Anuradha, S. (2016). Impact of clay particles in concrete. *International Journal of Science and Research (IJSR)*, 5(4), 955–959. <https://doi.org/10.21275/v5i4.nov162722>

Sezer, A., Inan, G., Yilmaz, H. R., & Ramyar, K. (2006). Utilization of a very high lime fly ash for improvement of Izmir clay. *Building and Environment*, 41(2), 150–155. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2004.12.009>

Shahandashti, M., Hossain, S., Khankarli, G., Zahedzahedani, S. E., Abediniangerabi, B., & Nabaei, M. (2019). *Synthesis on rapid repair methods for embankment slope failure: final report* [University of Texas Arlington]. https://www.researchgate.net/profile/Bahram_Abediniangerabi/publication/331262131_Synthesis_on_Rapid_Repair_Methods_for_Embankment_Slope_Failure/links/5ca21a74299bf1

- Shang, Y., & Fu, Y. (2018). Experimental study of the mechanical properties of expansive soil with added nanomaterials. *Arabian Journal of Geosciences*, *11*, 1–14. <https://doi.org/10.1007/s12517-018-3518-2>
- Sharma, A. K., & Sivapullaiah, P. V. (2016). Ground granulated blast furnace slag amended fly ash as an expansive soil stabilizer. *Soils and Foundations*, *56*, 205–212. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2016.02.004>
- Sharma, A. K., & Sivapullaiah, P. V. (2017). Swelling behaviour of expansive soil treated with fly ash–GGBS based binder. *Geomechanics and Geoengineering*, *12*(3), 191–200. <https://doi.org/10.1080/17486025.2016.1215548>
- Sharo, A. A., Alhowaidi, Y., & Al-Tawaha, M. S. (2019). Improving properties of expansive soil using cement, quick lime and cement-lime blend. *International Review of Civil Engineering*, *10*(2), 94–103. <https://doi.org/10.15866/irece.v10i2.16064>
- Shi, B. X., Zheng, C. F., & Wu, J. K. (2014). Research progress on expansive soil cracks under changing environment. *Scientific World Journal*, 1–6. <https://doi.org/10.1155/2014/816759>
- Shiu, Y. K., Chang, G. W. K., & Cheung, W. M. (2007). *Review of limit equilibrium methods for soil nail design* (Issue 208).
- Siddique, R. (2012). Properties of concrete made with volcanic ash. *Resources, Conservation and Recycling*, *66*, 40–44. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2012.06.010>
- Soldo, A., Miletić, M., & Auad, M. L. (2020). Biopolymers as a sustainable solution for the enhancement of soil mechanical properties. *Scientific Reports*, *10*, 1–13. <https://doi.org/10.1038/s41598-019-57135-x>
- Soltani, A., Deng, A., & Taheri, A. (2018). Swell–compression characteristics of a fiber–reinforced expansive soil. *Geotextiles and Geomembranes*, *46*, 183–189. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2017.11.009>
- Soltani, A., Deng, A., Taheri, A., & Mirzababaei, M. (2019). A sulphonated oil for stabilisation of expansive soils. *International Journal of Pavement Engineering*, *20*(11), 1285–1298.

<https://doi.org/10.1080/10298436.2017.1408270>

- Soltani, A., Taheri, A., Khatibi, M., & Estabragh, A. R. (2017). Swelling potential of a stabilized expansive soil: a comparative experimental study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(4), 1717–1744. <https://doi.org/10.1007/s10706-017-0204-1>
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, 17, 11–26.
- Steiner, W., & Irngartinger, S. (2011). Risk analysis and observational methods in practice : what do new codes improve ? *Bundesanstalt Für Wasserbau*, 471–479.
- Sternik, K. (2013). Comparison of slope stability predictions by gravity increase and shear strength reduction methods. *Technical Transactions*, 121–130.
- Suárez Díaz, J. (2009). Capítulo 4: Análisis de estabilidad. In *Deslizamientos: Análisis geotécnico: Vol. I* (pp. 127–172). <http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/45-tomo-i.html?download=447:librodeslizamientosti-cap4>
- Sujatha, E. R., & Saisree, S. (2019). Geotechnical behaviour of guar gum-treated soil. *Soils and Foundations*, 59(6), 2155–2166. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.11.012>
- Sulong, N., & Rus, A. Z. M. (2013). Biopolymer-based thermoplastic mixture for producing solid biodegradable shaped bodies and its photo degradation stability. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 50(1), 1–8. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/50/1/012068>
- Sutherland, I. W. (2001). Biofilm exopolysaccharides: A strong and sticky framework. *Microbiology*, 147, 3–9. <https://doi.org/10.1099/00221287-147-1-3>
- Thakur, V., & L'Heureux, J. (2017). *Landslides in sensitive clays: from research to implementation*.
[https://books.google.com.ec/books?id=z_okDwAAQBAJ&pg=PA264&lpg=PA264&dq=slope+stability+with+lime+factor&source=bl&ots=gRaBrfuX6c&sig=ACfU3U0w79U2Jrm_tISAPvHKvQREPkha8Q&hl=es-419&sa=X&ved=2ahUKEwiBnfzn1LnqAhVyRN8KHbUMDvcQ6AEwC3oECAkQAQ#v=onepage&q=slope stability with lime factor&f=false](https://books.google.com.ec/books?id=z_okDwAAQBAJ&pg=PA264&lpg=PA264&dq=slope+stability+with+lime+factor&source=bl&ots=gRaBrfuX6c&sig=ACfU3U0w79U2Jrm_tISAPvHKvQREPkha8Q&hl=es-419&sa=X&ved=2ahUKEwiBnfzn1LnqAhVyRN8KHbUMDvcQ6AEwC3oECAkQAQ#v=onepage&q=slope%20stability%20with%20lime%20factor&f=false)

- Thyagaraj, T., Rao, S., Suresh, P., & Salini, U. (2012). Laboratory studies on stabilization of an expansive soil by lime precipitation technique. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(August), 1067–1075. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT)
- Trivellato, M. (2014). *Geotechnical slope stability of the Este MSW Landfill*. Universita' Degli Studi Di Padova.
- UNE-EN 13925-1:2006. (2019). Ensayos no destructivos. Difracción de rayos X aplicada a materiales policristalinos y amorfos. Parte 1: principios generales. *UNE*, 1–15.
- UNE-EN 15309:2008. (2018). Caracterización de residuos y suelo. Determinación de la composición elemental por fluorescencia de rayos X. *UNE*, 1–25.
- UNE-EN ISO 14688-1:2019. (2019). Investigación y ensayos geotécnicos. Identificación y clasificación de suelos. Parte 1: identificación y descripción. *UNE*, 1–23.
- UNE-EN ISO 14688-2:2019. (2019). Investigación y ensayos geotécnicos. Identificación y clasificación de suelos. Parte 2: principios de clasificación. *UNE*, 1–13.
- UNE-EN ISO 17892-1:2015. (2015). Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 1: determinación de la humedad. *UNE*, 1–10.
- UNE-EN ISO 17892-10:2019. (2019). Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 10: ensayos de corte directo. *UNE*, 1–23.
- UNE-EN ISO 17892-11:2020. (2020). Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 11: ensayos de permeabilidad. *UNE*, 1–31.
- UNE-EN ISO 17892-12:2019. (2019). Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 12: determinación del límite líquido y del límite plástico. *UNE*, 1–27.
- UNE-EN ISO 17892-3:2018. (2018). Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 3: determinación de la densidad de las partículas. *UNE*, 1–22.
- UNE-EN ISO 17892-4:2019. (2019). Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 4: determinación de la distribución granulométrica. *UNE*, 1–31.
- UNE-EN ISO 17892-5:2019. (2019). Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio

- de suelos. Parte 5: ensayo edométrico de carga incremental. *UNE*, 1–26.
- UNE-EN ISO 17892-7:2019. (2019). Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 7: ensayo de compresión no confinada. *UNE*, 1–10. www.sis.se
- UNE-EN ISO 17892-8:2019. (2019). Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 8: ensayo triaxial sin consolidación y sin drenaje. *UNE*, 1–14.
- UNE-EN ISO 17892-9:2019. (2019). Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 9: ensayos de compresión triaxial consolidados en suelos saturados de agua. *UNE*, 1–25.
- UNE-ISO 10390:2012. (2012). Calidad del suelo. Determinación del pH. *UNE*.
- UNE. (2020). *La normalización UNE*.
- UNE 103100:1995. (1995). *Preparación de muestras para ensayos de suelos*.
- UNE 103108:1996. (2020). Determinación de las características de retracción de un suelo. *UNE*, 1–12.
- UNE 103500:1994. (2020). *Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor normal* (pp. 1–6).
- UNE 103501:1994. (2020). Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor modificado. *UNE*, 1–4.
- UNE 103502:1995. (2019). Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice C.B.R. de un suelo. *UNE*, 1–16.
- UNE 103600:1996. (1996). Determinación de la expansividad de un suelo en el aparato Lambe. *UNE*, 1–10.
- UNE 103601:1996. (2020). Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro. *UNE*, 1–6.
- UNE 7371:1975. (1975). Toma de muestras superficiales de suelo de tipo inalterado. *UNE*.
- Unique Engineering Services. (2020). *Laboratory Testing Catalogue*.
<https://doi.org/10.21013/jte.icsesd201719>
- United States Geological Survey. (2020). *Volcanic ash impacts and mitigation*.
https://volcanoes.usgs.gov/volcanic_ash/

- Venkateswarlu, H., Prasad, D., & Prasada, G. (2015). Study on geotechnical properties of stabilized expansive soil- quarry dust mixes. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*, 12(6), 2278–1684. <https://doi.org/10.9790/1684-1265104110>
- Wesley, L. (2010). *Geotechnical engineering in residual soils*. <https://www.wiley.com/en-us/Geotechnical+Engineering+in+Residual+Soils-p-9780470644386>
- Wieczorek, G., Jibson, R., Wilson, R., & Buchanan-Banks, J. (2000). *Geotechnical properties of ash deposits near Hilo, Hawaii*. <https://doi.org/10.1038/063215a0>
- Wong, R. C. K. (1998). Swelling and softening behaviour of la Biche shale. *Canadian Geotechnical Journal*, 35, 206–221. <https://doi.org/10.1139/t97-087>
- Xiao, J., Yang, H., Zhang, J., & Tang, X. (2018). Surficial failure of expansive soil cutting slope and its flexible support treatment technology. *Advances in Civil Engineering*, 1–13. <https://doi.org/10.1155/2018/1609608>
- Xu, A., & Sarkar, S. (1993). Hydration and properties of fly ash concrete. In *Mineral admixtures in cement and concrete, progress in cement and concrete series*. <https://doi.org/10.3303/CET1651095>
- Zabuski, L. (2018). The influence of slope geometry on its stability: spatial and plane analysis. *Archives of Hydroengineering and Environmental Mechanics*, 65, 243–254. <https://doi.org/10.1515/heem-2018-0015>
- Zha, F., Liu, S., Du, Y., & Cui, K. (2008). Behavior of expansive soils stabilized with fly ash. *Natural Hazards*, 47(3), 509–523. <https://doi.org/10.1007/s11069-008-9236-4>
- Zhai, J. Y., & Cai, X. Y. (2018). Strength characteristics and slope stability of expansive soil from Pingdingshan, China. *Advances in Materials Science and Engineering*, 1–8. <https://doi.org/10.1155/2018/3293619>
- Zhang, R., Long, M., & Zheng, J. (2019). Comparison of environmental impacts of two alternative stabilization techniques on expansive soil slopes. *Advances in Civil Engineering*, 2019, 1–13. <https://doi.org/10.1155/2019/9454929>
- Zhu, D. Y., Lee, C. F., Qian, Q. H., Zou, Z. S., & Sun, F. (2001). A new procedure for computing

the factor of safety using the Morgenstern-Price method. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(4), 882–888. <https://doi.org/10.1139/cgj-38-4-882>

Zumrawi, M., & Abdelmarouf, A. O. (2017). Damages of buildings on expansive soils : diagnosis and avoidance damages of buildings on expansive soils : diagnosis and avoidance. *International Journal of Multidisciplinary and Scientific Emerging Research*, 6, 108–115.

ANEXOS

Anexo 1. Propiedades de los minerales arcillosos expansivos

PROPIEDADES	MINERAL		
	CAOLINITA	ILLITA	MONTMORILLONITA
<p>Esquemas de la estructura</p> <p>G= lámina de Gibbsita S= lámina de silicato K= ión de potasio</p>			
Tamaño de las partículas	$d=0.3$ a $3\mu\text{m}$ $e= 1/3$ a $1/10$ d	$d=0.1$ a $2\mu\text{m}$ $e= 1/10$ d	$d=0.1$ a $1\mu\text{m}$ $e= 1/10$ d
Superficie específica	5 - 30	65 - 100	600 - 800
Capacidad de intercambio catiónico por 100g de arcilla	3 - 15	10 - 40	80 - 150
Forma de la partícula	Aplanada	Aplanada	Aplanada
Expansión máxima para una presión de 0.1 t/p^2	despreciable	350	1500
Expansión máxima para una presión de 0.2 t/p^2	despreciable	150	350

Figura 6 *Propiedades de los minerales arcillosos expansivos*

Fuente: Bauzá Castelló (2015)

Anexo 2. Fuerzas que afectan a los deslizamientos

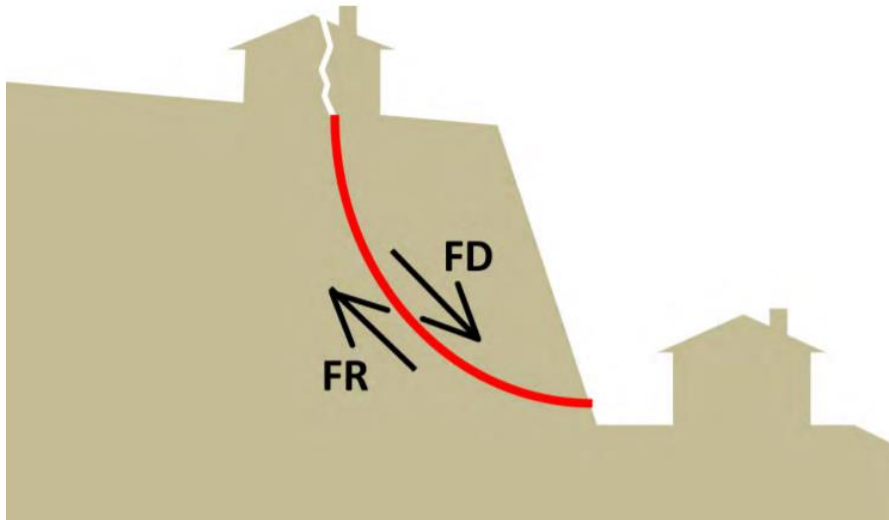


Figura 7 Esquema de fuerzas que afectan a los deslizamientos

Fuente: Aizpiri et al. (2015)

Anexo 3. Modelo de Mohr-Coulomb

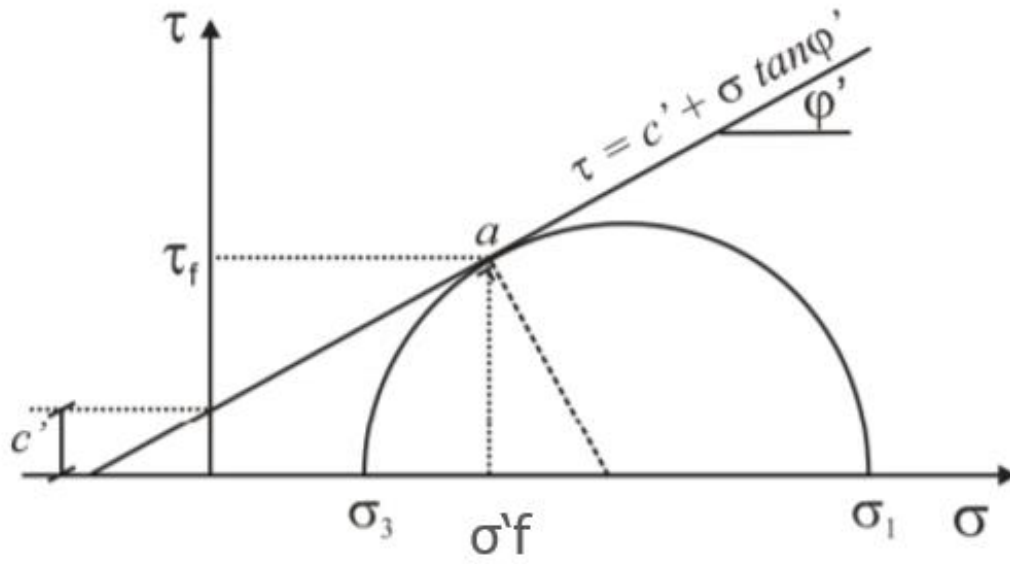


Figura 8 *Criterio de falla Mohr-Coulomb*

Fuente: (Noer, 2013)

Anexo 4. Programas para modelación de taludes

Tabla 11 *Programas para análisis de estabilidad de taludes mediante equilibrio límite*

Programa	Descripción	Empleo en taludes	Parámetros obligatorios a ingresar	Parámetros opcionales a ingresar
SLOPE/W	Es un código numérico del paquete integrado GeoStudio 2018, desarrollado y distribuido por la compañía de creación de software de análisis geotécnico GEOSLOPE, de Canadá (GEO-SLOPE International Ltd, 2018).	Permite calcular el FS de pendientes de tierra y rocas, se pueden analizar problemas simples y complejos para una variedad de formas de superficies de deslizamiento, condiciones de presión de agua intersticial, propiedades del suelo, métodos de análisis y condiciones de carga. Usando el método de equilibrio límite, SLOPE/W permite modelar tipos de suelo heterogéneos, geometría compleja estratigráfica y de superficie de deslizamiento, así como condiciones de presión de agua de poro variable usando una gran selección de modelos de suelo (GEO-SLOPE International Ltd, 2018).	<ul style="list-style-type: none"> •Geometría del talud •Parámetros geotécnicos: Cohesión (kPa) Peso unitario (kN/m³) Phi (°) •Análisis a emplearse: Superficie de deslizamiento 	<ul style="list-style-type: none"> •Parámetros geotécnicos: Succión Liquefacción Nivel freático •Cargas puntuales, de superficie, de reforzamiento y sísmicas. •Peso unitario del agua (kN/m³) •Ángulo de fisura por tensión •Contenido de humedad
GEO5	Es un paquete de software geotécnico desarrollado y distribuido por Fine Software, de República Checa (Fine Software, 2020)	GEO5 está diseñado para resolver la mayoría de las tareas geotécnicas, desde las básicas (verificación de cimentaciones, muros, estabilidad de taludes), hasta programas altamente especializados (análisis de túneles, daños en edificaciones por tunelización, estabilidad de rocas). Permite el diseño y análisis de estabilidad de taludes con superficie circular o poligonal y optimización automática de superficie de deslizamiento (Fine Software, 2020).	<ul style="list-style-type: none"> •Geometría del talud •Parámetros geotécnicos: Cohesión (kPa) Peso unitario (kN/m³) Ángulo de fricción (°) •Análisis a emplearse: Superficie de deslizamiento 	<ul style="list-style-type: none"> •Parámetros geotécnicos: Clasificación del suelo Nivel freático Succión •Sobrecargas •Anclajes •Clavos •Refuerzos •Sismo •Grietas por tensión •Agua: peso unitario (kN/m³)
Slide2	Slide2 es un programa de estabilidad de taludes de equilibrio de límite 2D, desarrollado y distribuido por Rocscience, de Toronto (Rocscience, 2020).	Evalúa el factor de seguridad o probabilidad de falla, de superficies de falla circulares o no circulares en pendientes de suelo o rocas. Slide2 analiza la estabilidad de las superficies de deslizamiento utilizando métodos de equilibrio de límite de corte vertical o corte no vertical, también incluye análisis de filtración de agua subterránea (Rocscience, 2020).	<ul style="list-style-type: none"> •Geometría del talud •Parámetros geotécnicos: Cohesión (kN/m²) Peso unitario (kN/m³) Phi (°) •Análisis a emplearse: Superficie de deslizamiento 	<ul style="list-style-type: none"> •Parámetros geotécnicos: Nivel freático •Propiedades hidráulicas: contenido de agua, permeabilidad •Carga distribuida, carga puntual y sísmica •Soportes •Grietas por tensión •Agua: peso unitario (kN/m³)

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Anexo 5. Peso específico empleado en la modelación del talud

Para el cálculo del peso específico del suelo expansivo (SE) y del suelo expansivo al que se ha incorporado ceniza volcánica (SECV), se empleó la fórmula presentada por Das (2012) para el peso específico húmedo del suelo.

$$\gamma = \frac{G_s * \gamma_w * (1 + \omega)}{1 + e}$$

Donde:

G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo

γ_w = peso específico del agua (kN/m³)

ω = contenido de humedad

e = relación de vacíos (B. M. Das, 2012)

En la **Tabla 12** se pueden apreciar los datos del contenido de humedad natural, la relación de vacíos y la gravedad específica obtenidos de Buitrón & Enríquez (2018) para la muestra 4. Además, se observa el valor del peso específico del agua igual a 9.807 kN/m³ (Cherrez, 2019).

Tabla 12 *Peso específico del suelo empleado en la modelación*

Suelo	G_s	γ_w (kN/m ³)	ω (%)	e	γ (kN/m ³)
SE	2.747	9.807	19.795	1.120	15.223
SECV	2.530	9.807	19.795	0.580	18.812

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Anexo 6. Geometría del talud empleado en la modelación

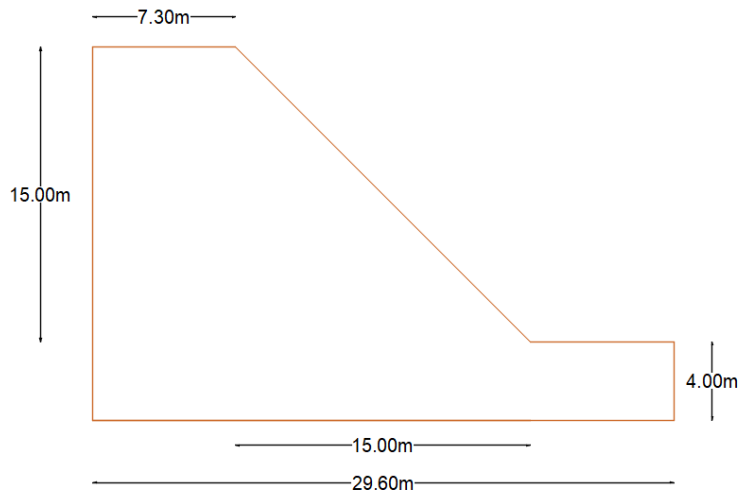


Figura 9 Geometría del talud con pendiente 1H: 1V

Fuente: Coronel N. Kateryn I

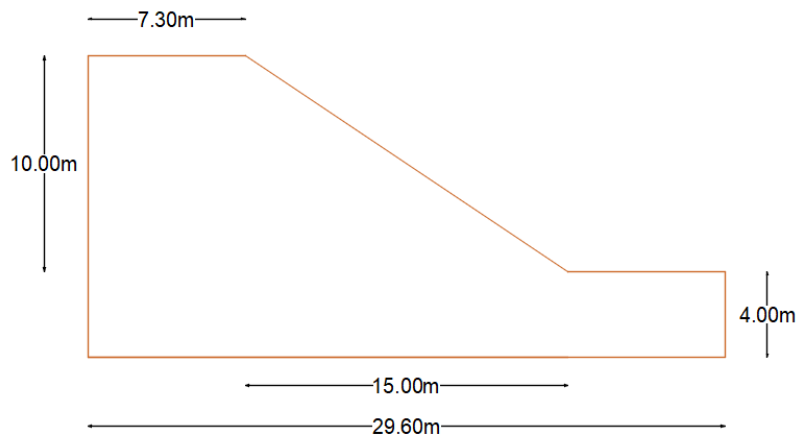


Figura 10 Geometría del talud con pendiente 1.5H: 1V

Fuente: Coronel N. Kateryn I

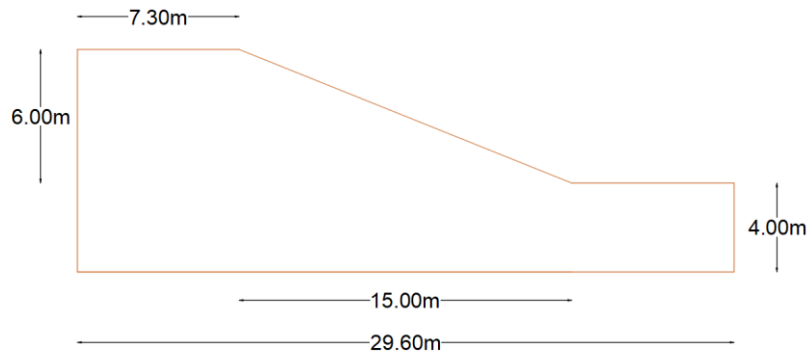


Figura 11 *Geometría del talud con pendiente 2.5H:1V*

Fuente: Coronel N. Kateryn I

Anexo 7. Normativas para ensayos de suelo expansivo

Tabla 13 Normas de ASTM

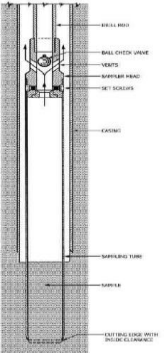
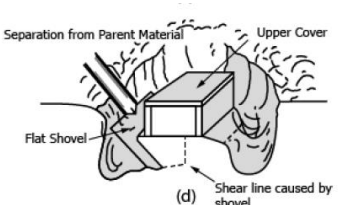
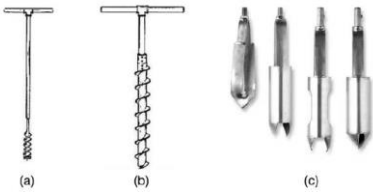
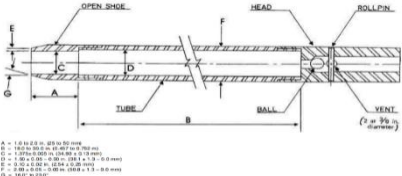
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(ASTM D1587/ D1587M-15, 2015)	Standard practice for thin-walled tube sampling of fine-grained soils for geotechnical purposes	Consiste en introducir un tubo metálico de pared delgada “Shelby” en el suelo in situ, mediante cualquier equipo de perforación que proporcione un agujero limpio, para extraerlo con la muestra en su interior, sellarlo y colocar etiquetas.	Sirve para recuperar muestras de suelo relativamente intactas (el suelo se somete a cambios irreversibles en esfuerzos durante el muestreo), adecuadas para pruebas de laboratorio de propiedades de ingeniería como resistencia al corte, compresión, consolidación, permeabilidad y densidad, e incluso radiografías de rayos x. Se limita a suelos de grano fino que pueden ser penetrados por el tubo de paredes delgadas. Las muestras de diámetro mayor a 5 pulg (125 mm) obtienen menores perturbaciones.	
Toma de muestras	(ASTM D7015/ D7015M-18, 2018)	Standard practices for obtaining intact block (cubical and cylindrical) samples of soils	Se realizan zanjas en el suelo para obtener la forma requerida, se emplean cajas cúbicas o cilíndricas de madera o cualquier otro material rígido con dimensiones mayores en 10 a 15mm al tamaño de la muestra y se aplican 3 capas de gasas y cera o parafina, para finalmente colocar la muestra en el contenedor, rellenar los espacios vacíos con aserrín o materiales de embalaje y asegurar pernos, tuercas y etiquetado.	Sirve obtener bloques de suelo intactos ya sean de forma cúbica o cilíndrica para realizar ensayos de laboratorio que determinen la resistencia, la consolidación, la permeabilidad y otras propiedades geotécnicas o físicas del suelo intacto. Esta práctica está limitada a profundidades poco profundas (1-1.5 m) y aquellas sobre la capa freática y se requiere suficiente cohesión eficiente, cementación o cohesión aparente para un muestreo exitoso en materiales granulares.	

Figura 12 Esquema y funcionamiento del muestreador de tubos de pared delgada
Fuente: ASTM D1587/ D1587M-15 (2015)

Figura 13 Procedimiento para el muestreo de bloques rectangulares
Fuente: ASTM D7015/ D7015M-18 (2018)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(ASTM D1452/D1452M-16, 2016)	Standard practice for soil exploration and sampling by auger borings	Consiste en la recolección de suelo mediante perforaciones giratorias o excavaciones de barrena, entre otras; que deberán ser depositadas en recipientes herméticos o bolsas de plástico debidamente etiquetadas.	Facilitan la obtención de muestras de suelo alterado que pueden ser empleadas en proyectos que requieran parámetros generales del suelo, el equipo requerido es simple y fácilmente disponible. Sin embargo, las profundidades de las exploraciones de barrena están limitadas por las condiciones del agua subterránea, las características del suelo y el equipo utilizado, por lo que es empleado en exploraciones geotécnicas de poca profundidad.		<p>Figura 14 <i>Ejemplo de excavadores manuales</i> Fuente: ASTM D1452/D1452M-16 (2016)</p>
(ASTM D1586/D1586M-18, 2018)	Standard test method for Standard Penetration Rest (SPT) and split-barrel sampling of soils	Consiste en la recolección de muestras de suelo alteradas mediante un muestreador de tubo partido empleado durante la ejecución de un Ensayo de Penetración Estándar, estas se pueden recoger en bolsas plásticas, recipientes herméticos, entre otros, debidamente etiquetados. (ASTM D4220/D4220M-14, 2014)	La muestra de suelo perturbada sirve para la determinación del contenido de humedad, fines de identificación y clasificación, y para pruebas de laboratorio apropiadas para el suelo obtenido de una muestra con perturbaciones a causa del esfuerzo cortante. La calidad de la muestra generalmente no es adecuada para pruebas de laboratorio avanzadas para propiedades de ingeniería.		<p>Figura 15 <i>Muestreador de barril dividido</i> Fuente: ASTM D1586/D1586M-18 (2018)</p>

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
Preservación y transporte de muestras de suelo	(ASTM D4220/D4220M-14, 2014)	Standard practices for preserving and transporting soil samples	Cubren los procedimientos para preservar las muestras de suelo inmediatamente después de que se obtienen en el campo y los procedimientos adjuntos para el transporte y manipulación de las muestras, como el empleo de diferentes contenedores, materiales de identificación y conservación.	El uso de los diversos procedimientos recomendados en estas prácticas depende del tipo de muestras obtenidas, el tipo de prueba y las propiedades de ingeniería requeridas, la fragilidad y sensibilidad del suelo y las condiciones climáticas. En todos los casos, el propósito principal es preservar las condiciones inherentes deseadas. Los procedimientos presentados en estas prácticas se desarrollaron principalmente para muestras de suelo que se van a probar para propiedades de ingeniería, sin embargo, pueden ser aplicables para muestras de suelo y otros materiales obtenidos para otros fines.	<p>FIG. 6 Shipping Box for Liner (Short Tube) or Ring Samples</p>
	(ASTM D2488-17, 2017)	Standard practice for description and identification of soils (visual-manual procedures)	Esta práctica cubre procedimientos para la descripción de suelos con fines de ingeniería, también describe un procedimiento para identificar suelos, basado en el sistema de clasificación descrito en el Método de Prueba D2487. La identificación se basa en un examen visual y pruebas manuales.	Se puede utilizar para describir un suelo para ayudar en la evaluación de sus propiedades significativas para uso de ingeniería. Los procedimientos de identificación que asignan un símbolo y nombre de grupo se limitan a partículas de suelo de menos de 3 pulgadas (75 mm) y a suelos naturales. No se obtiene una identificación precisa, es complementaria.	
Propiedades físicas	(ASTM D2216-19, 2019)	Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass	Este ensayo determina la relación de la masa de agua contenida en los espacios porosos del suelo o material rocoso, a la masa sólida de partículas en ese material, conocida como contenido de humedad expresada como un porcentaje, mediante el empleo de una muestra seca en horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$, a una masa constante durante 12 a 16 horas y el análisis de la pérdida de masa debido al secado de la misma.	El contenido de agua es una propiedad de índice significativa utilizada para establecer una correlación entre el comportamiento del suelo y sus propiedades de índice, así como relaciones de fase de aire, agua y sólidos en un volumen dado de material. En suelos de grano fino (cohesivo), la consistencia de un tipo de suelo determinado depende de su contenido de agua. El contenido de agua de un suelo, junto con sus límites líquidos y plástico, se usa	

Figura 16 Caja de envío para muestras (tubo corto) o anillo
Fuente: ASTM D4220/D4220M-14 (2014)

Figura 17 Criterios para la forma de las partículas
Fuente: ASTM D2488-17 (2017)

Figura 18 Contenido de humedad según ASTM D2216-19 (2019)
Fuente: (ASTM D2216-19, 2019)V. Rodríguez & Silca (2019)

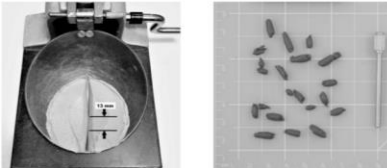

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(ASTM D4318-17, 2017)	Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils	<p>Comprende los métodos de prueba para la determinación del límite líquido, límite plástico y el índice de plasticidad.</p> <p>La muestra se procesa para eliminar cualquier material retenido en un tamiz de 425 μm (No. 40). Una porción de la muestra se extiende en una copa de latón, dividida en dos por un surco, y luego se aplican golpes causados por la caída repetida de la copa en un dispositivo mecánico estándar, para luego aplicar el Método multipunto o el Método de un punto y obtener el límite líquido. Para el límite plástico se enrolla y presiona la muestra con un diámetro 3.2 mm (1/8 pulg) sobre una placa de vidrio esmerilado hasta que su contenido de agua se reduzca y se desmorone el rollo y por último el índice de plasticidad resulta de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. En los dos procedimientos se obtiene el contenido de humedad.</p>	<p>para expresar su consistencia relativa o índice de liquidez.</p> <p>El límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad se utilizan como parte integral de varios sistemas de clasificación de ingeniería para caracterizar las fracciones de grano fino de los suelos y para especificar la fracción de grano fino de los materiales de construcción. Se usan para correlacionarse con el comportamiento de ingeniería, como compresibilidad, conductividad hidráulica (permeabilidad), compactibilidad, contracción y resistencia al corte de los materiales de lutita arcillosa, ya que cuando se somete a ciclos repetidos de humectación y secado, los límites líquidos de estos materiales tienden a aumentar. La composición y concentración de sales solubles en un suelo afectan los valores de los límites de líquidos y plásticos, así como se sufre una afectación de resultados dependiendo si la muestra se ha dejado secar antes o conserva su humedad natural.</p>	
	(ASTM D4943-18, 2018)	Standard test method for shrinkage factors of cohesive soils by the water submersion method	<p>Se determinan los factores de contracción de los suelos cohesivos, mediante la técnica de inmersión en agua para determinar el volumen del suelo seco.</p> <p>Se remodela una muestra para formar una pasta que tiene aproximadamente la consistencia del límite líquido que se colocará en un plato pequeño, para luego determinar el volumen de suelo seco, empleando una capa del mismo cubierto con cera mientras está suspendido y se sumerge en un baño de agua. Es necesario recolectar datos sobre contenido</p>	<p>Los datos obtenidos se utilizan para determinar la relación de contracción, la contracción volumétrica y la contracción lineal del suelo. Solo es aplicable para suelos cohesivos. Este método de prueba se realiza solo en la porción de suelo que pasa el tamiz No. 40 (425 μm). Además el límite de contracción se puede usar para evaluar el potencial de contracción, el potencial de desarrollo de grietas y el potencial de hinchamiento de los movimientos de tierra que involucran suelos cohesivos. Se</p>	

Figura 19 Ejemplo de límite de líquido y plástico
Fuente: ASTM D4318-17 (2017)

Figura 20 ASTM D4943-18 (2018) Equipo de prueba de materiales
Fuente: HUMBOLDT (2018)



Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			de humedad en el proceso con un horno capaz de mantener una temperatura uniforme de 110 ± 5 ° C.	realiza solo en la porción de suelo que pasa el tamiz de 425 μm .	
	(ASTM D6913-7, 2017)	Standard test methods for particle-size distribution of soils using sieve analysis	Determina la distribución del tamaño de partícula de una muestra de suelo (húmeda, secada al aire o secada al horno), mediante el empleo de tamices con diferentes aperturas cuadradas para separar las partículas en rangos (las muestras pueden requerir lavado sobre el tamiz No. 200, dependiendo del tipo de suelo y la cantidad de material fino que pasa el tamiz N°.200), determinar cuantitativamente sus masas y obtener una gráfica del porcentaje que pasa frente al logaritmo del tamaño de partícula en mm. Se emplean los tamices de 75 mm, 50 mm, 37.5 mm, 25.0 mm, 19.0 mm, 9.5 mm, 4.75 mm, 2.00 mm, 0.85 mm, 0.425 mm, 0.25 mm, 0.15 mm, 0.106 mm y 0.075 mm.	La gradación del suelo se utiliza para la clasificación del suelo, para calcular el coeficiente de uniformidad y curvatura. Además, es un indicador de propiedades de ingeniería. La conductividad hidráulica, la compresibilidad y la resistencia al corte están relacionadas con la gradación del suelo. Este método no determina la gradación de partículas más pequeñas que el tamiz No. 200 (75 μm) ni mayores de 3 pulgadas (75 mm) y no es aplicable en suelos que contienen turba fibrosa que cambiará en tamaño de partícula durante el proceso de secado, lavado o tamizado, suelos que contienen materia extraña.	
	(ASTM D7928-17, 2017)	Standard test method for particle-size distribution (gradation) of fine-grained soils using the sedimentation (hydrometer) analysis	Se determina la distribución del tamaño de partículas de la porción de suelos de grano fino (material más fino que el tamiz N°.200 (75 μm) y más grande que 0.2 μm (0.0002). Se realiza la separación del material utilizando un tamiz No. 10 (2.0 mm) y el empleo de un agente dispersante y agua destilada, que se prepararan, se mezclan a fondo y se colocan en un cilindro de sedimentación con capacidad de $1,000 \pm 5$ mL situando agua adicional, para luego tomar las lecturas de gravedad específica con un hidrómetro y un termómetro durante intervalos de tiempo específicos, obtener la masa seca en horno y calcular la masa de	La curva de gradación generada produce la cantidad de fracciones de limo y arcilla presentes en el suelo en base a definiciones de tamaño, no a la mineralogía o datos de límite de Atterberg. La determinación de la fracción de tamaño de arcilla, que es un material más fino que 2 μm , se usa en combinación con el Índice de Plasticidad para calcular la actividad, que proporciona una indicación de la mineralogía de la fracción de arcilla. Algunos tipos de suelo requieren un tratamiento especial para determinar correctamente los tamaños de partícula. El ensayo no se realizará sobre material secado al horno (únicamente: húmeda (muestra intacta) y secada al aire).	

Figura 21 *Proceso de tamizado de la muestra según ASTM D6913-7 (2017)*
Fuente: Cajaleon & Mondragon (2018)

Figura 22 *Ensayo granulometría por hidrómetro de acuerdo a ASTM D7928-17 (2017)*
Fuente: Chicaiza & Oña (2018)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(ASTM D2487-17, 2017)	Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)	<p>partículas que pasan los diámetros especificados, de acuerdo a los cálculos especificados. Finalmente se obtiene una gráfica con el porcentaje pasante versus el tamaño de partícula en milímetros.</p> <p>Esta práctica consiste en el empleo de resultados de laboratorio de características de tamaño de partícula, límite de líquido e índice de plasticidad para clasificar suelos minerales y orgánico-minerales para fines de ingeniería, de acuerdo a las tres divisiones principales del sistema: suelos de grano grueso, suelos de grano fino y suelos altamente orgánicos.</p> <p>Los suelos de grano grueso se clasifican en GW, GP, GC, SW, SP, SM Y SC; mientras que, los suelos de grano fino se clasifican en CL, ML, OL, CH, MH y OH. Los suelos altamente orgánicos se clasifican en un único grupo PT (turba). Las dos letras utilizadas para notificar al subgrupo derivan de una combinación de las siguientes letras: “G” para grava, “S” para arena, “M” para limo, “C” para arcilla, “W” para bien graduado, “P” para mal graduado (principalmente partículas de tamaño único), “H” para alto índice de plasticidad, “L” para bajo índice de plasticidad y “O” para orgánico. (Nikolaides, 2015).</p>	<p>Antes de que un suelo pueda clasificarse de acuerdo con este estándar, generalmente la distribución del tamaño de partícula de menos 3 pulgadas. (75 mm) y las características de plasticidad del material de tamiz No. 40 (425 µm) deben determinarse. Se obtiene como resultado un solo símbolo de grupo de clasificación y nombre de grupo, excepto cuando un suelo contenga entre 5 y 12% de finos o cuando la gráfica del límite de líquido y los valores del índice de plasticidad caigan en el área sombreada de la tabla de plasticidad, en los cuales se utiliza un símbolo dual, por ejemplo, GP-GM, CL-ML. Este sistema clasifica los suelos de cualquier ubicación geográfica en categorías y está limitado a suelos naturales. Además, es solo para aplicación cualitativa, siendo necesario complementarlo con pruebas de laboratorio cuando se requiera información cuantitativa.</p>	<p>The figure is a Plasticity Chart with Plasticity Index (PI) on the y-axis (0 to 60) and Liquid Limit (LL) on the x-axis (0 to 110). It features several classification boundaries: a horizontal line at PI = 4 (LL = 25.5), a horizontal line at PI = 0.75 (LL = 20), a horizontal line at PI = 7 (LL = 16), and a vertical line at PI = 0.9 (LL = 5). Two diagonal lines, the 'A' line (PI = LL - 0.75) and the 'U' line (PI = LL - 0.0075(LL - 25)), are also shown. The chart is divided into regions for CL-ML, OL, CH, OH, MH, and SH. A shaded area between the PI = 4 and PI = 7 lines and between LL = 5 and LL = 25.5 is designated for dual classification.</p>	

Figura 23 *Tabla de plasticidad*
Fuente: ASTM D2487-17 (2017)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(ASTM D854-14, 2014)	Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer	Determina la relación entre la masa de un volumen unitario de los sólidos del suelo y la masa del mismo volumen de agua destilada sin gas a 20 ° C (gravedad específica) de los sólidos del suelo que pasan por el tamiz de 4.75 mm (No. 4), mediante el empleo de un picnómetro de agua (matraz), en el que se coloca la masa siguiendo las especificaciones detalladas para muestras húmedas o secas junto con agua destilada y se conecta un aparato de extracción de aire, para finalmente pesar todo en conjunto y luego conseguir el peso de la muestra seca al horno.	La gravedad específica de los sólidos del suelo se utiliza para calcular las relaciones de fase de los suelos, como la relación de vacíos y el grado de saturación, además se puede calcular la densidad de los sólidos del suelo, multiplicando su gravedad específica por la densidad del agua (a la temperatura adecuada). No incluyen sólidos que pueden ser alterados por estos métodos, contaminados con una sustancia que prohíbe el uso de estos métodos, o son sólidos del suelo altamente orgánicos, como la materia fibrosa que flota en el agua. Además los suelos que contienen materia extraña, como cemento, cal y similares, materia soluble en agua, como el cloruro de sodio, y suelos que contienen materia con una gravedad específica inferior a uno, suelen requerir un tratamiento especial especificado en otras normas.		<p>Figura 24 <i>Ensayo de gravedad específica de acuerdo a ASTM D854-14 (2014)</i> Fuente: Licuy & Román (2020)</p>
(ASTM D4829-19, 2019)	Standard test method for expansion index of soils	Determina la diferencia entre la altura final e inicial de la muestra dividida por la altura inicial, conocido como índice de expansión, expresado en tantos por mil. Se prepara una muestra compactando un suelo de prueba en un anillo de metal con un grado de saturación de 50 ± 2 y un diámetro interno de 101.9 mm. El anillo con la muestra se coloca en un consolidómetro y se aplica una carga vertical de 6.9 kPa, luego se inunda la misma con agua destilada y se registra la deformación en 24 horas o hasta que la tasa de la deformación llegue a ser inferior a 0.005 mm/h.	Se emplea el material que tamizado por el tamiz de 4,75 mm (No. 4). El valor del índice de expansión EI, es utilizado por ingenieros y otros profesionales como un indicador del potencial de hinchamiento del suelo. La prueba EI no se utiliza para duplicar ninguna condición de campo en particular, como la densidad del suelo, el contenido de agua, la carga, la estructura del suelo en el lugar o la química del agua del suelo. Sin embargo, se usan condiciones de prueba consistentes en la preparación de muestras compactadas de manera que se pueda hacer una correlación directa de los datos. Se puede realizar una clasificación cualitativa del		<p>Figura 25 <i>Ensayo de expansión controlada con ASTM D4829-19 (2019)</i> Fuente: Idrovo (2019)</p>

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(ASTM D4546-14, 2014)	Standard test methods for one-dimensional swell or collapse of soils	<p>Se requiere un tiempo de registro mínimo de 3 h.</p> <p>Consiste en dos métodos para la medición de la magnitud de hinchamiento o colapso inducido por humectación unidimensional de suelos no saturados y un método para medir la compresión inducida por carga posterior a la deformación inducida por humectación.</p> <p>Una muestra de suelo se restringe lateralmente en un molde de acero y se carga verticalmente en incrementos hasta cierta carga que depende del propósito de la prueba. Después la muestra se inunda con agua destilada y se mide la deformación en intervalos de tiempo hasta que se completa el cambio de volumen de hinchamiento o colapso primario y los cambios en la lectura de deformación para la fase de hinchamiento/colapso secundario son pequeños. Registre la cantidad final de hinchamiento inducido por humectación o deformación por colapso para A y B. Al final de la prueba, mida la masa final y el contenido de agua de cada espécimen cuando llegue al equilibrio después de humedecer. Para C, después de que la muestra llegue al equilibrio bajo una tensión vertical designada, inunde la muestra para medir su deformación por hinchamiento o colapso. Una vez que la muestra llegue al equilibrio, aplique cargas adicionales en incrementos de tiempo como la prueba de consolidación estándar (Métodos de prueba D2435).</p>	<p>potencial de expansión en un suelo basada en EI.</p> <p>Las muestras deben tener un diámetro mínimo de 50 mm y una altura mínima de 20 mm. Se aplica a muestras reconstituidas o intactas. Las deformaciones de hinchamiento/colapso inducidas por humectación medidas de los métodos de prueba A y B pueden usarse para desarrollar estimaciones de levantamiento o asentamiento de un perfil de suelo confinado o para estimar las magnitudes de la presión de hinchamiento y el hinchamiento libre. Las deformaciones inducidas por la carga después de la humectación del método de prueba C se pueden utilizar para estimar el asentamiento inducido por el esfuerzo después de una elevación o asentamiento inducido por la humectación. Estos métodos de prueba no abordan la medición de la succión del suelo y las pruebas de colapso de hinchazón controlada por succión. Además, en el método A se pueden sufrir afectaciones por el efecto de cantidades importantes de partículas de gran tamaño, la perturbación de la muestra en el método B y las diferencias entre el grado de humectación de las muestras en el laboratorio y en el campo. Las pruebas unidimensionales de laboratorio simulan la deformación vertical con restricción lateral completa; no simulan el colapso lateral o la hinchazón lateral. El agua del campo y el agua utilizada en las pruebas de laboratorio podría influir en la cantidad de levantamiento/asentamiento en el campo.</p>	



Figura 26 *Aparato de prueba de edómetro para la determinación de la presión de hinchamiento según ASTM D4546-14 (2014)*

Fuente: Sharma & Sivapullaiah (2017)

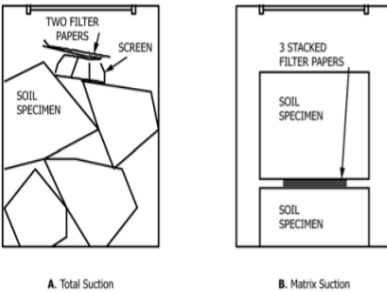
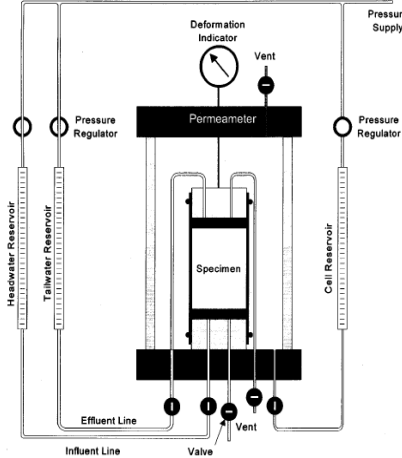
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(ASTM D5298-16, 2016)	Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper	Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper	<p>Cubre papeles filtro de laboratorio como sensores pasivos para evaluar el potencial matricial y total del suelo (succión). Se colocan papeles filtro en un recipiente hermético junto con una muestra durante siete días para permitir suficiente tiempo para la presión de vapor de agua de poro, la presión de vapor de agua de poro en el papel de filtro y la presión de vapor parcial de agua en el aire en el interior el contenedor para alcanzar el equilibrio. La masa de los papeles filtro se determina posteriormente y la succión de la muestra se determina a partir de una relación de calibración del contenido de agua del papel de filtro con succión aplicable al tipo de papel de filtro y el procedimiento de prueba de este método de prueba.</p>	<p>La succión del suelo es una medida de la afinidad del suelo para retener agua y puede proporcionar información sobre los parámetros del suelo como el cambio de volumen, deformación y características de resistencia del suelo. Las mediciones de la succión del suelo se pueden usar con otros parámetros del suelo y ambientales para evaluar los procesos hidrológicos y para evaluar el potencial de elevación o contracción, resistencia al corte, módulo, tensión in situ y conductividad hidráulica de los suelos no saturados. El método de papel de filtro para evaluar la succión es sencillo con un rango de 10 a 100,000 kPa (0.1 a 1000 bares). Se usa un espécimen intacto de suelo o fragmentos de una muestra de suelo.</p>	 <p>A. Total Suction B. Matrix Suction</p>
(ASTM D5084-16, 2016)	Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter	Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter	<p>Cubre la medición de laboratorio de la conductividad hidráulica (también conocida como coeficiente de permeabilidad) de materiales porosos saturados de agua con un permeámetro de pared flexible a temperaturas entre aproximadamente 15 y 30 ° C (59 y 86 ° F), mediante seis métodos alternativos o sistemas hidráulicos descritos (Cabeza constante (Método A), cabeza descendente (Métodos B y C), tasa constante de flujo (Método D), cabeza de volumen constante (Método E), o cabeza descendente de volumen constante (Método F)).</p>	<p>Estos métodos de prueba proporcionan un medio para determinar la conductividad hidráulica a un nivel controlado de esfuerzo efectivo y se aplican al flujo laminar unidimensional de agua dentro de materiales porosos como el suelo y las rocas. Se pueden utilizar en todos los tipos de muestras (intactas, reconstituidas, remodeladas, compactadas, etc.) con una conductividad hidráulica inferior a 1×10^{-6} m/s. Si la conductividad hidráulica es mayor de aproximadamente 1×10^{-6} m/s, pero no más de aproximadamente 1×10^{-5} m/s; entonces el tamaño de la tubería hidráulica debe incrementarse junto con la porosidad de las piezas terminales porosas. Si la conductividad hidráulica es inferior a aproximadamente 1×10^{-6}</p>	

Figura 27 Configuración para equilibrar la succión en un recipiente grande
Fuente: ASTM D5298-16 (2016)

Figura 28 Sistema de cabeza descendente, método C
Fuente: ASTM D5084-16 (2016)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
Propiedades mecánicas	(ASTM D698-12, 2012)	Standard test methods for laboratory compaction of soil using standard effort (12 400 ft-lbf/ft ³ (600 kN-m/m ³))	<p>Cubre tres métodos de compactación de laboratorio utilizados para determinar la relación entre el contenido de agua de moldeo y el peso unitario seco de los suelos (curva de compactación).</p> <p>Un suelo con un contenido de agua seleccionado se coloca en tres capas en un molde de dimensiones dadas, cada capa es compactada por 25 o 56 golpes con un apisonador de 5.50 lbf (24.5-N) que se deja caer desde una altura de 12.0 pulg. (305 mm) produciendo un esfuerzo de compactación de 12 400 pies-lbf /pie³ (600 kN-m/m³). El procedimiento se repite para un número suficiente de contenidos de agua de moldeo para establecer una relación entre el peso unitario seco y el contenido de agua de moldeo para el suelo.</p>	<p>-11 m / s, los sistemas hidráulicos estándar y los entornos de temperatura normalmente no serán suficientes. Las muestras deben tener un diámetro mínimo de 25 mm y una altura mínima de 25 mm y se usan especímenes no perturbados o compactados en laboratorio.</p>	
			<p>El suelo colocado en terraplenes, plataformas de cimentación, bases de carreteras se compacta a un estado denso para obtener propiedades de ingeniería satisfactorias como resistencia al corte, compresibilidad o permeabilidad. Además estas pruebas proporcionan la base para determinar el porcentaje de compactación y el contenido de agua de moldeo necesario para lograr las propiedades requeridas. Estos métodos de ensayo se aplican sólo a los suelos que tienen 30% o menos en masa de partículas retenidas en la malla 3/4 pulg. (19.0 mm) y no se han compactado previamente en el laboratorio. El uso de cada método depende de la indicación en la especificación del material que se está probando, de otra manera la elección debe basarse en la gradación del material. Estos datos, cuando se trazan, representan una relación curvilínea conocida como curva de compactación.</p>	<p>Figura 29 Patrón de apisonador para compactación en molde de 101,6 mm (4 pulg.) Fuente: ASTM D698-12 (2012)</p>	

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(ASTM D1557-12, 2012)	Standard test methods for laboratory compaction of soil using modified effort (56,000 ft-lbf/ft ³ (2,700 kn-m/m ³))	<p>Comprende tres métodos de compactación de laboratorio utilizados para determinar la relación entre el contenido de agua de moldeo y el peso unitario seco de los suelos (curva de compactación).</p> <p>Se pone la muestra con un contenido de agua específico en un molde de diámetro de 4 o 6 pulg., se procede a colocar la misma en 5 capas compactadas por 25 o 56 golpes (según el material a compactar) de un apisonador de 10.00 lbf. (44.48-N) desde una altura de 18.00 pulg. (457.2 mm) produciendo un esfuerzo de compactación de 56 000 pies-lbf /pie³ (2700 kN-m / m³). El procedimiento se repite para un número suficiente de contenidos de agua de moldeo para establecer una relación entre el peso unitario seco y el contenido de agua de moldeo para el suelo.</p>	<p>Sirven para determinar el porcentaje de compactación y el contenido de agua de moldeo, necesarios para lograr las propiedades de ingeniería requeridas como resistencia al cizallamiento, compresibilidad o permeabilidad. Estos métodos de ensayo se aplican sólo a los suelos que tienen 30% o menos en masa de sus partículas retenidas en la malla 3/4 in. (19.0 mm) y no se han compactado previamente en el laboratorio. El uso de cada método depende de la indicación en la especificación del material que se está probando, de otra manera la elección debe basarse en la gradación del material. Estos datos, cuando se trazan, representan una relación curvilínea conocida como curva de compactación.</p>	
	(ASTM D6528-17, 2017)	Standard test method for consolidated undrained direct simple shear testing of fine grain soils	<p>Define las especificaciones del equipo y los procedimientos de prueba para la medición de la resistencia de volumen constante y las características de esfuerzo-deformación de los suelos cohesivos después de la consolidación unidimensional utilizando para ello una tasa constante de modo de carga de deformación por corte simple. Una muestra de suelo cohesivo se limita axialmente entre dos placas rígidas paralelas y laterales, de modo que el área de la sección transversal permanece constante. Se la carga axialmente y se deja consolidar unidimensionalmente. La carga normal máxima se mantiene hasta la finalización de</p>	<p>Está escrito específicamente para dispositivos que prueban muestras paralelepípedas rectangulares o cilíndricas. Es aplicable a la prueba de suelos intactos, reconstituidos en laboratorio y compactados. En esta prueba, la resistencia al corte se mide en condiciones de volumen constante que son equivalentes a las condiciones sin drenaje para una muestra saturada; por lo tanto, la prueba es aplicable a condiciones de campo en donde los suelos se han consolidado completamente bajo un conjunto de esfuerzos, y luego están sujetos a cambios en esfuerzo sin tiempo para que tenga lugar un drenaje adicional. El estado de esfuerzo dentro de la muestra de corte simple no está lo</p>	

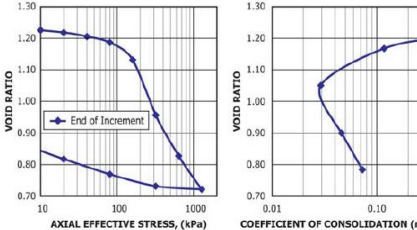
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>un ciclo de compresión secundaria o un día más que el final de la disipación de la presión de agua porosa en exceso para luego aplicar el corte hasta conseguir la falla. El volumen se mantiene constante durante el corte para simular condiciones sin drenaje. Generalmente, se analizan tres o más muestras, cada una bajo una carga normal diferente, para determinar los efectos sobre la resistencia al corte y el desplazamiento.</p>	<p>suficientemente definido ni lo suficientemente uniforme como para permitir una interpretación rigurosa de los resultados. El diámetro mínimo de la muestra será de 45 mm y la altura será de 12 mm. Expresar los datos en términos de esfuerzo cortante y esfuerzo vertical efectivo en el plano horizontal es útil para propósitos de ingeniería, pero no debe confundirse con los parámetros de esfuerzo efectivo derivados de otras pruebas de corte que tienen estados de esfuerzo mejor definidos.</p>	
	(ASTM D2435/D2435M-11, 2020)	Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading	<p>Estos métodos se realizan con la restricción lateral de una muestra de suelo que se carga axialmente mientras se somete a una carga de esfuerzo controlado aplicada de forma incremental, hasta que se disipe el exceso de presión de agua en los poros, empleando un consolidómetro, un dispositivo de carga, y demás aparatos auxiliares. Las mediciones se realizan a partir del cambio en la altura de la muestra y estos datos se utilizan para determinar la relación entre el esfuerzo axial efectivo y la relación o deformación de vacío. Estos métodos de prueba utilizan la teoría de consolidación convencional basada en la ecuación de consolidación de Terzaghi para calcular el coeficiente de consolidación, C_v. En el método de prueba A, se aplica un incremento de carga constante de 24 h, o múltiplos de la misma. Se requieren lecturas de deformación en el tiempo en un mínimo de dos incrementos de carga. Este método de prueba proporciona solo la curva de compresión de la muestra y los</p>	<p>Los datos de la prueba de consolidación se utilizan para estimar la magnitud y la tasa de asentamiento diferencial y total de una estructura o relleno de tierra. Las estimaciones de este tipo son de importancia clave en el diseño de estructuras de ingeniería y la evaluación de su desempeño. Estos métodos de prueba se realizan más comúnmente en muestras intactas saturadas de suelos de grano fino naturalmente sedimentados en agua, sin embargo, el procedimiento de prueba básico es aplicable, también, a muestras de suelos compactados y muestras intactas de suelos formados por otros procesos tales como la meteorización o la alteración química. Los resultados de la prueba pueden verse muy afectados por la alteración de la muestra. Alternativamente, el equipo está disponible para realizar pruebas de consolidación utilizando saturación de contrapresión. Este método de prueba proporciona la curva de compresión con datos explícitos para explicar la compresión secundaria, el coeficiente de consolidación para</p>	 <p>The figure contains two side-by-side graphs. The left graph plots Void Ratio (y-axis, 0.70 to 1.30) against Axial Effective Stress in kPa (x-axis, logarithmic scale from 10 to 1000). It shows a curve that starts at approximately (10, 1.22) and decreases to (1000, 0.72). A legend indicates 'End of Increment' with a blue diamond marker. The right graph plots Void Ratio (y-axis, 0.70 to 1.30) against the Coefficient of Consolidation U (x-axis, logarithmic scale from 0.01 to 0.10). It shows a curve that starts at approximately (0.01, 1.22) and decreases to (0.10, 0.72).</p>

Figura 32 Ejemplo de gráficos de resumen de prueba de consolidación
Fuente: ASTM D2435/D2435M-11 (2020)



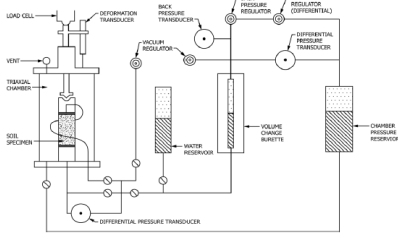
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			resultados combinan tanto la consolidación primaria como las deformaciones de compresión secundarias. Mientras que en el método de prueba B se requieren lecturas de deformación en el tiempo en todos los incrementos de carga. Se aplican incrementos de carga sucesivos después de alcanzar el 100% de consolidación primaria, o en incrementos de tiempo constantes.	materiales saturados y la tasa de compresión secundaria. El diámetro mínimo de la muestra será de 50 mm y la altura de 12 mm.	
	(ASTM D2166/D2166M-16, 2016)	Standard method unconfined compressive strength of cohesive soil	Este método de prueba cubre la determinación de la resistencia a la compresión no confinada del suelo cohesivo. Se pone a cero el indicador de deformación o se registra la lectura inicial del dispositivo electrónico de deformación y se realiza la aplicación controlada por tensión de la carga axial a una muestra de suelo cilíndrica de mínimo 30mm de diámetro, a una velocidad de deformación axial entre 0.5 to 2 %/min y que no exceda de aproximadamente 15 minutos. Continúe cargando hasta que los valores de carga disminuyan al aumentar la tensión, o hasta que se alcance el 15% de deformación axial.	Es aplicable a suelo cohesivo en la condición intacta, remodelada o reconstituida. Se obtiene el esfuerzo de compresión no confinado, que se calcula como el esfuerzo de compresión en caso de falla. La resistencia al corte, su, es la mitad de la resistencia a la compresión no confinada. Este método de prueba es aplicable solo a materiales cohesivos que no expulsan ni purgen agua (agua expulsada del suelo debido a la deformación o compactación) durante la aplicación de carga de la prueba y que retendrán la resistencia intrínseca después de eliminar las presiones de confinamiento, como arcillas o suelos cementados. Las muestras deben tener un diámetro mínimo de 30 mm y la partícula más grande contenida dentro de la muestra de prueba debe ser menor que una décima parte del diámetro de la muestra.	

Figura 33 Prueba de resistencia a la compresión no confinada (UCS) según ASTM D2166/D2166M-16 (2016)
Fuente: Kassa et al. (2020)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(ASTM D2850-15, 2015)	Standard test method for unconsolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils	Este método determina las relaciones de resistencia y esfuerzo-deformación de una muestra cilíndrica de suelo cohesivo. Las muestras se someten a una presión de fluido de confinamiento en una cámara triaxial. No se permite el drenaje de la muestra durante la aplicación de la presión del fluido de confinamiento o durante la fase de compresión de la prueba. La muestra se carga axialmente (corte en compresión sin drenaje) a una tasa constante de deformación axial (control de deformación), con un tiempo transcurrido para alcanzar la tensión máxima del desviador de aproximadamente 15 a 20 min o hasta que se obtenga una deformación axial del 15%.	Aplica a muestras cilíndricas de suelo cohesivo intacto, compactado o remodelado. Deben tener un diámetro mínimo de 3.3 cm. La relación altura-diámetro debe estar entre 2 y 2.5. Este método de prueba proporciona datos para determinar las propiedades de resistencia no drenada y las relaciones de esfuerzo-deformación para los suelos y proporciona la medición de los esfuerzos totales aplicados a la muestra, es decir, los esfuerzos no se corrigen para la presión del agua en los poros. Las envolventes de falla de Mohr pueden trazarse a partir de una serie de pruebas triaxiales no drenadas no consolidadas. La envolvente de falla de Mohr generalmente será una línea recta horizontal sobre todo el rango de tensiones limitantes (valor de $\phi = 0$ y $\tau_f = C_u$). La resistencia triaxial no drenada no consolidada es aplicable a situaciones en las que se supone que las cargas tienen lugar tan rápidamente que no hay tiempo suficiente para que se disipe la presión de poro inducida y para que ocurra la consolidación durante el período de carga (es decir, el drenaje no ocurre).		<p>Figura 34 Elementos del dispositivo GDS y montaje de la muestra según ASTM D2850-15 (2015)</p> <p>Fuente: Jimenez & Zamora (2016)</p>
(ASTM D4767-11, 2020)	Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils	Este método de prueba cubre la determinación de las relaciones de resistencia y esfuerzo-deformación de una muestra cilíndrica de un suelo cohesivo. Las muestras se consolidan isotrópicamente de manera de obtener esfuerzos efectivos y luego se cortan en compresión sin drenaje a una velocidad constante de deformación axial (control de deformación). La carga axial se aplica de forma incremental cada	Aplica a suelo cohesivo saturado intacto, reconstituido o remodelado. Sirve para el cálculo de los esfuerzos totales y efectivos, y la compresión axial mediante la medición de la carga axial, la deformación axial y la presión de los poros del agua, además proporciona datos útiles para determinar las propiedades de resistencia y deformación de los suelos cohesivos, como las envolventes de resistencia de Mohr y el módulo de Young. En general, se		<p>Figura 35 Diagrama esquemático de un aparato triaxial no drenado consolidado típico</p> <p>Fuente: ASTM D4767-11 (2020)</p>

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>cierto intervalo de tiempo adecuado para permitir la igualación de la presión del agua de poro en toda la muestra, hasta que se alcance la falla (diferencia de esfuerzo principal máxima) o una deformación axial del 15%.</p>	<p>analizan tres muestras con diferentes esfuerzos de consolidación efectivos para definir una envolvente de resistencia. La determinación de las envolventes de resistencia y el desarrollo de relaciones para ayudar a interpretar y evaluar los resultados de la prueba están fuera del alcance de este método. Es aplicable a las condiciones de campo donde los suelos que se han consolidado completamente bajo un conjunto de esfuerzos están sujetos a un cambio en el esfuerzo sin tiempo para que se produzca una mayor consolidación (condición sin drenaje). Se obtiene una resistencia al corte que se puede aplicar a condiciones de campo donde puede ocurrir un drenaje completo. La resistencia al corte determinada a partir de la prueba expresada en términos de esfuerzos totales (condiciones sin drenaje) o esfuerzos efectivos (condiciones de drenaje) se usa comúnmente en análisis de estabilidad de terraplenes, cálculos de presión de tierra y diseño de cimientos. Las probetas deben ser cilíndricas y tener un diámetro mínimo de 33 mm. La relación entre la altura y el diámetro promedio debe estar entre 2 y 2,5.</p>	

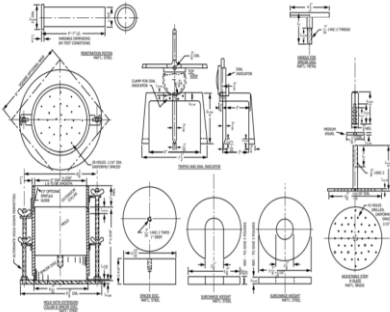
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(ASTM D1883-16, 2016)	Standard test method for California Bearing Ratio (CBR) of laboratory-compacted soils	<p>Este método de prueba cubre la determinación de la relación de soporte de California (CBR) de los materiales de pavimento, subbase y base de pavimento a partir de muestras compactadas de laboratorio.</p> <p>La prueba de laboratorio utiliza un pistón circular para penetrar el material compactado en un molde a una velocidad de penetración constante. El CBR se expresa como la relación de la unidad de carga en el pistón requerida para penetrar 0.1 pulg. (2.5 mm) y 0.2 pulg (5.1 mm) del material de prueba a la unidad de carga requerida para penetrar un material estándar de piedra triturada bien graduada. El suelo se compacta en un molde utilizando un método especificado (Proctor estándar o modificado) y se colocan pesos de recargo de 4.54 kg: Luego este se sumerge en agua para medir su hinchamiento luego de 96 horas (es posible no sumergirla). Finalmente se vuelve a colocar la sobrecarga para obtener un asiento y se aplica la carga sobre el pistón de penetración registrando las lecturas correspondientes a 0.64, 1.30, 1.9, 2.5, 3.18, 3.8, 4.45, 5.1, 7.6, 10 y 13 mm.</p>	<p>Este método de prueba se utiliza para evaluar la resistencia potencial de los materiales de subrasante, subbase y capa de base, incluidos los materiales reciclados para su uso en el diseño de pavimentos de carreteras y aeródromos. El valor de CBR obtenido en esta prueba forma parte integral de varios métodos de diseño de pavimento flexible. Se emplea principalmente para la evaluación de la resistencia de los materiales que tienen un tamaño máximo de partícula de menos de 3/4 pulg. (19 mm), pero puede emplear modificaciones en el caso de materiales de mayor tamaño. Se obtienen resultados variables en los materiales que tienen porcentajes sustanciales de partículas retenidas en el tamiz No. 4 (4.75 mm), por lo que se necesitan más pruebas para que estos materiales establezcan un CBR confiable.</p>	 <p>Figura 37 Aparato de prueba de relación de soporte</p>

Figura 37 Aparato de prueba de relación de soporte
Fuente: ASTM D1883-16 (2016)


Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(ASTM D1586/D1586M-18, 2018)	Standard test method for Standard Penetration Test (SPT) and split-barrel sampling of soils	<p>Este método de prueba describe el procedimiento, conocido como Prueba de Penetración Estándar (SPT), para conducir un muestreador de barril dividido con un martillo de 63,5 kg que se deja caer 30 ± 1 pulgada para obtener una muestra de suelo con fines de identificación, y medir la resistencia del suelo a la penetración del estándar de 2 pulg de diámetro del muestreador.</p> <p>El valor "N" del SPT es el número de golpes de martillo necesarios para impulsar el muestreador a lo largo del intervalo de profundidad de 0,15 a 0,45 m de un intervalo de impulso de 0,45 m.</p>	<p>La prueba proporciona muestras con fines de identificación y proporciona una medida de resistencia a la penetración que se puede utilizar con fines de diseño geotécnico, como para la consistencia de las arcillas (suelos cohesivos). Existen muchas correlaciones publicadas que relacionan el conteo de golpes, o el valor de N, con las propiedades de ingeniería de los suelos. Los valores SPT N se ven afectados por muchas variables permitidas en el diseño y ejecución de la prueba, como el hecho de que los diferentes sistemas de martillo de caída proporcionan energías diversas al muestreador. Este método de prueba está limitado a suelos no litificados o no cementados cuyo tamaño máximo de partícula es aproximadamente la mitad del diámetro de la muestra o menor. Se puede realizar en arcillas de consistencia media a rígida, pero no es confiable en arcillas blandas a muy blandas porque la arcilla cede o "falla" solo bajo el peso estático de las varillas, o el peso de las varillas y el martillo antes de comenzar la prueba, además existe una variación muy grande en las predicción de la resistencia al corte sin drenar de esta arcilla.</p>	

Figura 38 Ensayo de Penetración Estándar SPT de acuerdo a ASTM D1586/D1586M-18 (2018)

Fuente: Escobar et al. (2018)

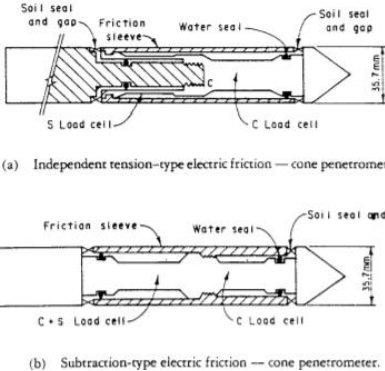
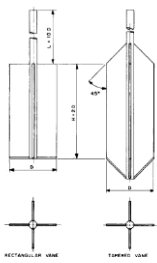
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(ASTM D5778-20, 2020)	Standard test method for electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils	Este método de prueba cubre el procedimiento para determinar la resistencia de la punta de un penetrómetro de forma cónica durante su introducción a medida que avanza en suelos subsuperficiales a una velocidad constante. La punta de un penetrómetro que tiene un ángulo de vértice de 60° y un área de base de cono de 10 o 15 cm ² avanza a través del suelo a una velocidad constante de 20 mm/s. La fuerza sobre el punto cónico (cono) requerida para penetrar el suelo se mide por métodos eléctricos, con un mínimo de cada 50 mm de penetración. La tensión se calcula dividiendo la fuerza medida (fuerza total del cono) por el área de la base del cono para obtener la resistencia del cono, q_c .	Proporcionan un registro detallado de la resistencia de la punta del cono, que es útil para la evaluación de la estratigrafía del sitio, las propiedades de ingeniería, la homogeneidad y la profundidad de las capas firmes, huecos o cavidades y otras discontinuidades. Se puede utilizar para determinar las presiones de agua de poro desarrolladas durante la penetración. Este método prueba el suelo in situ y no se obtienen muestras de suelo. La interpretación de los resultados de este método de prueba proporciona estimaciones de los tipos de suelo penetrado. Los datos de cono electrónico son generalmente más confiables y reproducibles. El equipo de cono mecánico puede resultar útil al penetrar suelos fuertes o rocosos que pueden dañar el equipo de cono electrónico.	 <p>(a) Independent tension-type electric friction — cone penetrometer.</p> <p>(b) Subtraction-type electric friction — cone penetrometer.</p>	
(ASTM D2573/D2573M-18, 2018)	Standard test method for field vane shear test in saturated fine-grained soils	Este método de prueba cubre la prueba de veleta de campo en suelos de arcilla y limo saturados para determinar la resistencia al corte sin drenar. Consiste en colocar una veleta de cuatro hojas en el suelo intacto mediante giros para determinar el par de torsión requerido para cizallar una superficie cilíndrica con la veleta. Generalmente requiere un tiempo hasta el fallo de 2 a 5 min, excepto en arcillas muy blandos en el que el tiempo hasta el fallo puede ser tanto como 10 a 20 min.	Proporciona una indicación de la resistencia al corte no drenado in situ de suelos saturados de grano fino (arcillas y limos) u otros geomateriales saturados de grano fino. La prueba no es aplicable para suelos arenosos o limos no plásticos, que pueden permitir el drenaje durante la prueba. La prueba es aplicable a suelos con resistencias sin drenaje de menos de 200 kPa. Dado que los valores de resistencia al corte de las paletas son siempre más altos que las fuerzas de campo para los análisis a menudo se verifican o comparan con otros métodos para medir la resistencia al corte sin drenar.	 <p>RECTANGULAR VANE</p> <p>TRAPEZOIDAL VANE</p>	

Figura 39 Configuraciones típicas de la punta del penetrómetro eléctrico de cono de fricción

Fuente: ASTM D5778-20 (2020)

Figura 40 Geometría de paletas de campo

Fuente: ASTM D2573/D2573M-18 (2018)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial																																																			
Propiedades físico-químicas	(ASTM E2627-13, 2019)	Standard practice for determining average grain size using Electron Backscatter Diffraction (EBSD) in fully recrystallized polycrystalline materials	Consiste en la determinación del tamaño promedio de grano en una muestra, a partir de escaneos automáticos de difracción de retrodispersión de electrones (EBSD) de materiales policristalinos, empleando para ello, un microscopio electrónico de barrido, cuyo haz se mueve a diversos puntos de la muestra que se encuentran en una cuadrícula regular para posteriormente procesar los datos y permitir la agrupación en granos de los puntos individuales del escaneo según su orientación cristalográfica asociada con un patrón EBSD generado por la interacción del haz de electrones con esa red. El tamaño de grano promedio se determina a partir del promedio de campo de las áreas de grano en función del número de puntos en el mapa EBSD y el tamaño del paso.	Sirve para estimar el tamaño promedio de grano de los materiales policristalinos. Está basado en EBSD mediciones de orientación cristalográfica que son de naturaleza inherentemente cuantitativa. Solo es aplicable a materiales totalmente recristalizados y cualquier material cristalino que produzca patrones de EBSD de calidad suficiente para que un alto porcentaje de los patrones pueda indexarse de manera confiable utilizando software de indexación automatizado. Es aplicable a cualquier tipo de estructura de grano o distribución de tamaño de grano. Si el sistema está mal calibrado, si los datos de la estructura cristalina son incorrectos, o si los parámetros de configuración para los algoritmos de indexación no están optimizados se obtienen resultados sensibles.	<p>Tabla 14 <i>Difracción de rayos X de muestras naturales</i></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>MINERAL</th> <th>FORMULA</th> <th>M3 Contenido (%)</th> <th>M4 Contenido (%)</th> <th>M5 Contenido (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Caolinita</td> <td>$Al_2(Si_2O_5)(OH)_4$</td> <td>30</td> <td>25</td> <td>15</td> </tr> <tr> <td>Cuarzo</td> <td>SiO_2</td> <td>16</td> <td>20</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>Grupo Plagioclasas</td> <td>$(Na, Ca)Al(Si, Al)Si_2O_8$</td> <td>13</td> <td>15</td> <td>24</td> </tr> <tr> <td>Dióxido</td> <td>$CaMgSi_2O_6$</td> <td>12</td> <td>13</td> <td>11</td> </tr> <tr> <td>Mordenita</td> <td>$(Na_2, Ca, K)_4(Al_5Si_4)O_{38} \cdot 28H_2O$</td> <td>7</td> <td>8</td> <td>9</td> </tr> <tr> <td>Muscovita</td> <td>$KAl_2(AlSi_3O_{10})(OH)_2$</td> <td>6</td> <td>5</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Magnetita</td> <td>Fe_3O_4</td> <td>5</td> <td>3</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Gypsum</td> <td>$CaSO_4 \cdot 2H_2O$</td> <td>5</td> <td>2</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente. (ASTM E2627-13, 2019) Licuy & Román (2020)</p>	MINERAL	FORMULA	M3 Contenido (%)	M4 Contenido (%)	M5 Contenido (%)	Caolinita	$Al_2(Si_2O_5)(OH)_4$	30	25	15	Cuarzo	SiO_2	16	20	25	Grupo Plagioclasas	$(Na, Ca)Al(Si, Al)Si_2O_8$	13	15	24	Dióxido	$CaMgSi_2O_6$	12	13	11	Mordenita	$(Na_2, Ca, K)_4(Al_5Si_4)O_{38} \cdot 28H_2O$	7	8	9	Muscovita	$KAl_2(AlSi_3O_{10})(OH)_2$	6	5	3	Magnetita	Fe_3O_4	5	3	3	Gypsum	$CaSO_4 \cdot 2H_2O$	5	2	2						
MINERAL	FORMULA	M3 Contenido (%)	M4 Contenido (%)	M5 Contenido (%)																																																				
Caolinita	$Al_2(Si_2O_5)(OH)_4$	30	25	15																																																				
Cuarzo	SiO_2	16	20	25																																																				
Grupo Plagioclasas	$(Na, Ca)Al(Si, Al)Si_2O_8$	13	15	24																																																				
Dióxido	$CaMgSi_2O_6$	12	13	11																																																				
Mordenita	$(Na_2, Ca, K)_4(Al_5Si_4)O_{38} \cdot 28H_2O$	7	8	9																																																				
Muscovita	$KAl_2(AlSi_3O_{10})(OH)_2$	6	5	3																																																				
Magnetita	Fe_3O_4	5	3	3																																																				
Gypsum	$CaSO_4 \cdot 2H_2O$	5	2	2																																																				
Propiedades químicas	(ASTM E2465-19, 2019)	Standard test method for analysis of ni-base alloys by wavelength dispersive x-ray fluorescence spectrometry	Consiste en el empleo de espectrometría de fluorescencia de rayos X dispersiva por longitud de onda (espectrómetro) para la determinación de varios elementos especificados en diversos rangos de composición, mediante el análisis de aleaciones a base de Ni. Se irradia la muestra (en polvo, pastilla, líquida, sólida) con un haz de rayos X y la intensidad de los rayos x secundarios dispersados se miden mediante detectores adecuados a longitudes de onda seleccionadas. Las concentraciones de los elementos se determinan relacionando la radiación medida de muestras desconocidas con curvas analíticas	Sirve para el control de fabricación y para verificar que el producto cumple con las especificaciones ya que proporciona determinaciones rápidas de elementos múltiples con suficiente precisión para garantizar la calidad del producto. Pueden existir interferencias respecto a efectos de interelemento o efectos de matriz para ciertos elementos para los cuales se puede utilizar corrección matemática.	<p>Tabla 15 <i>Valores de porcentaje en peso de las arcillas (FRX)</i></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Tipo de arcilla</th> <th rowspan="2">Tratamiento</th> <th colspan="5">Porcentaje de concentración (%)</th> </tr> <tr> <th>SiO₂</th> <th>Al₂O₃</th> <th>K₂O</th> <th>Fe₂O₃</th> <th>TiO₂</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">Amarilla</td> <td>Natural</td> <td>46.20</td> <td>13.10</td> <td>0.61</td> <td>2.25</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>Acida</td> <td>61.40</td> <td>14.70</td> <td>0.73</td> <td>2.11</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Gris</td> <td>Natural</td> <td>47.20</td> <td>17.80</td> <td>0.92</td> <td>2.39</td> <td>0.53</td> </tr> <tr> <td>Acida</td> <td>57.50</td> <td>18.60</td> <td>1.04</td> <td>1.77</td> <td>0.52</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Roja</td> <td>Natural</td> <td>25.90</td> <td>17.50</td> <td></td> <td>8.71</td> <td>1.03</td> </tr> <tr> <td>Acida</td> <td>35.90</td> <td>28.30</td> <td></td> <td>12.80</td> <td>1.64</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente: (ASTM E2465-19, 2019) Cando & Noboa (2019)</p>	Tipo de arcilla	Tratamiento	Porcentaje de concentración (%)					SiO ₂	Al ₂ O ₃	K ₂ O	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	Amarilla	Natural	46.20	13.10	0.61	2.25	0.40	Acida	61.40	14.70	0.73	2.11	0.50	Gris	Natural	47.20	17.80	0.92	2.39	0.53	Acida	57.50	18.60	1.04	1.77	0.52	Roja	Natural	25.90	17.50		8.71	1.03	Acida	35.90	28.30		12.80	1.64
Tipo de arcilla	Tratamiento	Porcentaje de concentración (%)																																																						
		SiO ₂	Al ₂ O ₃	K ₂ O	Fe ₂ O ₃	TiO ₂																																																		
Amarilla	Natural	46.20	13.10	0.61	2.25	0.40																																																		
	Acida	61.40	14.70	0.73	2.11	0.50																																																		
Gris	Natural	47.20	17.80	0.92	2.39	0.53																																																		
	Acida	57.50	18.60	1.04	1.77	0.52																																																		
Roja	Natural	25.90	17.50		8.71	1.03																																																		
	Acida	35.90	28.30		12.80	1.64																																																		

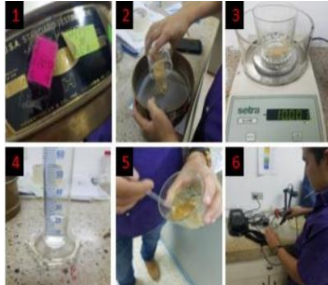
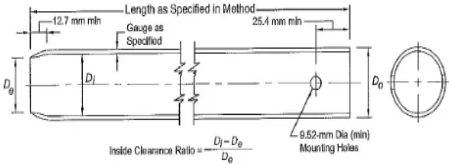

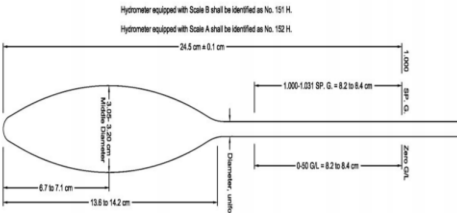
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(ASTM D4972-19, 2019)	Standard test methods for pH of soils	Se proporcionan dos métodos para medir el pH de los suelos. El pH se determina en agua de prueba y una solución de cloruro de calcio para ambos métodos. En el método A, el pH se mide utilizando un potenciómetro con un sistema de electrodos sensibles al pH. Mientras que en el método B, se mide con papel sensible al pH.	preparadas con materiales de referencia adecuados.	El pH del suelo es una variable útil para determinar la solubilidad de los minerales del suelo, la movilidad de los iones en el suelo y evaluar la viabilidad del ambiente suelo-planta. Las mediciones en suelos o fracciones de suelo que tienen tamaños de partículas mayores de 2.0 mm (No. 10) por estos métodos de prueba pueden ser inválidas. Si se usa suelo con partículas mayores de 2.0 mm, debe indicarse en el informe ya que los resultados pueden ser significativamente diferentes. El método A debe usarse cuando la aplicación garantiza un mayor nivel de resolución aunque tiene posibles interferencias debido a un efecto de suspensión o potencial de sedimentación que puede ser mitigada, mientras que el papel sensible al pH es una medida menos precisa y solo debe usarse para una estimación aproximada del pH del suelo.	

Figura 41 *Proceso para ensayo de pH según ASTM D4972-19 (2019)*
Fuente: Larrea & Rivas (2019)

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Tabla 16 Normas de AASHTO

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial																											
Toma de muestras	(AASHTO T 207-12, 2016)	Standard method of test for thin-walled tube sampling of soils	Se obtiene una muestra relativamente intacta presionando un tubo de metal de pared delgada en el suelo in situ en el fondo de un taladro, retirando el tubo lleno de tierra y sellando los extremos para evitar que el suelo se altere o pierda humedad.	Este método se utiliza cuando es necesario obtener un espécimen relativamente intacto adecuado para pruebas de laboratorio de propiedades de ingeniería (como resistencia, compresibilidad, permeabilidad y densidad) u otras pruebas que puedan ser influenciadas por la alteración del suelo. Consulte el método de prueba apropiado para conocer el tamaño mínimo de muestra para determinar si el tubo será apropiado para esa prueba.	 <p>Figura 42 <i>Tubo de pared delgada para muestreo</i> Fuente: AASHTO T 207-12 (2016)</p>																											
	(AASHTO M 146-91, 2017)	Standard specification for terms relating to subgrade, soil-aggregate, and fill materials	Estas definiciones cubren los términos utilizados en las descripciones y especificaciones de materiales que se producen o se emplean en la construcción de sub rasantes, bases de suelo y agregados de suelo y rellenos. (AASHTO M 146-91, 2017)	Se contempla una tabla para la definición del tamaño de grano, que sirve posteriormente para la clasificación del suelo; así como demás términos empleados en la construcción de carreteras.	<p>Tabla 17 <i>Especificación AASTHO M146 para clasificación de suelos</i></p> <table border="1" data-bbox="1407 836 1890 966"> <thead> <tr> <th>Coloides</th> <th>Arcilla</th> <th>Limo</th> <th>Arena fina</th> <th>Arena gruesa</th> <th>Grava forma</th> <th>Grava media</th> <th>Grava gruesa</th> <th>Cantos rodados</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Medidas de las mallas</td> <td></td> <td></td> <td>200-40</td> <td>40-10</td> <td>10-½"</td> <td>½"-¾"</td> <td>¾"-3"</td> <td>3"</td> </tr> <tr> <td><0.001 mm</td> <td>0.001 mm</td> <td>0.002-0.08 mm</td> <td>0.08-0.4 mm</td> <td>0.4-2.0 mm</td> <td>2.0-8.0 mm</td> <td>2.08-20 mm</td> <td>20-80 mm</td> <td>>80 mm</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente: (AASHTO M 146-91, 2017) M. Á. Ramos (2017)</p>	Coloides	Arcilla	Limo	Arena fina	Arena gruesa	Grava forma	Grava media	Grava gruesa	Cantos rodados	Medidas de las mallas			200-40	40-10	10-½"	½"-¾"	¾"-3"	3"	<0.001 mm	0.001 mm	0.002-0.08 mm	0.08-0.4 mm	0.4-2.0 mm	2.0-8.0 mm	2.08-20 mm	20-80 mm	>80 mm
Coloides	Arcilla	Limo	Arena fina	Arena gruesa	Grava forma	Grava media	Grava gruesa	Cantos rodados																								
Medidas de las mallas			200-40	40-10	10-½"	½"-¾"	¾"-3"	3"																								
<0.001 mm	0.001 mm	0.002-0.08 mm	0.08-0.4 mm	0.4-2.0 mm	2.0-8.0 mm	2.08-20 mm	20-80 mm	>80 mm																								
Propiedades físicas	(AASHTO T 265-15, 2019)	Standard method of test for laboratory determination of moisture content of soils	Se pesa un recipiente limpio y seco con su tapa y se coloca la muestra de contenido de humedad en el recipiente. Vuelva a colocar la tapa inmediatamente y pese el recipiente, incluida la tapa y la muestra húmeda. Retire la tapa y coloque el recipiente con la muestra húmeda en el horno de secado mantenida a una temperatura de 110°C±5 °C y seque durante la noche (15 h mínimo) o seque hasta que la pérdida de masa de la muestra después de 1 hora de secado adicional	Este método cubre la determinación de laboratorio del contenido de humedad de los suelos. El secado en horno a 110±5 °C no da como resultado valores confiables de contenido de humedad para el suelo que contiene yeso u otros minerales que tienen agua débilmente ligada por la hidratación o para el suelo que contiene cantidades significativas de material orgánico. Se pueden obtener	<p>Tabla 18 <i>Muestra para la prueba</i></p> <table border="1" data-bbox="1428 1144 1848 1307"> <thead> <tr> <th>Maximum Particle Size</th> <th>Minimum Mass of Sample, g</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.425-mm (No. 40) sieve</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>4.75-mm (No. 4) sieve</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>12.5-mm (½ in.)</td> <td>300</td> </tr> <tr> <td>25.0-mm (1 in.)</td> <td>500</td> </tr> <tr> <td>50-mm (2 in.)</td> <td>1000</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente: AASHTO T 265-15 (2019)</p>	Maximum Particle Size	Minimum Mass of Sample, g	0.425-mm (No. 40) sieve	10	4.75-mm (No. 4) sieve	100	12.5-mm (½ in.)	300	25.0-mm (1 in.)	500	50-mm (2 in.)	1000															
Maximum Particle Size	Minimum Mass of Sample, g																															
0.425-mm (No. 40) sieve	10																															
4.75-mm (No. 4) sieve	100																															
12.5-mm (½ in.)	300																															
25.0-mm (1 in.)	500																															
50-mm (2 in.)	1000																															

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			sea menor al 0.1 por ciento (masa constante).	valores confiables de contenido de humedad para estos suelos secándolos en un horno a aproximadamente 60 °C.	
(AASHTO T 100-15, 2019)	Standard method of test for specific gravity of soils	Se realiza la calibración del picnómetro, mediante el pesaje de picnómetro más agua y su control de temperatura (la misma que probablemente se emplee en el pesaje del picnómetro+agua+suelo). Luego la muestra deberá tener agua destilada agregada a un nivel que cubra el suelo hasta un máximo de aproximadamente tres cuartos en el matraz volumétrico, o aproximadamente medio lleno en la botella tapada y se procede a eliminar el aire atrapado mediante el sometimiento del contenido a una bomba de vacío, una campana de aire o hirviéndolo suavemente durante al menos 10 minutos. Finalmente se llena el picnómetro con agua destilada hasta su capacidad calibrada y luego se limpia y se seca el exterior para determinar la masa del picnómetro con agua y el suelo, y la temperatura en grados Celsius.	Cubre la determinación de la gravedad específica de los suelos mediante un picnómetro. Cuando el valor de la gravedad específica se va a utilizar en cálculos relacionados con la porción del hidrómetro, se pretende que la prueba de gravedad específica se realice en esa porción del suelo que pasa los 2.00 mm (No. 10) tamiz. El queroseno es mejor agente humectante que el agua para la mayoría de los suelos y puede usarse en lugar de agua destilada para muestras secadas al horno. El suelo que se utilizará en la prueba de gravedad específica puede contener su humedad natural o secarse al horno. Es aplicable a partículas pasantes al tamiz No. 4 (4.75 mm).		<p>Figura 43 Limpieza del cuello del matraz aforado según AASHTO T 100-15 (2019) Fuente: Federal Highway Administration (2019)</p>
(AASHTO T 88-19, 2019)	Standard method of test for particle size analysis of soils	Se pesará la porción representativa de la muestra original secada al aire seleccionada para la prueba. La porción de la muestra retenida en el tamiz de 2.00 mm (No. 10) se separará en una serie de tamaños según sea necesario dependiendo de la muestra o de la especificación del material que se está probando. La fracción que pasa el tamiz de 2.00 mm es separada y la muestra para el análisis del hidrómetro se pesará, se colocará en un vaso de precipitados de 250 ml, se cubrirá con 125 ml de solución con agente dispersante (hexametáfosfato de sodio), se agitará completamente con	Este método describe un procedimiento para la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas en los suelos. Los porcentajes acumulados de granos de diferentes diámetros se trazarán en papel semilogarítmico para obtener una curva de acumulación de tamaño de grano. Se emplea suelo perturbado. La cantidad mínima requerida de material retenido en el tamiz de 4.75 mm, el tamiz de 2.00 mm o el tamiz de 0.425 mm depende		<p>Figura 44 Hidrómetro Fuente: AASHTO T 88-19 (2019)</p>


Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>una varilla de vidrio y se dejará remojar por un mínimo de 12 horas. Después de la dispersión, la mezcla se transferirá al gradiente de vidrio (cilindro de sedimentación) y se agrega agua destilada hasta que la mezcla alcance un volumen de 1000 ml. Luego se tomarán las lecturas con el hidrómetro al tiempo de 120 segundos y 5,15,30,60,250 y 1440 minutos, junto con la temperatura. Finalmente la suspensión se lava en el tamiz de 0.075mm (No.200) y la fracción retenida se secará en un horno a $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ y se realizará un análisis de tamiz utilizando los tamices de 0.425 mm y 0.075 mm y cualquier otro tamiz que pueda requerir el material. Se determinará también la humedad higroscópica. Para el ensayo de granulometría en material retanido en el tamiz de 2.00 mm se emplean los tamices de 75, 50, 25.0, 9.5, and 4.75 mm.</p>	<p>del tamaño máximo de partícula.</p>	
	(AASHTO T 89-13, 2017)	<p>Standard method of test for determining the liquid limit of soils</p>	<p>Se proporcionan dos métodos para la obtención del límite líquido. -En el método A (método multipunto), se coloca la muestra en el plato y se forma una pasta al mezclarla con agua destilada. Luego se la sitúa en la taza, se extiende con la espátula, se realiza una ranura y se aplican los golpes dejando caer la copa girando la manivela a una velocidad de aproximadamente dos revoluciones por segundo, hasta que las dos mitades del suelo se unan a lo largo de una distancia de aproximadamente 13 mm (0.5 pulg.). Luego se determina el contenido de humedad. Repita los pasos un mínimo de dos veces. El objetivo es tener una determinación en los tres rangos de choque 25-35, 20-30 y 15-25 y abarcar un rango de al menos 10 golpes.</p>	<p>El límite líquido de un suelo es el contenido de agua, según se determina de acuerdo con este procedimiento, en el cual el suelo pasa de un plástico a un estado líquido. Se obtiene una curva de flujo en un gráfico semi-logarítmico con contenido de humedad en el eje vertical aritmético y el número de choques en el eje horizontal logarítmico. La curva de flujo es una línea recta dibujada lo más cerca posible a través de tres o más puntos trazados; con esto se determina el límite de líquido. Mientras que en el método B se emplean fórmulas. El contenido de humedad en la intersección de la curva de</p>	

Figura 45 Dispositivo de límite de líquido con muestra de suelo colocada
Fuente: AASHTO T 89-13 (2017)


Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>-El método B (método de punto único) sigue el procedimiento anterior, excepto que el suelo debe prepararse con agua para producir una consistencia que cierre las dos mitades de la superficie del suelo al menos 13 mm (0.5 pulg.) dentro de 22 a 28 golpes de la copa. Se regresa este suelo al plato y sin agregar agua se repite el proceso. Si el cierre se produce nuevamente dentro del rango aceptable y está dentro de 2 golpes del primero, obtenga una muestra de contenido de humedad y el límite líquido mediante las fórmulas especificadas en la norma.</p>	<p>flujo y la línea de 25 golpes es el límite de líquido. Algunos suelos son lentos para absorber agua. Es posible agregar agua tan rápido que se obtiene un valor LL falso. Esto se puede evitar permitiendo más mezcla y / o tiempo. Las muestras perturbadas pueden ser preparadas en seco u húmedas (perturbadas o contenido de humedad natural igual o mayor). Se utiliza junto con AASHTO T 90, que determina el límite de plástico y el índice de plasticidad de los suelos. Los tres valores se utilizan para la clasificación del suelo y otros fines.</p>	
	AASHTO T 90-16, 2016)	Standard method of test for determining the plastic limit and plasticity index of soils	<p>Se proporcionan dos procedimientos para extender muestras de suelo: el método de rodadura manual y el método del dispositivo de límite de plástico. Obtenga aproximadamente 10 g de suelo preparado con agua destilada hasta que la masa se vuelva lo suficientemente plástica como para formar una bola fácilmente. Se extrae una muestra de 1.5 a 2g y se emplean el método del balanceo manual en el que se hace rodar la masa entre los dedos o la palma de la mano y la placa de vidrio esmerilado con la presión suficiente para enrollar la masa en un hilo de diámetro uniforme en toda su longitud. La muestra debe enrollarse en el hilo de 3 mm (1/8 pulg.) en no más de 2 minutos o el método de dispositivo de límite de plástico, en el cual se coloca la masa de tierra en la placa inferior y la placa superior en contacto con la masa del suelo. Se hace rodar la masa entre las placas con suficiente presión para formar la masa</p>	<p>El límite plástico de un suelo es el contenido de agua más bajo determinado de acuerdo con este procedimiento en el cual el suelo permanece plástico. El índice de plasticidad de un suelo es el rango en contenido de agua, expresado como un porcentaje de la masa del suelo secado al horno, dentro del cual el material está en estado plástico. Este método de prueba a menudo se realiza junto con T 89, que se utiliza para determinar el límite líquido de los suelos. Los tres valores se utilizan para la clasificación del suelo y otros fines. El procedimiento de límite de plástico a menudo se ejecuta junto con el procedimiento de límite de líquido.</p>	

Figura 46 Método de enrollado manual
Fuente: (AASHTO T 90-16, 2016) Federal Highway Administration (2019)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial																																																																																																																																														
			<p>en un hilo de diámetro uniforme a lo largo de su longitud, de modo que la placa superior entre en contacto con los rieles laterales en 2 minutos. Luego rompa el hilo en seis u ocho piezas cuando el diámetro del hilo alcance 3 mm y continúe enrollando hasta que se alcance el desmoronamiento. Se debe repetir el proceso hasta que se hayan probado los 10 g. Finalmente se determina el contenido de humedad. El Índice de Plasticidad (PI) del suelo es igual a la diferencia entre el Límite Líquido (LL) y el Límite Plástico (PL).</p>																																																																																																																																																
	(AASHTO M 145-91, 2017)	Classification of soil and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes	<p>Esta práctica describe un procedimiento para clasificar los suelos en siete grupos según la determinación de laboratorio de la distribución del tamaño de partícula, el límite de líquido y el índice de plasticidad.</p> <p>La evaluación de los suelos dentro de cada grupo se realiza mediante un "índice de grupo", que es un valor calculado a partir de una fórmula empírica. De acuerdo con el sistema AASHTO, los suelos se dividen en dos grupos principales. Estos son los materiales granulares con 35 por ciento o menos pasando el tamiz de 75 µm (No. 200), que se clasifican en los grupos A-1, A-2 y A-3 y los subgrupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-6 y A-2-7 y los materiales de limo-arcilla con más del 35 por ciento pasando el tamiz de 75 µm (No. 200), que se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 con el subgrupo A-7-5 y A-7-6. Para esta clasificación se depende del porcentaje de material pasante en los tamices, el índice líquido y el índice de plasticidad.</p>	<p>La clasificación de grupo, incluido el índice de grupo, debería ser útil para determinar la calidad relativa del material del suelo para su uso en estructuras de movimiento de tierras, particularmente terraplenes, subrasantes, subbases y bases. Sin embargo, para el diseño detallado de estructuras importantes, generalmente se requerirán datos adicionales sobre las características de resistencia o rendimiento del suelo en condiciones de campo.</p>	<p>Tabla 19 <i>Clasificación de suelos y mezclas de suelos y agregados</i></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">General Classification</th> <th colspan="6">Granular Materials (35 Percent or Less Passing 75 mm)</th> <th colspan="4">Silt-Clay Materials (More Than 35 Percent Passing 75 mm)</th> </tr> <tr> <th>A-1</th> <th>A-1-b</th> <th>A-3</th> <th>A-2-4</th> <th>A-2-5</th> <th>A-2-6</th> <th>A-2-7</th> <th>A-4</th> <th>A-5</th> <th>A-6</th> <th>A-7</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Group Classification</td> <td>A-1-a</td> <td>A-1-b</td> <td>A-3</td> <td>A-2-4</td> <td>A-2-5</td> <td>A-2-6</td> <td>A-2-7</td> <td>A-4</td> <td>A-5</td> <td>A-6</td> <td>A-7-5</td> </tr> <tr> <td>Seve analysis, percent passing:</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>2.00 mm (No. 10)</td> <td>50 max</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>0.425 mm (No. 40)</td> <td>30 max</td> <td>50 max</td> <td>51 min</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>75 mm (No. 200)</td> <td>15 max</td> <td>25 max</td> <td>10 max</td> <td>35 max</td> <td>35 max</td> <td>35 max</td> <td>35 max</td> <td>36 min</td> <td>36 min</td> <td>36 min</td> <td>36 min</td> </tr> <tr> <td>Characteristics of fraction passing 0.425 mm (No. 40)</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Liquid limit</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>40 max</td> <td>41 min</td> <td>40 max</td> <td>41 min</td> <td>41 min</td> <td>40 max</td> <td>41 min</td> <td>40 max</td> <td>41 min</td> </tr> <tr> <td>Plasticity index</td> <td>6 max</td> <td>—</td> <td>NP</td> <td>10 max</td> <td>10 max</td> <td>11 min</td> <td>11 min</td> <td>10 max</td> <td>10 max</td> <td>11 min</td> <td>11 min^a</td> </tr> <tr> <td>Usual types of significant constituent materials</td> <td>Stone fragments, gravel and sand</td> <td>—</td> <td>Fine Sand</td> <td colspan="4">Silty or clayey gravel and sand</td> <td colspan="2">Silty soils</td> <td colspan="2">Clayey soils</td> </tr> <tr> <td>General rating as subgrade</td> <td colspan="6">Excellent to Good</td> <td colspan="5">Fair to Poor</td> </tr> </tbody> </table>	General Classification	Granular Materials (35 Percent or Less Passing 75 mm)						Silt-Clay Materials (More Than 35 Percent Passing 75 mm)				A-1	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7	Group Classification	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5	Seve analysis, percent passing:												2.00 mm (No. 10)	50 max	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.425 mm (No. 40)	30 max	50 max	51 min	—	—	—	—	—	—	—	—	75 mm (No. 200)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min	Characteristics of fraction passing 0.425 mm (No. 40)												Liquid limit	—	—	40 max	41 min	40 max	41 min	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	Plasticity index	6 max	—	NP	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min ^a	Usual types of significant constituent materials	Stone fragments, gravel and sand	—	Fine Sand	Silty or clayey gravel and sand				Silty soils		Clayey soils		General rating as subgrade	Excellent to Good						Fair to Poor				
General Classification	Granular Materials (35 Percent or Less Passing 75 mm)						Silt-Clay Materials (More Than 35 Percent Passing 75 mm)																																																																																																																																												
	A-1	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7																																																																																																																																								
Group Classification	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5																																																																																																																																								
Seve analysis, percent passing:																																																																																																																																																			
2.00 mm (No. 10)	50 max	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—																																																																																																																																								
0.425 mm (No. 40)	30 max	50 max	51 min	—	—	—	—	—	—	—	—																																																																																																																																								
75 mm (No. 200)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min																																																																																																																																								
Characteristics of fraction passing 0.425 mm (No. 40)																																																																																																																																																			
Liquid limit	—	—	40 max	41 min	40 max	41 min	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min																																																																																																																																								
Plasticity index	6 max	—	NP	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min ^a																																																																																																																																								
Usual types of significant constituent materials	Stone fragments, gravel and sand	—	Fine Sand	Silty or clayey gravel and sand				Silty soils		Clayey soils																																																																																																																																									
General rating as subgrade	Excellent to Good						Fair to Poor																																																																																																																																												

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial																
	(AASHTO T 258-81, 2018)	Standard method of test for determining expansive soils	<p>Cubre un método para determinar si un suelo es expansivo y métodos para predecir la cantidad de hinchamiento. Se cuenta con una tabla que determina qué tan potencialmente expansivo está el suelo usando el límite líquido, el índice de plasticidad y la succión natural del suelo.</p> <p>Se tienen dos métodos para la prueba de hinchamiento de sobrecarga y procedimiento de predicción.</p> <p>Método I-se prepara una muestra no perturbada para pruebas de consolidación. Después de que la muestra se haya colocado en el consolidómetro, se aplica una carga igual a la presión de sobrecarga existente en la muestra. Esta carga se mantendrá hasta que el indicador de cuadrante del extensómetro indique que ha cesado todo ajuste a la carga aplicada. Durante la aplicación de este período de carga y ajuste, se debe tener mucho cuidado para evitar la desecación. La muestra se inunda y se deja alcanzar un equilibrio como lo indica el medidor de cuadrante del extensómetro. Luego, la muestra se descarga a la presión deseada, en decrementos de carga que normalmente utiliza un laboratorio, produciendo así una curva de hinchamiento.</p> <p>Método II- Es el mismo que el Método I hasta el punto donde la muestra se inunda y se registra el oleaje total. En este punto, se sigue una secuencia de carga de consolidación-rebote normal para producir las curvas deseadas.</p>	<p>La cantidad de hinchamiento que se espera en un estrato se determina mediante uno de los siguientes métodos descritos. Cuando se necesita una determinación más precisa de la cantidad de oleaje, se debe utilizar el Procedimiento de prueba de hinchamiento de sobrecarga. Debido al tiempo y los costos necesarios para realizar la Prueba de sobrecarga, se puede usar procedimientos empíricos para estimar el hinchamiento en donde las condiciones no requieren una determinación más exacta.</p>	<p>Tabla 20 <i>Determinación del grado de expansión en el suelo</i></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Degree of Expansion</th> <th>LL</th> <th>PI</th> <th>τ_{ur}, kPa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>High</td> <td>>60</td> <td>>35</td> <td>>383 kPa</td> </tr> <tr> <td>Marginal</td> <td>50-60</td> <td>25-35</td> <td>144 to 383 kPa</td> </tr> <tr> <td>Low</td> <td><50</td> <td><25</td> <td><144 kPa</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente: AASHTO T 258-81 (2018)</p>	Degree of Expansion	LL	PI	τ_{ur} , kPa	High	>60	>35	>383 kPa	Marginal	50-60	25-35	144 to 383 kPa	Low	<50	<25	<144 kPa
Degree of Expansion	LL	PI	τ_{ur} , kPa																		
High	>60	>35	>383 kPa																		
Marginal	50-60	25-35	144 to 383 kPa																		
Low	<50	<25	<144 kPa																		

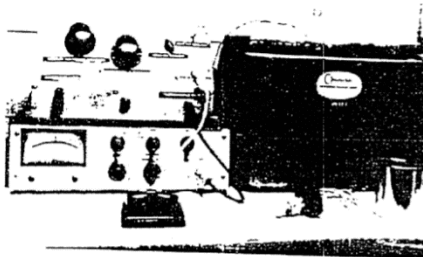

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(AASHTO T 273-86, 2018)	Standard method of test for soil suction	<p>La succión total del suelo, según lo determinado por este método de prueba, es la fuerza responsable de la retención de agua del suelo, y es la suma de la matriz y los componentes osmóticos.</p> <p>El psicrómetro termopar mide la humedad relativa en el suelo mediante una técnica llamada enfriamiento Peltier. Al hacer que una pequeña corriente continua de aproximadamente cuatro a ocho miliamperios fluya a través de la unión del termopar durante aproximadamente 15 segundos en la dirección correcta, esta unión se enfriará y el agua se condensará cuando se alcance la temperatura del punto de rocío. La condensación de esta agua inhibe el enfriamiento adicional de la unión y la diferencia de voltaje desarrollada entre el termopar y las uniones de referencia se puede medir usando un microvoltímetro. Con la calibración adecuada, la salida del psicrómetro de termopar en microvoltios se puede convertir directamente a la succión del suelo en unidades convenientes de presión.</p>	<p>Sirve para determinar la fuerza de succión total del suelo utilizando psicrómetros de termopar. Los voltajes típicos de salida del psicrómetro termopar varían desde menos de un microvoltio para humedades relativas cercanas al 100 por ciento o succión total del suelo inferior a 95.76 kPa a aproximadamente 25 microvoltios para humedades relativas de alrededor del 95 por ciento o succiones totales del suelo de aproximadamente 5746 kPa. Se trabaja con muestras no perturbadas obtenidas mediante un tubo de metal de pared delgada.</p>	
Propiedades mecánicas	(AASHTO T 99-19, 2019)	Moisture-density relations of soils using a 2.5-kg (5.5-lb) rammer and a 305-mm (12-in.) drop	<p>Está destinado a determinar la relación entre el contenido de humedad y la densidad de los suelos compactados en un molde de un tamaño determinado con un apisonador de 2.5 kg que cae desde una altura de 305 mm. Se proporcionan cuatro procedimientos alternativos que difieren en el diámetro del molde y el tamaño del tamiz del material pasante a emplearse. Se determina la masa del molde limpio y seco, incluyendo la placa base, pero excluyendo el collar de extensión. Se mezcla la muestra con suficiente agua para humedecerla aproximadamente 4</p>	<p>Cuando la densidad en seco se representa en el eje vertical versus el contenido de humedad en el eje horizontal y los puntos se conectan con una línea suave, se desarrolla una curva de densidad de humedad. Las coordenadas del pico de la curva son la densidad seca máxima, o simplemente "densidad máxima", y el "contenido óptimo de humedad" del suelo. Este método de prueba se aplica a mezclas de suelo que tienen un 40 por ciento o</p>	

Figura 47 Aparato de succión de suelo

Fuente: AASHTO T 273-86 (2018)

Figura 48 AASHTO T 99-19 (2019) Procedimiento
Fuente: Center for Training Transportation Professionals (2020)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>a 8 puntos porcentuales por debajo del contenido óptimo de humedad y se compactara en el molde en 3 capas de 25 golpes para el método A y C; y 56 golpes para el método B y D. Finalmente, se determina la masa del molde y el suelo húmedo; además de la muestra para determinar el contenido de humedad. Este procedimiento se repite agregando agua para aumentar el contenido de humedad en 1 a 2 puntos porcentuales y se continúa hasta que haya una disminución o ningún cambio en la masa húmeda. Habrá un mínimo de tres puntos en el lado seco de la curva y dos puntos en el lado húmedo. Para suelos no cohesivos y drenables, un punto en el lado húmedo es suficiente.</p>	<p>menos retenido en el tamiz de 4.75 mm- (No. 4), cuando se usa el Método A o B y un 30 por ciento o menos retenido en el 19.0 mm (3 / 4- pulg.) tamiz, cuando se utiliza el Método C o D. El material retenido en estos tamices se definirá como partículas sobredimensionadas (partículas gruesas). El secado de la muestra puede realizarse al aire o mediante el uso de un aparato de secado mantenido a una temperatura que no exceda los 60 ° C. Si no se especifica ningún método, regirán las disposiciones del Método A.</p>	
	(AASHTO T 180-19, 2019)	<p>Moisture-density relations of soils using a 4.54-kg (10-lb) rammer and a 457-mm (18-in.) drop</p>	<p>Este método de prueba están destinados a determinar la relación entre el contenido de humedad y la densidad de los suelos compactados en un molde de un tamaño determinado con un apisonador de 4.54 kg que cae desde una altura de 457 mm. Se proporcionan cuatro procedimientos alternativos que difieren en el diámetro del molde y el tamaño del tamiz del material pasante a emplearse. Se determina la masa del molde limpio y seco, incluyendo la placa base, pero excluyendo el collar de extensión. Se mezcla la muestra con suficiente agua para humedecerla aproximadamente 4 a 8 puntos porcentuales por debajo del contenido óptimo de humedad y se compactará en el molde en 5 capas de 25 golpes para el método A y C; y 56 golpes para el método B y D. Finalmente, se determina la masa del molde y el suelo húmedo; además de la muestra para determinar el contenido de humedad. Este procedimiento se</p>	<p>Cuando la densidad en seco se representa en el eje vertical versus el contenido de humedad en el eje horizontal y los puntos se conectan con una línea suave, se desarrolla una curva de densidad de humedad. Las coordenadas del pico de la curva son la densidad seca máxima, o simplemente "densidad máxima", y el "contenido óptimo de humedad" del suelo. Este método de prueba se aplica a mezclas de suelo que tienen un 40 por ciento o menos retenido en el tamiz de 4.75 mm- (No. 4), cuando se usa el Método A o B y un 30 por ciento o menos retenido en el 19.0 mm (3 / 4- pulg.) tamiz, cuando se utiliza el Método C o D. El material retenido en estos tamices se definirá como partículas sobredimensionadas</p>	

Figura 49 Molde cilíndrico y placa base
Fuente: AASHTO T 180-19 (2019)


Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>repite agregando agua para aumentar el contenido de humedad en 1 a 2 puntos porcentuales y se continúa hasta que haya una disminución o ningún cambio en la masa húmeda. Habrá un mínimo de tres puntos en el lado seco de la curva y dos puntos en el lado húmedo. Para suelos no cohesivos y drenables, un punto en el lado húmedo es suficiente.</p>	<p>(partículas gruesas). El secado de la muestra puede realizarse al aire o mediante el uso de un aparato de secado mantenido a una temperatura que no exceda los 60 ° C. Si no se especifica ningún método, regirán las disposiciones del Método A.</p>	
	(AASHTO T 208-15, 2019)	Standard method of test for unconfined compressive strength of cohesive soil	<p>Consiste en emplear una muestra cilíndrica y colocarla en el dispositivo de carga (dispositivo de compresión). Se pone a cero el indicador de deformación y se aplica la carga para producir una deformación axial a una velocidad de 1/2 a 2%/min. Registre los valores de carga, deformación y tiempo a intervalos suficientes para definir la forma de la curva de esfuerzo-deformación (generalmente son suficientes de 10 a 15 puntos), con una velocidad de deformación para que el tiempo de falla no exceda aproximadamente 15 minutos. Continúe cargando hasta que los valores de carga disminuyan al aumentar la tensión, o hasta alcanzar un 15% de tensión. Determine el contenido de agua de la muestra de prueba utilizando la muestra completa, a menos que se obtengan recortes representativos para este propósito, como en el caso de muestras no perturbadas.</p>	<p>Cubre la determinación de la resistencia a la compresión no confinada del suelo cohesivo en la condición no perturbada, remodelada o compactada, utilizando la aplicación controlada por tensión de la carga axial. Este método de prueba proporciona un valor aproximado de la resistencia de los suelos cohesivos en términos de esfuerzos totales. Este método de prueba es aplicable solo a materiales cohesivos que no expulsarán el agua (agua expulsada del suelo debido a la deformación o compactación) durante la porción de carga de la prueba y que retendrán la resistencia intrínseca después de la eliminación de presiones de confinamiento, como arcillas o suelos cementados. Los suelos secos y desmenuzables, materiales fisurados o variados, limos, turbas y arenas no se pueden analizar con este método para obtener valores válidos de resistencia a la compresión no confinada. El propósito principal de la prueba de compresión no confinada es obtener rápidamente la resistencia a la</p>	

Figura 50 Foto de una muestra fallida de AASHTO T 208-15 (2019)
Fuente: Federal Highway Administration (2019)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(AASHTO T 216-07, 2016)	Standard method of test for one-dimensional consolidation properties of soils	<p>Cubre los procedimientos para determinar la magnitud y la tasa de consolidación del suelo cuando se restringe lateralmente y se drena axialmente mientras se somete a una carga de esfuerzo controlado aplicada de forma incremental. Se proporcionan dos procedimientos alternativos:</p> <p>-Método de prueba A: este método de prueba se realiza con una duración de incremento de carga constante de 24 h, o múltiplos de la misma. Se requieren lecturas de deformación en el tiempo en un mínimo de dos incrementos de carga.</p> <p>-Método de prueba B: se requieren lecturas de deformación temporal en todos los incrementos de carga. Se aplican incrementos de carga sucesivos después de alcanzar el 100% de consolidación primaria, o en incrementos de tiempo constante como se describe en el Método de prueba A. Durante el proceso de consolidación, se realizan mediciones del cambio en la altura de la muestra y estos datos se utilizan para determinar la relación entre la tensión efectiva y la relación de vacío o deformación, y la velocidad a la que puede ocurrir la consolidación evaluando el coeficiente de consolidación.</p>	<p>compresión aproximada de los suelos que poseen suficiente cohesión para permitir la prueba en el estado no confinado. Los materiales más blandos que exhibirán una mayor deformación en caso de falla deben probarse a una mayor tasa de deformación. El diámetro mínimo de la muestra será de 30 mm. La relación altura-diámetro será entre 2 y 2,5.</p>	<p>Este método de prueba se realiza con mayor frecuencia en muestras no perturbadas de suelos de grano fino sedimentados naturalmente en agua; sin embargo, también es aplicable a muestras de suelos compactados y muestras no alteradas de suelos formados por otros procesos, como la meteorización o la alteración química. Las pruebas realizadas en otros suelos, como los suelos compactados y residuales (degradados o químicamente alterados), pueden requerir técnicas especiales de evaluación. Se requieren lecturas de deformación temporal para determinar el tiempo de finalización de la consolidación primaria y para evaluar el coeficiente de consolidación, C_v. El diámetro mínimo de la muestra será de 50 mm y la altura mínima inicial de la muestra será de 12 mm.</p>	

Figura 51 Ejemplo de gráficos de resumen de prueba de consolidación

Fuente: AASHTO T 216-07 (2016)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(AASHTO T 193-13, 2017)	Standard method of test for the California Bearing Ratio	<p>Proporciona la determinación de la CBR de un material con un contenido de agua óptimo o un rango de contenido de agua a partir de una prueba de compactación especificada (número de golpes y capas y una unidad de masa seca especificada (densidad seca)). Luego se coloca la placa de expansión sobre la muestra de suelo en el molde y se aplican pesos suficientes para producir una intensidad de carga igual a la masa de la subbase, de la base y la superficie sobre el material probado. Se agregará una masa adicional en incrementos de 2,26 kg. Al final de las 96 horas, realice una lectura final del dial en las muestras empapadas y calcule el hinchamiento como un porcentaje de la longitud inicial de la muestra. Coloque un recargo de pesos anulares y ranurados en las muestras igual al utilizado durante el remojo. Asiente el pistón de penetración con una carga de 44 N (10 lb), luego ajuste el indicador del dial de penetración y el indicador de carga a cero y registre las diferentes cargas y penetraciones establecidas. Registre la carga cuando la penetración sea 0.64, 1.27, 1.91, 2.54, 3.81, 5.08 y 7.62 mm (0.025, 0.050, 0.075, 0.100, 0.150, 0.200 y 0.300 pulg.). Si se desea, se pueden obtener lecturas de carga en penetraciones de 10.16 y 12.70 mm (0.400 y 0.500 pulg.).</p>	<p>Cubre la determinación de la Relación de Soporte de California (CBR) de los materiales de subrasante, subbase y base a partir de muestras compactadas en laboratorio. El método de prueba está destinado principalmente pero no limitado, a evaluar la resistencia de los materiales cohesivos que tienen un tamaño máximo de partículas de menos de 19 mm (3/4 pulg.). La práctica anterior ha demostrado que los resultados de CBR para aquellos materiales que tienen porcentajes sustanciales de partículas retenidas en el tamiz de 4.75 mm (No. 4) son más variables que para materiales más finos. El valor CBR obtenido en esta prueba forma parte integral de varios métodos de diseño de pavimento flexible.</p>	

Figura 52 Corrección de curvas esfuerzo-deformación

Fuente: AASHTO T 193-13 (2017)



Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(AASHTO T 296-10, 2016)	Standard method of test for unconsolidated, undrained compressive strength of cohesive soils in triaxial compression	<p>Cubre la determinación de la resistencia no consolidada y las relaciones de esfuerzo-deformación para un espécimen cilíndrico de un suelo cohesivo no perturbado o remodelado, escurrido sin drenar en compresión a una velocidad constante de deformación axial (deformación controlada).</p> <p>Se debe montar la cámara triaxial, conectar el dispositivo de medición y mantenimiento de presión y llenar la cámara con fluido de confinamiento. Luego de 10 minutos después de aplicar la presión de la cámara antes de continuar la prueba, se ajusta el dispositivo de medición de carga axial para compensar la fricción y el empuje. Se registra la lectura inicial en el indicador de deformación cuando el pistón hace contacto con la tapa de la muestra. Se aplica una carga axial para producir una deformación axial de aproximadamente 1% por minuto para suelos plásticos o 0.3% por minuto para suelos frágiles. Continuar la carga al 15% de deformación axial. La carga puede detenerse cuando la tensión del desviador ha alcanzado su punto máximo y luego cae un 20%, o cuando la tensión axial ha alcanzado un 5% más allá de la tensión en la tensión máxima del desviador. Se procede a realizar la descarga y a determinar el contenido de humedad de la muestra.</p>	<p>La resistencia en esta prueba se mide en condiciones sin drenaje y es aplicable a las condiciones de campo donde los suelos están sujetos a un cambio en el esfuerzo, sin tiempo para que tenga lugar la consolidación (condición no consolidada), y las condiciones de esfuerzo en el campo son similares a las de las pruebas. La resistencia al corte determinada a partir de la prueba expresada en términos de esfuerzos totales o esfuerzos efectivos se usa comúnmente en análisis de estabilidad de terraplenes, cálculos de presión de tierra y diseño de cimientos. La muestra debe ser cilíndrica, con un diámetro mínimo de 33 mm (1.3 pulg.). La relación media de altura a diámetro debe estar entre 2 y 2.5. La partícula más grande debe ser menor que 1/6 del diámetro de la muestra. (AASHTO T 296-10, 2016). (Federal Highway Administration, 2019)</p>	

Figura 53 Soporte de carga triaxial para AASHTO T 296-10 (2016)
Fuente: Gilson Company Inc. (2020)

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Tabla 21 Normas de UNE

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial																																																								
Preparación de muestras	(UNE 103100:1995, 1995)	Preparación de muestras para ensayos de suelos	<p>Esta norma explica la manera de efectuar la recepción y el almacenamiento de las muestras de suelo destinadas para ensayos en laboratorio así como la preparación de la cantidad de muestra necesaria para realizar los distintos ensayos de suelos, de forma que sea representativa de la total recibida en el laboratorio.</p> <p>En el caso de muestras inalteradas, se colocarán en una cámara húmeda para evitar variaciones de humedad en las mismas y se prepararán de acuerdo a las especificaciones de cada norma.</p> <p>Para las muestras alteradas, la parte no utilizada se debe guardar perfectamente referenciada, identificada y cerrada y se preparará con un secado previo si se requiere.</p>	Sirve para realizar el correcto almacenamiento, preparación de muestras, así como la realización del cuarteo o división en dos fracciones de la muestra, para su posterior uso en los ensayos correspondientes.																																																									
Propiedades físicas	(UNE-EN ISO 14688-1:2019, 2019)	Investigación y ensayos geotécnicos. Identificación de suelos. Parte 1: Identificación y descripción	<p>Especifica procedimientos para la identificación y descripción de suelos basados en un sistema flexible para uso de personas experimentadas, cubriendo características materiales y de sus componentes mediante técnicas visuales y manuales.</p> <p>Se dan detalles de las características individuales para identificar suelos y términos descriptivos de uso regular, incluidos los relacionados con los resultados de las pruebas manuales realizadas en el campo como parte del proceso descriptivo.</p>	Sirve para la descripción de suelos con fines de ingeniería, que pueden ser los establecidos por procesos naturales, los establecidos por el hombre o que comprenden materiales sintéticos. Si se requiere una clasificación más precisa, sería necesario hacer un análisis de las propiedades físicas y químicas de los minerales del suelo.	<p>Tabla 22 Fracciones de tamaños de partículas</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Fraciones de suelo</th> <th>Subdivisiones</th> <th>Símbolos</th> <th>Tamaños de partículas mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">Suelos muy gruesos</td> <td>Grandes piedras</td> <td>LBp</td> <td>> 630</td> </tr> <tr> <td>Piedras</td> <td>Bp</td> <td>> 200 a 630</td> </tr> <tr> <td>Gujarros</td> <td>Co</td> <td>> 63 a 200</td> </tr> <tr> <td rowspan="5">Suelos gruesos</td> <td>Grava</td> <td>Gr</td> <td>> 2,0 a 63</td> </tr> <tr> <td>Grava gruesa</td> <td>CGr</td> <td>> 20 a 63</td> </tr> <tr> <td>Grava media</td> <td>MGr</td> <td>> 6,3 a 20</td> </tr> <tr> <td>Grava fina</td> <td>FGr</td> <td>> 2,0 a 6,3</td> </tr> <tr> <td>Arena</td> <td>Sa</td> <td>> 0,063 a 2,0</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">Suelos finos</td> <td>Arena gruesa</td> <td>CSa</td> <td>> 0,63 a 2,0</td> </tr> <tr> <td>Arena media</td> <td>MSa</td> <td>> 0,2 a 6,3</td> </tr> <tr> <td>Arena fina</td> <td>FSa</td> <td>> 0,063 a 0,2</td> </tr> <tr> <td>Limos</td> <td>Si</td> <td>> 0,002 a 0,063</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">Suelos finos</td> <td>Limos gruesos</td> <td>CSI</td> <td>> 0,02 a 0,063</td> </tr> <tr> <td>Limos medios</td> <td>MSi</td> <td>> 0,006 a 0,02</td> </tr> <tr> <td>Limos finos</td> <td>FSi</td> <td>> 0,002 a 0,006 3</td> </tr> <tr> <td>Arcillas</td> <td>Cl</td> <td>≤ 0,002</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente: UNE-EN ISO 14688-1:2019 (2019)</p>	Fraciones de suelo	Subdivisiones	Símbolos	Tamaños de partículas mm	Suelos muy gruesos	Grandes piedras	LBp	> 630	Piedras	Bp	> 200 a 630	Gujarros	Co	> 63 a 200	Suelos gruesos	Grava	Gr	> 2,0 a 63	Grava gruesa	CGr	> 20 a 63	Grava media	MGr	> 6,3 a 20	Grava fina	FGr	> 2,0 a 6,3	Arena	Sa	> 0,063 a 2,0	Suelos finos	Arena gruesa	CSa	> 0,63 a 2,0	Arena media	MSa	> 0,2 a 6,3	Arena fina	FSa	> 0,063 a 0,2	Limos	Si	> 0,002 a 0,063	Suelos finos	Limos gruesos	CSI	> 0,02 a 0,063	Limos medios	MSi	> 0,006 a 0,02	Limos finos	FSi	> 0,002 a 0,006 3	Arcillas	Cl	≤ 0,002
Fraciones de suelo	Subdivisiones	Símbolos	Tamaños de partículas mm																																																										
Suelos muy gruesos	Grandes piedras	LBp	> 630																																																										
	Piedras	Bp	> 200 a 630																																																										
	Gujarros	Co	> 63 a 200																																																										
Suelos gruesos	Grava	Gr	> 2,0 a 63																																																										
	Grava gruesa	CGr	> 20 a 63																																																										
	Grava media	MGr	> 6,3 a 20																																																										
	Grava fina	FGr	> 2,0 a 6,3																																																										
	Arena	Sa	> 0,063 a 2,0																																																										
Suelos finos	Arena gruesa	CSa	> 0,63 a 2,0																																																										
	Arena media	MSa	> 0,2 a 6,3																																																										
	Arena fina	FSa	> 0,063 a 0,2																																																										
	Limos	Si	> 0,002 a 0,063																																																										
Suelos finos	Limos gruesos	CSI	> 0,02 a 0,063																																																										
	Limos medios	MSi	> 0,006 a 0,02																																																										
	Limos finos	FSi	> 0,002 a 0,006 3																																																										
	Arcillas	Cl	≤ 0,002																																																										

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(UNE-EN ISO 14688-2:2019, 2019)	Investigación y ensayos geotécnicos. Identificación y clasificación de suelos. Parte 2: Principios de clasificación	Esta normativa consiste en principios básicos para la identificación y clasificación de los suelos en base a características de los materiales y de sus componentes más comúnmente utilizados para suelos con fines de ingeniería, se clasificarán grupos en función de su naturaleza, independientemente de su contenido de agua o compacidad, teniendo en cuenta la distribución del tamaño de partícula, la plasticidad, el contenido orgánico y su origen. De manera general se realiza la clasificación en 6 denominaciones: Bo (piedras), Co (Guijarros), Gr (grava), Sa (arena), Si (limo), Cl (arcilla), Or (Orgánico) y Mg (terreno de relleno) en función a las fracciones de tamaño y la plasticidad.	Permite agrupar los suelos en clases de composición y propiedades geotécnicas similares y, con respecto a su idoneidad para fines de ingeniería geotécnica, tales como cimentaciones, mejoras del terreno, carreteras, entre otras. Las características relevantes pueden variar y, por lo tanto, para proyectos o materiales particulares, pueden ser apropiadas subdivisiones más detalladas de los términos descriptivos y de clasificación. Es aplicable al suelo natural y material artificial similar. Los resultados del proceso de tamizado y sedimentación se trazan como una curva de clasificación. El procedimiento habitual para la clasificación de suelos consiste en separarlos en base a sus granulometrías y sus plasticidades.	
	(UNE-EN ISO 17892-4:2019, 2019)	Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 4: Determinación de la distribución granulométrica	Describe métodos para la determinación de la distribución del tamaño de partícula de muestras de suelo. El tamaño de partículas puede determinarse por tamizado y/o sedimentación. La muestra se lavará a través de un tamiz de 2 mm (No.10) anidado en un tamiz de 0.063 (No.230) mm hasta que el agua salga prácticamente limpia.	La distribución del tamaño de partícula es una de las características físicas más importantes del suelo. La clasificación de los suelos se basa principalmente en la distribución del tamaño de partícula. Muchas propiedades geotécnicas y geo hidrológicas del suelo están relacionadas con la distribución del tamaño de	

Figura 55 Clasificación de suelos basada únicamente en la granulometría
Fuente: UNE-EN ISO 14688-2:2019 (2019)

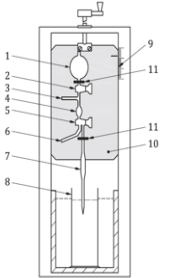
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial												
			<p>Los suelos gruesos se prueban mediante tamizado, pero los suelos finos y mixtos se prueban mediante una combinación de tamizado y sedimentación.</p> <p>En el caso de la sedimentación se pueden emplear dos métodos: hidrómetro (líneas de graduación a intervalos de 0.0005 g/ml y el rango del hidrómetro estará entre 0.9950 g / ml y 1.0300 g / ml.), en el que se mide la gravedad específica y temperatura de una solución, cuyas partículas de suelo han pasado previamente por el tamiz No.230 (0.063 mm) y método de la pipeta (volumen nominal del 2% del volumen de la suspensión del suelo), en el que se determina la densidad relativa de las partículas en suspensión tomando profundidades fijas requeridas como función del tiempo. Se recomienda la inclusión de tamices de 63 mm, 20 mm, 6.3 mm, 2.0 mm, 0.63 mm, 0.20 mm y 0.063 mm como</p>	<p>partícula. La distribución del tamaño de partículas proporciona una descripción del suelo, basada en una subdivisión en clases discretas de tamaños de partículas. El tamaño de cada clase se puede determinar por tamizado y / o sedimentación. Puede requerirse un tratamiento previo o corrección para el carbonato de calcio, sales disueltas y / o materia orgánica. No cubre los métodos modernos que incorporan sistemas de detección que utilizan rayos X, rayos láser, mediciones de densidad y contadores de partículas. Los métodos descritos son aplicables a todos los suelos no cementados con tamaños de partículas inferiores a 125 mm. Para suelos que contienen más de 10% de finos, usar una preparación seca puede producir errores significativos.</p>	 <p>Leyenda</p> <table border="0"> <tr> <td>1 bulbo de succión de goma</td> <td>7 pipeta de muestreo</td> </tr> <tr> <td>2 grifo</td> <td>8 cilindro de sedimentación</td> </tr> <tr> <td>3 entrada de succión de bulbo de seguridad</td> <td>9 escala graduada</td> </tr> <tr> <td>4 bulbo de seguridad</td> <td>10 panel deslizable</td> </tr> <tr> <td>5 grifo de tres vías</td> <td>11 abrazaderas</td> </tr> <tr> <td>6 tubo de salida</td> <td></td> </tr> </table>	1 bulbo de succión de goma	7 pipeta de muestreo	2 grifo	8 cilindro de sedimentación	3 entrada de succión de bulbo de seguridad	9 escala graduada	4 bulbo de seguridad	10 panel deslizable	5 grifo de tres vías	11 abrazaderas	6 tubo de salida	
1 bulbo de succión de goma	7 pipeta de muestreo																
2 grifo	8 cilindro de sedimentación																
3 entrada de succión de bulbo de seguridad	9 escala graduada																
4 bulbo de seguridad	10 panel deslizable																
5 grifo de tres vías	11 abrazaderas																
6 tubo de salida																	
	(UNE-EN ISO 17892-12:2019, 2019)	Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 12: Determinación del límite líquido y del límite plástico	<p>Especifica métodos para la determinación de los límites líquido y plástico de un suelo (dos de los límites de Atterberg).</p> <p>Describe dos métodos: el método del cono de caída, en el que se mide la penetración y humedad de un cono en la muestra y el método Casa Grande, en que se coloca la muestra en la copa, se realiza una ranura y se efectúan 25 rotaciones o golpes. En ambos casos se determina el contenido de humedad y la repetición del proceso para al menos 4 puntos. La determinación del límite plástico se obtiene al moldear la muestra en forma de bola</p>	<p>Sirve para la determinación del límite de líquido de una muestra de suelo natural, o de una muestra de suelo del que se ha eliminado material mayor de aproximadamente 0,4 mm. Los suelos se pueden clasificar de acuerdo con sus características de plasticidad, por lo que se puede obtener el índice de plasticidad como una diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Describe la determinación del límite líquido de un espécimen de suelo natural, o de un espécimen de suelo del que se ha eliminado material de más de</p>													

Figura 56 Ejemplo de configuración de pipeta
Fuente: UNE-EN ISO 17892-4:2019 (2019)

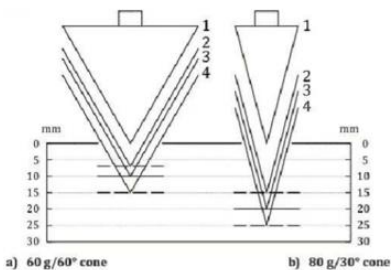
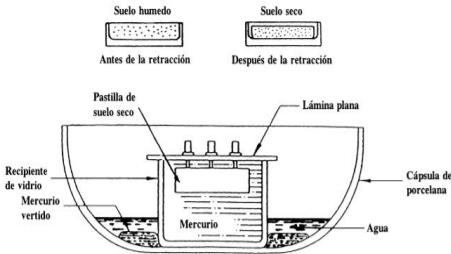
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>parcialmente seca entre los dedos y rodar entre las palmas de las manos hasta que el calor de las manos haya secado la tierra lo suficiente hasta que el hilo se desmorone cuando haya sido enrollado a 3 mm de diámetro. El punto final correcto es cuando los hilos comienzan a separarse, en lugar de cuando comienzan a romperse.</p>	<p>aproximadamente 0,4 mm. El método del cono de caída proporciona resultados con mayor repetitividad y es el método preferido. El método de Casa Grande proporciona valores ligeramente mayores, en el caso de límites líquidos altos y ligeramente menores para límites líquidos bajos. El límite de líquido está influenciado por el atrapamiento de burbujas de aire al volver a moldear o colocar el pasado en la copa, o al volver a moldear lo suficiente.</p>	 <p>Leyenda 1 posición inicial antes de la caída 2 penetración mínima 3 penetración correspondiente a wL 4 máxima penetración</p>
(UNE 103108:1996, 2020)	Determinación de las características de retracción de un suelo	<p>Describe dos métodos de ensayo que tienen por objeto la determinación de las características de retracción de un suelo.</p> <p>En el método A, se prepara una pastilla de suelo, amasando con agua la fracción inferior al tamiz 400 μm, o bien, amasando con agua el suelo natural, previa eliminación de las partículas gruesas. Las medidas de volumen se realizan por desplazamiento de mercurio.</p> <p>En el método B, se utiliza muestra inalterada de suelo y las medidas de volumen se realizan mediante un aparato especial. También se emplea mercurio.</p>	<p>Es posible obtener el límite de retracción (humedad máxima en la cual, una reducción del contenido de agua no produce una disminución de volumen de la masa de suelo) por el método analítico o gráfico mediante la curva de retracción, la relación de retracción (relación que hay entre un determinado cambio de volumen expresado como un porcentaje del volumen seco, y el cambio correspondiente de humedad por encima de la humedad correspondiente al límite de retracción), y la retracción volumétrica de un suelo (reducción de volumen que experimenta una masa de suelo, expresada como porcentaje, cuando su humedad disminuye desde un valor w, hasta el correspondiente al límite de retracción), además de la curva de retracción. Se puede</p>		

Figura 57 Rango de penetración en una prueba de cono de caída de límite líquido
Fuente: UNE-EN ISO 17892-12:2019 (2019)

Figura 58 Cápsula de porcelana
Fuente: UNE 103108:1996 (2020)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial												
				utilizar para ello tanto una muestra inalterada como remoldeada. Hay que tomar en cuenta que el mercurio es una sustancia peligrosa, por lo que se deben tomar las debidas precauciones, tanto durante su manipulación, como durante el secado en estufa de la muestra.													
	(UNE-EN ISO 17892-1:2015, 2015)	Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 1: Determinación de la humedad	Esta norma es aplicable a la determinación de laboratorio del contenido de agua (también conocida como humedad) de una muestra de ensayo de suelo mediante secado en horno dentro del alcance de las investigaciones geotécnicas. El procedimiento práctico para determinar el contenido de agua de un suelo es determinar la pérdida de masa al secar la muestra de prueba a una masa constante en un horno de secado controlado a una temperatura dada (105 ° C a 110 ° C). Se supone que la pérdida de masa se debe al agua libre y se hace referencia a la masa seca restante de partículas sólidas. Se considera que la masa constante es el punto en el que hay menos de 0.1% de cambio adicional en la masa del suelo seco cuando se seca durante un período adicional de al menos 1h.	El contenido de agua se requiere como guía para la clasificación de suelos naturales y como criterio de control en suelos recompactados. Se mide en muestras usadas para la mayoría de las pruebas de campo y laboratorio. El tiempo requerido para obtener una masa constante variará según el tipo de suelo, el tamaño de la muestra de prueba, el tipo y la capacidad del horno, y otros factores. En la mayoría de los casos, es suficiente secar un suelo fino a 105 ° C a 110 ° C durante 16 h. No se puede emplear en el control de campo de los movimientos de tierra.	<p>Tabla 23 <i>Masa mínima de la muestra de ensayo</i></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Diámetro del tamaño de grano D_{max}^a mm</th> <th>Masa mínima recomendada de probeta húmeda^b g</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,063</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>2,0</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>10,0</td> <td>500</td> </tr> <tr> <td>31,5</td> <td>3000</td> </tr> <tr> <td>63,5</td> <td>21000</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente: UNE-EN ISO 17892-1:2015 (2015)</p>	Diámetro del tamaño de grano D _{max} ^a mm	Masa mínima recomendada de probeta húmeda ^b g	0,063	30	2,0	100	10,0	500	31,5	3000	63,5	21000
Diámetro del tamaño de grano D _{max} ^a mm	Masa mínima recomendada de probeta húmeda ^b g																
0,063	30																
2,0	100																
10,0	500																
31,5	3000																
63,5	21000																

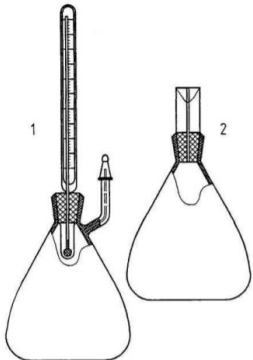
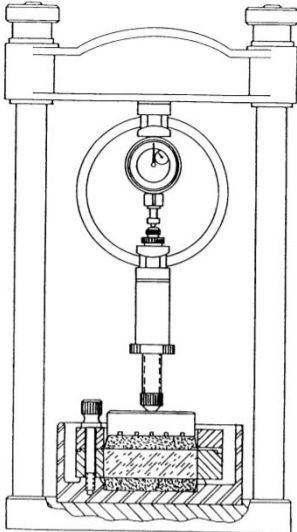
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(UNE-EN ISO 17892-3:2018, 2018)	Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 3: Determinación de la densidad de las partículas		Esta norma especifica dos métodos para determinar la densidad de las partículas de suelo: el método del picnómetro por desplazamiento de fluido y el método del picnómetro por desplazamiento de un gas. En estos se calibra un picnómetro hasta cierta marca, se introduce el suelo, se introduce el fluido o se expande el gas y se calcula la densidad, siguiendo el respectivo proceso previo y posterior en cada caso respecto a masas y volumen establecido.	La densidad de partículas de los suelos se emplea para investigación y pruebas geotécnicas. El método del picnómetro por desplazamiento de un fluido se aplica a los tipos de suelo con tamaños de partícula inferiores aproximadamente a 4mm, o a suelos que se disgregan para alcanzar este requisito. Mientras que el picnómetro de gas posee la características de estar limitado por las dimensiones del porta muestras y el tamaño de las partículas de suelo. Se aplica a suelos con un tamaño de partícula no superior a 4 mm.	 <p>1 picnómetro con capilar y termómetro 2 Picnómetro con capilar</p>
(UNE 103600:1996, 1996)	Determinación de la expansividad de un suelo en el aparato Lambe		El método consiste en valorar la expansividad que experimenta una probeta cilíndrica de suelo compactado, en unas condiciones de humedad establecidas, empleando el aparato de Lambe para medir el índice de hinchamiento. La probeta una vez compactada debe tener 70 mm de diámetro y 16 mm de altura. El anillo dinamométrico debe tener una rigidez tal que, una milésima de milímetro de deformación se produzca bajo una fuerza de $10 \text{ N} \pm 1 \text{ N}$. El ensayo se realiza con la fracción que pasa el tamiz de 2.00 mm (No.10) y se la compacta de acuerdo a las condiciones de humedad escogidas. Se monta el equipo y se comprueba que la lectura del medidor de deformaciones esté en 40 N. Se anota el tiempo y se añade agua, llenando la célula hasta que el	Sirve para la identificación rápida de suelos que puedan presentar problemas de expansividad. El cambio de volumen potencial de un suelo queda comprendido dentro de uno de los cuatro grupos: no crítico, marginal, crítico, muy crítico. La pertenencia a uno u otro grupo, se deduce mediante el Índice de Hinchamiento, que se define como la presión necesaria para reducir el hinchamiento de la muestra a un valor muy pequeño en las condiciones que se fijan más adelante. Esa magnitud y las condiciones iniciales de humedad del suelo ensayado, permiten determinar el cambio de volumen potencial.	

Figura 59 Ejemplos de picnómetros
Fuente: UNE-EN ISO 17892-3:2018 (2018)

Figura 60 Aparato Lambe
Fuente: UNE 103600:1996 (1996)


Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>nivel sobrepase ligeramente la cara superior del anillo guía. Se toman lecturas del anillo dinamométrico a medida que el suelo hincha. Transcurridas 2 h, se toma el valor de la lectura del anillo dinamométrico y se calcula el valor de la fuerza correspondiente en N para luego realizar los cálculos correspondientes al índice de hinchamiento y al cambio de volumen potencial.</p>		
	(UNE 103601:1996, 2020)	Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro	<p>Describe el procedimiento para determinar el incremento de altura, expresado como tanto por ciento del valor inicial (denominado hinchamiento libre), que experimenta una probeta de suelo cuando se encuentra confinada lateralmente, sometida a una presión vertical de 10 kPa, después de 5 min, se anota la lectura del medidor de deformaciones y se toma esta lectura como valor inicial de referencia y se inunda de agua, para luego tomar lectura de las deformaciones hasta alcanzar el equilibrio. Además, se describe el procedimiento para determinar el hinchamiento de una probeta de suelo sometida a una presión determinada.</p>	<p>Sirve para la determinación del hinchamiento libre de un suelo en edómetro expresado en porcentaje. Es aplicable tanto a suelos inalterados como remoldeados. Cualquiera que sea el procedimiento, se debe operar en un ambiente que tenga una humedad relativa no inferior al 50%. Se toman lecturas del medidor de deformaciones hasta alcanzar el equilibrio. En la mayoría de los casos se puede considerar alcanzado el equilibrio en un periodo no superior a 72 h. Es necesario utilizar un anillo portaprobeta con borde cortante si el diámetro de la muestra es mayor que el diámetro del anillo.</p>	

Figura 61 *Determinación del hinchamiento libre en edómetro con UNE 103601 (1996)*
Fuente: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (2020)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(UNE 103602, 1996)	Ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro	<p>La muestra (pastilla de suelo) es confinada lateralmente en un edómetro. Después de estar saturada se ve obligada a mantener el mismo volumen inicial antes de la saturación. Para evitar el cambio de volumen, el esfuerzo vertical aplicado por el edómetro a la muestra se incrementa con el tiempo en pequeños incrementos hasta que la muestra alcanza un estado estable donde el esfuerzo vertical final aplicado por el edómetro equilibra la presión movilizada por la muestra sin desplazamiento vertical de la muestra (altura inicial de la muestra $\pm 0,01$ mm).</p>	<p>Permite obtener la presión de hinchamiento en el edómetro. Es aplicable a suelo inalterado o remoldeado. Las probetas deben ser cilíndricas de 50 ó 70 mm de diámetro y de 5, 12 ó 20 mm de altura. (UNE 103602, 1996). (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 2020)</p>	
	(UNE-EN ISO 17892-11:2020, 2020)	Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 11: Ensayos de permeabilidad	<p>Proporciona métodos de prueba de laboratorio para la determinación del coeficiente de permeabilidad de los suelos dentro del campo internacional de la ingeniería geotécnica. La prueba de permeabilidad se lleva a cabo en una muestra de prueba cilíndrica que está confinada lateralmente por un recipiente rígido o por una membrana flexible (suelos finos). La muestra se somete a un cabezal hidráulico diferencial y el flujo de agua se mide bajo un cabezal constante o descendente (variable).</p>	<p>Los resultados se utilizan para determinar el coeficiente de permeabilidad de la muestra de suelo. Las pruebas pueden llevarse a cabo en muestras no perturbadas, remoldeadas, compactadas o reconstituidas. Es posible que el tamaño de la muestra no represente adecuadamente las características del tejido presentes en condiciones de campo. La prueba de altura constante es adecuada solo para suelos de permeabilidad normalmente dentro del rango de 10^{-5} m/s a 10^{-2} m/s, es decir, suelos gruesos. Los materiales de prueba deben tener la densidad requerida. La prueba de caída de la cabeza es aplicable a suelos con un rango de permeabilidad de 10^{-9} m/s a 10^{-5} m/s, como limo y algunas arcillas. Se pueden usar muestras no perturbadas, remoldeadas o compactadas. Es</p>	

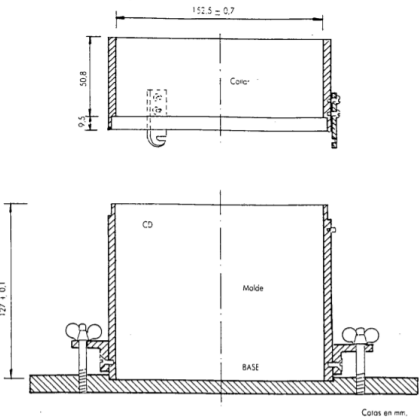
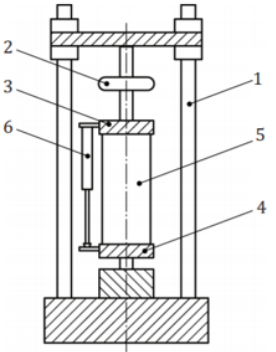
Figura 62 *Determinación de la presión de hinchamiento libre en edómetro de acuerdo a UNE 103602 (1996)*

Fuente: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (2020)

Figura 63 *Aparato de permeabilidad con cabezal descendente*

Fuente: Controls Group (2020)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
Propiedades mecánicas	(UNE 103500:1994, 2020)	Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor normal	Se especifica el método para determinar la relación entre la densidad seca y la humedad en un suelo, para una energía de compactación de unos 0.583 J/cm ³ . El método está basado en la determinación de las densidades secas de varias probetas, compactadas en idénticas condiciones pero con contenidos de humedad diferentes. Para cada contenido de humedad se alcanza una determinada densidad de manera que estos pares de valores representados en coordenadas cartesianas, definen la relación buscada.	<p>posible que las muestras que se hinchan durante la prueba no den resultados confiables</p> <p>Se emplea una muestra colocada en un molde cilíndrico de 102 mm±0.4mm de diámetro interior y 122.4mm±0.1mm de altura, la cual se compacta en tres capas iguales mediante 26 golpes de la maza metálica 2.5 kg±0.01kg (energía de compactación), que se deja caer desde una altura de 305mm±2mm.</p> <p>Sirve para definir la densidad seca máxima y su humedad correspondiente, denominada óptima, para ese suelo. Se emplea material que pase el tamiz de 20mm (3/4 ASTM). Si la fracción retenida en el tamiz 20mm es superior al 30% de la masa total o contiene partículas de tamaño superior a 50 mm, este ensayo no es adecuado para el suelo en cuestión.</p>	
	(UNE 103501:1994, 2020)	Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor modificado	<p>Se especifica el método para determinar la relación entre la densidad seca y la humedad en un suelo, para una energía de compactación de unos 2.632 J/cm³.</p> <p>El método está basado en la determinación de las densidades secas de varias probetas, compactadas en idénticas condiciones pero con contenidos de humedad diferentes.</p> <p>Para cada contenido de humedad se alcanza una determinada densidad de manera que estos pares de valores representados en</p>	<p>Se emplea una muestra colocada en un molde cilíndrico de 152.4 mm±0.7mm de diámetro interior y 127mm±0.1mm de altura, la cual se compacta en cinco capas iguales mediante 60 golpes de la maza metálica 4.535 kg±0.01kg (energía de compactación), que se deja caer desde una altura de 457mm±2mm.</p> <p>Sirve para definir la densidad seca máxima y su humedad correspondiente, denominada óptima, para ese suelo. Se emplea material que pase el tamiz de 20mm (3/4 ASTM). Si</p>	<p>Figura 64 <i>Molde Proctor normal</i> Fuente: UNE 103500:1994 (2020)</p>

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>coordenadas cartesianas, definen la relación buscada.</p>	<p>la fracción retenida en el tamiz 20mm es superior al 30% de la masa total o contiene partículas de tamaño superior a 50 mm, este ensayo no es adecuado para el suelo en cuestión.</p>	
	(UNE-EN ISO 17892-7:2019, 2019)	<p>Investigación y ensayos de geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 7: Ensayo de compresión no confinada</p>	<p>Este documento especifica un método para la prueba de compresión no confinada. La muestra se coloca en el aparato de compresión no confinada con el que se aplican un esfuerzo de compresión axial a lo largo del eje longitudinal de la muestra hasta que se llega al fracaso o falla (condición de esfuerzo o tensión en la que se cumple el esfuerzo máximo durante la prueba o un criterio de deformación especificado si no se ha logrado un esfuerzo máximo, por ejemplo, un 15% de deformación vertical).</p>	<p>Este método de prueba es útil para estimar la resistencia a corte no drenada del suelo. Se observa que no se previene el drenaje durante esta prueba. El valor estimado de la resistencia al corte no drenado, por lo tanto, solo es válido para suelos de baja permeabilidad, que se comportan suficientemente sin drenar durante la prueba. Para suelos de grano fino se requiere un mínimo de 3 especímenes, mientras que para gruesos se requieren 5. Los especímenes cilíndricos deben tener un diámetro mínimo de 70mm de diámetro. Es aplicable a la determinación de la resistencia a la compresión no confinada para un espécimen homogéneo de suelo no perturbado, recompactado, remodelado o reconstituido bajo carga de compresión dentro del alcance</p>	 <p>Leyenda</p> <ul style="list-style-type: none"> 1 marco de carga 2 dispositivo de medición de carga 3 platina superior 4 platina inferior 5 espécimen de suelo 6 dispositivo de medición de desplazamiento <p>Figura 66 Diagrama esquemático de un aparato de compresión no confinado típico Fuente: UNE-EN ISO 17892-7:2019 (2019)</p>

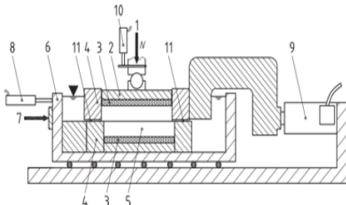
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
				de las investigaciones geotécnicas.	
	(UNE-EN ISO 17892-10:2019, 2019)	Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 10: Ensayos de corte directo	<p>Se especifican dos métodos de prueba de laboratorio para la determinación de la resistencia a corte efectiva de los suelos en condiciones de drenaje consolidado utilizando una caja de corte o un dispositivo de corte de anillo.</p> <p>El procedimiento consiste en colocar la muestra de prueba en el dispositivo de corte directo, aplicando un esfuerzo vertical predeterminado, proporcionando el drenaje de la muestra de prueba, consolidando la muestra bajo tensión vertical y luego cortando la muestra. Este cizallamiento se impone desplazando una parte horizontalmente, relativamente con respecto a la otra parte de la muestra a una velocidad constante de deformación por cizallamiento. La fuerza de corte y los desplazamientos horizontal y vertical se miden a medida que se corta el espécimen. El cizallamiento se aplica lo suficientemente lento como para permitir que el exceso de presión de poro se disipe por el drenaje, de modo que las tensiones efectivas sean iguales a las tensiones totales. Generalmente, se preparan tres o más muestras similares de un suelo para el cizallamiento bajo tres o más presiones verticales diferentes para permitir que los parámetros de resistencia al corte se determinen.</p>	<p>Es aplicable a la determinación de laboratorio de parámetros efectivos de resistencia al corte para suelos en corte directo dentro del alcance de las investigaciones geotécnicas. Sirven para suelos no perturbados, remoldeados, recompactados o reconstituidos. Las muestras deben tener una altura inicial mínima de 20 mm para la prueba de caja de corte y 5 mm para la prueba de corte de anillo. Las superficies de la muestra deben ser planas y perpendiculares. La prueba de caja de corte se usa generalmente para la determinación de los parámetros de resistencia al corte efectiva máxima de los suelos. La prueba de cizallamiento en anillo se usa generalmente para la determinación de parámetros de resistencia al cizallamiento efectivos residuales de suelos de grano fino. Se tiene la prueba cuando se alcanza el esfuerzo cortante máximo o una deformación especificada, como el 15% de la longitud de la caja de corte.</p>	 <p>1 (dispositivo a aplicar) fuerza vertical, N 2 tapa de carga para aplicar fuerza vertical 3 discos porosos o placas de fricción de corte 4 parte superior e inferior de la caja de corte 5 muestra de suelo 6 contenedor exterior (carro) 7 dispositivo para aplicar (una tasa constante de) desplazamiento horizontal 8 dispositivo para medir el desplazamiento horizontal 9 dispositivo para medir la fuerza horizontal 10 dispositivo para medir el desplazamiento vertical 11 espacio entre las partes superior e inferior de la caja de corte para evitar la fricción</p>
	(UNE-EN ISO 17892-5:2019, 2019)	Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de	Este documento especifica métodos para la determinación de las características de compresibilidad de los suelos	Es aplicable a la determinación de laboratorio de las características de compresión y deformación del suelo dentro	

Figura 67 Dibujo esquemático de una caja de corte típica

Fuente: UNE-EN ISO 17892-10:2019 (2019)

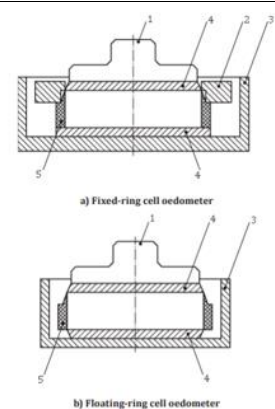
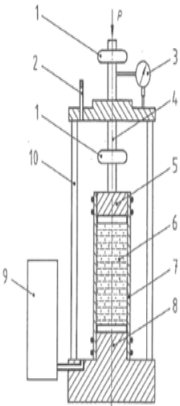
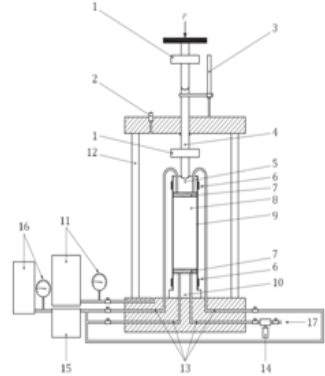
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
laboratorio de suelos. Parte 5: Ensayo edométrico de carga incremental			mediante carga incremental en un edómetro. La prueba del edómetro se lleva a cabo en una muestra de prueba cilíndrica que está confinada lateralmente por un anillo rígido. La muestra está sujeta a incrementos discretos de carga o descarga axial vertical y se le permite drenar axialmente desde la superficie superior e inferior, aproximadamente 24 horas de carga incremental.	del alcance de las investigaciones geotécnicas. Las pruebas pueden llevarse a cabo en muestras no perturbadas, remodeladas, re compactadas o reconstituidas. El pequeño tamaño de la muestra generalmente no representa adecuadamente las características del tejido presentes en los suelos naturales. El análisis de las pruebas de consolidación generalmente se basa en el supuesto de que el suelo está saturado. En el caso de suelos insaturados, algunos de los parámetros derivados pueden no ser apropiados. Los principales parámetros derivados de la prueba del edómetro se relacionan con la compresibilidad y la tasa de consolidación primaria del suelo. A veces también se pueden obtener estimaciones de la presión previa a la consolidación, la tasa de compresión secundaria y las características de hinchamiento. El diámetro interior del anillo del odómetro debe ser no inferior a 35 mm y la altura no menos de 12 mm.	 <p>a) Fixed-ring cell oedometer</p> <p>b) Floating-ring cell oedometer</p>
	(UNE-EN ISO 17892-8:2019, 2019)	Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 8: Ensayo triaxial sin consolidación y sin drenaje	Especifica un método para pruebas de compresión triaxiales sin drenaje no consolidadas. El espécimen cilíndrico de suelo se coloca en la célula triaxial, se llena con agua y se somete a un esfuerzo isotrópico en el aparato triaxial en condiciones sin drenaje y luego se corta en condiciones sin drenaje, hasta que se llega al fracaso (tensión de desviación	Diámetro de al menos de 35 mm y una altura que oscila entre 1,85 y 2,25 diámetro. Es aplicable a la determinación de laboratorio de la resistencia al corte triaxial no drenada bajo carga de compresión dentro del alcance de las investigaciones geotécnicas. Puede comprender suelos no perturbados, recompactados, remodelados o	<p>Leyenda</p> <p>1 tapa de carga</p> <p>2 sujeción lateral para anillo</p> <p>Cuerpo de 3 células</p> <p>4 discos porosos</p> <p>5 anillo de edómetro</p>

Figura 68 *Edómetro de celda de anillo flotante*
Fuente: UNE-EN ISO 17892-5:2019 (2019)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>máxima, un criterio de deformación especificado si no se ha logrado un esfuerzo máximo de desviación, por ejemplo, una deformación vertical del 15%).</p>	<p>reconstituidos. La prueba permite la determinación de la resistencia al corte y las relaciones de esfuerzo-deformación en términos de esfuerzos totales. Los procedimientos no estándar como las pruebas con la medición de la presión de poro o las pruebas con desagües de filtro no están cubiertos en este documento. El tamaño de la partícula más grande no puede exceder al 1/6 del diámetro de la muestra. Para la mayoría de los estudios, una prensa es suficiente para crear una carga, que puede crear una carga máxima de 10 kN y puede mover el pistón desde velocidades que varían de 0.5 mm a 3 mm por minuto.</p>	 <p>Leyenda 1 posiciones alternativas para el dispositivo de medición de carga 2 purga de aire 3 dispositivo de medición de compresión vertical 4 pistones 5 tapa superior 6 muestra de suelo 7 membrana de goma 8 pedestal 9 dispositivo para medir y controlar la presión de la celda 10 celdas triaxiales P carga vertical</p>
	(UNE-EN ISO 17892-9:2019, 2019)	<p>Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 9: Ensayos de compresión triaxial consolidados en suelos saturados de agua</p>	<p>Especifica un método para pruebas de compresión triaxiales consolidadas en suelos saturados de agua. Un espécimen cilíndrico se somete a un esfuerzo isotrópico o anisotrópico en condiciones de drenaje, hasta que se consigue la consolidación primaria y luego se corta en condiciones de drenaje o sin drenaje, hasta llegar a la falla (esfuerzo de desviación máxima, relación de esfuerzo efectivo máximo, es decir, la relación entre el esfuerzo efectivo vertical y horizontal, 15% de deformación vertical). Los discos porosos y los papeles de filtro, el sistema de medición de la presión de poro y la muestra deben estar suficientemente saturados para que la presión de poro medida corresponda a una condición de</p>	<p>Es aplicable a la determinación de laboratorio de la resistencia al corte triaxial bajo carga de compresión dentro del alcance de las investigaciones geotécnicas. Puede comprender suelos no perturbados, recompactados, remoldeados o reconstituidos. La prueba permite determinar la resistencia al corte, las relaciones de esfuerzo-deformación y las rutas de esfuerzos efectivos. Se requiere un conjunto de al menos tres pruebas relacionadas para determinar los parámetros de resistencia al corte de estas pruebas. 1 La muestra de ensayo deberá ser cilíndrica, con un diámetro no inferior a 34 mm y una altura desde 1.8 a 2.5 veces el diámetro. El tamaño de partícula más grande no debe</p>	<p>Figura 69 Ejemplo de unidad de prueba triaxial Fuente: UNE-EN ISO 17892-8:2019 (2019)</p>

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial																				
			suelo sin drenaje durante el corte sin drenaje, y que se mida un cambio de volumen preciso durante el corte por drenaje.	exceder 1/6 del diámetro de la muestra.																					
			<p>Describe el procedimiento para determinar el índice de resistencia de los suelos denominado C.B.R. (California Bearing Ratio). Una prensa se utiliza para producir la penetración de un pistón en la probeta. Tres moldes cilíndricos de metal, resistentes a la corrosión, de 152,5 mm ± 0,3 mm de diámetro interior y 177,8 mm ± 0,1 mm de altura, con la base perforada. Se introduce el suelo en el primer molde y se compacta mediante tres capas aproximadamente del mismo espesor, de forma que cada capa, después de compactada, quede con una altura ligeramente superior a</p>	<p>Se obtiene el índice resistente CBR y el porcentaje de hinchamiento. Este índice no es un valor intrínseco del suelo, sino que depende de sus condiciones de estado, densidad y humedad, así como de la sobrecarga que se le aplique. El ensayo se realiza normalmente sobre una muestra compactada en el laboratorio con unas condiciones de humedad y densidad determinadas, aunque también puede operarse en forma similar sobre muestras inalteradas tomadas en el terreno. Se emplea material que pase el tamiz de 20mm (3/4</p>	<p>Leyenda</p> <table border="0"> <tr> <td>1 posiciones alternativas para el medidor de carga</td> <td>10 pedestal</td> </tr> <tr> <td>2 dispositivo de purga de aire</td> <td>11 para medición y control de la presión de</td> </tr> <tr> <td>3 dispositivo de medición de desplazamiento vertical</td> <td>12 celda triaxial</td> </tr> <tr> <td>4 pistones</td> <td>13 tubos de drenaje</td> </tr> <tr> <td>5 tapa superior</td> <td>14 sensor de presión de poros</td> </tr> <tr> <td>6 juntas tóricas</td> <td>15 dispositivo para medir el cambio de volumen</td> </tr> <tr> <td>7 disco poroso</td> <td>16 dispositivo para medición y control de</td> </tr> <tr> <td>8 muestra de suelo</td> <td>17 sistema de lavado</td> </tr> <tr> <td>9 membrana (con o sin desagües laterales)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>P carga vertical</td> <td></td> </tr> </table> <p>Figura 70 Diagrama esquemático de un aparato triaxial típico Fuente: UNE-EN ISO 17892-9:2019 (2019)</p>	1 posiciones alternativas para el medidor de carga	10 pedestal	2 dispositivo de purga de aire	11 para medición y control de la presión de	3 dispositivo de medición de desplazamiento vertical	12 celda triaxial	4 pistones	13 tubos de drenaje	5 tapa superior	14 sensor de presión de poros	6 juntas tóricas	15 dispositivo para medir el cambio de volumen	7 disco poroso	16 dispositivo para medición y control de	8 muestra de suelo	17 sistema de lavado	9 membrana (con o sin desagües laterales)		P carga vertical	
1 posiciones alternativas para el medidor de carga	10 pedestal																								
2 dispositivo de purga de aire	11 para medición y control de la presión de																								
3 dispositivo de medición de desplazamiento vertical	12 celda triaxial																								
4 pistones	13 tubos de drenaje																								
5 tapa superior	14 sensor de presión de poros																								
6 juntas tóricas	15 dispositivo para medir el cambio de volumen																								
7 disco poroso	16 dispositivo para medición y control de																								
8 muestra de suelo	17 sistema de lavado																								
9 membrana (con o sin desagües laterales)																									
P carga vertical																									
(UNE 103502:1995, 2019)		Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice C.B.R. de un suelo																							

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>un tercio de la altura del molde. La compactación de cada una de estas capas se realiza mediante 15 golpes con la maza de 2,5 kg de masa que cae libremente desde una altura de 305 mm y se continúa el proceso hasta desmontar el molde. Se procede de la misma forma con los otros dos moldes, pero compactando cada uno de ellos con 30 y 60 golpes sobre cada capa. Luego se procede a la inmersión de la muestra con la sobrecarga necesaria (mínimo 4.50 kg) y se toman lecturas de los medidores de deformaciones cada 24 h, hasta llegar a la lectura final a las 96 h (4 días), para medir los hinchamientos. Finalmente se la lleva a la prensa y se procede a anotar las lecturas de carga para los valores de penetración establecidos (0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.50, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 7.5, 10.00, 12.50 mm). Es necesario determinar la humedad según indicada la normativa. Se puede obviar la inmersión.</p>	<p>ASTM). Si la fracción retenida en el tamiz de 20 mm es superior al 30% de la masa total o contiene partículas de tamaño superior a 50 mm, este ensayo no es adecuado para el suelo en cuestión.</p>	
Propiedades físico-químicas	(UNE-EN 13925-1:2006, 2019)	Ensayos destructivos. Difracción de rayos X aplicada a materiales policristalinos y amorfos Parte 1: Principios generales	<p>Esta norma europea especifica los principios generales de la difracción de rayos X de materiales policristalinos y amorfos. La difracción de rayos X resulta de la interacción entre los rayos X y los electrones de los átomos.</p>	<p>Este método de prueba de materiales se ha denominado tradicionalmente como "Difracción de rayos X en polvo (XRPD)", y ahora se aplica a polvos, materiales a granel, película delgada y otros. Como el método se puede utilizar para varios tipos de materiales y para obtener una gran variedad de información, este estándar revisa una gran cantidad de tipos de análisis, pero sigue sin ser exhaustivo. Este estándar tiene como objetivo describir los aspectos generales de la técnica XRPD y sus aplicaciones, pero</p>	<p>d Separación entre dos planos reticulares sucesivos. θ Ángulo entre el haz incidente y los planos reticulares separados por una distancia de d. Puntos A y C en el haz incidente (S_0) y el haz difractado (S_1). B y D representan dos de los puntos de dispersión, uno en cada plano reticular.</p>

Figura 71 Dibujo esquemático de aparatos para índice C.B.R de suelo
Fuente: UNE 103502:1995 (2019)

Figura 72 Difracción de rayos x de dos planos reticulares sucesivos
Fuente: UNE-EN 13925-1:2006 (2019)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
---------------------	-------	--------	-------------------------------	-----------------------	-----------------------------

no definir un estándar específico o detallado para cada campo de aplicación o tipo de análisis.

(UNE-ISO 10390:2012, 2012)

Calidad del suelo. Determinación del pH

Esta norma consiste en el empleo de un electrodo de vidrio en una suspensión 1:5 (fracción en volumen) de suelo en agua (pH en H₂O), en una solución de cloruro potásico de 1 mol/l (pH en KCl) o en una solución de 0.01 mol/l de cloruro cálcico (pH en Ca Cl₂). Se toma lecturas de pH después de lograr la estabilidad y se registra los valores obtenidos a los dos decimales más cercanos.

Sirve para la medición rutinaria del pH. Es aplicable a todo tipo de muestras de suelos secadas al aire. Las mediciones de pH de acuerdo con este estándar nacional deben realizarse al menos dos veces durante el intervalo entre 2 y 24 horas después de agitar. Es necesario realizar calibraciones con soluciones tampón.



Figura 73 Electrodo para medición de pH según UNE-ISO 10390:2012 (2012)

Fuente: PCE Instruments (2020)

Propiedades químicas

(UNE-EN 15309:2008, 2018)

Caracterización de residuos y suelo. Determinación de la composición elemental por fluorescencia de rayos X

Especifica el procedimiento para una determinación cuantitativa de las concentraciones de los elementos principales y elementos traza en residuos sólidos, suelos y material similar al suelo homogéneos, por espectrometría de fluorescencia de rayos X de energía dispersada (EDXRF) o espectrometría de fluorescencia de rayos X de longitud de onda dispersada (WDXRF), usando una calibración con materiales de referencia que coincidan con los de la matriz.

Sirve para la determinación concentraciones y es aplicable a los siguientes elementos: Na, Mg, Al, Si, P, S, Cl, K, Ca, Ti, V, Cr, Mn, Fe, Co, Ni, Cu, Zn, As, Se, Br, Rb, Sr, Y, Zr, Nb, Mo, Ag, Cd, Sn, Sb, Te, I, Cs, Ba, Ta, W, Hg, Tl, Pb, Bi, Th y U. Se pueden determinar los niveles de concentración entre 0,000 1% y 100% aproximadamente dependiendo del elemento y del instrumento empleado.

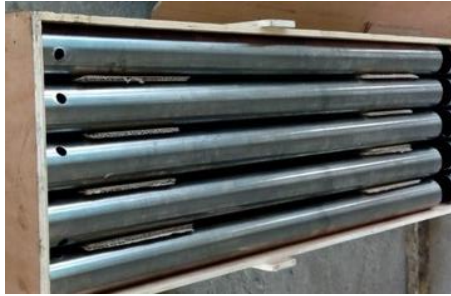
Tabla 24 Composición química por ensayos XRF

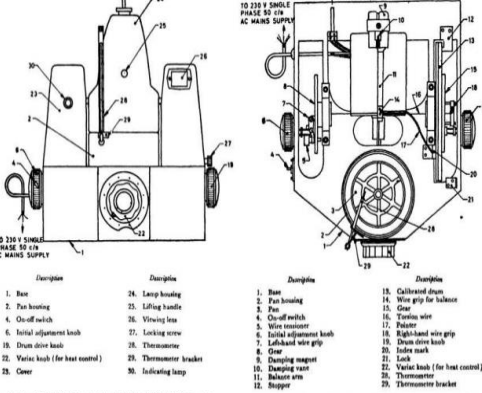
Oxides	Hydrated lime (%)	Dolomitic lime (%)	Biomass fly ash (%)	Steel slag (%)
SiO ₂	1.5	0.84	7.42	48.70
Al ₂ O ₃	≤0.1	0.36	1.78	29.70
Fe ₂ O ₃	≤0.1	0.54	1.73	4.00
MnO	≤0.1	0.05	0.05	0.05
MgO	4.0	25.26	1.90	1.68
CaO	86.0	54.21	12.98	6.20
Na ₂ O	≤0.1	0.00	0.31	0.22
K ₂ O	≤0.1	0.05	44.39	0.59
TiO ₂	≤0.1	0.02	0.16	1.57
P ₂ O ₅	≤0.1	0.00	2.57	1.00
LOI (loss of ignition, 950 °C)	29.1	18.6	15.9	29.1

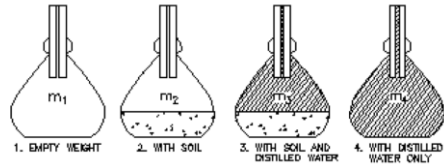
Fuente: M. Sánchez et al. (2016)

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Tabla 25 Normas de IS

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial								
Toma de muestras	(IS 2132:1986, 2016)	Code of practice for thin-walled tube sampling of soils	Esta norma describe el método para obtener muestras de suelo cohesivo relativamente intacto y $c-\phi$ adecuadas para pruebas de laboratorio, utilizando un tubo metal de paredes delgadas. Se realiza la limpieza de la superficie de suelo, se baja el tubo de muestreo ensamblado para el fondo del agujero y se lo empuja hacia el suelo mediante un movimiento continuo y rápido. Se extraerá el tubo y se lo sellará con cera, eliminando el material perturbado de los extremos.	Se requieren muestras de suelo no perturbadas para una serie de pruebas de suelo, como la prueba de compresión no confinada, la prueba de consolidación, la prueba de permeabilidad y la prueba de compresión triaxial. No se puede emplear en suelos muy sueltos. Se tomarán muestras, repitiendo los procedimientos de muestreo, en cada cambio en el estrato o a intervalos no superiores a 1,5 m. La especificación detallada de los tubos de muestreo y el cabezal de muestreo no están cubiertos en esta norma.	 <p>Figura 74 Muestreador de suelo de tubo Shelby de acuerdo a IS 2132:1986 (2016) Fuente: Forsun Ultra-hard Material Industry Co. (2020)</p>								
Propiedades físicas	(IS 1498:1970, 2016)	Classification and identification of soils for general engineering purposes	Cubre un sistema de clasificación e identificación de suelos para fines de ingeniería general. Se basa en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos con la modificación de que los suelos de grano fino se han subdividido en tres subdivisiones de baja, media y alta compresibilidad, en lugar de dos subdivisiones del original; teniendo una clasificación del suelo fino en 8 subgrupos: ML, CL, OL, MI, CI, OI, MH, CH, OH. El símbolo "I" representa a limos y arcillas de compresibilidad media, es decir, que tienen un límite líquido superior a 35 e inferior a 50, "C" representa arcilla, "M" a limo, "H" a alta plasticidad, "L" a baja plasticidad y "O" a orgánico. Se selecciona una muestra representativa del suelo que se extiende sobre una superficie plana o en la palma de la mano. Todas las partículas mayores de 80 mm se eliminan de la muestra.	La información proporcionada debe considerarse como una guía solo para tratar el suelo con fines de ingeniería. Con respecto a las carreteras y autopistas, se han llevado a cabo investigaciones para clasificarlas desde el punto de vista de su idoneidad para la construcción de terraplenes, superficies de desgaste. En el campo de los edificios, se realiza una clasificación anti investigación del suelo para evaluar el suelo en lo que respecta a su capacidad de soporte hasta cierto punto. Este sistema no se limita a un uso particular o ubicación geográfica. No entra en conflicto con otros sistemas; de hecho, se alienta en el uso de términos geológicos, pedológicos, texturales o locales como un complemento, pero no	<p>Tabla 26 Componentes básicos del suelo fino</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Fine-grained component</th> <th>Silt</th> <th>M</th> <th>Particles smaller than 75-micron IS Sieve; identified by behaviour, that is, slightly plastic or non-plastic regardless of moisture and exhibits little or no strength when air dried</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>Clay</td> <td>C</td> <td>Particles smaller than 75-micron IS Sieve; identified by behaviour, that is, it can be made to exhibit plastic properties within a certain range of moisture and exhibits considerable strength when air dried</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente: IS 1498:1970 (2016)</p>	Fine-grained component	Silt	M	Particles smaller than 75-micron IS Sieve; identified by behaviour, that is, slightly plastic or non-plastic regardless of moisture and exhibits little or no strength when air dried		Clay	C	Particles smaller than 75-micron IS Sieve; identified by behaviour, that is, it can be made to exhibit plastic properties within a certain range of moisture and exhibits considerable strength when air dried
Fine-grained component	Silt	M	Particles smaller than 75-micron IS Sieve; identified by behaviour, that is, slightly plastic or non-plastic regardless of moisture and exhibits little or no strength when air dried										
	Clay	C	Particles smaller than 75-micron IS Sieve; identified by behaviour, that is, it can be made to exhibit plastic properties within a certain range of moisture and exhibits considerable strength when air dried										

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(IS 2720:Part 2:1973, 2020)	Methods of test for soils: Part 2 determination of water content	Se incluyen cinco métodos para la determinación del contenido de agua en los suelos.	como un sustituto, de las definiciones, términos y frases establecidas por este sistema y que son fáciles de asociar con suelos reales.	El primer método sirve para la determinación del contenido de agua de los suelos expresado como un porcentaje del peso seco del horno. El segundo y tercer método, cubren la determinación del contenido de agua de un suelo como un porcentaje de su masa seca. Se pretende que sea una alternativa rápida al método estándar, pero es menos precisa y más adecuada como prueba de campo. No se utilizará el tercer método si el suelo contiene una gran proporción de arcilla. El cuarto método tiene un error de 0.8-1% para el caso de arcilla y tarda como tiempo máximo 30 minutos. El tamaño máximo de partícula presente en la muestra será inferior a 2 mm. En el quinto método la arena no requiere preparación especial. Los polvos gruesos se pueden moler y pulverizar. Los cinco métodos sirven además para la posterior obtención de diferentes características de los suelos y la masa a emplearse requiere de las especificaciones requeridas en cada uno de ellos	 <p>FIG. 2 TORSION BALANCE MOISTURE METER (0-100 PERCENT) — FRONT VIEW.</p> <p>FIG. 1 TORSION BALANCE MOISTURE METER (0-100 PERCENT) — PLAIN COVER DRAWING.</p>
		<p>-El método de secado al horno o método estándar emplea el secado en horno durante 24 horas a $110 \pm 5^\circ\text{C}$.</p> <p>-En el método de baño de arena se coloca la muestra en un recipiente resistente al calor y se lo coloca en el baño de arena para posteriormente calentarlo hasta que la misma se seque.</p> <p>-El método del alcohol consiste en encender el mismo con la muestra de suelo.</p> <p>-En el cuarto método se determina el contenido de agua con un dispositivo que proporciona una lámpara infrarroja para el secado con una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$ y equilibrio de torsión para obtener el porcentaje de agua de la escala (El porcentaje de agua que se lee de la escala es el porcentaje de agua basado en la masa inicial de la muestra, es decir, la masa húmeda de la muestra) hasta que el puntero permanezca estable por el secado de la muestra, y los resultados obtenidos son convertibles en contenido de agua en base al peso seco con la fórmula proporcionada.</p> <p>-En el quinto método a partir de la presión de gas desarrollada por la reacción del carburo de calcio con el agua libre del suelo. A partir de la escala calibrada del manómetro, se obtiene el porcentaje de agua sobre la masa total (húmeda) del suelo y el</p>			

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(IS 2720:Part 3:Sec 1:1980, 2016)	Methods of test for soils: Part 3 Determination of specific gravity, Section 1 Fine grained soils	<p>mismo se convierte en contenido de agua sobre la masa seca del suelo.</p> <p>Esta norma establece los métodos de prueba para la determinación de la gravedad específica de las partículas del suelo de suelos de grano fino. Se toma una muestra del material que pasa el tamiz de 2 mm, luego se saca una sub muestra que se seca a una temperatura de 105 a 110°C y luego se introduce en el picnómetro de 50 ml, para posteriormente agregar agua destilada sin aire, y registrará su peso. Debe calcularse a 27°C o de lo contrario realizarse correcciones.</p>	<p>Se aborda el método de prueba para la determinación de la gravedad específica de los suelos que encuentra aplicación en el descubrimiento del grado de saturación y el peso unitario de los suelos húmedos. Los pesos unitarios son necesarios en problemas de presión, asentamiento y estabilidad en ingeniería de suelos. Puede ser empleado en partículas pasantes del tamiz de 4.75 mm.</p>	
	(IS 2720:Part 4:1985, 2020)	Methods of test for soils: Part 4 grain size analysis	<p>Se dan dos métodos para encontrar la distribución de tamaños de grano mayores que el tamiz de 75 micrones, mediante la separación de la muestra seca en varias fracciones a través de los tamices estándar especificados. Estos pueden ser lavados en el tamiz correspondiente (4.75mm o 0.75 micrones). Mientras que para la distribución de tamaños de grano menores de 75 micras, se tienen tres métodos.</p> <p>El método de pipeta se da como método estándar, en el cual la masa de suelo arcilloso se coloca en el vaso de precipitación cónico de 650 ml, junto con agua destilada y y hexametáfosfato de sodio para la dispersión; esto se colocará en un tubo graduado de sedimentación de 500ml en el cual, luego del respectivo proceso se introducirá la pipeta a una profundidad de 100 ± 1 mm en los respectivos tiempos establecidos y se realizará el pesaje de este contenido luego de su secado (105 a 110°C). Además, se cuenta con el método del hidrómetro como un método</p>	<p>Aborda el método para la determinación de la distribución del tamaño de grano en los suelos. Un análisis de este tipo expresa cuantitativamente las proporciones en masa de los diversos tamaños de partículas presentes en el suelo. Los resultados de un análisis de tamaño de grano también pueden representarse gráficamente en forma de una curva de distribución de tamaño de grano en la que los porcentajes acumulativos más finos que los tamaños de grano equivalentes conocidos se trazan contra estos tamaños, este último en una escala logarítmica. Los resultados del análisis de tamaño de grano son ampliamente utilizados en la clasificación del suelo. Los datos obtenidos de las curvas de distribución del tamaño de grano se utilizan en el diseño de filtros para presas de tierra para determinar la idoneidad de los suelos para la construcción de</p>	<p>Figura 76 Procedimiento de gravedad específica según IS 2720:Part 3:Sec 1:1980 (2016) Fuente: Muthekar (2016)</p>

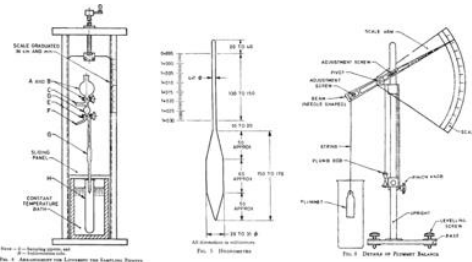

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>subsidiario en el cual se toman lecturas de gravedad específica de la suspensión del suelo durante 24 horas. Estos dos métodos emplean material pasante del tamiz de 4.75mm, ya que luego se emplea la suspensión pasante del lavado sobre el tamiz de 75 micrones. Finalmente se cuenta con el método alternativo de balance de plomada, en el cual se toma lectura de la profundidad efectiva de inmersión de la plomada, el tiempo en minutos cuando se toman las lecturas del puntero; además de la lectura directa del porcentaje de suelo en la suspensión para las respectivas correlaciones. En los 3 casos se toma lecturas de temperatura. Se emplean los tamices de 100 mm, 75 mm, 19 mm, 4.75 mm, 2.00 mm, 0.425 mm y 0.075 mm.</p>	<p>carreteras. Para los granos mayores que el tamiz de 75 micrones, los tamices húmedos se aplicarán a todos los suelos y el segundo tamizado seco se aplicará únicamente a los suelos que no tengan una cantidad apreciable de arcilla. El método de pipeta y el método del hidrómetro no serán aplicables a menos que el 10 por ciento del material pase el tamiz de 75 micras.</p>	
	<p>(IS 2720:Part 5:1985, 2020)</p>	<p>Methods of test for soils: Part 5 determination of liquid and plastic limit</p>	<p>Establece métodos de prueba para la determinación del límite líquido y el límite plástico de los suelos. Se proporcionan tres métodos, el método mecánico, el método de un punto y el método de cono de penetración para la determinación del límite de líquido. -En el primero el suelo se mezcla con agua destilada formando una pasta, se colocan en el aparato mecánico de límite líquido, se realiza una ranura y se girará la manivela hasta que las dos mitades se junten aplicando el número de golpes adecuado (entre 15 y 35 golpes), para obtener el límite líquido correspondiente a 25 golpes (se realizará al menos 4 veces el proceso).</p>	<p>Se usa suelo que pasa el tamiz de 425 micras (No.40). El aparato convencional de Casagrande tiene ciertas deficiencias, como la dificultad de cortar surcos en suelos de baja plasticidad y la tendencia de los suelos a deslizarse en lugar de fluir. El penetrómetro de cono forma un método alternativo para superar las deficiencias inherentes. Los límites líquidos y plásticos de los suelos dependen de la cantidad y el tipo de arcilla en un suelo y forman la base del sistema de clasificación de suelos para suelos cohesivos basado en las pruebas de plasticidad. Además de su uso para la identificación, las</p>	

Figura 77 Aparato de análisis de tamaño de grano
Fuente: IS 2720:Part 4:1985 (2020)

Figura 78 Diagrama que ilustra la prueba de límite de líquido
Fuente: IS 2720:Part 5:1985 (2020)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>-En el método del cono de penetración se tienen profundidades de penetración de suelos con varios contenidos iniciales de humedad de un cono metálico de cierto peso y se introduce de manera que apenas toque la superficie de la pasta (La prueba se repetirá al menos para tener cuatro conjuntos de valores de penetración en el rango de 14 a 28 mm).</p> <p>-En el método de un punto se emplea suelo que se coloca en el aparato de Casagrande, se realiza una ranura y se obtiene el cierre al valor de 25 golpes. Para suelos con límites de líquidos superiores al 50 al 120 por ciento, el rango aceptado requerirá entre 20 y 30 golpes para cerrar la ranura. Para suelos con límite de líquido inferior al 50 por ciento, se acepta un rango de 35 golpes. Se deberán observar mínimo dos cierres consecutivos consistentes antes tomar la muestra de contenido de humedad para calcular el límite de líquido. Finalmente para determinar el límite plástico se toma material que se mezcla con agua destilada, se formará una bola y se rodará para formar hilos de diámetro uniforme hasta que alcancen 3mm de diámetro y finalmente se desmorone y ya no se pueda enrollar en un hilo. Se termina el contenido de humedad en todos estos métodos.</p> <p>También se explican los cálculos a realizarse para la obtención del índice de flujo, índice de plasticidad, índice de dureza, índice de liquidez (o índice de plasticidad del agua) e índice de consistencia.</p>	<p>pruebas de plasticidad brindan información sobre las propiedades de cohesión del suelo y la cantidad de agua capilar que puede contener. También se utilizan directamente en las especificaciones para controlar el suelo para su uso en el relleno. Estas propiedades de índice del suelo también se han relacionado con varias otras propiedades del suelo. Los límites de líquidos superiores al 120 por ciento se obtendrán mediante el procedimiento especificado en el método mecánico o el método del cono de penetración. El método de un punto no se utilizará para suelos altamente orgánicos. Cuando los suelos se prueban en condiciones naturales, los resultados generalmente diferirán de los obtenidos con muestras secadas al aire. El registro de la prueba debe indicar que se utilizó suelo en condiciones naturales.</p>	

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(IS 2720:Part 6:1972, 2016)	Methods of test for soils: Part 6 determination of shrinkage factors	<p>Establece el método de prueba para calcular los factores de contracción, a saber, el límite de contracción (suelo remoldeado), el límite de contracción (suelo no perturbado), la relación de contracción, el índice de contracción y la contracción volumétrica de los suelos.</p> <p>Se toma una porción de material pasante el tamiz de 425 micras (No.40) en el caso de suelo remoldeado, para formar una pasta; luego se llena el plato de contracción circular de metal con mercurio y se realiza el registro de los pesos correspondientes y el volumen. Se compacta el suelo en tres capas de pasta mediante el golpeo del plato de contracción. Se seca la muestra al aire hasta que se obtenga un color claro y se lo seca al horno a un peso constante de 105 a 110 °C. Finalmente, el volumen de la muestra de tierra seca se determina retirando la muestra de la placa de contracción y colocándola sobre la superficie de mercurio contenido en la copa de vidrio, para ser presionada por la placa de vidrio y desplazar el mercurio. Se toma una muestra de 45mm de diámetro y 15 mm de altura para suelo no perturbado, se seca en un plato de porcelana a peso constante en un horno a 105 a 110 °C, se realizan los cálculos con la obtención previa de la gravedad específica del suelo, y el volumen de la muestra de tierra seca se determina retirando la muestra de la placa de contracción y colocándola sobre la superficie de mercurio contenido en la copa de vidrio, para ser presionada por la placa de vidrio y desplazar el mercurio.</p>	<p>Trata sobre los métodos de prueba para la determinación de los factores de contracción de los suelos. Factores, tales como el límite de contracción, la relación de contracción, el índice de contracción y la contracción volumétrica pueden determinarse a partir de los resultados de la prueba descrita. Como las mediciones de peso se pueden realizar con mayor precisión que las mediciones de volumen, el método anterior se ha especificado en esta revisión para determinar el volumen de la superficie del suelo. El borde interior del plato de contracción se ha redondeado para minimizar el aire atrapado durante la medición del volumen de la palmada. Recientemente se ha reconocido que la contracción al secarse también es indicativa de la estructura del suelo. Cuanto mayor es la contracción, más dispersa es la fractura. Por lo tanto, es posible estudiar el comportamiento de contracción del suelo no perturbado de depósitos naturales o artificiales y tener una idea de su estructura. En esta revisión, el término límite de contracción (suelo no perturbado) se ha introducido para definir esta propiedad y un método incluido para su determinación.</p>		

Figura 79 Aparato para determinar el cambio volumétrico

Fuente: IS 2720:Part 6:1972 (2016)


Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(IS 2720:Part 17:1986, 1986)	Methods of test for soils: Part 17 laboratory determination of permeability	<p>Cubre los métodos para la determinación en laboratorio del coeficiente de permeabilidad de los suelos usando la caída de la cabeza y los métodos de la cabeza constante. Para una prueba de cabeza constante, la muestra se debe conectar a través de la entrada superior al depósito de agua de cabeza constante. La salida del fondo se abrirá y, cuando se haya establecido el estado estable de flujo, la cantidad de flujo durante un intervalo de tiempo conveniente se recogerá y pesará o medirá. La recolección de la cantidad de flujo para el mismo intervalo de tiempo se repetirá tres veces.</p> <p>Para la prueba de caída de cabeza, la muestra se conectará a través de la entrada superior a la tubería vertical seleccionada. Se abrirá la salida inferior y se registrará el intervalo de tiempo requerido para que el nivel del agua caiga de una altura inicial conocida a una altura final, medida por encima del centro de la salida. La tubería vertical se rellenará con agua y la prueba se repetirá hasta que tres observaciones sucesivas den casi el mismo intervalo de tiempo; los intervalos de tiempo que se registran para la caída de carga desde los mismos valores iniciales a finales, como en la primera determinación.</p>	<p>El conocimiento de la permeabilidad es esencial en la solución de muchos problemas de ingeniería que involucran el flujo de agua a través de los suelos, tales como: desagüe y drenaje de excavaciones, rellenos y subrasantes, evaluar la filtración a través del cuerpo de presas de tierra. Además, dado que el suelo puede usarse para inhibir el flujo de agua, la permeabilidad del suelo gobierna el tipo de suelo que se utilizará. Cubre tanto las pruebas de cabeza constante como de cabeza caída que se usan para la mayor parte del suelo. Esta prueba se recomienda para suelos con coeficientes de permeabilidad en el rango de 10^{-3} a 10^{-7} cm / y tamaño máximo de partículas de 9.5 mm. Se pueden usar muestras perturbadas o no perturbadas. Para analizar suelos no perturbados, la muestra no perturbada se recortará en forma de un cilindro que no supere los 85 mm de diámetro y que tenga una altura igual a la del molde. Se tomará una muestra de un material completamente secado al aire o secado al horno.</p>	

Figura 80 Prueba de permeabilidad con IS 2720:Part 17:1986 (1986)

Fuente: Unique Engineering Services (2020)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(IS 2720:Part 40:1977, 2016)	Methods of test for soils: Part 40 determination of free swell index of soils	Trata del método de prueba para la determinación del índice de hinchamiento libre de los suelos. Se toman dos muestras de 10 g de suelo seco al horno. Cada muestra de suelo se colocará uno de los dos cilindros graduados de vidrio de 100 ml de capacidad. Luego se llenará un cilindro con aceite de queroseno y el otro con agua destilada hasta la marca de 100 ml. Después de eliminar el aire atrapado (agitando suavemente o agitando con una varilla de vidrio), se permitirá que se depositen los suelos de ambos cilindros. Se debe permitir un tiempo suficiente (no inferior a 24 h) para que la muestra de suelo alcance el estado de equilibrio de volumen sin ningún cambio adicional en el volumen de los suelos. Se leerá el volumen final de suelos en cada uno de los cilindros.	Este estándar cubre una prueba para la determinación del índice de hinchamiento libre del suelo que ayuda a identificar el potencial de un suelo para hincharse. El hinchamiento libre es el aumento en el volumen de un suelo, sin restricciones externas, en la inmersión en el agua. La posibilidad de que las estructuras se dañen debido a la hinchazón de las arcillas expansivas debe identificarse, desde el principio, mediante una investigación de los suelos que probablemente posean características de expansión indeseables. La magnitud real de las presiones de hinchazón desarrolladas depende de la densidad seca, el contenido inicial de agua, la carga de sobrecarga y varios otros factores ambientales. Se emplea suelo que pasa a través del tamiz de 425 micras (0.425 mm).	
	(IS 2720:Part 41:1977, 2016)	Methods of test for soils: Part 11 determination of the shear strength parameters of a specimen tested in unconsolidated undrained triaxial compression without the measurement of pore water pressure	Cubre dos métodos para realizar una prueba de presión de hinchamiento unidimensional utilizando anillos fijos o flotantes en una muestra de suelo en condiciones parcialmente saturadas para determinar la presión de hinchamiento del suelo. -El método del consolidómetro en el que se permite el cambio de volumen del suelo y se mide la presión correspondiente requerida para devolver el suelo a su volumen original. Se colocará la carga inicial, se registrará la lectura y se conectará el sistema a un depósito de agua, permitiendo que el agua fluya en la muestra. Las lecturas de hinchazón libre bajo la carga de asiento de 5 kN/m ² se registrarán en diferentes	El propósito principal de la prueba es determinar la presión de hinchamiento intrínseca del suelo expansivo. La presión de hinchamiento depende de varios factores como: (a) el tipo y la cantidad de arcilla en el suelo y la naturaleza del mineral de arcilla, (b) el contenido de agua inicial y la densidad seca, (c) la naturaleza del fluido de los poros, (d) el historial de esfuerzo del suelo, incluida la presión de confinamiento y (e) los ciclos de secado y humedecimiento a los que han sido sometidos los suelos. Es aplicable a suelos no perturbados o remoldeados. La	

Figura 81 Diagrama de la prueba del índice de hinchazón con IS 2720:Part 40:1977 (2016)

Fuente: Selvamamundi et al. (2016)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>intervalos de tiempo, hasta que se alcance el equilibrio. La hinchazón de equilibrio se alcanza normalmente en un período de 6 a 7 días en general para todos los suelos expansivos. La muestra hinchada se someterá a consolidación bajo diferentes presiones y se registrarán las lecturas del dial de compresión hasta que alcancen un estado estable para cada carga aplicada sobre la muestra. Las cargas de consolidación se aplicarán hasta que la muestra alcance su volumen original. Se debe determinar el contenido final de humedad.</p> <p>-El método de volumen constante en el que se evita el cambio de volumen y la presión consecuente se mide. El espécimen se debe inundar con agua destilada y dejar que se hinche. Se anotará la lectura inicial del anillo de prueba. Se empleará una carga de 5000kg. Se debe instalar un indicador de medición de deformación directa en la celda. La hinchazón del espécimen con aumento de volumen se obtendrá en el medidor de deformación. Para mantener el espécimen a un volumen constante, la platina debe ajustarse de manera que el indicador de cuadrante siempre muestre la lectura original. Tendrá una duración igual al método anterior y se desmontará el ensamblaje y se extraerá la muestra de suelo del anillo de consolidación para determinar el contenido final de humedad.</p>	<p>muestra tendrá un diámetro de 60 mm (en casos especiales se podrán utilizar muestras de 50, 70 y 100 mm de diámetro). En caso de que sea necesario utilizar muestras de suelo perturbado, la muestra de suelo se compactará hasta alcanzar la densidad y el contenido de agua deseados (en el campo) en un molde de compactación proctor</p>	

Figura 82 Configuración para medir la presión de hinchamiento en el método de volumen constante
Fuente: IS 2720:Part 41:1977 (2016)

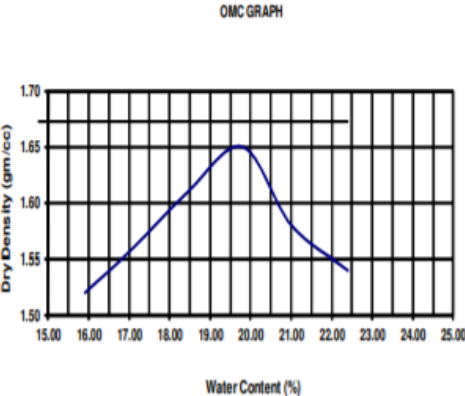
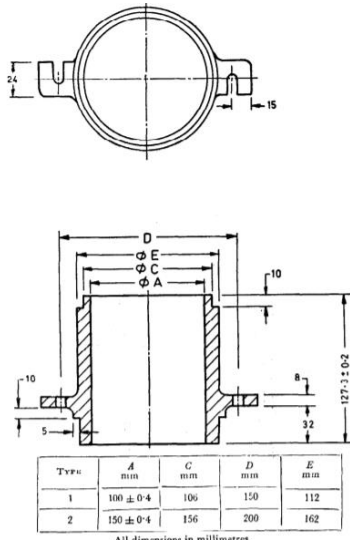
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
Propiedades mecánicas	(IS 2720:Part 7:1980, 2016)	Methods of test for soils: Part 7 determination of water content - dry density relation using light compaction	<p>Establece el método para la determinación de la relación entre el contenido de agua y la densidad seca de los suelos mediante compactación ligera.</p> <p>En esta prueba se usa un apisonador de 2.6 kg que cae a una altura de 310 mm sobre el suelo secado al aire con diferentes contenidos de humedad. Para el suelo no susceptible de aplastamiento durante la compactación se emplean 5kg de suelo que pasa el tamiz de 20 mm y se compactan en 3 capas con 25 golpes cada una.</p> <p>Para el suelo susceptible de aplastamiento durante la compactación se emplea suelo que pasa el tamiz de 20 mm y se compactan en 3 capas con 25 golpes cada una y para una compactación en molde de gran tamaño se compactan (suelos que contienen material grueso de hasta 40 mm de tamaño deben usar el molde de 2 250 ml), se emplea suelo que pasa el tamiz de 40 mm y se compacta en 3 capas con 55 golpes cada una.</p> <p>El número total de determinaciones hechas será de al menos cinco para cada uno de los casos.</p>	<p>El propósito de una prueba de compactación de laboratorio es determinar la cantidad adecuada de agua de mezcla que se utilizará al compactar el suelo en el campo y el grado resultante de densidad que se puede esperar de la compactación con un contenido óptimo de humedad. Este procedimiento es satisfactorio para suelos cohesivos. Con un conocimiento de la relación de densidad de agua según lo determinado por esta prueba, es posible un mejor control de la compactación de campo del relleno del suelo porque el contenido óptimo de humedad y la densidad que se debe obtener se conocen mediante el uso de este procedimiento de prueba y se pueden verificar mediante una prueba de control de campo. Se informarán los puntos experimentales y se obtiene una curva que muestra la relación entre el contenido de humedad y la densidad seca. La densidad seca en g/cm³ correspondiente al punto máximo en la curva de contenido de humedad / densidad en seco se notificará como la densidad en seco máxima al 0.01 más cercano.</p>	 <p>The graph, titled 'OMC GRAPH', plots Dry Density (gm/cc) on the y-axis (ranging from 1.50 to 1.70) against Water Content (%) on the x-axis (ranging from 15.00 to 25.00). A smooth curve is drawn through several data points, showing a peak at approximately 19.5% water content and 1.65 gm/cc dry density. The curve starts at about 16.0% water content and 1.52 gm/cc, rises to the peak, and then descends to about 22.0% water content and 1.54 gm/cc.</p>

Figura 83 Gráfico de OMC de acuerdo a IS 2720:Part 7:1980 (2016)
Fuente: Rajput et al. (2019)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial															
	(IS 2720:Part 8:1983, 2020)	Methods of test for soils: Part 8 determination of water content - dry density relation using heavy compaction	<p>Establece el método para la determinación de la relación entre el contenido de agua y la densidad seca de los suelos mediante compactación pesada. En esta prueba se usa un apisonador de 4.9 kg que cae a una altura de 450 mm sobre el suelo secado al aire con diferentes contenidos de humedad. Para el suelo no susceptible de aplastamiento durante la compactación se emplea suelo que pasa el tamiz de 19 mm y se compacta en 5 capas con 25 golpes cada una. Para el suelo susceptible de aplastamiento durante la compactación se emplea suelo que pasa el tamiz de 19 mm y se compacta en 5 capas con 25 golpes cada una y para una compactación en molde de gran tamaño se emplea suelo que pasa el tamiz de 40 mm y se compacta en 5 capas con 55 golpes cada una. El número total de determinaciones hechas será de al menos cinco para cada uno de los casos.</p>	<p>El propósito de una prueba de compactación de laboratorio es determinar la cantidad adecuada de agua de mezcla que se utilizará al compactar el suelo en el campo y el grado resultante de densidad que se puede esperar de la compactación con un contenido óptimo de humedad. Este procedimiento es satisfactorio para suelos cohesivos. Con un conocimiento de la relación de densidad de agua según lo determinado por esta prueba, es posible un mejor control de la compactación de campo del relleno del suelo porque el contenido óptimo de humedad y la densidad que se debe obtener se conocen mediante el uso de este procedimiento de prueba y se pueden verificar mediante una. Se informarán los puntos experimentales y se obtiene una curva que muestra la relación entre el contenido de humedad y la densidad seca. La densidad en seco en g/cm³ correspondiente al punto máximo en la curva de contenido de humedad / densidad en seco se notificará como la densidad en seco máxima al 0.01 más cercano.</p>	 <table border="1" data-bbox="1457 824 1759 898"> <thead> <tr> <th>Тип</th> <th>A mm</th> <th>C mm</th> <th>D mm</th> <th>E mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>100 ± 0.4</td> <td>106</td> <td>150</td> <td>112</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>150 ± 0.4</td> <td>156</td> <td>200</td> <td>162</td> </tr> </tbody> </table> <p>All dimensions in millimetres.</p>	Тип	A mm	C mm	D mm	E mm	1	100 ± 0.4	106	150	112	2	150 ± 0.4	156	200	162
Тип	A mm	C mm	D mm	E mm																
1	100 ± 0.4	106	150	112																
2	150 ± 0.4	156	200	162																

Figura

84 Molde para el ensayo
Fuente: IS 2720:Part 8:1983 (2020)


Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
	(IS 2720:Part 10:1991, 2020)	Methods of test for soils: Part 10 determination of unconfined compressive strength	<p>Trata el método para determinar la resistencia a la compresión no confinada de los suelos.</p> <p>Para la determinación de la resistencia al corte, una muestra puede o no ser sometida a una presión lateral durante la prueba. Cuando no es así, la prueba se conoce como prueba de compresión no confinada.</p> <p>Un espécimen se colocará en el dispositivo de carga de compresión y el medidor de cuadrante de deformación se ajustará a una lectura adecuada, preferiblemente en múltiplos de 100. La fuerza se aplicará de manera que produzca una deformación axial a una velocidad de 0.5 a 2 por ciento por minuto, causando falla con 5 a 10.</p> <p>La lectura de fuerza se tomará a intervalos adecuados de la lectura del dial de deformación y el espécimen se comprimirá hasta que las superficies de falla se hayan desarrollado definitivamente o hasta que se alcance una deformación axial del 20 por ciento.</p>	<p>El espécimen debe tener un diámetro mínimo de 38 mm. El propósito de esta prueba es obtener un valor cuantitativo de la resistencia a la compresión y al corte de los suelos en estado no drenado. Es aplicable al suelo arcilloso, sin perturbar, remoldeado o compactado, utilizando una tasa controlada de deformación. Si la fuerza de compresión axial por unidad de área no ha alcanzado un valor máximo incluso con una deformación axial del 20 por ciento, se tomará como el valor obtenido con una deformación axial del 20 por ciento. La partícula más grande contenida dentro de la muestra de prueba debe ser menor que 1/8 del diámetro de la muestra.</p>	

Figura 85 *Aparato de resistencia a la compresión no confinado para IS 2720:Part 10:1991 (2020)*
Fuente: Unique Engineering Services (2020)


Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(IS 2720:Part 11:1993, 2016)	Methods of test for soils: Part 11 determination of the shear strength parameters of a specimen tested in unconsolidated undrained triaxial compression without the measurement of pore water pressure	<p>La muestra de forma cilíndrica se coloca en el aparato de compresión triaxial y se llenará con agua.</p> <p>Se registrará la lectura inicial del medidor que mide la compresión axial de la muestra y se seleccionará una tasa de compresión axial de tal manera que se produzca una falla dentro de un período de aproximadamente 5 a 15 minutos, aplicándola de manera constante hasta que se haya superado el valor máximo de la tensión o hasta que se haya alcanzado una deformación axial del 20 por ciento. El espécimen se descargará y la lectura final del medidor de carga se registrará como un control de la lectura inicial.</p>	<p>Cubre la determinación de la resistencia a la compresión de una muestra de suelo cohesivo saturada. Esta prueba está limitada a muestras en forma cilíndrica de diámetro nominal 38, 50, 70 y 100 mm y de altura aproximadamente igual al doble del diámetro nominal. El diámetro de la muestra se debe seleccionar teniendo en cuenta el carácter del suelo y el tamaño máximo de las partículas presentes en la muestra. Generalmente, un diámetro de 38 mm será adecuado para suelos homogéneos de grano fino. Se pueden emplear muestras no perturbadas (tubos muestreadores o en forma de bloque) o remoldeadas. Cuando se requiera, la curva de tensión-deformación del ensayo se trazará con la deformación axial como abscisa y la diferencia de tensión principal como ordenada.</p>		
(IS 2720:Part 12:1981, 2016)	Methods of test for soils: Part 12 determination of shear strength parameters of soil from consolidated undrained triaxial compression test with measurement of pore water pressure	<p>Establece el método para determinar los parámetros de resistencia al corte de suelos saturados a partir de pruebas de corte de compresión triaxial realizadas en condiciones consolidadas sin drenaje con mediciones de presiones de poro de agua.</p> <p>Una muestra circular se coloca en el aparato de compresión triaxial, se llena la célula con agua conectándola al suministro de presión y se inyecta aceite a la misma a través de la válvula de aceite. Cuando el exceso de aceite</p>	<p>Se obtienen parámetros de corte en términos de esfuerzos totales y efectivos (trazado de círculos de Mohr para los dos casos). El ensayo se limita a muestras en forma de cilindros de diámetro nominal 38, 50, 70 o 100 mm con una altura dos veces mayor que su diámetro. La relación entre el diámetro de la muestra y el tamaño máximo de la partícula en el suelo no debe ser menor de cinco. Normalmente se requieren un mínimo de tres muestras del suelo para poder</p>		

Figura 86 *Análisis experimental en la configuración para IS 2720:Part 11:1993 (2016)*
Fuente: Ahmad et al. (2015)

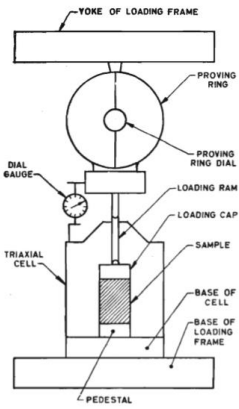
Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
			<p>comienza a derramarse a través de la válvula de ventilación de aire, ambas válvulas (válvula de aceite y válvula de ventilación de aire) están cerradas. La presión se aplica al agua llena en la celda conectándola al sistema de mercurio. Tan pronto como la presión actúa sobre la muestra, comienza a consolidarse. La muestra se conecta a la bureta a través de conexiones de presión para medir los cambios de volumen. La consolidación se completa cuando no hay más cambios de volumen. Las lecturas pueden tomarse para los tiempos transcurridos que tienen un número entero para su raíz cuadrada, es decir, durante 1, 4, 9, 16, 25, 36, 49 y 64 minutos, etc., y continuar hasta que estén prácticamente la consolidación completa ha ocurrido, o por un máximo de 24 horas. Luego se cierra la válvula de drenaje y el dispositivo de medición de la presión de agua de poro se une a la muestra a través de las conexiones de presión. Se procede a realizar el corte de la muestra mediante la aplicación de esfuerzos axiales y realizando las lecturas correspondiente a valores de deformación axial hasta el fallo o hasta 20 por ciento de deformación axial. Finalmente, el espécimen se descargará.</p>	<p>determinar los parámetros de resistencia. Luego, las tres muestras se analizan bajo tres tensiones de confinamiento efectivas diferentes en el rango de tensión de interés para la investigación en cuestión (0.75 y 1.5 kg/cm²). Tipo de muestra y suelo: el método descrito aquí es igualmente válido para muestras perturbadas o no perturbadas obtenidas mediante muestreo del campo, así como para muestras preparadas en el laboratorio mediante compactación, remodelado o cualquier otro proceso. Las muestras de suelo sin cohesión no pueden sostenerse por sí mismas sin soporte lateral</p>	

Figura 87 Esbozo esquemático que prueba el dial del anillo

Fuente: IS 2720:Part 12:1981 (2016)


Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(IS 2720:Part 13:1986, 2016)	Methods of test for soils: Part 13 Direct shear test	<p>Esta norma cubre los métodos para determinar la resistencia al corte del suelo en condiciones sin drenaje, consolidado no drenado y consolidado drenado.</p> <p>Para la prueba no drenada, la muestra es colocada en el aparato de corte, proporcionándole agua para que no se seque y sometiéndola al esfuerzo normal requerido y la tasa de desplazamiento longitudinal debe ajustarse para que no ocurra drenaje. Luego se aplica una carga de corte horizontal a la falla o al desplazamiento longitudinal del 20 por ciento, lo que ocurra primero.</p> <p>Para la prueba consolidada no drenada, se coloca la muestra en el aparato de corte y se realiza el procedimiento similar al anterior, excepto que después de la aplicación de esfuerzo normal, se debe registrar la compresión vertical del suelo con el tiempo. Para la prueba consolidada drenada, la muestra se coloca en la caja de corte y debe aplicarse un esfuerzo normal para lograr la consolidación. Cuando la consolidación se haya producido por completo, la prueba de corte debe realizarse a una velocidad tan lenta que al menos el 95 por ciento de disipación de la presión de poro se produzca durante la prueba en este factor de tiempo.</p>	<p>Dependiendo de la aplicación de la carga de corte, la prueba de corte directo es de dos tipos, esfuerzo controlado y deformación controlada. La prueba de deformación controlada es más simple y proporciona resultados precisos y, por lo tanto, se recomienda. Es aplicable a suelo con un tamaño máximo de partículas de 4,75 mm, para especímenes no perturbados y remoldeados. La prueba sin drenaje solo se puede realizar para arcillas altamente impermeables. Cuando las arcillas limosas y los limos están involucrados, el drenaje parcial es inevitable. Se deben realizar un mínimo de tres (preferiblemente cuatro) pruebas en muestras separadas de la misma densidad, para todas las pruebas.</p>		

Figura 88 *Aparato de prueba de corte directo para IS 2720:Part 13:1986 (2016)*
Fuente: Venkateswarlu et al. (2015)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(IS 2720:Part 15:1965, 2016)	Methods of test for soils: Part 15 determination of consolidation properties	<p>Cubre el método para llevar a cabo una prueba de consolidación unidimensional utilizando un anillo fijo o flotante. Una muestra cilíndrica de diámetro del anillo de consolidación se colocará en el aparato (entre las piedras porosas y papel filtro en el caso de ser necesario) y se aplicará una presión de asentamiento de 0.05 kgf/cm². La celda de consolidación se llenará con agua, preferiblemente del mismo contenido iónico que el agua de poro de la muestra. La muestra deberá alcanzar el equilibrio durante 24 h. Se aplicará una carga incremental tomando lecturas de tiempo y deformación hasta completar 24 horas en cada incremento (se pueden requerir más horas dependiendo del suelo) y conseguir la consolidación primaria. Luego el espécimen será descargado.</p>	<p>El objetivo principal de la prueba de consolidación es obtener datos del suelo que se utilizan para predecir la tasa y la cantidad de asentamiento de las estructuras. Las dos propiedades más importantes del suelo proporcionadas por una prueba de consolidación son el coeficiente de compresibilidad (σ_v), a través del cual se puede determinar la magnitud de la compresión, y el coeficiente de consolidación (C_v) que permite determinar la tasa de compresión bajo una carga incremento. Los datos de la prueba de consolidación de laboratorio también brindan información útil sobre el historial de esfuerzo del suelo. La teoría de consolidación de Terzaghi se utiliza para extrapolar los resultados de las pruebas de consolidación de laboratorio con el fin de predecir los asentamientos de estructuras en el campo. La muestra se puede obtener de tubo o en forma de bloque. Es deseable que la presión final sea del orden de al menos cuatro veces la presión previa a la consolidación, y sea mayor que la presión vertical efectiva máxima que ocurrirá in situ debido a la sobrecarga y la construcción propuesta.</p>		

Figura 89 Métodos de adaptación
Fuente: IS 2720:Part 15:1965 (2016)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
(IS 2720:Part 16:1987, 1987)	Methods of test for soils: Part 16 laboratory determination of CBR	<p>Trata el método de laboratorio para la determinación de la Relación de Soporte de California (CBR). Se colocará un papel de filtro sobre la muestra y el vástago ajustable y la placa perforada se colocarán sobre la muestra de tierra compactada en el molde. Se colocarán pesas para producir un recargo igual al peso del material base y el pavimento a los 2.5 kg más cercanos en la muestra compacta de suelo, se sumergirán en agua, se tomará la primera lectura de expansión. Esta configuración se mantendrá intacta durante 96 horas, anotando las lecturas todos los días contra el tiempo de lectura. Finalmente se realiza la prueba de penetración con un émbolo circular de 50 mm de diámetro a una velocidad de 1.25 mm/min a la penetración requerida correspondiente en un material estándar. La lectura de la carga se tomará en penetraciones de 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 4.0, 5.0, 7.5, 10.0 y 12.5 mm.</p>	<p>El valor CBR de un suelo puede considerarse como un índice que de alguna manera está relacionado con su resistencia. El valor depende en gran medida de la condición del material en el momento de la prueba. Recientemente, se han realizado intentos de correlacionar los valores de CBR con parámetros como el módulo de reacción de subrasante, el módulo de resiliencia y el índice de plasticidad, con considerable éxito. Se pueden emplear muestras no perturbadas (150 mm de diámetro interno) o remoldeadas (pasante tamiz 19mm).</p>		

Figura 90 Configuración para prueba CBR
Fuente: IS 2720:Part 16:1987 (1987)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial																				
	(IS 2131:1981, 2016)	Method for Standard Penetration Test for soils	<p>Se realiza la limpieza del pozo y la muestreador de cuchara dividida que descansa sobre el fondo del pozo debe hundirse bajo su propio peso; entonces el muestreador se sentará 15 cm con los golpes del martillo. Luego, será impulsado por 30 cm o 50 golpes (excepto que la conducción cesará antes de que el muestreador de cuchara dividida esté lleno). Se registrará el número de golpes necesarios para efectuar cada 15 cm de penetración. Los golpes totales requeridos para el segundo y tercer 15 cm de penetración se denominarán resistencia de penetración N). Los frascos deberán tener una tapa autosellante, o deberán ser sellado con cera para evitar la evaporación de la humedad del suelo. Si la muestra de cuchara dividida es impulsada a menos de 45 cm (total), entonces la resistencia a la penetración será de los últimos 30 cm de penetración (si se penetra menos de 30 cm, los registros deben indicar el número de golpes y la profundidad penetrada).</p>	<p>Proporciona datos sobre la resistencia de los suelos a la penetración que se pueden usar para evaluar los datos de resistencia estándar, como los valores de N (número de golpes por 30 cm de penetración usando la cuchara dividida) del suelo. El equipo utilizado debe proporcionar un pozo limpio, de 100 a 150 mm de diámetro, para la inserción de la muestra para garantizar que la prueba de penetración se realice en suelo no perturbado y debe permitir la conducción de la muestra de cuchara dividida para obtener el registro de penetración y la muestra. Se debe usar una carcasa al perforar en arena, arcilla suave u otros suelos en los que es probable que los lados del pozo se derrumben. Se realizarán pruebas en cada cambio de estrato o en intervalos de no más de 1.5 m, lo que sea menor.</p>	<p>El gráfico muestra una curva que relaciona la presión vertical efectiva (eje Y, invertido, de 0 a 5 kgf/cm²) con la corrección del valor N (eje X, de 0.4 a 2.0). La curva indica que a medida que aumenta la presión vertical efectiva, la corrección del valor N también aumenta, pero a una tasa decreciente.</p> <table border="1"> <caption>Datos estimados del gráfico de corrección por sobrecarga</caption> <thead> <tr> <th>Corrección de N-valor (X)</th> <th>Efectiva Vertical Overburden Pressure (kgf/cm²) (Y)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.4</td><td>5.0</td></tr> <tr><td>0.6</td><td>3.5</td></tr> <tr><td>0.8</td><td>2.5</td></tr> <tr><td>1.0</td><td>2.0</td></tr> <tr><td>1.2</td><td>1.7</td></tr> <tr><td>1.4</td><td>1.5</td></tr> <tr><td>1.6</td><td>1.4</td></tr> <tr><td>1.8</td><td>1.3</td></tr> <tr><td>2.0</td><td>1.2</td></tr> </tbody> </table>	Corrección de N-valor (X)	Efectiva Vertical Overburden Pressure (kgf/cm²) (Y)	0.4	5.0	0.6	3.5	0.8	2.5	1.0	2.0	1.2	1.7	1.4	1.5	1.6	1.4	1.8	1.3	2.0	1.2
Corrección de N-valor (X)	Efectiva Vertical Overburden Pressure (kgf/cm²) (Y)																								
0.4	5.0																								
0.6	3.5																								
0.8	2.5																								
1.0	2.0																								
1.2	1.7																								
1.4	1.5																								
1.6	1.4																								
1.8	1.3																								
2.0	1.2																								

Figura 91 Corrección por sobrecarga
Fuente: IS 2131:1981 (2016)

Ensayo a determinar	Norma	Título	Descripción y/o procedimiento	Usos y/o limitaciones	Gráfico o tabla referencial
Propiedades químicas	(IS 2720:Part 26:1987, 2016)	Method of test for soils: Part 26 determination of pH value	<p>Se dispone de dos métodos: el método electrométrico (método estándar) y el método colorimétrico para determinar los valores de pH de las soluciones de agua del suelo.</p> <p>El pH se mide electrométricamente mediante el empleo de suelo, agua destilada y por medio de un conjunto de electrodo que consiste en un electrodo de vidrio y un electrodo de referencia de calomelano con una solución saturada de cloruro de potasio. El cloruro de potasio se usa para el puente de sal debido al hecho de que la transferencia de los iones K^+ y Cl^- tiene lugar a la velocidad de la solución verdadera. La determinación del pH por este método se basa en la suposición de que el potencial registrado se debe totalmente a que la diferencia de potencial a través de la membrana de vidrio provocó la diferencia en la actividad de iones H^+, entre las soluciones dentro y fuera del electrodo de vidrio. La solución exterior es el ácido clorhídrico. En el método colorimétrico se emplea suelo y se forma una solución mediante el empleo de agua destilada y un indicador de pH colorimétrico. Este es un colorante orgánico, cuyo color está controlado por la actividad del ion hidrógeno en solución.</p>	<p>Se usa para la determinación del valor de pH. Se emplea suelo que pasa el tamiz de 425 micrones para la medición con electrodo. Las características ácidas o alcalinas de una muestra de suelo se pueden expresar cuantitativamente por medio de la actividad de iones de hidrógeno comúnmente designada como pH. Se sabe que varios factores afectan el valor del pH de una muestra de suelo en particular. Entre estos destacan la relación suelo-agua, concentración de sales solubles, presión de dióxido de carbono, cationes intercambiables y temperatura. El método colorimétrico puede considerarse aproximado pero rápido y es útil para la determinación del pH del suelo, tanto en el laboratorio como en el campo.</p>	

Figura 92 Principio de funcionamiento de un medidor de pH para IS 2720:Part 26:1987 (2016)
Fuente: Khan et al. (2017)

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Anexo 8. Normativas no consideradas en la investigación

- **ASTM**

ASTM D3080/D3080M-11 (2011): Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions (Retirada 2020).

ASTM D422-63 (2007): Standard test method for particle-size analysis of soils (Retirada 2016).

- **AASHTO**

AASHTO T 206-19 (2019): Penetration test and split-barrel sampling of soils (Vigente pero no usado en suelos expansivos).

AASHTO T 306-11 (2019): Progressing auger borings for geotechnical explorations (Vigente pero no usado en suelos expansivos).

AASHTO T 92-97 (2009): Standard method of test for determining the shrinkage factors of soils (Retirada).

AASHTO T 223-96 (2017): Standard method of test for field vane shear test in cohesive soil (Vigente pero no usado en suelos expansivos).

AASHTO T 236-08 (2018): Standard method of test for direct shear test of soils under consolidated drained conditions (Vigente pero no usado en suelos expansivos).

- **UNE**

UNE 7371:1975 (1975): Toma de muestras superficiales de suelo de tipo inalterado (Anulada)

- **IS**

IS 2720:Part 30:1980 (1980): Methods of test for soils: Part 30 Laboratory vane shear test (Activo pero no usado en suelo expansivo).

Anexo 9. Aditivos empleados en estabilización de taludes

Tabla 27 Aditivos de origen mineral y químico encontrados

Aditivo	Fundamentación	Modo de empleo en taludes	Ventajas	Desventajas y limitaciones	Resultados encontrados	Conclusiones en taludes
Cal	<p>La cal viva se produce a partir de la calcinación de piedra caliza y al combinarse con agua se puede obtener cal hidratada (Gonzales & Ticona, 2017). La adición de cal conduce a reacciones a corto y largo plazo. Las reacciones a corto plazo son el intercambio catiónico, la aglomeración y la floculación, causando la modificación del suelo. Las reacciones a largo plazo incluyen reacciones puzolánicas y carbonatación (Das et al., 2018; McCleskey, 2005). La floculación puede cambiar la textura plástica del suelo a una textura fina y granular, mientras que la carbonatación contribuye a la</p>	<ul style="list-style-type: none"> •Mezcla de suelo y cal en diferentes porcentajes en talud para evitar fallas superficiales (Puppala et al., 2015). •Columnas de cal para estabilización profunda (Cui et al., 2013). Son agujeros profundos de gran diámetro de material estabilizado con cal formado por la mezcla in situ de cal y arcillas suaves (Thyagaraj et al., 2012). •Inyección a presión de lechada de cal que seguirá las fisuras naturales, zonas de fractura u otros planos de debilidad. La suspensión se inyecta a través de tuberías de 40 mm de diámetro equipadas con boquillas perforadas. Las profundidades de más de 40 metros se pueden tratar de esta manera (Rogers & Bruce, 1991). 	<ul style="list-style-type: none"> •Aumenta la resistencia al corte del suelo, disminuye la plasticidad, aumenta la estabilidad de la pendiente, disminuye la consolidación y el asentamiento y mejora las propiedades de compresibilidad (Shahandashti et al., 2019). •Disminuye el potencial de hinchamiento y cambio de volumen por contracción (Jawad et al., 2014). •Es una técnica económica (Nakyeyune et al., 2017). •Aumenta el nivel de pH del suelo (Firoozi et al., 2017). •Causa una mayor disminución en la plasticidad en comparación con el cemento (Hasan & Nikraz, 2015). •Se puede usar en combinación con cemento para obtener mejor trabajabilidad y resistencia (Harichane et al., 2018). 	<ul style="list-style-type: none"> •Impacto ambiental: a medida que el contenido de cal aumenta, las emisiones de CO₂ de la maquinaria se incrementan (Zhang et al., 2019). •La producción de cal (su calcinación) emite altas cantidades de CO₂. •Se necesita un espacio adecuado de trabajo para mezclar adecuadamente la masa del suelo y la cal (Shahandashti et al., 2019). •Es adecuada para suelos que tienen un índice de plasticidad superior a 10 (Nakyeyune et al., 2017). •La durabilidad de la estabilización de la cal sobre el potencial de hinchamiento y la resistencia puede verse afectada negativamente por las influencias ambientales: agua, ciclos de congelación/descongelación, lixiviación, carbonatación, ataque de sulfato (Federal Highway Administration, 2015). •La construcción de columnas de cal en depósitos de suelo expansivo mediante la mezcla in situ de cal y este 	<ul style="list-style-type: none"> •La resistencia no drenada al corte de los suelos blandos estabilizados con cal, que se curó durante un período de 28 días aumentó de 97 kPa para un contenido de cal del 3% a 198 kPa para un contenido de cal viva del 12%, en peso del suelo en su contenido de humedad natural (Okeke et al., 2019). •El contenido de cal viva en peso del suelo seco al que la hinchazón comienza a aumentar es de aproximadamente 5% para suelos de grano fino y aproximadamente 9% para suelos de grano grueso (Dash & Hussain, 2012). •El potencial de hinchamiento de las muestras de suelo expansivo se redujo a 0% del valor no tratado de 4.95%, al emplear soluciones de cal hidratada (Thyagaraj et al., 2012). •Se empleó lechada de cal hasta una profundidad de 2m del suelo expansivo y el índice de plasticidad se redujo del 27% al 21%, el límite de contracción aumentó del 14% al 16% y el factor de seguridad se incrementó a 3.69 del valor de 0.55, para la pendiente completamente hinchada de un terraplén cuyo ancho inferior es 26 m y el ancho superior es 2 m. El nivel reducido del terraplén en la base es de aproximadamente 102.5 m y en 	<ul style="list-style-type: none"> •De acuerdo a Thakur & L'Heureux (2017) el emplear columnas de cal da como resultado un factor de seguridad aceptable. •Las columnas de cal, se consideran una forma efectiva de aumentar el factor de seguridad de la pendiente al incrementar los parámetros de resistencia al corte en las regiones en peligro de falla en arcillas (Cui et al., 2013). •La mezcla de cal viva, polvo de ladrillo y suelo ayudan a aumentar experimentalmente el factor de seguridad contra fallas en la pendiente manteniendo constante la magnitud de la carga, al incrementar la resistencia al corte (Ramakrishna et al., 2018).

Aditivo	Fundamentación	Modo de empleo en taludes	Ventajas	Desventajas y limitaciones	Resultados encontrados	Conclusiones en taludes
	resistencia del material estabilizado y las reacciones puzolánicas forman material cementante conforme pasa el tiempo incrementando la estabilización por cementación de las partículas (Rivera et al., 2020).			suelo puede ser muy difícil debido a la naturaleza muy rígida de estos suelos (Thyagaraj et al., 2012). • Requiere un diseño de ingeniería detallado (Shahandashti et al., 2019).	la parte superior es de aproximadamente 106 m. El terraplén es de planta circular y tiene una longitud de 132 m (Katti et al., 2010). •Se realizó una prueba triaxial UU y se descubrió que la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo expansivo se habían incrementado en un 47% y un 25%, empleando 15% de cal viva y 5% de polvo de ladrillo en peso del suelo seco (Ramakrishna et al., 2018).	
Cemento	Las materias primas para la fabricación del cemento Portland consisten en caliza, marga, arena silíceo y arcilla. También se emplean otras adiciones tales como yeso o materiales puzolánicos (Flores, 2014). En la estabilización del suelo con cemento Portland, a medida que el cemento se hidrata, se forma un gel que, al endurecerse, forma una matriz celular, que combina las partículas del suelo o forma puentes fuertes entre los agregados, produciendo así un material estructural rígido y duradero	•Lechada de cemento, que consiste en el empleo de la mezcla agua-cemento. Los puntos de lechada se conducen aproximadamente 3 pies por debajo de la profundidad estimada de la superficie de ruptura (J. M. Duncan et al., 2014). •En el método de mezcla de cemento profundo (DCM), el aditivo de cemento en suspensión o en polvo se inyecta en el suelo y se mezcla con el suelo in situ usando cuchillas o jet grouting, que forma una columna de suelo tratado duro. Para mejorar	•En el caso de suelos de grano fino, se produce una reacción entre la cal libre presente en la pasta de cemento con las partículas minerales de arcilla. Esta reacción tiene lugar en presencia de agua que implica la floculación y la formación de geles cementosos, lo que hace que las partículas de arcilla se aglomeren en partículas de gran tamaño, impartiendo friabilidad a la mezcla y aumentando la resistencia (Chattopadhyay & Maity, 2017). •La estabilización de suelos hinchados mediante la inyección de lechada de cemento es más barata, más factible y práctica, y se puede implementar en cualquier superficie (Daraei et al., 2018). •Llena los espacios vacíos y, como resultado,	•El uso de productos de cemento produce considerables gases de efecto invernadero, como el dióxido de carbono, en su fase de fabricación (Sujatha & Saisree, 2019). •La temperatura ambiente afecta el rendimiento de los estabilizadores a base de cemento (Daraei et al., 2018). •La infiltración de cemento en suelos de grano fino no es tan efectiva como en el caso de la cal, debido a la escasa solubilidad del cemento en agua (Jeyapalan et al., 1981). •El cemento es un material costoso. •A medida que el cemento se hidrata se producen cambios volumétricos, dando lugar a grietas por contracción (Chattopadhyay & Maity, 2017).	•Se preparó lechada con una relación agua-cemento de 1: 1. Los resultados indicaron que la hinchazón del suelo disminuye en > 90% al emplear 6% de inyección de lechada de cemento en función al volumen del suelo. La lechada también aumenta la resistencia a la compresión uniaxial del suelo por 2.2 veces (Daraei et al., 2018). •En el estudio realizado por Saride et al. (2013) en suelos orgánicos expansivos, el porcentaje óptimo de cemento se obtuvo en un rango de 3% - 6.5% en base al peso seco del suelo (basado en el tipo de suelo) (Hasan & Nikraz, 2015). •Se consiguió na reducción del índice de plasticidad del 16% y un aumento en la resistencia al cizallamiento no confinado de más de 200 kPa a partir de la adición de 15% de cemento en peso del suelo seco de una arcilla blanda y 28 días de curado (Saadeldin & Siddiqua, 2013).	•Según Jamsawang et al. (2015) el factor de seguridad en la pendiente 3.5H:1V aumentó y proporciona una mejora significativa en la estabilidad del talud. •La mezcla suelo-cemento desarrolla una alta resistencia al corte y conduce a una pendiente con un mayor factor de seguridad. (S. Hossain et al., 2017)

Aditivo	Fundamentación	Modo de empleo en taludes	Ventajas	Desventajas y limitaciones	Resultados encontrados	Conclusiones en taludes
	(Chattopadhyay & Maity, 2017).	la estabilidad de la pendiente, las columnas DCM generalmente se instalan en filas individuales llamadas "filas de columnas" (Jamsawang et al., 2015). •El procedimiento de reparación de fallas en pendientes poco profundas usando cemento, consiste en la eliminación completa de la masa de suelo fallida, la colocación de la mezcla de suelo y cemento y la compactación del mismo (Day, 1996; Shahandashti et al., 2019).	mantiene el agua fuera de la sección del terraplén. •Agrega resistencia a la masa del suelo a medida que el cemento se cura. La estabilización del cemento puede usarse para suelos cohesivos y granulares (Parsons & Milburn, 2003). •Reduce el índice de plasticidad y aumenta la resistencia al corte del suelo (Shahandashti et al., 2019). •El potencial de hinchamiento disminuye en mezclas de suelo-cemento (Sharo et al., 2019).	•Requiere un diseño de ingeniería detallado (Shahandashti et al., 2019)	•La adición de 2 a 6 % de cemento portland al peso del suelo seco redujo considerablemente la tendencia al cambio de volumen del suelo expansivo (Jeyapalan et al., 1981). •En la pendiente 3.5H:1V, se obtuvo un factor de seguridad de 2 al usar columnas de cemento (DCM) con diámetro de 0.6m y 10.5 m de profundidad, en comparación a 1.445 obtenido para el suelo natural. Para alcanzar la resistencia a la compresión requerida se utilizaron 220 kg/m3 de cemento (Jamsawang et al., 2015).	
Ceniza volante	La ceniza volante es un producto de desecho de las centrales térmicas (Rajak et al., 2019). Es un subproducto del proceso de combustión del carbón. La ceniza volante se clasifica en clase C y F, por su contenido de óxido de calcio (CaO) (Onyelowe & Okafor, 2012). La clase C es una combinación de	•La suspensión de cal/cenizas volantes se ha utilizado en los Estados Unidos para tratar suelos arcillosos expansivos durante algunos años. Se aplican inyecciones a presiones de lechadas a profundidades predeterminadas (Chandler et al., 1991). •Mezcla de suelo-ceniza volante en diferentes	•La estabilización del suelo utilizando cenizas volantes autocementantes puede ser un método más rápido y económico en comparación con la eliminación y el reemplazo de estos suelos in situ de baja calidad (Shahandashti et al., 2019). •Las reacciones provocadas por las cenizas volantes ocurren más lentamente que el cemento pero más rápidamente que la cal (Shahandashti et al.,	•El grado de mejora de las propiedades índice del suelo depende de la distribución del tamaño de partícula, el contenido de cal libre y la reactividad puzolánica de las cenizas volantes (Bashir & Asuri, 2019). •Es susceptible a la erosión del viento y el agua, y en las regiones frías, la expansión de las heladas. •Percepciones del uso de cenizas volantes únicamente como	•El índice de compresión disminuye apreciablemente con la adición de cenizas volantes, lo que indica una mejora en la compresibilidad de la muestra compuesta con cenizas volantes debido a la formación de uniones cementosas. Se ve que la adición de un 20% de cenizas volantes con alto contenido de calcio es lo óptimo para mejorar las características de compresibilidad del suelo arcilloso curado durante 7 días, frente al 60% de las pruebas inmediatas. La adición de cenizas volantes a suelos arcillosos reduce	La adición de cenizas volantes mejora la resistencia y controla la inestabilidad de la pendiente en condiciones de hasta 14 m de altura y 37°. El factor de seguridad incrementa con el aumento en el porcentaje de cenizas volantes a una altura particular. Con un aumento adicional en la altura, la pendiente se vuelve críticamente estable y falla en la

Aditivo	Fundamentación	Modo de empleo en taludes	Ventajas	Desventajas y limitaciones	Resultados encontrados	Conclusiones en taludes
	<p>material de puzolana y cementoso cuando se combinan con agua, produciéndose esta reacción, que da como resultado la unión de partículas. La clase F es una puzolana que a menudo requiere un activador como la cal o el cemento (Shahandashti et al., 2019). Las cenizas volantes consisten en esferas huecas de silicio, aluminio, óxidos de hierro y carbono no oxidado. Son de naturaleza puzolánica y contienen algo de cal libre. La ceniza volante es un material no plástico y fino que tiene una cohesión insignificante y un ángulo de fricción interna en un rango de 29 ° a 37 ° en condiciones secas, mientras que exhibe cierta cohesión en condiciones húmedas debido a su naturaleza autocementante (Porbaha et al.,</p>	<p>proporciones al peso de suelo seco para estabilización superficial (de forma experimental) (Rajak et al., 2019).</p>	<p>2019; Xu & Sarkar, 1993). <ul style="list-style-type: none"> •El límite de contracción aumenta significativamente con la adición de cenizas volantes (Bashir & Asuri, 2019). •Ayuda a reducir la contracción y la hinchazón de los suelos expansivos, reducir los asentamientos, mejorar la capacidad de carga, aumentar la resistencia a la erosión y estabilizar las pendientes fallidas (Chandler et al., 1991). •La capacidad de auto-unión debido a la reacción química con hidróxido de calcio en presencia de agua, conduce a un aumento de la resistencia al corte durante los procesos de compactación y consolidación (Berisavljević et al., 2015). •Las cenizas volantes (FA) son uno de los riesgos ambientales asociados con la producción de electricidad a partir de la incineración de combustibles fósiles, con costosos desechos en vertederos y problemas de salud ambiental. El uso de suelo estabilizado de esta manera tiene el doble beneficio de eliminar los materiales nocivos del medio ambiente y, al </p>	<p>experimentales (Martin et al., 1991) <ul style="list-style-type: none"> •Ciertas fuentes de cenizas volantes pueden ser corrosivas para las tuberías metálicas colocadas dentro de un terraplén (FHWA, 2016). •Requiere un diseño de ingeniería detallado (Shahandashti et al., 2019). </p>	<p>significativamente su hinchamiento debido a una reducción relativa de finos plásticos arcillosos por finos plásticos de las cenizas volantes. El potencial de oleaje disminuye significativamente a medida que aumenta el porcentaje de cenizas volantes. El uso de cenizas volantes de clase C, incluso en pequeños porcentajes, es más eficaz para reducir las características de hinchamiento en comparación con el 40% de las cenizas volantes de clase F (Bashir & Asuri, 2019). <ul style="list-style-type: none"> •El índice de plasticidad del suelo expansivo se redujo del 32.23% a 17.31%, para un contenido de 15% de ceniza volante en proporción al peso seco del suelo y el porcentaje de hinchazón se redujo de 10.5% a 7%. Según ASTM C618, las cenizas volantes se clasifican como Clase F según su composición química (Zha et al., 2008). •La cohesión no drenada aumenta con el tiempo independientemente del contenido de FA de la mezcla. En la mezcla de 15% de ceniza volante tipo C en base al peso seco del suelo se tuvo un aumento a 450 kN/m² a los 90 días de curado, de 100 kN/m² correspondiente al suelo natural. Además, el ángulo de fricción interno aumenta considerablemente al aumentar el nivel de inclusión de FA. En la mezcla de 15% de peso seco del suelo se tuvo un </p>	<p>temporada de lluvias (Rajak et al., 2019).</p>

Aditivo	Fundamentación	Modo de empleo en taludes	Ventajas	Desventajas y limitaciones	Resultados encontrados	Conclusiones en taludes
	2000; Rajak et al., 2017).		mismo tiempo, el uso de material de construcción barato comparado con el cemento o la cal (Abadi, 2014).		<p>aumento a 32° a los 90 días de curado, de 24° correspondiente al suelo natural (Sezer et al., 2006).</p> <p>•El factor de seguridad al emplear el 20% de ceniza volante en porcentaje de peso de suelo seco incrementa de 1.03 a 1.13, para el caso crítico de 14 m de altura y una pendiente de 37° (Rajak et al., 2019).</p>	
Biopolímero goma guar	<p>Un biopolímero es un polímero orgánico que se produce naturalmente a partir de seres vivos. Los biopolímeros son en su mayoría polisacáridos de alto peso molecular que contienen grupos químicamente activos con cargas eléctricas que los hacen interactuar activamente con minerales de arcilla (Acharya et al., 2017; Sutherland, 2001).</p> <p>Goma Guar es un polisacárido extraído de las semillas de guar, que se puede disolver en agua fría y caliente. Las soluciones con GG actúan como geles o aglutinantes (Soldo et al., 2020).</p>	<p>Mezcla de suelo expansivo y biopolímero Goma Guar en diferentes porcentajes al peso del suelo seco para prevenir fallas poco profundas. (Caballero et al., 2016)</p>	<p>•La adición de biopolímero aumenta moderadamente la resistencia al corte del suelo (Caballero et al., 2016).</p> <p>•Reduce el potencial de contracción de los suelos hasta cierta cantidad de biopolímero.</p> <p>•Son amigables con el medio ambiente. (Ashwin et al., 2019)</p>	<p>•Los suelos estabilizados con Goma Guar son susceptibles a cambios volumétricos; sin embargo, el aumento del potencial de hinchamiento es proporcional al aumento de biopolímero en la mezcla por lo que es factible emplear una baja proporción.</p> <p>•Solo empleado de manera experimental (Caballero et al., 2016). Las aplicaciones en pruebas de campo reales aún se encuentran en investigación.</p> <p>•Las profundidades del tratamiento del suelo varían de 0.3 a 1.5 m (Puppala & Pedarla, 2017).</p> <p>•Existe incertidumbre sobre la durabilidad de las mezclas de suelo de biopolímeros (Caballero et al., 2016).</p> <p>•Los polímeros biodegradables obtenidos de fuentes renovables poseen carácter hidrofílico dominante,</p>	<p>•La mezcla de suelo expansivo y de biopolímero al 0.5% del peso del suelo seco presenta la concentración óptima basada en su alta resistencia y bajo potencial de hinchamiento. El factor de seguridad aumentó de 8.6 a 11.9 en condiciones normales y el talud a una profundidad de análisis de 1.2 m, con una pendiente de 18° (Caballero et al., 2016).</p> <p>•La cohesión no drenada para el 0.5% de Goma Guar al peso seco de suelo y 7 días de curado cambió de 5 Kpa a 16 Kpa y el ángulo de fricción se mantuvo constante a 26° (Acharya et al., 2017).</p>	<p>•La aplicación de suelo reforzado con biopolímero aumentó sustancialmente el factor de seguridad contra fallas poco profundas en taludes. Destaca la adaptabilidad de los biopolímeros para mejorar los parámetros de resistencia y proporcionar una solución segura (Caballero et al., 2016). Es factible la aplicación potencial de la Goma Guar para estabilizar las pendientes en áreas con veranos extensos y lluvia (Acharya et al., 2017).</p>

Aditivo	Fundamentación	Modo de empleo en taludes	Ventajas	Desventajas y limitaciones	Resultados encontrados	Conclusiones en taludes
Estabilizador iónico líquido de suelo (LISS)	<p>El estabilizador está compuesto principalmente de ácido sulfúrico, ácido fosfórico, ácido cítrico, agua y surfactante. Las partículas del suelo flocculan tras la adición de LISS y se forma un compuesto rico en fósforo que une las partículas del suelo después del tratamiento (He, 2019). Los compuestos químicos modifican la superficie de las partículas de arcilla e inhiben la absorción de agua (He et al., 2018).</p>	<ul style="list-style-type: none"> •En laboratorio, las muestras de suelo tratadas se preparan mezclando a mano el suelo seco con soluciones LISS. •En el campo, el aditivo LISS se diluye con agua y luego se inyecta a presión para mezclar y tratar el suelo a grandes profundidades (He, 2019). 	<ul style="list-style-type: none"> •Manufactura respetuosa con el medio ambiente. •Mejora la resistencia y la rigidez de los suelos expansivos problemáticos a niveles moderados. •Inhibe el potencial de hinchamiento de los suelos expansivos y reduce ligeramente el índice de plasticidad y la contracción (He, 2019). 	<p>rápida tasa de degradación y, en algunos casos, propiedades mecánicas insatisfactorias, particularmente en ambientes húmedos (Sulong & Rus, 2013).</p> <ul style="list-style-type: none"> •Más costoso en comparación a cal y cemento. Aproximadamente \$12/kg (REFAQUIM, 2020). 	<p>La relación química doble (10 ml/galón) que tenía la concentración más alta de LISS, exhibió el rendimiento óptimo basado en las mejoras generales en las propiedades de ingeniería tales como resistencia, rigidez y reducción del potencial de hinchamiento. El pH de LISS aumentó de 3 a 7.8 en 20 días, lo que exhibió una reacción química progresiva en este período de tiempo. El factor global de seguridad de los suelos expansivos de Texas después del tratamiento, aumentó en un 13% (FS=1.7) en comparación con el de la pendiente de 13° no tratada (FS=1.5). Además el ángulo de fricción y la cohesión drenada aumentaron de 23.5° a 27.4° y de 48 psf a 96.8 psf, respectivamente a los 28 días de curado. El potencial de hinchamiento del suelo tratado con la proporción 10 ml/galón después de curar 28 días, se redujo casi</p>	<p>El LISS puede ser efectivo para prevenir la falla de la pendiente superficial al impartir la resistencia del suelo y reducir el potencial de hinchamiento (He, 2019).</p>

Aditivo	Fundamentación	Modo de empleo en taludes	Ventajas	Desventajas y limitaciones	Resultados encontrados	Conclusiones en taludes
					un 90%, en comparación con la muestra sin tratar (He, 2019).	

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Anexo 10. Especificaciones aplicables a ceniza volcánica

Norma ASTM C618-19 (2019)

Clase N: Puzolanas naturales crudas o calcinadas que cumplen con los requisitos aplicables para la clase que se indica.

Clase F: cenizas volantes que cumplen con los requisitos aplicables para esta clase. Esta clase de cenizas volantes tiene propiedades puzolánicas.

Clase C: cenizas volantes que cumplen con los requisitos aplicables para esta clase. Esta clase de cenizas volantes, además de tener propiedades puzolánicas, también tiene algunas propiedades cementosas.

Tabla 28 *Requerimientos químicos*

	Class		
	N	F	C
Silicon dioxide (SiO ₂) plus aluminum oxide (Al ₂ O ₃) plus iron oxide (Fe ₂ O ₃), min, %	70.0	70.0	50.0
Sulfur trioxide (SO ₃), max, %	4.0	5.0	5.0
Moisture content, max, %	3.0	3.0	3.0
Loss on ignition, max, %	10.0	6.0 ^A	6.0

Fuente: ASTM C618-19 (2019)

Tabla 29 *Requerimientos físicos*

	Class		
	N	F	C
<i>Fineness:</i>			
Amount retained when wet-sieved on 45 µm (No. 325) sieve, max, %	34	34	34
<i>Strength activity index:</i> ^A			
With portland cement, at 7 days, min, percent of control	75 ^B	75 ^B	75 ^B
With portland cement, at 28 days, min, percent of control	75 ^B	75 ^B	75 ^B
Water requirement, max, percent of control	115	105	105
<i>Soundness:</i> ^C			
Autoclave expansion or contraction, max, %	0.8	0.8	0.8
<i>Uniformity requirements:</i>			
The density and fineness of individual samples shall not vary from the average established by the ten preceding tests, or by all preceding tests if the number is less than ten, by more than:			
Density, max variation from average, %	5	5	5
Percent retained on 45-µm (No. 325), max variation, percentage points from average	5	5	5

^A The *strength* activity index with portland cement is not to be considered a measure of the compressive strength of concrete containing the fly ash or natural pozzolan. The mass of fly ash or natural pozzolan specified for the test to determine the *strength* activity index with portland cement is not considered to be the proportion recommended for the concrete to be used in the work. The optimum amount of fly ash or natural pozzolan for any specific project is determined by the required properties of the concrete and other constituents of the concrete and is to be established by testing. *Strength* activity index with portland cement is a measure of reactivity with a given cement and is subject to variation depending on the source of both the fly ash or natural pozzolan and the cement.

^B Meeting the 7 day or 28 day *strength* activity index will indicate specification compliance.

^C If the fly ash or natural pozzolan will constitute more than 20 % by mass of the cementitious material in the project mixture, the test specimens for autoclave expansion shall contain that anticipated percentage. Excessive autoclave expansion is highly significant in cases where water to cementitious material ratios are low, for example, in block or shotcrete mixtures.

Fuente: ASTM C618-19 (2019)

Estudios realizados con el empleo de ceniza volcánica

Tabla 30 Estudios en los que se ha empleado ceniza volcánica como aditivo para estabilización

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones																																																																	
(Harichane et al., 2011)	<p>Tabla 31 <i>Composición química de la puzolana natural</i></p> <table border="1" data-bbox="354 727 768 1065"> <thead> <tr> <th>Chemical composition</th> <th>Natural pozzolana (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>SiO₂</td><td>46.4</td></tr> <tr><td>Al₂O₃</td><td>17.5</td></tr> <tr><td>Fe₂O₃</td><td>9.69</td></tr> <tr><td>CaO</td><td>9.90</td></tr> <tr><td>MgO</td><td>2.42</td></tr> <tr><td>CaO free</td><td>–</td></tr> <tr><td>SO₃</td><td>0.83</td></tr> <tr><td>Na₂O</td><td>3.30</td></tr> <tr><td>K₂O</td><td>1.51</td></tr> <tr><td>TiO₂</td><td>2.10</td></tr> <tr><td>P₂O₃</td><td>0.80</td></tr> <tr><td>Loss of ignition</td><td>5.34</td></tr> </tbody> </table>	Chemical composition	Natural pozzolana (%)	SiO ₂	46.4	Al ₂ O ₃	17.5	Fe ₂ O ₃	9.69	CaO	9.90	MgO	2.42	CaO free	–	SO ₃	0.83	Na ₂ O	3.30	K ₂ O	1.51	TiO ₂	2.10	P ₂ O ₃	0.80	Loss of ignition	5.34	<p>Tabla 32 <i>Características físicas de los suelos</i></p> <table border="1" data-bbox="821 699 1241 1036"> <thead> <tr> <th>Basic characteristics</th> <th>Soil 1</th> <th>Soil 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Color</td><td>Grey</td><td>Red</td></tr> <tr><td>Depth (m)</td><td>4</td><td>5</td></tr> <tr><td>Natural water content (%)</td><td>32.87</td><td>13.77</td></tr> <tr><td>Specific gravity</td><td>2.71</td><td>2.84</td></tr> <tr><td>Passing 80 µm sieve (%)</td><td>85.0</td><td>97.5</td></tr> <tr><td>Liquid limit (%)</td><td>84.8</td><td>47.79</td></tr> <tr><td>Plastic limit (%)</td><td>32.78</td><td>23.23</td></tr> <tr><td>Plasticity index (%)</td><td>52.02</td><td>24.56</td></tr> <tr><td>Classification (USCS)</td><td>CH</td><td>CL</td></tr> <tr><td>Optimum water content (%)</td><td>28.3</td><td>15.3</td></tr> <tr><td>Maximum dry density (kN/m³)</td><td>13.8</td><td>16.9</td></tr> <tr><td>Unconfined compressive strength (kPa)</td><td>55.6</td><td>222.5</td></tr> </tbody> </table>	Basic characteristics	Soil 1	Soil 2	Color	Grey	Red	Depth (m)	4	5	Natural water content (%)	32.87	13.77	Specific gravity	2.71	2.84	Passing 80 µm sieve (%)	85.0	97.5	Liquid limit (%)	84.8	47.79	Plastic limit (%)	32.78	23.23	Plasticity index (%)	52.02	24.56	Classification (USCS)	CH	CL	Optimum water content (%)	28.3	15.3	Maximum dry density (kN/m ³)	13.8	16.9	Unconfined compressive strength (kPa)	55.6	222.5	<p>Los suelos utilizados se obtuvieron cerca de la ciudad de Chlef, en Argelia. La puzolana natural utilizada fue recolectada de una cantera en la región de Beni-Saf en el oeste de Argelia y se molió. Una serie de pruebas de laboratorio que consisten en límites de Atterberg, compactación, resistencia al corte (triaxial UU) y resistencia a la compresión no confinada se llevaron a cabo en los dos suelos. Se usaron combinaciones de puzolana natural (NP) y cal viva (L) para la estabilización. Los porcentajes de puzolana natural fueron 0, 10 y 20%, mientras que los porcentajes de cal fueron 0, 4 y 8%, en proporción al peso seco del suelo.</p>	<p>La adición de puzolana natural sola a los suelos grises y rojos mejoró su trabajabilidad debido a la reducción en la plasticidad de estos suelos. Se observó reducción del índice de plasticidad del 52% del suelo natural gris al 46% para el 20% de NP y al 19% para el 10%NP+8%L y del 24% del suelo natural rojo al 17% para el 20% de NP y al 20% para el 10%NP+8%L. La adición de puzolana natural aumentó ligeramente la resistencia de los suelos grises y rojos. Así, con un contenido de NP del 20%, los suelos grises y rojos muestran un aumento marginal de 2 veces en comparación con el suelo no tratado</p>	<p>Cuando se agregaron tanto la puzolana natural como la cal a los suelos cohesivos, se observó un cambio apreciable en el comportamiento de plasticidad. Sin embargo, la adición de puzolana natural tiene un efecto menor en el índice de plasticidad del suelo gris. La combinación de puzolana natural y cal puede mejorar efectivamente las propiedades de los suelos cohesivos. Se observaron resistencias al corte máximas para muestras estabilizadas con una combinación de puzolana-cal natural en comparación con las estabilizadas con cal o puzolana natural sola. La combinación de puzolana natural y cal al suelo gris disminuye el OMC (contenido óptimo de humedad) y aumenta el MDD (densidad seca máxima).</p>
	Chemical composition	Natural pozzolana (%)																																																																				
SiO ₂	46.4																																																																					
Al ₂ O ₃	17.5																																																																					
Fe ₂ O ₃	9.69																																																																					
CaO	9.90																																																																					
MgO	2.42																																																																					
CaO free	–																																																																					
SO ₃	0.83																																																																					
Na ₂ O	3.30																																																																					
K ₂ O	1.51																																																																					
TiO ₂	2.10																																																																					
P ₂ O ₃	0.80																																																																					
Loss of ignition	5.34																																																																					
Basic characteristics	Soil 1	Soil 2																																																																				
Color	Grey	Red																																																																				
Depth (m)	4	5																																																																				
Natural water content (%)	32.87	13.77																																																																				
Specific gravity	2.71	2.84																																																																				
Passing 80 µm sieve (%)	85.0	97.5																																																																				
Liquid limit (%)	84.8	47.79																																																																				
Plastic limit (%)	32.78	23.23																																																																				
Plasticity index (%)	52.02	24.56																																																																				
Classification (USCS)	CH	CL																																																																				
Optimum water content (%)	28.3	15.3																																																																				
Maximum dry density (kN/m ³)	13.8	16.9																																																																				
Unconfined compressive strength (kPa)	55.6	222.5																																																																				
	Fuente: Harichane et al. (2011)	Fuente: Harichane et al. (2011)																																																																				

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones
				después de 90 días de curado. Las combinaciones naturales de puzolana y cal produjeron una mayor resistencia que la estabilización con cal sola o con puzolana natural sola. Respecto a la resistencia a la compresión, se puede ver que a los 90 días y con una combinación de 10% NP + 4% L para suelos grises y rojos representaron un aumento de 34 y 14 veces, respectivamente, en comparación con ambos suelos no tratados.	

Tabla 33 *Propiedades físicas y químicas de la ceniza volcánica*

Chemical composition Oxide compounds	Volcanic ash %
<i>Chemical composition</i>	
Calcium oxide (CaO)	6.3
Silica (SiO ₂)	59.5
Alumina (Al ₂ O ₃)	17.8
Iron oxide (Fe ₂ O ₃)	6.9
Sulphur trioxide (SO ₃)	0.6
Magnesia (MgO)	2.5
Sodium oxide (Na ₂ O)	3.1
Potassium oxide (K ₂ O)	3.3
Loss on ignition	0.8
<i>Physical properties</i>	
Fineness, m ² /kg	290
Sp. gravity	2.45

(Hossain & Mol, 2011)

Fuente: Hossain & Mol (2011)

Tabla 34 *Prueba de laboratorio sobre propiedades de ingeniería del suelo*

Atterberg limits (%) (ASTM 2000a)		Grain fractions (%) (ASTM 2000b)				Soil classification (ASTM 2000b)			
LL	PL	PI	Gravel	Sand	Silt	Clay	USCS	AASHTO	USDA
39	20	19	7	42	35	16	CL	A-6	Loam

Natural moisture content: 12.3%

Fuente: Hossain & Mol (2011)

La ceniza volcánica (VA) utilizada se recolectó de la provincia de Papúa Nueva Guinea, en Nueva Bretaña y el polvo de horno de cemento (CKD) fue suministrado por una empresa cementera local. Se recolectó suelo arcilloso del área donde hay depósitos de cenizas volcánicas disponibles.

La densidad seca máxima disminuyó y el contenido de humedad óptimo aumentó con el empleo del contenido de VA de 0% a 20%. La reacción puzolánica de VA con los componentes del suelo tendió a aumentar el contenido óptimo de humedad. La resistencia a la compresión creció

Los suelos estabilizados exhiben propiedades mecánicas mejoradas tales como resistencia (compresión), módulo de elasticidad y relación de soporte de California (CBR). Se encuentra que el beneficio potencial de la estabilización depende del tipo/cantidad de estabilizadores, combinaciones de estabilizadores y la edad.

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones
			<p>Se llevaron a cabo pruebas de laboratorio que consistieron en compactación proctor estándar, resistencia a la compresión no confinada, resistencia a la tracción, módulo de elasticidad, relación de soporte de California (CBR), entre otros. El suelo se mezcló con diversos porcentajes de ceniza y CKD en peso seco del suelo y se curó durante 7, 28, 56 y 91 días. Las combinaciones fueron 0%, 5%, 10%, 15%, 20% VA y 0%, 2%, 5%, 10%, 15%, 20% CKD.</p>	<p>con el aumento de la edad y el contenido de estabilizador. La resistencia a la compresión en 91 días de la mezcla 20 VA fue de 3.1 MPa en comparación con 0.2 MPa de la mezcla 0 VA. Las combinaciones de estabilizadores con dosis más altas produjeron una mayor resistencia a la compresión. Casi todas las mezclas de suelo estabilizado produjeron valores de CBR muy altos (> 80%), un valor que normalmente caracteriza una excelente subrasante de pavimento compactado) y tienen el potencial de ser utilizados para fabricar ladrillos para la construcción de edificios.</p>	

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones																																																									
(Rifa'I & Yasufuku, 2014)	<p>Tabla 35 <i>Composición química de la ceniza volcánica</i></p> <table border="1" data-bbox="369 743 766 932"> <thead> <tr> <th>Chemical content</th> <th>Volcanic ash (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><i>Alumina</i> (Al₂O₃)</td> <td>21.97</td> </tr> <tr> <td><i>Calcium Oxide</i> (CaO)</td> <td>3.95</td> </tr> <tr> <td><i>Iron Oxide</i> (Fe₂O₃)</td> <td>6.08</td> </tr> <tr> <td><i>Sodium Oxide</i> (Na₂O)</td> <td>3.40</td> </tr> <tr> <td><i>Potassium Oxide</i> (K₂O)</td> <td>2.48</td> </tr> <tr> <td><i>Magnesium Oxide</i> (MgO)</td> <td>1.67</td> </tr> <tr> <td><i>Silica</i> (SiO₂)</td> <td>60.49</td> </tr> <tr> <td>LOI (Loss of Ignition)</td> <td>0.91</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente: Rifa'I & Yasufuku (2014)</p>	Chemical content	Volcanic ash (%)	<i>Alumina</i> (Al ₂ O ₃)	21.97	<i>Calcium Oxide</i> (CaO)	3.95	<i>Iron Oxide</i> (Fe ₂ O ₃)	6.08	<i>Sodium Oxide</i> (Na ₂ O)	3.40	<i>Potassium Oxide</i> (K ₂ O)	2.48	<i>Magnesium Oxide</i> (MgO)	1.67	<i>Silica</i> (SiO ₂)	60.49	LOI (Loss of Ignition)	0.91	<p>Tabla 36 <i>Composición química del suelo</i></p> <table border="1" data-bbox="846 428 1226 617"> <thead> <tr> <th>Chemical content</th> <th>Soft soil (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><i>Alumina</i> (Al₂O₃)</td> <td>22.91</td> </tr> <tr> <td><i>Calcium Oxide</i> (CaO)</td> <td>0.41</td> </tr> <tr> <td><i>Iron Oxide</i> (Fe₂O₃)</td> <td>10.94</td> </tr> <tr> <td><i>Sodium Oxide</i> (Na₂O)</td> <td>2.53</td> </tr> <tr> <td><i>Potassium Oxide</i> (K₂O)</td> <td>2.31</td> </tr> <tr> <td><i>Magnesium Oxide</i> (MgO)</td> <td>2.03</td> </tr> <tr> <td><i>Silica</i> (SiO₂)</td> <td>49.06</td> </tr> <tr> <td>LOI (Loss of Ignition)</td> <td>13.86</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente: Rifa'I & Yasufuku (2014)</p>	Chemical content	Soft soil (%)	<i>Alumina</i> (Al ₂ O ₃)	22.91	<i>Calcium Oxide</i> (CaO)	0.41	<i>Iron Oxide</i> (Fe ₂ O ₃)	10.94	<i>Sodium Oxide</i> (Na ₂ O)	2.53	<i>Potassium Oxide</i> (K ₂ O)	2.31	<i>Magnesium Oxide</i> (MgO)	2.03	<i>Silica</i> (SiO ₂)	49.06	LOI (Loss of Ignition)	13.86	<p>Tabla 37 <i>Resultados de pruebas de laboratorio de suelo</i></p> <table border="1" data-bbox="846 776 1226 997"> <thead> <tr> <th colspan="2">Engineering properties</th> </tr> <tr> <th>Parameters</th> <th>Value</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Water content, w (%)</td> <td>69.54</td> </tr> <tr> <td>Specific gravity, G_s</td> <td>2.69</td> </tr> <tr> <td>Liquid limit, LL (%)</td> <td>80</td> </tr> <tr> <td>Plasticity index, P_i (%)</td> <td>51.5</td> </tr> <tr> <td>Fine fraction (%)</td> <td>97.83</td> </tr> <tr> <td>AASHTO/USCS classification</td> <td>A-7-6/ CH</td> </tr> <tr> <td>Soaked CBR, field density (%)</td> <td>1.07</td> </tr> <tr> <td>Swelling potential (%)</td> <td>22.37</td> </tr> </tbody> </table>	Engineering properties		Parameters	Value	Water content, w (%)	69.54	Specific gravity, G _s	2.69	Liquid limit, LL (%)	80	Plasticity index, P _i (%)	51.5	Fine fraction (%)	97.83	AASHTO/USCS classification	A-7-6/ CH	Soaked CBR, field density (%)	1.07	Swelling potential (%)	22.37	<p>La ceniza volcánica, resultado de la erupción de Merapi en 2010, fue tomada de Glagaharjo, Indonesia. El tamaño de polvo usado de las cenizas volcánicas se pasa por el tamiz número 60 y 270. El suelo arcilloso se tomó en la ciudad de Tegal, en el centro de Java. Se evaluó la composición mineral, las propiedades físicas y mecánicas de la mezcla de cenizas volcánicas del suelo mediante pruebas de laboratorio. La estabilización del suelo se realizó con variación de cenizas volcánicas tanto en tamaño como en contenido de polvo, y agregando cal en proporción al peso seco del suelo. La mezcla de cenizas volcánicas del 30% al 50% y cal del 7% a 9% con suelo se curó durante 14 días.</p>	<p>La fracción fina de la mezcla del suelo disminuyó al aumentar el contenido de cenizas volcánicas. El aumento de la curva de cambio de contenido de cenizas volcánicas de la distribución del tamaño de grano se muevió a propiedades de material más grueso. Con un contenido de ceniza volcánica del 25% pasado por el tamiz #60 y un 5% de cal viva (CaO) añadida en la mezcla del suelo, el valor límite líquido se convirtió en 65% (19% decreciente). Las mezclas de suelo y ceniza volcánica se volvieron no plásticas cuando se agregó un 30% de contenido de ceniza volcánica fina (pasante por el tamiz #270). El potencial de hinchamiento más bajo se obtuvo al agregar 5% de cal y 35% de ceniza volcánica que pasa por el tamiz #60. Para el contenido de cenizas</p>	<p>El tamaño del polvo de ceniza volcánica afecta la reacción de la mezcla del suelo. La utilización de cenizas volcánicas que tienen un tamaño de grano que pasa el tamiz número 270 es más eficaz. Cuanto más pequeño sea el tamaño del polvo de cenizas volcánicas, mejor será la reacción. El efecto de la adición de cenizas volcánicas en la estabilización del suelo después de un tiempo de curado de 14 días puede mejorar las propiedades de ingeniería del suelo arcilloso, cambiar la curva de distribución del tamaño de grano al disminuir la fracción fina, disminuir los límites de consistencia para convertirse en suelo no plástico, aumentar la capacidad de carga, y disminuir el potencial de hinchazón. La adición de 35% de cenizas volcánicas y 9% de cal da el efecto más significativo en la mejora del suelo.</p>
	Chemical content	Volcanic ash (%)																																																												
	<i>Alumina</i> (Al ₂ O ₃)	21.97																																																												
	<i>Calcium Oxide</i> (CaO)	3.95																																																												
	<i>Iron Oxide</i> (Fe ₂ O ₃)	6.08																																																												
	<i>Sodium Oxide</i> (Na ₂ O)	3.40																																																												
<i>Potassium Oxide</i> (K ₂ O)	2.48																																																													
<i>Magnesium Oxide</i> (MgO)	1.67																																																													
<i>Silica</i> (SiO ₂)	60.49																																																													
LOI (Loss of Ignition)	0.91																																																													
Chemical content	Soft soil (%)																																																													
<i>Alumina</i> (Al ₂ O ₃)	22.91																																																													
<i>Calcium Oxide</i> (CaO)	0.41																																																													
<i>Iron Oxide</i> (Fe ₂ O ₃)	10.94																																																													
<i>Sodium Oxide</i> (Na ₂ O)	2.53																																																													
<i>Potassium Oxide</i> (K ₂ O)	2.31																																																													
<i>Magnesium Oxide</i> (MgO)	2.03																																																													
<i>Silica</i> (SiO ₂)	49.06																																																													
LOI (Loss of Ignition)	13.86																																																													
Engineering properties																																																														
Parameters	Value																																																													
Water content, w (%)	69.54																																																													
Specific gravity, G _s	2.69																																																													
Liquid limit, LL (%)	80																																																													
Plasticity index, P _i (%)	51.5																																																													
Fine fraction (%)	97.83																																																													
AASHTO/USCS classification	A-7-6/ CH																																																													
Soaked CBR, field density (%)	1.07																																																													
Swelling potential (%)	22.37																																																													
<table border="1" data-bbox="846 1052 1226 1256"> <thead> <tr> <th colspan="2">Mineral composition</th> </tr> <tr> <th>Mineral</th> <th>Intensity</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><i>Illite</i></td> <td>28.74</td> </tr> <tr> <td><i>Montmorillonite</i></td> <td>10.95</td> </tr> <tr> <td><i>Feldspar</i></td> <td>6.47</td> </tr> <tr> <td><i>Hypersthene</i></td> <td>6.47</td> </tr> <tr> <td><i>Plagioclase</i></td> <td>6.06</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente: Rifa'I & Yasufuku (2014)</p>	Mineral composition		Mineral	Intensity	<i>Illite</i>	28.74	<i>Montmorillonite</i>	10.95	<i>Feldspar</i>	6.47	<i>Hypersthene</i>	6.47	<i>Plagioclase</i>	6.06																																																
Mineral composition																																																														
Mineral	Intensity																																																													
<i>Illite</i>	28.74																																																													
<i>Montmorillonite</i>	10.95																																																													
<i>Feldspar</i>	6.47																																																													
<i>Hypersthene</i>	6.47																																																													
<i>Plagioclase</i>	6.06																																																													

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones																																																																																																
(al-Swaidani et al., 2016)	<p data-bbox="333 850 800 902">Tabla 38 Composiciones químicas y algunas propiedades físicas de la cal y la puzolana natural</p> <table border="1" data-bbox="333 938 800 1081"> <thead> <tr> <th>Type</th> <th colspan="10">Chemical composition (%)</th> </tr> <tr> <td></td> <th>SiO₂</th> <th>Al₂O₃</th> <th>Fe₂O₃</th> <th>CaO</th> <th>MgO</th> <th>SO₃</th> <th>Na₂O</th> <th>K₂O</th> <th>TiO₂</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Lime</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>0.47</td> <td>93.7</td> <td>0.53</td> <td>1.2</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>Natural pozzolana</td> <td>46.5^a</td> <td>19.28</td> <td>11.22</td> <td>8.5</td> <td>5.48</td> <td>0.14</td> <td>2.7</td> <td>3.61</td> <td>1.88</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" data-bbox="333 1127 800 1273"> <thead> <tr> <th colspan="3">Physical properties</th> </tr> <tr> <th>Loss on ignition (LOI)</th> <th>Blaine fineness (cm²/g)</th> <th>Specific gravity</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3.9</td> <td>4000</td> <td>2.2</td> </tr> <tr> <td>0.6</td> <td>3800</td> <td>2.85</td> </tr> </tbody> </table> <p data-bbox="415 1279 716 1300">Fuente: al-Swaidani et al. (2016)</p>	Type	Chemical composition (%)											SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂		Lime	—	—	0.47	93.7	0.53	1.2	—	—	—	—	Natural pozzolana	46.5 ^a	19.28	11.22	8.5	5.48	0.14	2.7	3.61	1.88		Physical properties			Loss on ignition (LOI)	Blaine fineness (cm ² /g)	Specific gravity	3.9	4000	2.2	0.6	3800	2.85	<p data-bbox="827 870 1209 922">Tabla 39 Propiedades básicas del suelo estudiado</p> <table border="1" data-bbox="827 938 1255 1240"> <thead> <tr> <th>Color</th> <th>Depth (m)</th> <th>Specific gravity</th> <th>Passing 75 µm (%)</th> <th>Median particle size (µm)</th> <th>LL (%)</th> <th>PL (%)</th> <th>PI (USCS)</th> <th>Classification</th> <th>Optimum moisture content (OMC) (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Brown to red</td> <td>1</td> <td>2.68</td> <td>95</td> <td>27</td> <td>58.8</td> <td>30</td> <td>28.8</td> <td>CH</td> <td>27</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Maximum dry density (MDD) (kN/m³)</td> <td colspan="2">CBR of soaked sample (%)</td> <td colspan="2">CBR of non-soaked sample (%)</td> <td colspan="4">Swelling using CBR mold (%)</td> </tr> <tr> <td colspan="2">14.8</td> <td colspan="2">2.89</td> <td colspan="2">6.38</td> <td colspan="4">7.41</td> </tr> </tbody> </table> <p data-bbox="890 1256 1184 1278">Fuente: al-Swaidani et al. (2016)</p>	Color	Depth (m)	Specific gravity	Passing 75 µm (%)	Median particle size (µm)	LL (%)	PL (%)	PI (USCS)	Classification	Optimum moisture content (OMC) (%)	Brown to red	1	2.68	95	27	58.8	30	28.8	CH	27	Maximum dry density (MDD) (kN/m ³)		CBR of soaked sample (%)		CBR of non-soaked sample (%)		Swelling using CBR mold (%)				14.8		2.89		6.38		7.41				<p data-bbox="1276 662 1451 841">Las muestras de suelo se obtuvieron de un sitio llamado Aalqeen situado a unos 40 km al suroeste de Damasco.</p> <p data-bbox="1276 846 1451 915">La cal utilizada fue una cal rápida o viva.</p> <p data-bbox="1276 920 1451 1229">Se realizaron pruebas de laboratorio que consisten en el consumo inicial de cal, límites de Atterberg, compactación, CBR y pruebas de contracción lineal en el suelo arcilloso.</p> <p data-bbox="1276 1234 1451 1411">Los porcentajes de puzolana natural utilizada en las mezclas fueron 0%, 10% y 20%, mientras que los porcentajes de cal</p>	<p data-bbox="1478 245 1661 370">volcánicas que pasa por el tamiz # 270, el suelo se volvió no plástico y sin hinchazón.</p> <p data-bbox="1478 375 1661 656">La mezcla de suelo con una cantidad de ceniza volcánica del 35% y una cantidad de cal del 7-9% dio el valor de CBR más alto, aproximadamente 7.5 veces mayor que el suelo original.</p> <p data-bbox="1478 660 1661 1099">Se observó una reducción del IP de 28,8% a 22,77% y 21,44% para contenidos de puzolana al 10% y 20%, respectivamente. Sin embargo, la combinación de un 20% de puzolana natural y un 8% de cal mostró el mayor efecto en la reducción del PI. El IP disminuyó del 28,8% al 2,87%.</p> <p data-bbox="1478 1104 1661 1411">Después de la adición de puzolana natural sola, el suelo cayó en la clase de suelo MH. Por otro lado, todas las mezclas que contienen tanto puzolana natural como cal movieron la clase de suelo de CH a ML.</p>	<p data-bbox="1688 716 1892 841">El PI del suelo arcilloso tratado con cal disminuye con el aumento de la puzolana natural.</p> <p data-bbox="1688 846 1892 1203">Al agregar puzolana natural sola como estabilizador, el OMC disminuye y el MDD aumenta. Agregar puzolana natural tiene un efecto beneficioso sobre la capacidad de carga del suelo tratado con cal. Tiene el potencial de aumentar significativamente el valor de CBR hasta un 90%.</p> <p data-bbox="1688 1208 1892 1359">Se observaron reducciones de la contracción lineal adicionales en las muestras al agregar puzolana natural.</p>
Type	Chemical composition (%)																																																																																																				
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂																																																																																												
Lime	—	—	0.47	93.7	0.53	1.2	—	—	—	—																																																																																											
Natural pozzolana	46.5 ^a	19.28	11.22	8.5	5.48	0.14	2.7	3.61	1.88																																																																																												
Physical properties																																																																																																					
Loss on ignition (LOI)	Blaine fineness (cm ² /g)	Specific gravity																																																																																																			
3.9	4000	2.2																																																																																																			
0.6	3800	2.85																																																																																																			
Color	Depth (m)	Specific gravity	Passing 75 µm (%)	Median particle size (µm)	LL (%)	PL (%)	PI (USCS)	Classification	Optimum moisture content (OMC) (%)																																																																																												
Brown to red	1	2.68	95	27	58.8	30	28.8	CH	27																																																																																												
Maximum dry density (MDD) (kN/m ³)		CBR of soaked sample (%)		CBR of non-soaked sample (%)		Swelling using CBR mold (%)																																																																																															
14.8		2.89		6.38		7.41																																																																																															

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones
			<p>fueron 0%, 4% y 8%. Todos los niveles de reemplazo se hicieron en peso del suelo seco.</p>	<p>La puzolana natural sola agranda el valor de CBR de 2,89 a 22,34 con un aumento del contenido de puzolana de 0% a 20%. El valor de CBR sumergido más alto se alcanzó al agregar un 20% de puzolana natural a un 8% de suelo tratado con cal. Cuando se añadió un 20% de puzolana natural a una muestra de suelo tratada con cal al 8%, se alcanzó la tensión de contracción más baja (4,17%). El MDD aumenta de 13,5 kN/m³ a 15 kN/m³ añadiendo un 20% de puzolana natural y 8% de cal.</p>	

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones																																																																
(Miao et al., 2017)	Tabla 40 <i>Composiciones químicas de BCS y VA</i>	Tabla 42 <i>Composiciones químicas de BCS y VA</i>	El suelo expansivo de Nairobi, Kenia (BCS) se estabilizó a partir de la suspensión viscosa que se obtuvo por mezcla de suelo, VA (ceniza volcánica) recolectado de la cantera Simba en Kenia y soluciones alcalinas. El VA se incorporó en la mezcla sólida al 10% en peso de suelo seco. Se midieron los parámetros de los límites de Atterberg, la resistencia a la compresión no confinada (UCS) y los porcentajes de hinchamiento.	La combinación de cenizas volcánicas y álcalis redujo en gran medida el índice de plasticidad (34.8% a 14.2%). El porcentaje de hinchazón de BCS disminuyó de 15.7% a 2.3%. El UCS aumenta de 0.5 Mpa a 16.55 Mpa después de 90 días de curado.	La alta expansión de BCS se reduce con éxito y se obtiene una mayor resistencia mediante geopolimerización. El uso combinado de cenizas volcánicas naturales y álcalis se verificó para reducir el PI de manera efectiva. La resistencia mecánica aumenta con el tiempo de envejecimiento.																																																																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Chemical compositions</th> <th>VA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>SiO₂</td><td>45.72</td></tr> <tr><td>Al₂O₃</td><td>11.75</td></tr> <tr><td>Fe₂O₃</td><td>2.49</td></tr> <tr><td>FeO</td><td>9.00</td></tr> <tr><td>MnO</td><td>0.18</td></tr> <tr><td>TiO₂</td><td>2.75</td></tr> <tr><td>MgO</td><td>13.62</td></tr> <tr><td>CaO</td><td>8.19</td></tr> <tr><td>Na₂O</td><td>2.66</td></tr> <tr><td>K₂O</td><td>1.14</td></tr> <tr><td>P₂O₅</td><td>0.50</td></tr> <tr><td>Loss on ignition (LoI)</td><td>0.64</td></tr> <tr><td>Organic carbon</td><td>0.67</td></tr> <tr><td>CO₂</td><td>1.2 × 10⁻³</td></tr> <tr><td>Σ</td><td>99.31</td></tr> </tbody> </table>	Chemical compositions				VA	SiO ₂	45.72	Al ₂ O ₃	11.75	Fe ₂ O ₃	2.49	FeO	9.00	MnO	0.18	TiO ₂	2.75	MgO	13.62	CaO	8.19	Na ₂ O	2.66	K ₂ O	1.14	P ₂ O ₅	0.50	Loss on ignition (LoI)	0.64	Organic carbon	0.67	CO ₂	1.2 × 10 ⁻³	Σ	99.31	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Chemical compositions</th> <th>BCS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>SiO₂</td><td>50.34</td></tr> <tr><td>Al₂O₃</td><td>16.89</td></tr> <tr><td>Fe₂O₃</td><td>8.93</td></tr> <tr><td>FeO</td><td>0.37</td></tr> <tr><td>MnO</td><td>0.06</td></tr> <tr><td>TiO₂</td><td>0.7</td></tr> <tr><td>MgO</td><td>1.11</td></tr> <tr><td>CaO</td><td>1.60</td></tr> <tr><td>Na₂O</td><td>0.79</td></tr> <tr><td>K₂O</td><td>1.00</td></tr> <tr><td>P₂O₅</td><td>0.017</td></tr> <tr><td>Loss on ignition (LoI)</td><td>18.04</td></tr> <tr><td>Organic carbon</td><td>1.68</td></tr> <tr><td>CO₂</td><td>2.3 × 10⁻³</td></tr> <tr><td>Σ</td><td>101.53</td></tr> </tbody> </table>	Chemical compositions	BCS	SiO ₂	50.34	Al ₂ O ₃	16.89	Fe ₂ O ₃	8.93	FeO	0.37	MnO	0.06	TiO ₂	0.7	MgO	1.11	CaO	1.60	Na ₂ O	0.79	K ₂ O	1.00	P ₂ O ₅	0.017	Loss on ignition (LoI)	18.04	Organic carbon	1.68	CO ₂	2.3 × 10 ⁻³	Σ	101.53
	Chemical compositions	VA																																																																			
	SiO ₂	45.72																																																																			
Al ₂ O ₃	11.75																																																																				
Fe ₂ O ₃	2.49																																																																				
FeO	9.00																																																																				
MnO	0.18																																																																				
TiO ₂	2.75																																																																				
MgO	13.62																																																																				
CaO	8.19																																																																				
Na ₂ O	2.66																																																																				
K ₂ O	1.14																																																																				
P ₂ O ₅	0.50																																																																				
Loss on ignition (LoI)	0.64																																																																				
Organic carbon	0.67																																																																				
CO ₂	1.2 × 10 ⁻³																																																																				
Σ	99.31																																																																				
Chemical compositions	BCS																																																																				
SiO ₂	50.34																																																																				
Al ₂ O ₃	16.89																																																																				
Fe ₂ O ₃	8.93																																																																				
FeO	0.37																																																																				
MnO	0.06																																																																				
TiO ₂	0.7																																																																				
MgO	1.11																																																																				
CaO	1.60																																																																				
Na ₂ O	0.79																																																																				
K ₂ O	1.00																																																																				
P ₂ O ₅	0.017																																																																				
Loss on ignition (LoI)	18.04																																																																				
Organic carbon	1.68																																																																				
CO ₂	2.3 × 10 ⁻³																																																																				
Σ	101.53																																																																				
Tabla 41 <i>Propiedades de ingeniería del BCS triturado y características</i>	Tabla 43 <i>Propiedades de ingeniería del BCS triturado y características</i>																																																																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Engineering properties</th> <th>VA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Liquid limit (LL)</td><td>—</td></tr> <tr><td>Plastic limit (PL)</td><td>—</td></tr> <tr><td>Plasticity index (PI)</td><td>Nonplastic</td></tr> <tr><td>Linear shrinkage</td><td>—</td></tr> <tr><td>Gravel (≥2.36 mm)</td><td>1.2%</td></tr> <tr><td>Sand (≥0.425 mm)</td><td>8.8%</td></tr> <tr><td>Silt and clay (<0.425 mm)</td><td>90%</td></tr> <tr><td>Classification</td><td>—</td></tr> <tr><td>Free swell index (FS)</td><td>—</td></tr> </tbody> </table>	Engineering properties	VA	Liquid limit (LL)	—	Plastic limit (PL)	—	Plasticity index (PI)	Nonplastic	Linear shrinkage	—	Gravel (≥2.36 mm)	1.2%	Sand (≥0.425 mm)	8.8%	Silt and clay (<0.425 mm)	90%	Classification	—	Free swell index (FS)	—	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Engineering properties</th> <th>BCS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Liquid limit (LL)</td><td>84.3%</td></tr> <tr><td>Plastic limit (PL)</td><td>49.5%</td></tr> <tr><td>Plasticity index (PI)</td><td>34.8%</td></tr> <tr><td>Linear shrinkage</td><td>15.8%</td></tr> <tr><td>Gravel (≥2.36 mm)</td><td>0.8%</td></tr> <tr><td>Sand (≥0.425 mm)</td><td>22.2%</td></tr> <tr><td>Silt and clay (<0.425 mm)</td><td>77%</td></tr> <tr><td>Classification</td><td>A-7-6 or CXH^a</td></tr> <tr><td>Free swell index (FS)</td><td>166%</td></tr> </tbody> </table>	Engineering properties	BCS	Liquid limit (LL)	84.3%	Plastic limit (PL)	49.5%	Plasticity index (PI)	34.8%	Linear shrinkage	15.8%	Gravel (≥2.36 mm)	0.8%	Sand (≥0.425 mm)	22.2%	Silt and clay (<0.425 mm)	77%	Classification	A-7-6 or CXH ^a	Free swell index (FS)	166%																												
Engineering properties	VA																																																																				
Liquid limit (LL)	—																																																																				
Plastic limit (PL)	—																																																																				
Plasticity index (PI)	Nonplastic																																																																				
Linear shrinkage	—																																																																				
Gravel (≥2.36 mm)	1.2%																																																																				
Sand (≥0.425 mm)	8.8%																																																																				
Silt and clay (<0.425 mm)	90%																																																																				
Classification	—																																																																				
Free swell index (FS)	—																																																																				
Engineering properties	BCS																																																																				
Liquid limit (LL)	84.3%																																																																				
Plastic limit (PL)	49.5%																																																																				
Plasticity index (PI)	34.8%																																																																				
Linear shrinkage	15.8%																																																																				
Gravel (≥2.36 mm)	0.8%																																																																				
Sand (≥0.425 mm)	22.2%																																																																				
Silt and clay (<0.425 mm)	77%																																																																				
Classification	A-7-6 or CXH ^a																																																																				
Free swell index (FS)	166%																																																																				
(Hastuty et al., 2017)	La ceniza de Sinabung está compuesta por 74.3% de sílice SiO ₂ , contiene 4.52% de Al ₂ O ₃ y contiene 5.10% de CaO.	Tabla 45 <i>Datos de propiedades físicas del suelo</i>	Las muestras de suelo se tomaron de Patumbak, Sumatra. Este estudio utilizó suelo alterado. La ceniza volcánica se tomó del monte Sinabung y la ceniza de cáscara de arroz se produjo a partir de la quema en ladrillos en	El índice de plasticidad disminuyó de 26.33% a 5.31% con la adición de 2.5% de cenizas volcánicas + 22.5% de cenizas de cascarilla de arroz. El resultado de la prueba de compresión no confinada mostró	El carácter físico y la resistencia a la compresión del suelo mejoran. Se reduce el índice de plasticidad, aumenta el valor óptimo de CBR y la resistencia a la compresión																																																																
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>No</th> <th>Test</th> <th>Result</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>Water Content</td><td>12.35%</td></tr> <tr><td>2</td><td>Spesific Gravity</td><td>2.65%</td></tr> <tr><td>3</td><td>Liquid Limit</td><td>46.73%</td></tr> <tr><td>4</td><td>Plastic Limit</td><td>20.42%</td></tr> <tr><td>5</td><td>Plasticity Index</td><td>26.33%</td></tr> <tr><td>6</td><td>Passes Percentage of Sieve No.200</td><td>49.16%</td></tr> <tr><td>7</td><td>Optimum Water Content</td><td>21.25%</td></tr> <tr><td>8</td><td>Maximum dry Weight Volume</td><td>1,31 gr/cm³</td></tr> </tbody> </table>				No	Test	Result	1	Water Content	12.35%	2	Spesific Gravity	2.65%	3	Liquid Limit	46.73%	4	Plastic Limit	20.42%	5	Plasticity Index	26.33%	6	Passes Percentage of Sieve No.200	49.16%	7	Optimum Water Content	21.25%	8	Maximum dry Weight Volume	1,31 gr/cm ³																																					
No	Test	Result																																																																			
1	Water Content	12.35%																																																																			
2	Spesific Gravity	2.65%																																																																			
3	Liquid Limit	46.73%																																																																			
4	Plastic Limit	20.42%																																																																			
5	Plasticity Index	26.33%																																																																			
6	Passes Percentage of Sieve No.200	49.16%																																																																			
7	Optimum Water Content	21.25%																																																																			
8	Maximum dry Weight Volume	1,31 gr/cm ³																																																																			

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones																		
	<p data-bbox="344 245 787 293">Tabla 44 <i>Datos de propiedades físicas de cenizas volcánicas</i></p> <table border="1" data-bbox="344 331 787 581"> <thead> <tr> <th data-bbox="415 342 449 363">Test</th> <th data-bbox="554 342 653 363">Result Volcanic Ash</th> <th data-bbox="680 342 779 363">Result Rice Husk Ash</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="394 380 470 401">Specific Gravity</td> <td data-bbox="596 380 632 401">2,62</td> <td data-bbox="701 380 737 401">2,54</td> </tr> <tr> <td data-bbox="394 417 470 438">Liquid Limit</td> <td data-bbox="575 417 653 438">Non Plastic</td> <td data-bbox="701 417 779 438">Non Plastic</td> </tr> <tr> <td data-bbox="394 454 470 475">Plastic Limit</td> <td data-bbox="575 454 653 475">Non Plastic</td> <td data-bbox="701 454 779 475">Non Plastic</td> </tr> <tr> <td data-bbox="394 492 470 513">Plasticity Index</td> <td data-bbox="575 492 653 513">Non Plastic</td> <td data-bbox="701 492 779 513">Non Plastic</td> </tr> <tr> <td data-bbox="344 537 512 558">Passes percentage of sieve no. 200</td> <td data-bbox="575 537 653 558">13,80 %</td> <td data-bbox="701 537 779 558">8,56 %</td> </tr> </tbody> </table> <p data-bbox="436 602 695 623">Fuente: Hastuty et al. (2017)</p>	Test	Result Volcanic Ash	Result Rice Husk Ash	Specific Gravity	2,62	2,54	Liquid Limit	Non Plastic	Non Plastic	Plastic Limit	Non Plastic	Non Plastic	Plasticity Index	Non Plastic	Non Plastic	Passes percentage of sieve no. 200	13,80 %	8,56 %	Fuente: Hastuty et al. (2017)	<p data-bbox="1276 245 1451 862">Stabat Langkat. Se mezcló ceniza volcánica (2.5 a 25%), ceniza de arroz (2.5 a 25%) y suelo arcilloso en diferentes proporciones y 14 días de curado. Se realizaron pruebas de contenido de agua, prueba de gravedad específica, pruebas de límites de Atterberg, prueba de análisis de tamiz, prueba de compactación, prueba de laboratorio CBR y prueba de compresión no confinada (UCS).</p>	<p data-bbox="1478 245 1661 889">resistencia a la compresión (qu) del suelo original de 1.38 kg/cm², mientras que la resistencia a la compresión (qu) de la mezcla con 25% de ceniza volcánica fue de 2.23 kg/cm² y de 2.19 kg/cm² para la mezcla de 22.5% de ceniza volcánica y 2.5% de ceniza de cáscara de arroz. El valor de CBR del suelo original fue 12,87% y el valor óptimo de CBR obtenido con la adición de 75% de suelo + 25% de cenizas volcánicas fue 15,48%.</p>	
Test	Result Volcanic Ash	Result Rice Husk Ash																					
Specific Gravity	2,62	2,54																					
Liquid Limit	Non Plastic	Non Plastic																					
Plastic Limit	Non Plastic	Non Plastic																					
Plasticity Index	Non Plastic	Non Plastic																					
Passes percentage of sieve no. 200	13,80 %	8,56 %																					

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones																																																																															
(Harichane et al., 2018)	Tabla 46 Propiedades químicas y físicas de la cal y la puzolana natural	Tabla 47 Características físicas del suelo	<p>Los suelos utilizados en este estudio se obtuvieron cerca de la ciudad de Chlef, en Argelia.</p> <p>La puzolana natural fue recolectada de una cantera en la región de Beni-Saf en el oeste de Argelia y se molió. Se llevó a cabo una serie de pruebas de laboratorio que consisten en los límites de Atterberg, compactación proctor estándar y pruebas de corte directo en ambos suelos arcillosos seleccionados. Se usaron muchas combinaciones de puzolana natural y cal al peso seco del suelo.</p> <p>Los porcentajes de NP (puzolana natural) fueron 0, 5, 10, 15 y 20%, mientras que los porcentajes de cal viva fueron 0, 2, 4, 6, 8 y 10%, que fueron curados durante 1, 7, 28 y 90 días</p>	<p>Se observó una reducción del índice de plasticidad del 52% al 46% para la adición de puzolana natural al 20% para el suelo gris (CH). La adición de diferentes niveles de puzolana natural sola al suelo rojo (CL) mejoró significativamente su trabajabilidad al reducir el índice de plasticidad del 24,6% al 18%.</p> <p>La adición de una combinación de cal con puzolana natural al suelo gris disminuye el OMC (contenido de humedad óptima) pero aumenta el MDD (densidad seca máxima). En el caso del suelo rojo, la combinación de cal con puzolana natural aumenta el OMC pero reduce el MDD, particularmente al 20% de contenido de NP.</p> <p>En ambos suelos, la combinación de 20% NP con 8% L presenta un alto aumento de la cohesión a los 28 días.</p>	<p>La adición de puzolana natural sola al suelo cambia en cierta medida los límites de líquido y plástico.</p> <p>Se ha observado un efecto marginal sobre el límite líquido y un aumento del límite plástico para el suelo gris (CH).</p> <p>Para el suelo rojo (CL) se nota una reducción del límite de líquido y un aumento del límite de plástico.</p> <p>La densidad seca máxima de los suelos estabilizados con cal disminuye al aumentar el contenido de cal, en contraste con los suelos naturales estabilizados con puzolana. El tratamiento combinado de cal y NP afecta la densidad seca máxima que aumentó en el suelo gris pero disminuyó en el suelo rojo.</p> <p>El contenido óptimo de humedad de los suelos estabilizados con cal aumenta al incrementar el contenido de cal, al igual que con los suelos estabilizados con puzolana.</p> <p>El tratamiento combinado de cal y NP afecta el contenido</p>																																																																															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Physical or chemical name</th> <th>Natural Pozzolana (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Physical form</td> <td>Dry brown powder</td> </tr> <tr> <td>Specific Gravity</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>Over 90 µm (%)</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>Over 630 µm (%)</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>Insoluble material (%)</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>Bulk density (g /L)</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>Loss on ignition</td> <td>5.34</td> </tr> <tr> <td>CaO</td> <td>9.90</td> </tr> <tr> <td>MgO</td> <td>2.42</td> </tr> <tr> <td>Fe₂O₃</td> <td>9.69</td> </tr> <tr> <td>Al₂O₃</td> <td>17.50</td> </tr> <tr> <td>SiO₂</td> <td>46.40</td> </tr> <tr> <td>SO₃</td> <td>0.83</td> </tr> <tr> <td>Na₂O</td> <td>3.30</td> </tr> <tr> <td>K₂O</td> <td>1.51</td> </tr> <tr> <td>CO₂</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>TiO₂</td> <td>2.10</td> </tr> <tr> <td>P₂O₅</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td>CaCO₃</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table>	Physical or chemical name				Natural Pozzolana (%)	Physical form	Dry brown powder	Specific Gravity	-	Over 90 µm (%)	-	Over 630 µm (%)	-	Insoluble material (%)	-	Bulk density (g /L)	-	Loss on ignition	5.34	CaO	9.90	MgO	2.42	Fe ₂ O ₃	9.69	Al ₂ O ₃	17.50	SiO ₂	46.40	SO ₃	0.83	Na ₂ O	3.30	K ₂ O	1.51	CO ₂	-	TiO ₂	2.10	P ₂ O ₅	0.80	CaCO ₃	-	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Basic characteristics</th> <th>Soil 1</th> <th>Soil 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Color</td> <td>Grey</td> <td>Red</td> </tr> <tr> <td>Depth (m)</td> <td>4m</td> <td>5m</td> </tr> <tr> <td>Natural water content (%)</td> <td>32.87</td> <td>13.77</td> </tr> <tr> <td>Specific gravity</td> <td>2.71</td> <td>2.84</td> </tr> <tr> <td>Passing 80 µm sieve (%)</td> <td>85</td> <td>97.5</td> </tr> <tr> <td>Liquid limit (%)</td> <td>84.8</td> <td>47.79</td> </tr> <tr> <td>Plastic limit (%)</td> <td>32.78</td> <td>23.23</td> </tr> <tr> <td>Plasticity index (%)</td> <td>52.02</td> <td>24.56</td> </tr> <tr> <td>Classification (USCS)</td> <td>CH</td> <td>CL</td> </tr> <tr> <td>Optimum water content (%)</td> <td>28.31</td> <td>15.27</td> </tr> <tr> <td>Maximum dry density (kN/m³)</td> <td>13.8</td> <td>16.9</td> </tr> <tr> <td>Cohesion (kPa)</td> <td>17.3</td> <td>56.6</td> </tr> <tr> <td>Internal friction angle (°)</td> <td>4.6</td> <td>26.1</td> </tr> </tbody> </table>	Basic characteristics	Soil 1	Soil 2	Color	Grey	Red	Depth (m)	4m	5m	Natural water content (%)	32.87	13.77	Specific gravity	2.71	2.84	Passing 80 µm sieve (%)	85	97.5	Liquid limit (%)	84.8	47.79	Plastic limit (%)	32.78	23.23	Plasticity index (%)	52.02	24.56	Classification (USCS)	CH	CL	Optimum water content (%)	28.31	15.27	Maximum dry density (kN/m ³)	13.8	16.9	Cohesion (kPa)	17.3	56.6
Physical or chemical name	Natural Pozzolana (%)																																																																																			
Physical form	Dry brown powder																																																																																			
Specific Gravity	-																																																																																			
Over 90 µm (%)	-																																																																																			
Over 630 µm (%)	-																																																																																			
Insoluble material (%)	-																																																																																			
Bulk density (g /L)	-																																																																																			
Loss on ignition	5.34																																																																																			
CaO	9.90																																																																																			
MgO	2.42																																																																																			
Fe ₂ O ₃	9.69																																																																																			
Al ₂ O ₃	17.50																																																																																			
SiO ₂	46.40																																																																																			
SO ₃	0.83																																																																																			
Na ₂ O	3.30																																																																																			
K ₂ O	1.51																																																																																			
CO ₂	-																																																																																			
TiO ₂	2.10																																																																																			
P ₂ O ₅	0.80																																																																																			
CaCO ₃	-																																																																																			
Basic characteristics	Soil 1	Soil 2																																																																																		
Color	Grey	Red																																																																																		
Depth (m)	4m	5m																																																																																		
Natural water content (%)	32.87	13.77																																																																																		
Specific gravity	2.71	2.84																																																																																		
Passing 80 µm sieve (%)	85	97.5																																																																																		
Liquid limit (%)	84.8	47.79																																																																																		
Plastic limit (%)	32.78	23.23																																																																																		
Plasticity index (%)	52.02	24.56																																																																																		
Classification (USCS)	CH	CL																																																																																		
Optimum water content (%)	28.31	15.27																																																																																		
Maximum dry density (kN/m ³)	13.8	16.9																																																																																		
Cohesion (kPa)	17.3	56.6																																																																																		
Internal friction angle (°)	4.6	26.1																																																																																		
	Fuente: Harichane et al. (2018)	Tabla 48 Características químicas y mineralógicas del suelo																																																																																		
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Chemical name</th> <th>Chemical formula</th> <th>Soil 1 (%)</th> <th>Soil 2 (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Calcium oxide</td> <td>CaO</td> <td>14.43</td> <td>2.23</td> </tr> <tr> <td>Magnesium oxide</td> <td>MgO</td> <td>1.99</td> <td>2.14</td> </tr> <tr> <td>Iron oxide</td> <td>Fe₂O₃</td> <td>5.56</td> <td>7.22</td> </tr> <tr> <td>Alumina</td> <td>Al₂O₃</td> <td>14.15</td> <td>19.01</td> </tr> <tr> <td>Silica</td> <td>SiO₂</td> <td>43.67</td> <td>57.02</td> </tr> <tr> <td>Sulfite</td> <td>SO₃</td> <td>0.04</td> <td>0.19</td> </tr> <tr> <td>Calcite</td> <td>CaCO₃</td> <td>26.00</td> <td>4.00</td> </tr> <tr> <td>Albite</td> <td>NaAlSi₃O₈</td> <td>-</td> <td>8.00</td> </tr> <tr> <td>Illite</td> <td>2K₂O·Al₂O₃·24SiO₂·2H₂O</td> <td>16.00</td> <td>24.00</td> </tr> <tr> <td>Kaolinite</td> <td>Al₂Si₂O₇(OH)₂</td> <td>12.00</td> <td>16.00</td> </tr> <tr> <td>Montmorillonite</td> <td>Al₂(Si₂Al)O₁₀(OH)₂·H₂O</td> <td>20.00</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>Chlorite</td> <td>Mg₃Al₂(OH)₂Si₄</td> <td>-</td> <td>9.00</td> </tr> <tr> <td>Ferruginous minerals and others</td> <td>-</td> <td>6.00</td> <td>7.00</td> </tr> <tr> <td>Organic matter</td> <td>-</td> <td>0.33</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table>	Chemical name	Chemical formula	Soil 1 (%)	Soil 2 (%)	Calcium oxide	CaO	14.43	2.23	Magnesium oxide	MgO	1.99	2.14	Iron oxide	Fe ₂ O ₃	5.56	7.22	Alumina	Al ₂ O ₃	14.15	19.01	Silica	SiO ₂	43.67	57.02	Sulfite	SO ₃	0.04	0.19	Calcite	CaCO ₃	26.00	4.00	Albite	NaAlSi ₃ O ₈	-	8.00	Illite	2K ₂ O·Al ₂ O ₃ ·24SiO ₂ ·2H ₂ O	16.00	24.00	Kaolinite	Al ₂ Si ₂ O ₇ (OH) ₂	12.00	16.00	Montmorillonite	Al ₂ (Si ₂ Al)O ₁₀ (OH) ₂ ·H ₂ O	20.00	-	Chlorite	Mg ₃ Al ₂ (OH) ₂ Si ₄	-	9.00	Ferruginous minerals and others	-	6.00	7.00	Organic matter	-	0.33	-																						
Chemical name	Chemical formula	Soil 1 (%)	Soil 2 (%)																																																																																	
Calcium oxide	CaO	14.43	2.23																																																																																	
Magnesium oxide	MgO	1.99	2.14																																																																																	
Iron oxide	Fe ₂ O ₃	5.56	7.22																																																																																	
Alumina	Al ₂ O ₃	14.15	19.01																																																																																	
Silica	SiO ₂	43.67	57.02																																																																																	
Sulfite	SO ₃	0.04	0.19																																																																																	
Calcite	CaCO ₃	26.00	4.00																																																																																	
Albite	NaAlSi ₃ O ₈	-	8.00																																																																																	
Illite	2K ₂ O·Al ₂ O ₃ ·24SiO ₂ ·2H ₂ O	16.00	24.00																																																																																	
Kaolinite	Al ₂ Si ₂ O ₇ (OH) ₂	12.00	16.00																																																																																	
Montmorillonite	Al ₂ (Si ₂ Al)O ₁₀ (OH) ₂ ·H ₂ O	20.00	-																																																																																	
Chlorite	Mg ₃ Al ₂ (OH) ₂ Si ₄	-	9.00																																																																																	
Ferruginous minerals and others	-	6.00	7.00																																																																																	
Organic matter	-	0.33	-																																																																																	
		Fuente: Harichane et al. (2018)																																																																																		

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones																																																																						
(Cheng et al., 2018)	<p>Tabla 49 <i>Composición química de las puzolanas naturales</i></p> <table border="1" data-bbox="384 930 699 1263"> <thead> <tr> <th>Oxides</th> <th>Amount (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>CaO</td><td>10.69</td></tr> <tr><td>MgO</td><td>11.69</td></tr> <tr><td>Fe₂O₃</td><td>12.43</td></tr> <tr><td>Al₂O₃</td><td>13.35</td></tr> <tr><td>SiO₂</td><td>43.26</td></tr> <tr><td>K₂O</td><td>1.29</td></tr> <tr><td>Na₂O</td><td>2.76</td></tr> <tr><td>SO₃</td><td>0.07</td></tr> <tr><td>P₂O₅</td><td>0.54</td></tr> <tr><td>MnO</td><td>0.17</td></tr> <tr><td>TiO₂</td><td>2.85</td></tr> <tr><td>Loss on ignition</td><td>0.32</td></tr> </tbody> </table> <p data-bbox="443 1289 695 1310">Fuente: Cheng et al. (2018)</p>	Oxides	Amount (%)	CaO	10.69	MgO	11.69	Fe ₂ O ₃	12.43	Al ₂ O ₃	13.35	SiO ₂	43.26	K ₂ O	1.29	Na ₂ O	2.76	SO ₃	0.07	P ₂ O ₅	0.54	MnO	0.17	TiO ₂	2.85	Loss on ignition	0.32	<p>Tabla 50 <i>Composición mineralógica y propiedades químicas de BCS</i></p> <table border="1" data-bbox="825 930 1245 1271"> <thead> <tr> <th>Properties</th> <th>Test values</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td colspan="2"><i>Mineralogical composition (%)</i></td></tr> <tr><td>Montmorillonite</td><td>36.5</td></tr> <tr><td>Illite</td><td>1.3</td></tr> <tr><td>Kaolinite</td><td>12.8</td></tr> <tr><td>Quartz</td><td>45.8</td></tr> <tr><td>Feldspar</td><td>2.6</td></tr> <tr><td>Goethite</td><td>1.0</td></tr> <tr><td colspan="2"><i>Chemical composition (%)</i></td></tr> <tr><td>SiO₂</td><td>50.34</td></tr> <tr><td>Al₂O₃</td><td>16.89</td></tr> <tr><td>Fe₂O₃</td><td>9.44</td></tr> <tr><td>TiO₂</td><td>0.90</td></tr> <tr><td>MnO</td><td>0.30</td></tr> <tr><td>MgO</td><td>0.95</td></tr> <tr><td>CaO</td><td>1.70</td></tr> <tr><td>Na₂O</td><td>0.76</td></tr> <tr><td>K₂O</td><td>1.01</td></tr> <tr><td>P₂O₅</td><td>0.02</td></tr> <tr><td>Loss of ignition</td><td>17.65</td></tr> <tr><td>pH</td><td>8.2</td></tr> <tr><td>Cation exchange capacity (meq/100 g)</td><td>58.3</td></tr> </tbody> </table> <p data-bbox="911 1289 1163 1310">Fuente: Cheng et al. (2018)</p>	Properties	Test values	<i>Mineralogical composition (%)</i>		Montmorillonite	36.5	Illite	1.3	Kaolinite	12.8	Quartz	45.8	Feldspar	2.6	Goethite	1.0	<i>Chemical composition (%)</i>		SiO ₂	50.34	Al ₂ O ₃	16.89	Fe ₂ O ₃	9.44	TiO ₂	0.90	MnO	0.30	MgO	0.95	CaO	1.70	Na ₂ O	0.76	K ₂ O	1.01	P ₂ O ₅	0.02	Loss of ignition	17.65	pH	8.2	Cation exchange capacity (meq/100 g)	58.3	<p>El suelo de algodón negro (BCS) utilizado se tomó del Bypass Sur ubicado en la región suroeste de Nairobi, Kenia. La ceniza volcánica (VA) utilizada en este estudio se tomó de una cantera en Simba, Kenia. BCS se estabilizó con varios porcentajes de cal hidratada, cenizas volcánicas naturales (VA) y sus combinaciones en proporción al peso seco del suelo. Las partículas de suelo y de ceniza se molieron. Las pruebas de laboratorio se</p>	<p>Para las muestras estabilizadas con la combinación de cal y puzolana natural, hay un aumento significativo del ángulo de fricción interno en etapas posteriores. Sin embargo, para el suelo gris, la combinación de 20% de NP con 8% de L tiene un efecto insignificante sobre el ángulo de fricción interno independiente del período de curado.</p> <p>El límite líquido y el índice de plasticidad del BCS estabilizado con VA disminuyeron con el uso de VA del 10% al 25% y los valores mínimos fueron 51,6% para el límite líquido y 22,7% para el índice de plasticidad con la adición de un 25% de VA. Los valores de CBR aumentaron de 1,6% a 24,7% con las adiciones de 3% de cal + 15% VA y a 29,1% con 3% de cal + 20% VA. VA redujo el porcentaje de hinchamiento de</p>	<p>óptimo de humedad que disminuyó en el suelo gris pero aumentó en el suelo rojo. La combinación de cal con puzolana natural exhibe un efecto significativo en la mejora de la cohesión y ángulo de fricción interna.</p> <p>El BCS estabilizado con cal presenta una disminución rápida en el índice de plasticidad y el porcentaje de hinchamiento, y un aumento rápido en CBR y UCS con el aumento de la cal. El BCS estabilizado por VA presenta un comportamiento similar, pero solo se obtuvieron resultados insignificantes. Sin embargo, la combinación de cal y VA mejora significativamente las propiedades de ingeniería de BCS. La adición de VA puede reducir el consumo de cal en la estabilización de BCS.</p>
Oxides	Amount (%)																																																																										
CaO	10.69																																																																										
MgO	11.69																																																																										
Fe ₂ O ₃	12.43																																																																										
Al ₂ O ₃	13.35																																																																										
SiO ₂	43.26																																																																										
K ₂ O	1.29																																																																										
Na ₂ O	2.76																																																																										
SO ₃	0.07																																																																										
P ₂ O ₅	0.54																																																																										
MnO	0.17																																																																										
TiO ₂	2.85																																																																										
Loss on ignition	0.32																																																																										
Properties	Test values																																																																										
<i>Mineralogical composition (%)</i>																																																																											
Montmorillonite	36.5																																																																										
Illite	1.3																																																																										
Kaolinite	12.8																																																																										
Quartz	45.8																																																																										
Feldspar	2.6																																																																										
Goethite	1.0																																																																										
<i>Chemical composition (%)</i>																																																																											
SiO ₂	50.34																																																																										
Al ₂ O ₃	16.89																																																																										
Fe ₂ O ₃	9.44																																																																										
TiO ₂	0.90																																																																										
MnO	0.30																																																																										
MgO	0.95																																																																										
CaO	1.70																																																																										
Na ₂ O	0.76																																																																										
K ₂ O	1.01																																																																										
P ₂ O ₅	0.02																																																																										
Loss of ignition	17.65																																																																										
pH	8.2																																																																										
Cation exchange capacity (meq/100 g)	58.3																																																																										

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones																																															
(Buitrón & Enríquez, 2018)	La ceniza del volcán Tungurahua se encuentra constituida de SiO ₂ (52.2%±1.3), CaO (7.8±0.6), Al ₂ O ₃ (15.9%±1.3), Na ₂ O (3.2%±0.5) y cantidades menores de 3.0% de Mg, K ₂ O, Ti ₂ O. Contiene material fino (<63µ) (Guevara, 2015) (Buitrón & Enríquez, 2018).	<p data-bbox="835 245 1241 266">Tabla 51 <i>Propiedades de ingeniería de BCS</i></p> <table border="1" data-bbox="827 310 1249 570"> <thead> <tr> <th data-bbox="827 318 919 339">Properties</th> <th data-bbox="1142 318 1241 339">Test values</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="827 350 1037 371">Clay content (<2 µm) (%)</td> <td data-bbox="1142 350 1171 371">52</td> </tr> <tr> <td data-bbox="827 375 953 396">Liquid limit (%)</td> <td data-bbox="1142 375 1184 396">57.4</td> </tr> <tr> <td data-bbox="827 399 953 420">Plastic limit (%)</td> <td data-bbox="1142 399 1184 420">31.0</td> </tr> <tr> <td data-bbox="827 423 995 444">Plasticity index (%)</td> <td data-bbox="1142 423 1184 444">26.4</td> </tr> <tr> <td data-bbox="827 448 995 469">Shrinkage limit (%)</td> <td data-bbox="1142 448 1184 469">12.6</td> </tr> <tr> <td data-bbox="827 472 995 493">Free swell index (%)</td> <td data-bbox="1142 472 1184 493">165</td> </tr> <tr> <td data-bbox="827 496 1058 518">Optimum water content (%)</td> <td data-bbox="1142 496 1184 518">31.5</td> </tr> <tr> <td data-bbox="827 521 1079 542">Maximum dry density (g/cm³)</td> <td data-bbox="1142 521 1184 542">1.35</td> </tr> <tr> <td data-bbox="827 545 1100 566">California Bearing Ratio (CBR) (%)</td> <td data-bbox="1142 545 1184 566">1.6</td> </tr> </tbody> </table> <p data-bbox="911 586 1163 607">Fuente: Cheng et al. (2018)</p>	Properties	Test values	Clay content (<2 µm) (%)	52	Liquid limit (%)	57.4	Plastic limit (%)	31.0	Plasticity index (%)	26.4	Shrinkage limit (%)	12.6	Free swell index (%)	165	Optimum water content (%)	31.5	Maximum dry density (g/cm ³)	1.35	California Bearing Ratio (CBR) (%)	1.6	<p data-bbox="1276 245 1451 997">realizaron para evaluar la influencia de los estabilizadores en las propiedades físico-mecánicas de BCS. Estas pruebas de laboratorio incluyeron límites de Atterberg, relación de soporte de California (CBR), porcentaje de hinchamiento y resistencia a la compresión no confinada (UCS). Los porcentajes de cal fueron 1%, 3%, 6%, 9%, mientras que los porcentajes de AV fueron 10%, 15%, 20%, 25%. Además, también se prepararon las mezclas de suelo con cal y VA, y se curaron a los 7, 14 y 28 días.</p>	<p data-bbox="1478 245 1661 894">15,8% a 7,8% con 15% de VA y a 7,3% con adición de 20% VA. Cuando se añadió 3% de cal, el porcentaje de hinchamiento de BCS estabilizado con VA con la adición de 15% y 20% de VA disminuyó de 7,8% y 7,3% a 2,3% y 2,0%, respectivamente. Las adiciones de 3% de cal + 15% VA y 3% de cal + 20% VA aumentaron el UCS de 0.205 MPa a 2.0 MPa y 2.3 MPa a los 28 días de curado.</p>	<p data-bbox="1688 1008 1892 1419">La dosificación óptima hallada en la investigación es del 20% para los suelos arcillosos expansivos, avalada en los resultados de las propiedades como consistencia, actividad, índice de expansión, permeabilidad, análisis mineralógicos por rayos X, resistencia al corte directo, consolidación</p>																											
		Properties	Test values																																																	
Clay content (<2 µm) (%)	52																																																			
Liquid limit (%)	57.4																																																			
Plastic limit (%)	31.0																																																			
Plasticity index (%)	26.4																																																			
Shrinkage limit (%)	12.6																																																			
Free swell index (%)	165																																																			
Optimum water content (%)	31.5																																																			
Maximum dry density (g/cm ³)	1.35																																																			
California Bearing Ratio (CBR) (%)	1.6																																																			
		<p data-bbox="848 1000 1226 1021">Tabla 52 <i>Composición química del suelo</i></p> <table border="1" data-bbox="869 1065 1205 1409"> <thead> <tr> <th data-bbox="869 1097 953 1118" rowspan="2">Óxido</th> <th data-bbox="932 1065 995 1086">Muestra 3</th> <th data-bbox="1016 1065 1079 1086">Muestra 4</th> <th data-bbox="1121 1065 1184 1086">Muestra 5</th> </tr> <tr> <th colspan="3" data-bbox="1016 1127 1184 1148">Valor Calculado (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="869 1154 932 1175">SiO₂</td> <td data-bbox="932 1154 995 1175">57.13</td> <td data-bbox="1016 1154 1079 1175">43.08</td> <td data-bbox="1121 1154 1184 1175">49.88</td> </tr> <tr> <td data-bbox="869 1179 953 1200">Al₂O₃</td> <td data-bbox="932 1179 995 1200">17.63</td> <td data-bbox="1016 1179 1079 1200">13.79</td> <td data-bbox="1121 1179 1184 1200">13.91</td> </tr> <tr> <td data-bbox="869 1203 953 1224">Fe₂O₃</td> <td data-bbox="932 1203 995 1224">6.89</td> <td data-bbox="1016 1203 1079 1224">5.63</td> <td data-bbox="1121 1203 1184 1224">5.01</td> </tr> <tr> <td data-bbox="869 1227 953 1248">Na₂O</td> <td data-bbox="932 1227 995 1248">1.96</td> <td data-bbox="1016 1227 1079 1248">1.98</td> <td data-bbox="1121 1227 1184 1248">1.46</td> </tr> <tr> <td data-bbox="869 1252 953 1273">CaO</td> <td data-bbox="932 1252 995 1273">1.74</td> <td data-bbox="1016 1252 1079 1273">4.49</td> <td data-bbox="1121 1252 1184 1273">3.39</td> </tr> <tr> <td data-bbox="869 1276 953 1297">K₂O</td> <td data-bbox="932 1276 995 1297">1.73</td> <td data-bbox="1016 1276 1079 1297">0.99</td> <td data-bbox="1121 1276 1184 1297">1.03</td> </tr> <tr> <td data-bbox="869 1300 953 1321">MgO</td> <td data-bbox="932 1300 995 1321">1.71</td> <td data-bbox="1016 1300 1079 1321">1.36</td> <td data-bbox="1121 1300 1184 1321">1.33</td> </tr> <tr> <td data-bbox="869 1325 953 1346">TiO₂</td> <td data-bbox="932 1325 995 1346">0.68</td> <td data-bbox="1016 1325 1079 1346">0.53</td> <td data-bbox="1121 1325 1184 1346">0.53</td> </tr> <tr> <td data-bbox="869 1349 953 1370">P₂O₅</td> <td data-bbox="932 1349 995 1370">0.11</td> <td data-bbox="1016 1349 1079 1370">0.21</td> <td data-bbox="1121 1349 1184 1370">0.13</td> </tr> <tr> <td data-bbox="869 1373 953 1395">Mn₂O₃</td> <td data-bbox="932 1373 995 1395">-</td> <td data-bbox="1016 1373 1079 1395">-</td> <td data-bbox="1121 1373 1184 1395">0.01</td> </tr> </tbody> </table>	Óxido	Muestra 3	Muestra 4	Muestra 5	Valor Calculado (%)			SiO ₂	57.13	43.08	49.88	Al ₂ O ₃	17.63	13.79	13.91	Fe ₂ O ₃	6.89	5.63	5.01	Na ₂ O	1.96	1.98	1.46	CaO	1.74	4.49	3.39	K ₂ O	1.73	0.99	1.03	MgO	1.71	1.36	1.33	TiO ₂	0.68	0.53	0.53	P ₂ O ₅	0.11	0.21	0.13	Mn ₂ O ₃	-	-	0.01	<p data-bbox="1276 1016 1451 1409">Tres muestras de suelo (3,4 y 5) obtenidas en diferentes zonas de la provincia de Manabí se mezclaron con varios porcentajes de ceniza volcánica (10, 20 y 30%) recolectada de las faldas del volcán Tungurahua en proporción al peso seco del suelo.</p>	<p data-bbox="1478 1008 1661 1419">Para la mezcla del 20% de ceniza en los suelos 3, 4 y 5 se generó un porcentaje de disminución del 25, 19 y 14% para el LL (límite líquido), así como 59, 41 y 42% para el IP (índice de plasticidad). Para el LP (límite plástico) el porcentaje de aumento en estas</p>	
Óxido	Muestra 3	Muestra 4		Muestra 5																																																
	Valor Calculado (%)																																																			
SiO ₂	57.13	43.08	49.88																																																	
Al ₂ O ₃	17.63	13.79	13.91																																																	
Fe ₂ O ₃	6.89	5.63	5.01																																																	
Na ₂ O	1.96	1.98	1.46																																																	
CaO	1.74	4.49	3.39																																																	
K ₂ O	1.73	0.99	1.03																																																	
MgO	1.71	1.36	1.33																																																	
TiO ₂	0.68	0.53	0.53																																																	
P ₂ O ₅	0.11	0.21	0.13																																																	
Mn ₂ O ₃	-	-	0.01																																																	

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones															
	<p>Fuente: (Buitrón & Enríquez, 2018) Tabla 53 <i>Clasificación SUCS de muestras naturales</i></p> <table border="1" data-bbox="856 358 1211 464"> <thead> <tr> <th>MUESTRA</th> <th>LL (%)</th> <th>IP (%)</th> <th>SUCS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>M3</td> <td>89</td> <td>37</td> <td>MH-CH</td> </tr> <tr> <td>M4</td> <td>83</td> <td>30</td> <td>CH</td> </tr> <tr> <td>M5</td> <td>67</td> <td>24</td> <td>CH</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fuente: Buitrón & Enríquez (2018)</p>	MUESTRA	LL (%)	IP (%)	SUCS	M3	89	37	MH-CH	M4	83	30	CH	M5	67	24	CH	<p>Se realizaron varios ensayos físicos y mecánicos como fueron: contenido de humedad, clasificación SUCS, granulometría por lavado y por hidrómetro, densidad de sólidos, índice de expansión, análisis mineralógico, permeabilidad, corte directo y consolidación.</p>	<p>condiciones fue de 23, 19 y 39% para los suelos citados. Con la dosificación del 20% de ceniza se alcanzó un porcentaje de disminución del índice de expansión del 65, 50 y 38% para las muestras 3, 4 y 5, respectivamente. En corte directo, el ángulo de fricción interno para las muestras 3, 4 y 5 con la dosificación del 20% de ceniza aumentó en porcentajes del 31, 150 y 125% respectivamente. Para la cohesión con igual dosificación se consiguió porcentajes de aumento del 742, 633 y 279%, para los suelos mencionados. El asentamiento de consolidación primaria, Sp, está en función de variables como la altura de la muestra, H y la variación de la relación de vacíos, e. Exitosamente, la variación de relación de vacíos y alturas tanto para</p>	<p>y costo-beneficio que aporta el método alternativo de estabilización. Se determinó que el LL y el IP disminuyen en función de la cantidad de ceniza mezclada, sin embargo, el comportamiento del LP es opuesto, éste incrementa según sea la cantidad de aditivo. Se reduce el índice de expansión en todos los casos. La adición de ceniza volcánica consigue aumentar el valor del ángulo de fricción y la cohesión de las muestras. Se reducen los asentamientos por consolidación primaria y la densidad seca máxima.</p>
MUESTRA	LL (%)	IP (%)	SUCS																	
M3	89	37	MH-CH																	
M4	83	30	CH																	
M5	67	24	CH																	

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones																																													
(Licuy & Román, 2020)	Tabla 54 <i>Composición mineralógica de la CV</i>	Tabla 55 <i>Clasificación SUCS de las muestras</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">CLASIFICACIÓN SUCS</th> </tr> <tr> <th colspan="4">ASTM D 4318</th> </tr> <tr> <th>MUESTRA</th> <th>LL (%)</th> <th>LP (%)</th> <th>SUCS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>M3</td> <td>89</td> <td>37</td> <td>MH-CH</td> </tr> <tr> <td>M4</td> <td>83</td> <td>30</td> <td>CH</td> </tr> <tr> <td>M5</td> <td>67</td> <td>24</td> <td>CH</td> </tr> </tbody> </table>	CLASIFICACIÓN SUCS				ASTM D 4318				MUESTRA	LL (%)	LP (%)	SUCS	M3	89	37	MH-CH	M4	83	30	CH	M5	67	24	CH	carga, descarga y el último estado de descarga, decaen paulatinamente cuando se agrega el estabilizante.	Se pudo examinar que la reducción del índice de expansión tiene un límite ya que entre los intervalos de porcentaje de reemplazo de 20% y 30% la tendencia de esta reducción cambia de pendiente, demostrando que con un porcentaje de reemplazo mayor al 30% la eficacia del uso de estas puzolanas es mínima.																					
	CLASIFICACIÓN SUCS																																																	
ASTM D 4318																																																		
MUESTRA	LL (%)	LP (%)	SUCS																																															
M3	89	37	MH-CH																																															
M4	83	30	CH																																															
M5	67	24	CH																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">CENIZA VOLCÁNICA</th> </tr> <tr> <th>Mineral</th> <th></th> <th>%</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SiO₂</td> <td>Óxido de silicio</td> <td>59.2 ± 1.3</td> </tr> <tr> <td>CaO</td> <td>Óxido de calcio</td> <td>7.8 ± 0.6</td> </tr> <tr> <td>Al₂O₃</td> <td>Óxido de aluminio</td> <td>15.9 ± 1.3</td> </tr> <tr> <td>Na₂O</td> <td>Óxido de sodio</td> <td>3.2 ± 0.5</td> </tr> <tr> <td>Mg, K₂O y Ti₂O</td> <td>Magnesio, óxido de potasio, óxido de titanio</td> <td>3</td> </tr> </tbody> </table>	CENIZA VOLCÁNICA			Mineral		%	SiO ₂	Óxido de silicio	59.2 ± 1.3	CaO	Óxido de calcio	7.8 ± 0.6	Al ₂ O ₃	Óxido de aluminio	15.9 ± 1.3	Na ₂ O	Óxido de sodio	3.2 ± 0.5	Mg, K ₂ O y Ti ₂ O	Magnesio, óxido de potasio, óxido de titanio	3	Fuente: Licuy & Román (2020)	Tabla 56 <i>Índice de expansión de las muestras</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">INDICE DE EXPANSION</th> </tr> <tr> <th colspan="3">ASTM D4829</th> </tr> <tr> <th>MUESTRA</th> <th>INDICE DE EXPANSION EI</th> <th>POTENCIAL DE EXPANSION</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">M3</td> <td>175.200</td> <td>MUY ALTO</td> </tr> <tr> <td>175.850</td> <td>MUY ALTO</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">M4</td> <td>134.825</td> <td>MUY ALTO</td> </tr> <tr> <td>136.475</td> <td>MUY ALTO</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">M5</td> <td>82.150</td> <td>MEDIO</td> </tr> <tr> <td>83.350</td> <td>MEDIO</td> </tr> </tbody> </table>	INDICE DE EXPANSION			ASTM D4829			MUESTRA	INDICE DE EXPANSION EI	POTENCIAL DE EXPANSION	M3	175.200	MUY ALTO	175.850	MUY ALTO	M4	134.825	MUY ALTO	136.475	MUY ALTO	M5	82.150	MEDIO	83.350	MEDIO	Respecto al límite líquido, con los reemplazos de puzolanas al 20% y 30% se logró obtener mayores porcentajes de reducción que varían entre 16% hasta un 32%. Con el 20% de reemplazo se puede reducir la densidad seca máxima entre aproximadamente un 21% hasta un 41%.	El uso de estas puzolanas ayuda a incrementar la resistencia al corte, debido que, adicionando más cantidad de puzolana, el porcentaje de incremento del ángulo de fricción aumenta también, brindándole más resistencia a las arcillas, lo que es beneficioso en la construcción de cimentaciones y taludes, así como acrecienta la cohesión. Referente a los ensayos físicos y mecánicos ejecutados, los resultados obtenidos en el
CENIZA VOLCÁNICA																																																		
Mineral		%																																																
SiO ₂	Óxido de silicio	59.2 ± 1.3																																																
CaO	Óxido de calcio	7.8 ± 0.6																																																
Al ₂ O ₃	Óxido de aluminio	15.9 ± 1.3																																																
Na ₂ O	Óxido de sodio	3.2 ± 0.5																																																
Mg, K ₂ O y Ti ₂ O	Magnesio, óxido de potasio, óxido de titanio	3																																																
INDICE DE EXPANSION																																																		
ASTM D4829																																																		
MUESTRA	INDICE DE EXPANSION EI	POTENCIAL DE EXPANSION																																																
M3	175.200	MUY ALTO																																																
	175.850	MUY ALTO																																																
M4	134.825	MUY ALTO																																																
	136.475	MUY ALTO																																																
M5	82.150	MEDIO																																																
	83.350	MEDIO																																																

Autor	Propiedades físicas y/o químicas de la ceniza volcánica	Propiedades físicas y/o químicas del suelo	Metodología usada	Resultados	Conclusiones
			compactación de suelos, permeabilidad, índice de expansión, consolidación y corte directo en muestras en estado natural y empleando las dosificaciones mencionadas anteriormente.	la humedad óptima. El índice de expansión se reduce a medida que el porcentaje de reemplazo de puzolanas aumenta hasta el 20% de reemplazo. Se aprecia un aumento significativo del valor del ángulo de fricción interna de las muestras de suelo, conforme aumenta el porcentaje de reemplazo. Con todas las dosificaciones, el valor de la cohesión es mayor que en las muestras naturales.	presente estudio fueron más satisfactorios con el porcentaje de reemplazo del 20%, ya que, se evidenció un mayor porcentaje de mejora en las propiedades, mientras que con el 30% de reemplazo, las mejoras no fueron significativas. El incremento de puzolana en las muestras produce una estructura más aglomerada y compacta que evita el ingreso de agua en su estructura, disminuyendo la expansión del suelo.

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Anexo 11. Métodos de cálculo para análisis de estabilidad de taludes

Métodos de equilibrio límite

Tabla 57 *Métodos de equilibrio límite para análisis de estabilidad de taludes*

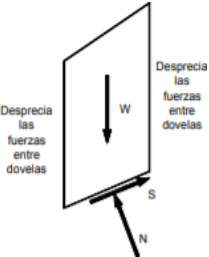
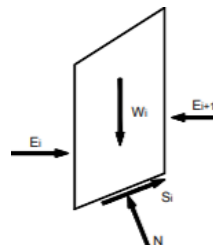
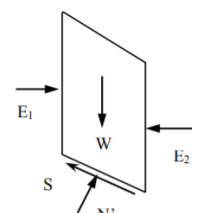
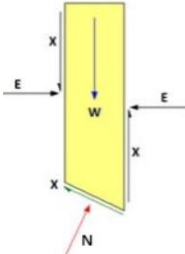
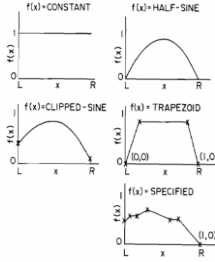
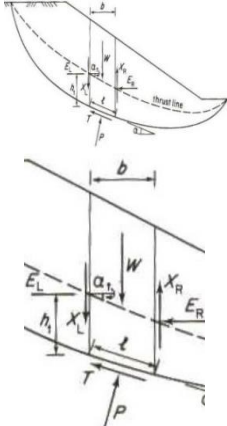
Método de equilibrio límite	Superficie de falla	Equilibrio satisfecho	Fundamentación	Factor de seguridad	Ventajas	Desventajas o limitaciones	Esquema
Ordinario o Fellenius (Fellenius, 1936)	Circular (Salunkhe et al., 2017).	Momento (Albatineh, 2006).	Supone que las fuerzas izquierdas y derechas entre dovelas son iguales y opuestas para que las fuerzas normales de base se conozcan (Cheng & Lau, 2014).	$F_s = \frac{\sum [c * l + tg\Phi * (P * \cos\alpha_i - \mu * l)]}{\sum P * \text{sen}\alpha_i}$ <p>Donde: c : cohesión del suelo ϕ : ángulo de fricción interno del suelo P, l, μ, α - respectivamente: peso de la dovela de suelo, longitud del arco en la base de la dovela, presión de poro de la dovela, e inclinación de la base de la dovela (Pereira et al., 2016). Obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de los momentos con respecto al centro del círculo (producidos por estas fuerzas) se obtiene el factor de seguridad (Suárez Díaz, 2009).</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Los análisis del método de Fellenius son sencillos y se pueden realizar con métodos manuales o en el computador (Suárez Díaz, 2009). • Permite un cálculo de equilibrio estático simple, considerando solo el peso del suelo, junto con el cortante y las tensiones normales a lo largo del plano de falla. • Se pueden considerar tanto el ángulo de fricción como la cohesión para cada corte (Salunkhe et al., 2017). • El factor de seguridad se puede obtener fácilmente sin la necesidad de un análisis de 	<ul style="list-style-type: none"> • La tercera ley de Newton no se cumple porque las resultantes a la izquierda y a la derecha de una dovela no tienen la misma magnitud y no son colineales (Salunkhe et al., 2017). • Menos preciso que otros procedimientos y la precisión disminuye a medida que la presión de poros se hace mayor. • Da factores de seguridad menores que otros métodos (Suárez Díaz, 2009). • Algunos autores recomiendan que no se utilice para diseño, sino solamente como una base de referencia (Suárez Díaz, 2009). 	 <p>Desprecia las fuerzas entre dovelas</p> <p>Desprecia las fuerzas entre dovelas</p>

Figura 93 *Fuerzas que actúan sobre una dovela en el método Ordinario o de Fellenius*
 Fuente: Suárez Díaz (2009)

Método de equilibrio límite	Superficie de falla	Equilibrio satisfecho	Fundamentación	Factor de seguridad	Ventajas	Desventajas o limitaciones	Esquema
Bishop simplificado (Bishop, 1955)	Circular (Morales, 2007).	Momento (Rabie, 2014).	Bishop (1955) asume que las fuerzas entre dovelas adyacentes son horizontales y la fuerza de corte resultante entre dovelas es cero (Salunkhe et al., 2017).	$F_s = \frac{\sum \left[\frac{c' * \Delta l * \cos \alpha + (W * u * \Delta l * \cos \alpha) * \tan \phi}{\cos \alpha + (\text{sen} \alpha * \tan \phi')} / F_s \right]}{\sum W \text{sen} \alpha}$ <p>Donde: Δl: longitud de arco de la base de la dovela W: peso de cada dovela c', ϕ: parámetros de resistencia del suelo u: presión de poros en la base de cada dovela=$\gamma w * h w$ α: ángulo del radio y la vertical en cada dovela (Suárez Díaz, 2009) La masa de suelo deslizante debe ser dividida en η fajas verticales para estudiar las fuerzas y momentos involucrados en cada una de las rebanadas definidas y determinar así el factor de seguridad asociado al caso (Sanhueza & Rodríguez, 2013)</p>	<ul style="list-style-type: none"> •Es simple para el cálculo manual. •Sus resultados son muy similares a los obtenidos por los métodos rigurosos (Morgenstern-Price, Spencer) (Cheng & Lau, 2014). •Proporciona un valor del factor de seguridad más alto y más preciso en comparación con el método de Fellenius (1936) (Ishak & Zolkepli, 2016). 	<ul style="list-style-type: none"> •En las inclinaciones de pendientes muy pronunciadas, el método Bishop proporciona estimaciones conservadoras del factor de seguridad (Kumar, 2000). •Aplicación imprecisa para suelos estratificados (Morales, 2007). •Se requiere proceso de iteración para calcular el factor de seguridad (Suárez Díaz, 2009). 	 <p>Figura 94 Esquema de fuerzas sobre una dovela en el método de Bishop simplificado de acuerdo a Duncan & Wright (2005) Fuente: Suárez Díaz (2009)</p>
Janbu simplificado (Janbu, 1957)	Cualquier forma (Rodríguez, 2017).	Fuerzas (Cheng & Lau, 2014).	El método considera las fuerzas normales entre dovelas (E) pero descuida las fuerzas de corte (T) (Aryal, 2006).	$F_s = \frac{\sum [c * b + (W - u * b) * \tan \phi] * \frac{1}{n_\alpha}}{\sum W * \tan \alpha_i}$ <p>Donde: $n_\alpha = \cos^2 \alpha + (l + \tan \alpha * \frac{\tan \phi}{F_s})$ b: ancho de la dovela W: peso de cada dovela $c' \text{ y } \phi$: parámetros de resistencia del suelo u: presión de poros en la base de cada dovela=$\gamma w * h w$ α: ángulo del radio y la vertical de cada dovela Complementariamente, se introduce un factor de corrección empírico (f_0) sobre el factor de seguridad, mejorando así los resultados. Este factor depende tanto del tipo de suelo como de la geometría de la rotura (Janbu, 1957) (F. Rodríguez, 2017).</p>	<ul style="list-style-type: none"> •Su cómputo es rápido (Cheng & Lau, 2014). •Superficies de rotura realistas (Morales, 2007). 	<ul style="list-style-type: none"> •No satisface el equilibrio de momento (Aryal, 2006). •Puede subestimar el factor de seguridad. •Aplicado solo para suelos homogéneos (Morales, 2007). •Los factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos. 	 <p>Figura 95 Fuerzas consideradas en JSM Fuente: Aryal (2006)</p>

Método de equilibrio límite	Superficie de falla	Equilibrio satisfecho	Fundamentación	Factor de seguridad	Ventajas	Desventajas o limitaciones	Esquema
				El proceso de iterar es igual que en el método de Bishop (Ramos, 2017).		La suposición de ϕ_0 puede ser una fuente de inexactitud en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, para algunos taludes la consideración de este factor de curvatura representa el mejoramiento del análisis (Suárez Díaz, 2009).	
Spencer (Spencer, 1967)	Cualquier forma (Rickard & Sitar, 2012).	<ul style="list-style-type: none"> •Momento •Fuerzas (Lugo, 2018). 	Se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación (GEO-SLOPE International Ltd, 2018).	<p>Spencer (1967) desarrolló dos ecuaciones de factor de seguridad; uno con respecto al equilibrio de momentos (F_m) y otro con respecto al equilibrio de fuerzas horizontales (F_f). Adoptó una relación constante entre el cortante entre dovelas y las fuerzas normales, y mediante un procedimiento iterativo alteró la relación entre el cortante entre dovelas y la relación normal hasta que los dos factores de seguridad fueran iguales (GEO-SLOPE International Ltd, 2018).</p> <p>Factor de seguridad (equilibrio de fuerzas horizontales):</p> $F_f = \frac{\sum(c' * l + (P - u * l) * \tan\phi' * \cos\alpha)}{\sum P * \sin\alpha + \sum kW \pm A}$ <p>Factor de seguridad (equilibrio de momentos):</p> $F_m = \frac{\sum(c' * l * R + (P - u * l) * R * \tan\phi')}{\sum Wx - \sum Pf + \sum kWe \pm Aa}$ <p>Donde: R, x, f, e y a son las distancias desde el punto de acción de cada una de las fuerzas al centro de rotación P: fuerza normal a la base de la dovela W: peso de cada dovela l: medida transversal de cada dovela α: ángulo de inclinación de la superficie de falla ϕ': ángulo de fricción interna efectivo c': parámetro de cohesión efectiva</p>	<ul style="list-style-type: none"> •Es aplicable a prácticamente todas las pendientes (Salunkhe et al., 2017) •Precisión y aplicación para casi todo tipo de perfiles de suelo que se presenten en la zona de estudio(Lugo, 2018). •Proporciona un resultado razonablemente preciso (Salunkhe et al., 2017). 	<ul style="list-style-type: none"> •Complejidad de los cálculos. (Morales, 2007) 	<p>Figura 96 Diagrama de cuerpo libre para una dovela. Método de Spencer Fuente: Gutiérrez (2017)</p>

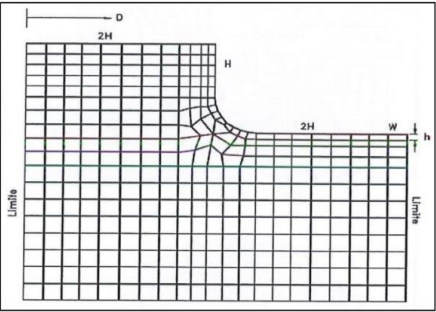
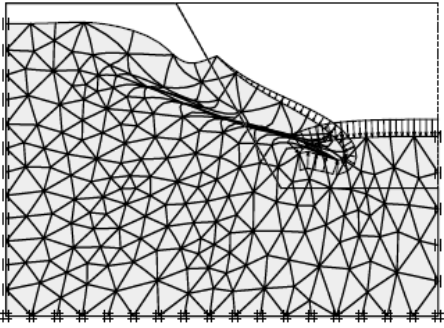
Método de equilibrio límite	Superficie de falla	Equilibrio satisfecho	Fundamentación	Factor de seguridad	Ventajas	Desventajas o limitaciones	Esquema
Morgenstern-Price (Morgenstern & Price, 1965)	Cualquier forma (Suárez Díaz, 2009).	•Momento •Fuerzas (GEO-SLOPE International Ltd, 2018).	El método de asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas (Suárez Díaz, 2009). Se maneja la ecuación $X/E = \lambda * f(x)$ Donde, f (x) es una función, λ es el porcentaje (en forma decimal) de la función utilizada, E es la fuerza normal entre dovelas y X es la fuerza de corte entre dovelas (GEO-SLOPE International Ltd, 2018).	<p>A: resultante de las fuerzas causadas por la presencia de agua. k: coeficiente sísmico a considerar para una fuerza dinámica horizontal. u: presión de poro (Bojorque, 2010).</p> <p>Se utilizan dos ecuaciones para calcular el factor de seguridad; uno con respecto al momento de equilibrio (F_m), y el otro con respecto al equilibrio de fuerzas horizontales (F_f):</p> $F_f = \frac{\sum(c' * \beta * \cos\alpha + (N - u * \beta) * \tan\phi' * \cos\alpha)}{\sum N * \sin\alpha + \sum kW - \sum D * \cos\omega \pm A}$ $F_m = \frac{\sum(c' * \beta * R + (N - u * \beta) * R * \tan\phi')}{\sum Wx - \sum Nf + \sum kW_e \pm \sum Dd \pm Aa}$ <p>Donde: R, x, f, e, d y a son las distancias desde el punto de acción de cada una de las fuerzas al centro de rotación c: cohesión efectiva ϕ: ángulo de fricción efectivo u: presión de agua intersticial W: el peso total de una dovela N: la fuerza normal total sobre la base de una dovela D: una carga puntual externa kW: la carga sísmica horizontal aplicada a través del centroide de cada dovela R: el radio de una superficie de deslizamiento circular A: las fuerzas de agua externas resultantes ω: el ángulo de la carga puntual desde la horizontal α: el ángulo entre la tangente al centro de la base de cada dovela y la horizontal β: la longitud base de cada dovela La relación entre las fuerzas entre dovelas se repite hasta que los dos factores de seguridad, F_m y F_f, sean iguales (Gustafsson & Lindström, 2014).</p>	<ul style="list-style-type: none"> •Permite una variedad de funciones de fuerza entre dovelas seleccionadas (GEO-SLOPE International Ltd, 2018). •Es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo (Suárez Díaz, 2009). 	<ul style="list-style-type: none"> •Es complicado para algunos practicantes generales, que prefieren utilizar métodos simples de dovelas (Zhu et al., 2001). •Requiere cálculo por iteraciones en ordenador (Morales, 2007). 	 <p>Figura 97 Diagrama de cuerpo libre de una dovela con M-P Fuente: Gustafsson & Lindström (2014)</p>
							 <p>Figura 98 Variación funcional de la dirección de la fuerza lateral con respecto a la dirección x Fuente: Fredlund & Krahn (1977)</p>

Método de equilibrio límite	Superficie de falla	Equilibrio satisfecho	Fundamentación	Factor de seguridad	Ventajas	Desventajas o limitaciones	Esquema
Janbu generalizado (Janbu, 1973)	Cualquier forma (Aryal, 2006).	<ul style="list-style-type: none"> •Momento •Fuerzas (Steiner & Irgartinger, 2011). 	<p>Janbu (1973) considera ambas fuerzas entre dovelas (corte y normal) y asume una línea de empuje para determinar una relación para las fuerzas entre dovelas (Rahman, 2016). A menudo se supone que la fuerza inter-dovela resultante actúa a un tercio de la altura inter-dovela por encima de la superficie de deslizamiento. Una línea que pasa a través de las resultantes por los lados verticales de la dovela es la línea de empuje (Shiu et al., 2007).</p>	$F_s = \frac{\sum((c' * l + (P - u * l) * \tan\phi') * \sec\alpha)}{\sum(W - (X_R - X_L)) * \tan\alpha}$ <p>Donde: u: presión de poro l: longitud de la base de la dovela α: inclinación de la superficie de deslizamiento en el medio de la dovela c', ϕ': parámetros de resistencia del suelo T : fuerzas cortantes entre dovelas E: fuerzas normales entre dovelas W: el peso total de una dovela P: la fuerza normal total sobre la base de una dovela (Albataineh, 2006). Dado que las fuerzas entre dovelas satisfacen el equilibrio general de la fuerza, el equilibrio de momento se cumple automáticamente para la masa deslizante (Rahman, 2016).</p>	<ul style="list-style-type: none"> •Satisface tanto el equilibrio de fuerza como el de momento (Rahman, 2016). •Maneja geometrías y superficies de falla complejas (Rahman, 2016). 	<ul style="list-style-type: none"> •Si existen concentraciones de esfuerzo que se desvían significativamente de la distribución de esfuerzos supuesta, pueden ocurrir problemas de convergencia (Shiu et al., 2007). •El procedimiento requiere cálculo iterativo (Trivellato, 2014). •Los cálculos de estabilidad son sensibles a la ubicación de la línea de empuje y el método no siempre produce una solución numérica estable (Abramson et al., 2002; Shiu et al., 2007). 	 <p>Figura 99 Procedimiento generalizado de Janbu Fuente: Albataineh (2006)</p>

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Métodos numéricos

Tabla 58 *Métodos numéricos para análisis de estabilidad de taludes*

Método numérico	Fundamentación	Ventajas	Limitaciones	Aplicación en análisis de estabilidad	Gráfico referencial
Elementos finitos (FEM)	<p>El método esencialmente divide la masa de suelo en unidades discretas que se interconectan en sus nodos y en bordes predefinidos (Mesa & Tejeda, 2018). Este método establece la división de una masa de suelo, roca o un cuerpo estructural en varios elementos que comparten características particulares, y sobre los que se definen ciertas ecuaciones que describen su comportamiento físico (Arroyo, 2011). El equilibrio se analiza empleando la teoría elástica para poder describir los esfuerzos y deformaciones, donde el método típicamente utilizado es el de la formulación de desplazamientos presentando los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos en los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente (Chaves, 2015; Suárez Díaz, 2009). Al conjunto de nodos y elementos se le conoce como malla de elementos finitos. Una vez dividido el problema se establecen ecuaciones de</p>	<ul style="list-style-type: none"> •No es necesario suponer de antemano acerca de la forma o ubicación de la superficie de falla. La falla ocurre naturalmente a través de las zonas dentro de la masa del suelo en las cuales la resistencia al corte del suelo no puede soportar los esfuerzos de corte aplicados. •El método FE puede monitorear la falla progresiva hasta e incluyendo la falla de corte general. •Si se dispone de datos realistas de compresibilidad del suelo, las soluciones FE proporcionarán información sobre deformaciones (Griffiths & Lane, 2001). •Considera las relaciones de esfuerzo-deformación que sufre el material conformante durante el proceso de deformación y rotura, siendo estas relaciones las que rigen su comportamiento y su resistencia (Suarez, 2010). •Se puede dividir la estructura dada en cierto número de elementos 	<ul style="list-style-type: none"> •Su utilización es compleja (Mesa & Tejeda, 2018). •En la mayoría de los casos prácticos reales existe una dificultad en definir la relación esfuerzo-deformación, por lo difícil que es describir los depósitos de suelos naturales (Suarez, 2010). Para condiciones de suelo más complejas correspondiente a suelos estratificados con diferentes características de rigidez, la suposición de una relación esfuerzo-deformación lineal única, puede ser errónea. •Las relaciones de esfuerzo-deformación no lineales usualmente llevan a procedimientos computacionales iterativos, incrementando notablemente los costos de los cálculos (Chaves, 2015). •Se requieren tiempos prolongados y capacidades altas de memoria en los equipos para el cálculo (Suárez Díaz, 2009). •En muchas ocasiones, este análisis requiere a parte de las propiedades físicas y mecánicas, las propiedades dinámicas 	<p>Un enfoque es aumentar la carga de gravedad (GI) y el segundo enfoque es reducir las características de resistencia de la masa del suelo (SSR) (Griffiths & Lane, 2001).</p> <ul style="list-style-type: none"> •En SSR, el factor de seguridad se puede obtener, suponiendo un criterio de falla de Mohr-Coulomb, reduciendo los parámetros de resistencia de forma incremental, comenzando por valores no factorizados ϕ disponibles y c disponibles, hasta que no se pueda encontrar el equilibrio en los cálculos (Noer, 2013). •En GI, el análisis de estabilidad supone que las fuerzas externas aumentan debido al aumento de la gravedad (g) y ya no se puede obtener la solución de equilibrio (Sternik, 2013). 	 <p>Figura 100 Malla típica para el análisis de un talud vertical por elementos finitos Fuente: Suárez Díaz (2009)</p>  <p>Figura 101 Modelación de falla utilizando modelo de elementos finitos Fuente: Suárez Díaz (2009)</p>

Método numérico	Fundamentación	Ventajas	Limitaciones	Aplicación en análisis de estabilidad	Gráfico referencial
	equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas para cada elemento y se construye un sistema de ecuaciones. El número de ecuaciones será proporcional al número de nodos, por ser estos los que contienen las incógnitas. Con el sistema de ecuaciones resuelto se tiene el comportamiento de cada elemento y se reconstruye el comportamiento del problema como un todo (Curasma & Quinto, 2019).	1D, 2D o 3D (Chaves, 2015). •Se obtiene un sistema de ecuaciones algebraicas. La resolución de este sistema hace uso de los métodos numéricos que brindan una solución aproximada (Guallichico & Macas, 2010).	del suelo (Curasma & Quinto, 2019).		

Elementos de borde (BEM)

El BEM se basa en la discretización de la frontera del dominio del problema en una serie de elementos. La geometría de estos elementos puede ser modelado utilizando líneas rectas, curvas, parábolas, etc. Mediante la adopción de una solución práctica fundamental se plantea una ecuación integral en la cual, las integrales que en ella intervienen son calculadas de forma numérica y, posteriormente, nos llevará a plantearnos un sistema de ecuaciones algebraicas (Fernández, 2012).

- Se necesita menos trabajo de cálculo que en FEM (Jianxue & Xinrong, 2016)
- Se puede modelar fracturas e interfaces entre materiales localizados donde se requiera (Suárez Díaz, 2009)

- Solo es aplicable al análisis de estabilidad de taludes con condiciones de contorno simples.
- No se puede utilizar para resolver grandes problemas de deformación (Jianxue & Xinrong, 2016).
- No es posible modelar secuencias de excavación ni estructuras de soporte (Suárez Díaz, 2009).

Se discretizan las áreas para poder modelar la ocurrencia de agrietamientos en el talud (Suárez Díaz, 2009).

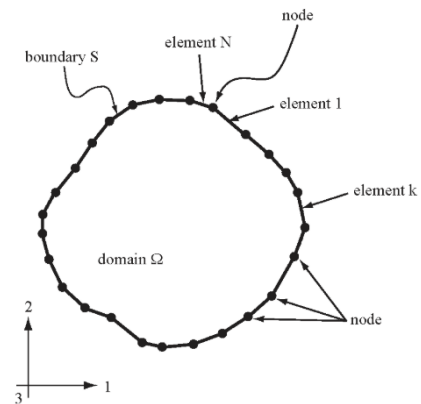
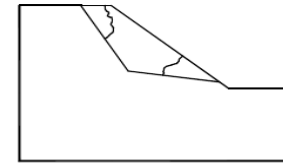
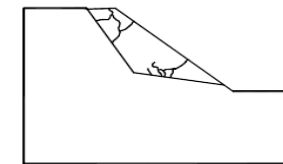


Figura 102 Ejemplo de discretización con elementos de contorno en 2D
Fuente: Bobet (2010)

Método numérico	Fundamentación	Ventajas	Limitaciones	Aplicación en análisis de estabilidad	Gráfico referencial
-----------------	----------------	----------	--------------	---------------------------------------	---------------------



b) intervalo 1



c) intervalo 2

Figura 103 *Modelo de fractura utilizando elementos de borde*
Fuente: Suárez Díaz (2009)

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

Anexo 12. Modelación en SLOPE/W

- Talud compuesto por suelo expansivo (SE), método de análisis de estabilidad de Morgenstern-Price

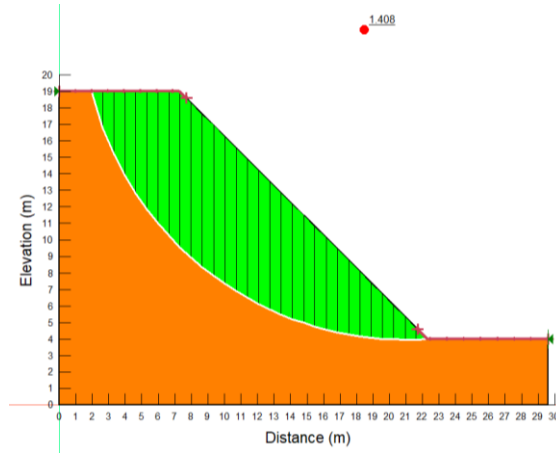


Figura 104 *Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 0 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

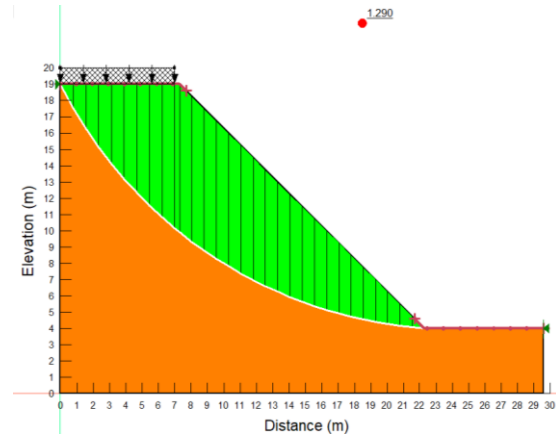


Figura 105 *Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 24 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

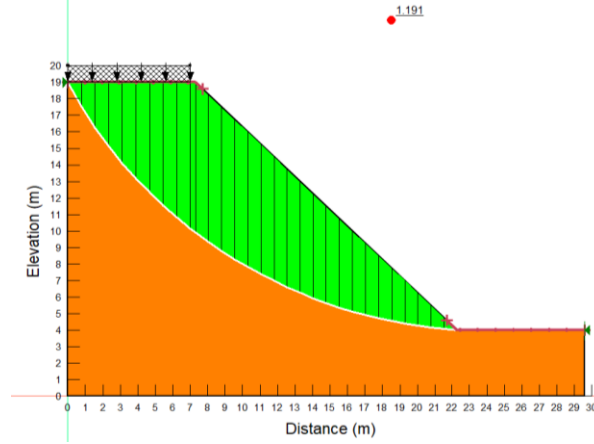


Figura 106 *Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 48 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

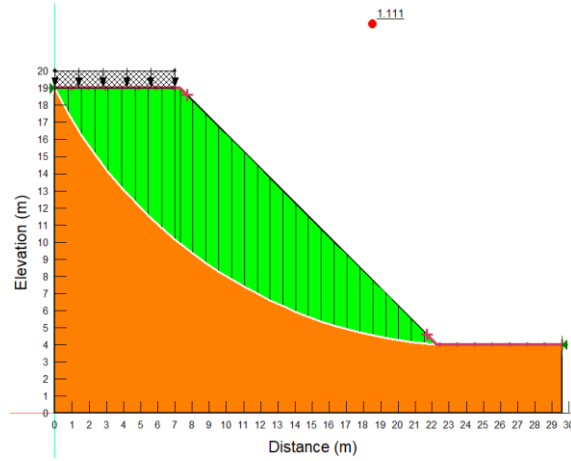


Figura 107 *Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 72 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

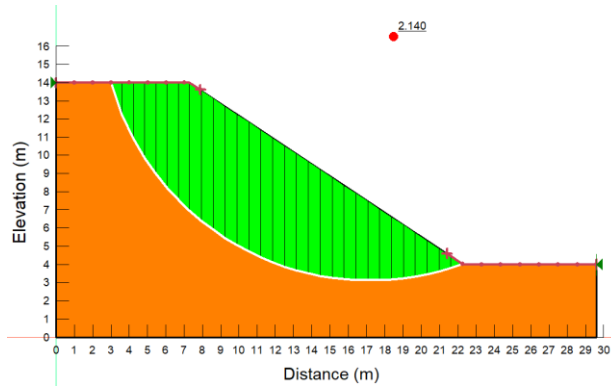


Figura 108 *Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 0 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

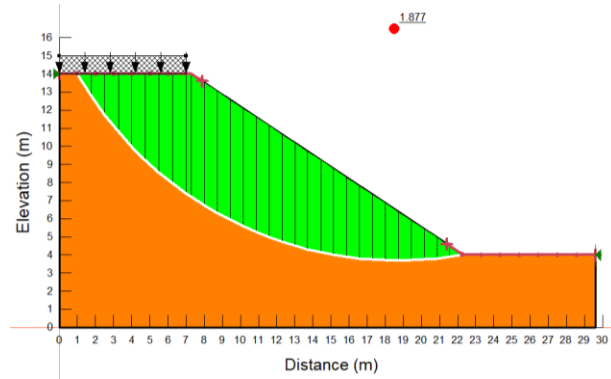


Figura 109 *Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 24 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

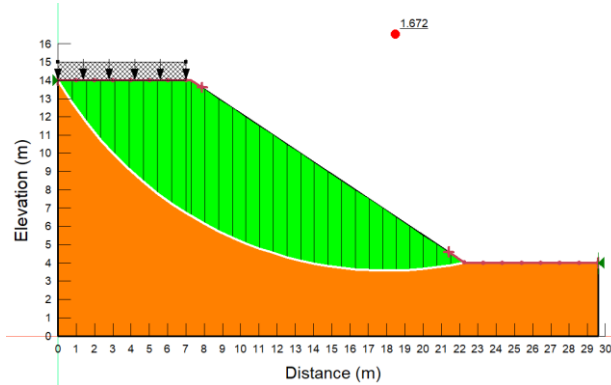


Figura 110 *Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 48 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

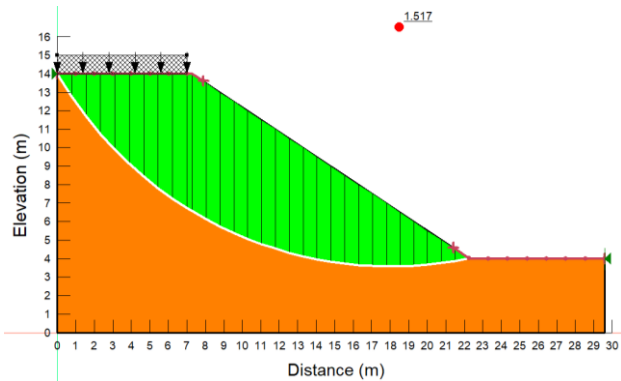


Figura 111 Pendiente 1.5H: IV (34°), sobrecarga 72 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

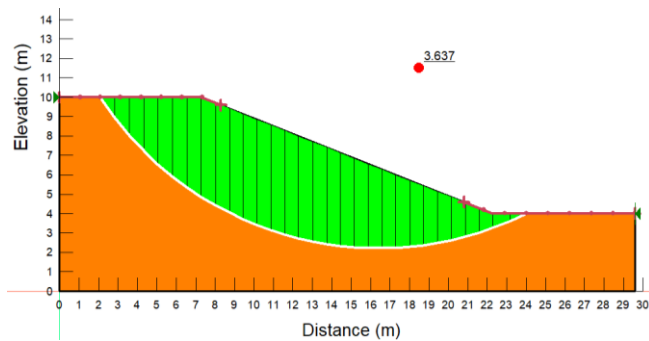


Figura 112 Pendiente 2.5H: IV (22°), sobrecarga 0 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

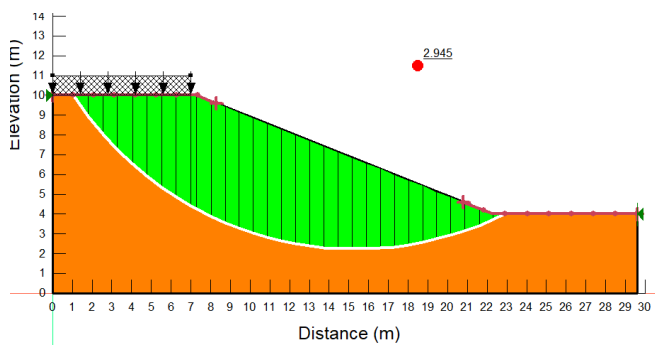


Figura 113 Pendiente 2.5H: IV (22°), sobrecarga 24 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

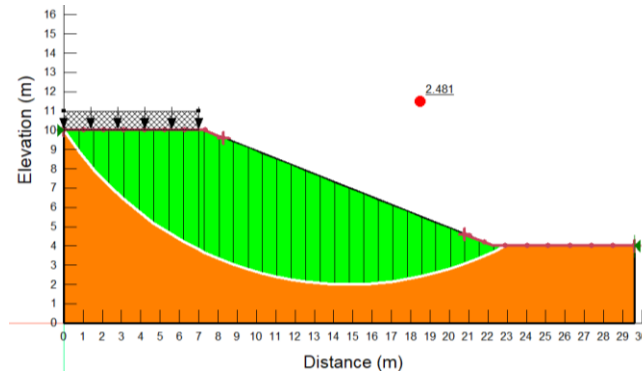


Figura 114 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 48 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

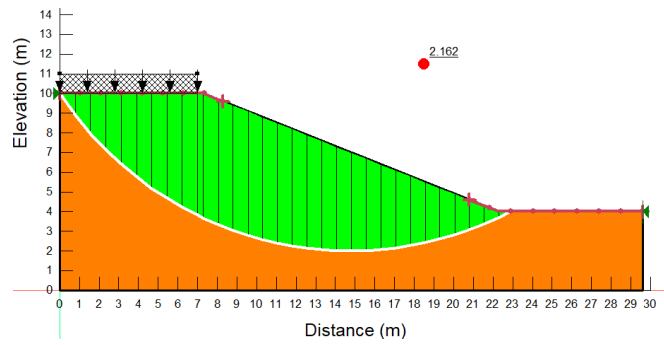


Figura 115 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 72 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

- Talud compuesto por suelo expansivo (SE), método de análisis de estabilidad de Bishop

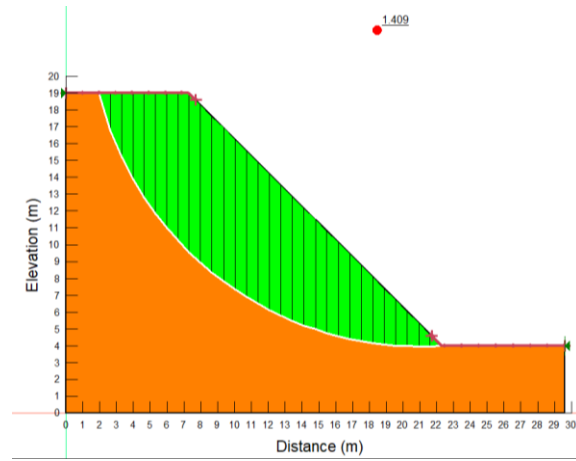


Figura 116 *Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 0 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

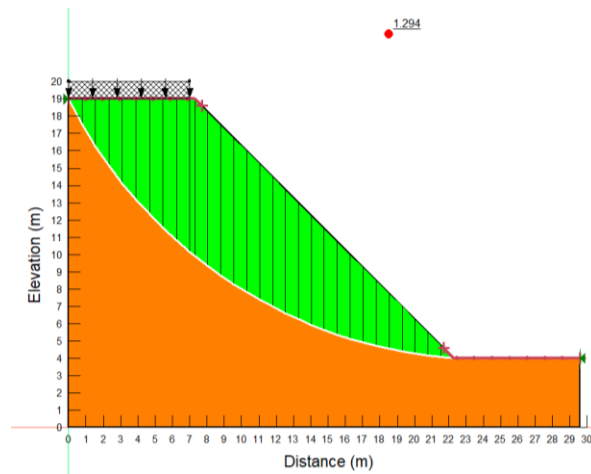


Figura 117 *Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 24 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

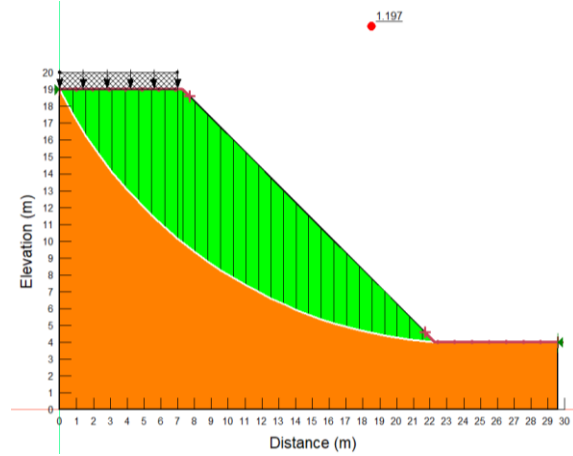


Figura 118 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 48 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

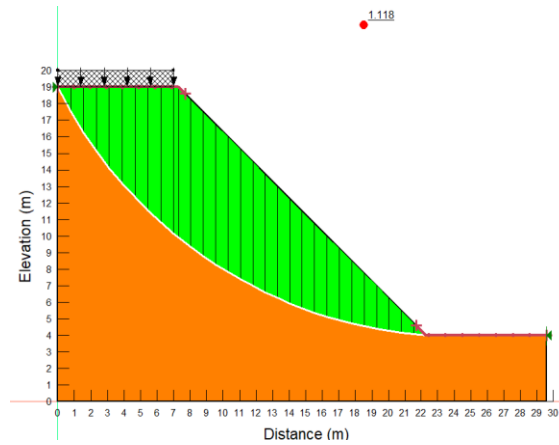


Figura 119 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 72 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

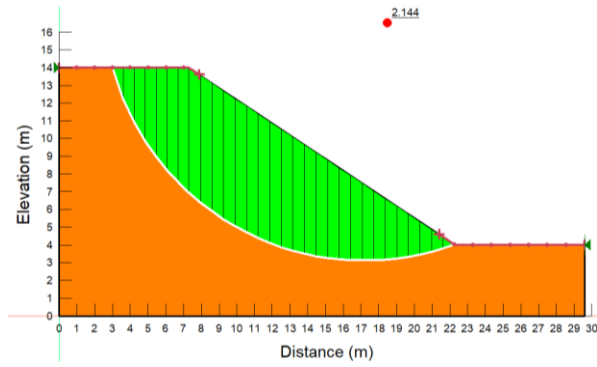


Figura 120 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 0 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

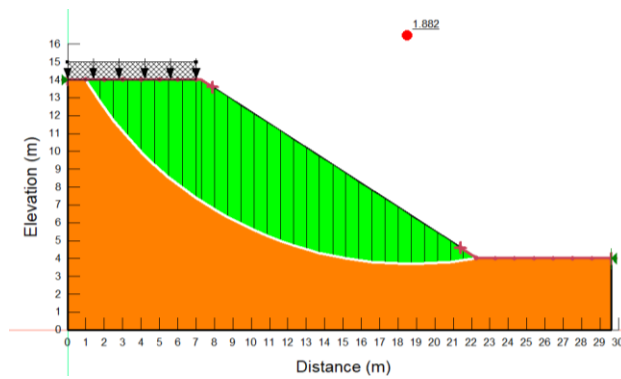


Figura 121 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 24 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

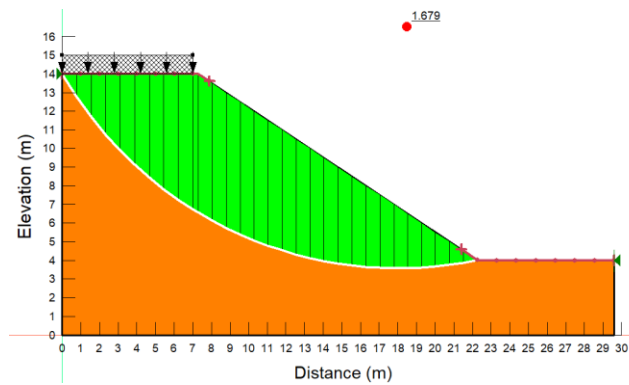


Figura 122 Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 48 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

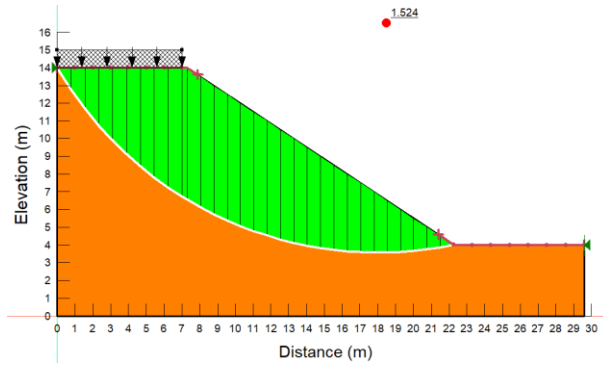


Figura 123 Pendiente 1.5H: IV (34°), sobrecarga 72 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

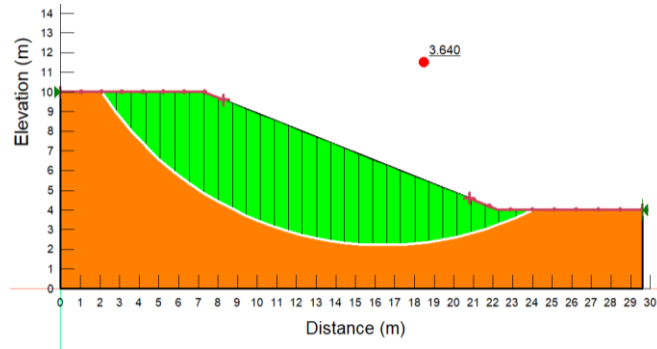


Figura 124 Pendiente 2.5H: IV (22°), sobrecarga 0 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

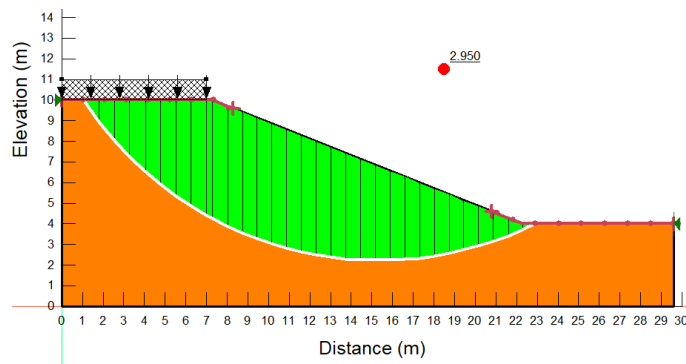


Figura 125 Pendiente 2.5H: IV (22°), sobrecarga 24 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

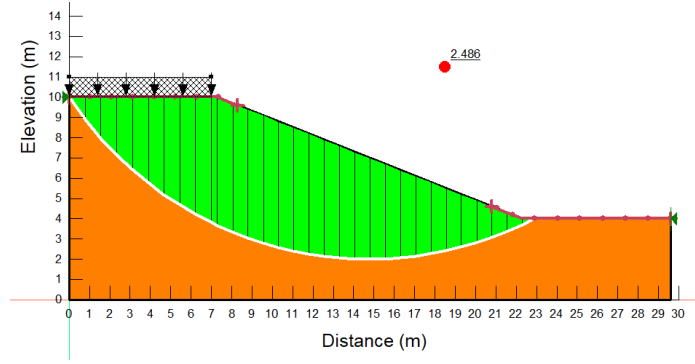


Figura 126 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 48 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

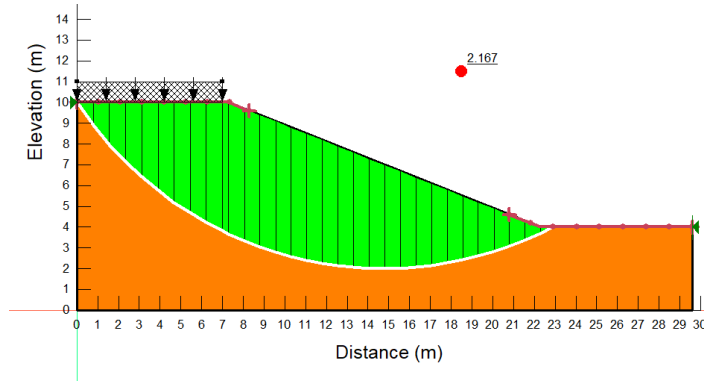


Figura 127 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 72 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

- Talud compuesto por suelo expansivo al que se ha incorporado ceniza volcánica (SECV), método de análisis de estabilidad Morgenstern-Price

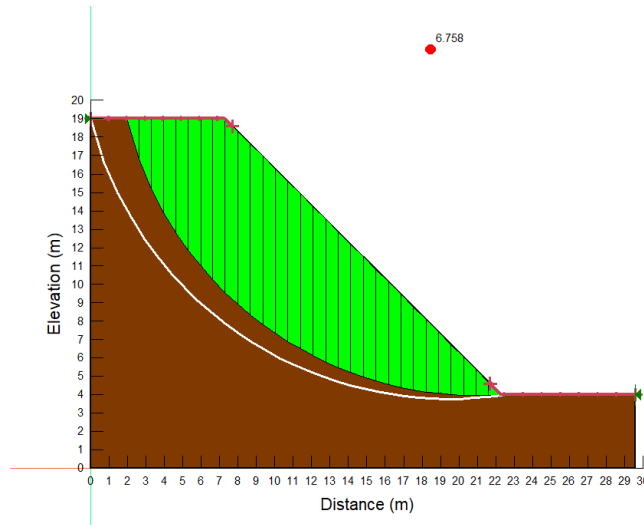


Figura 128 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 0 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

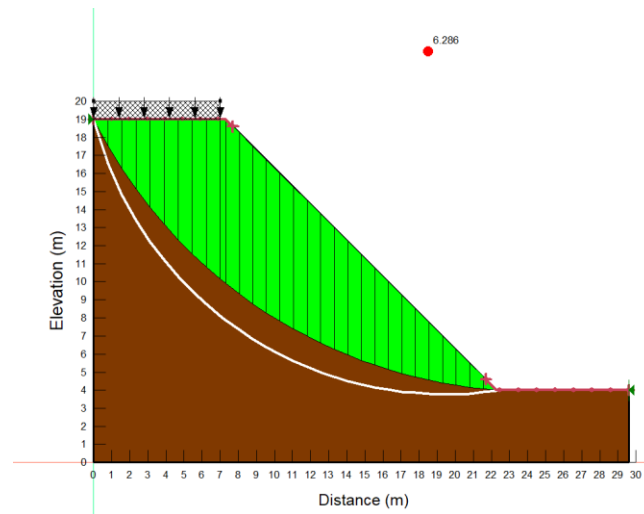


Figura 129 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 24 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

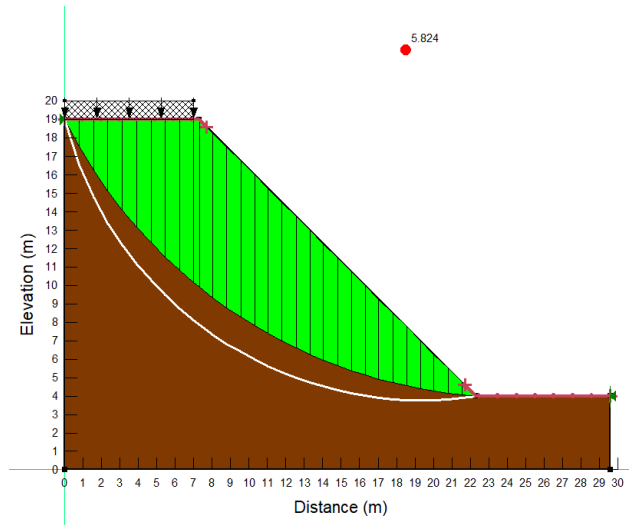


Figura 130 *Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 48 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

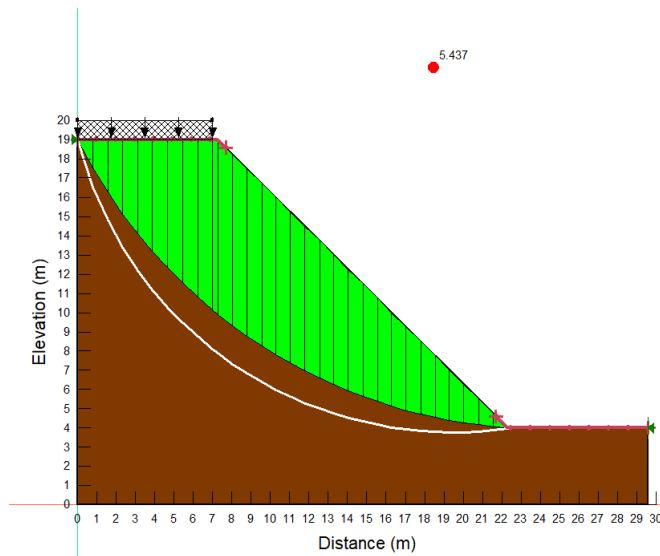


Figura 131 *Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 72 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

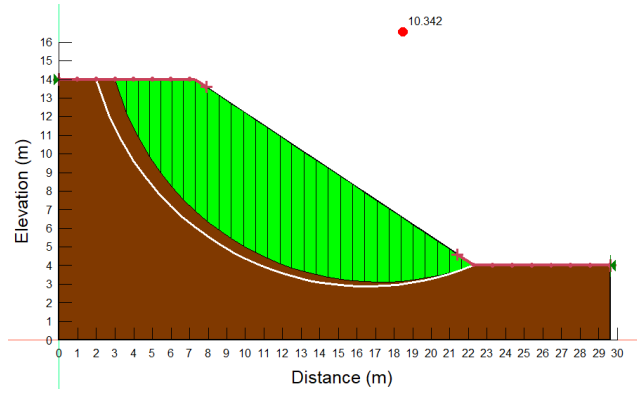


Figura 132 *Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 0 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

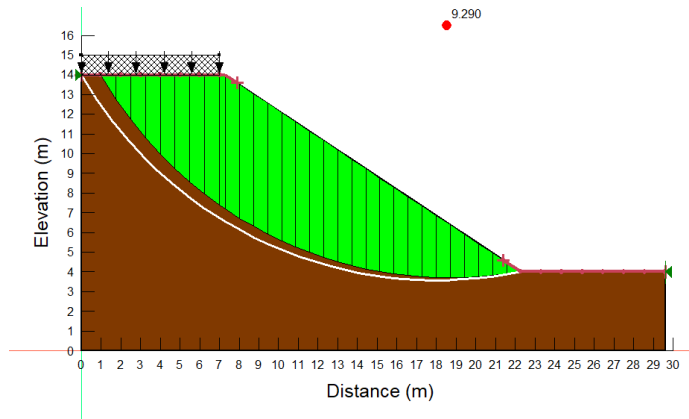


Figura 133 *Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 24 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

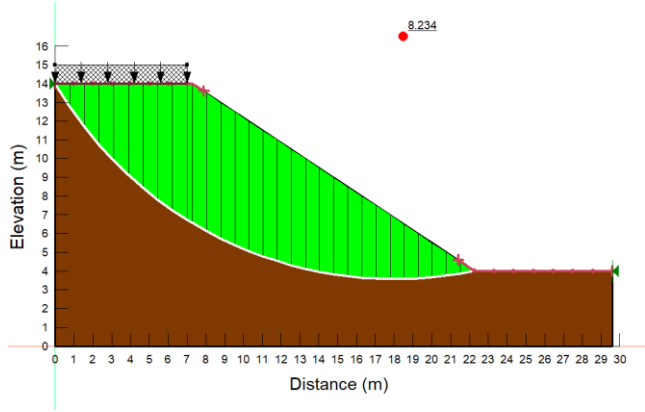


Figura 134 *Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 48 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

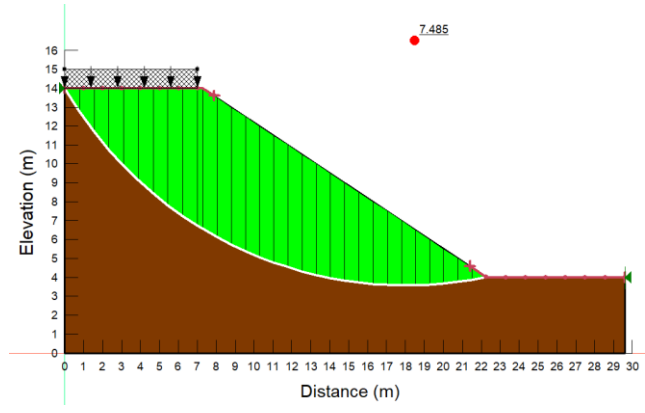


Figura 135 *Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 72 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

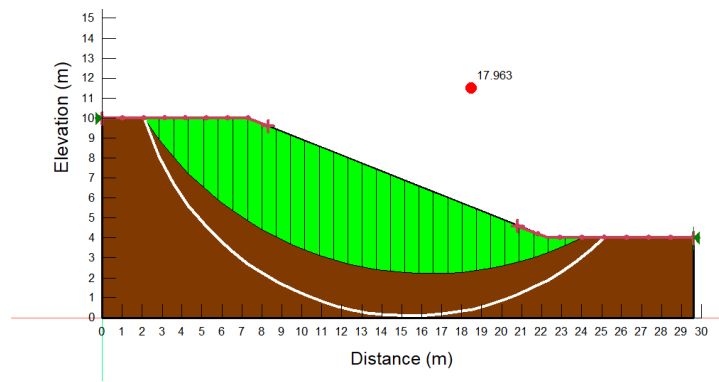


Figura 136 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 0 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

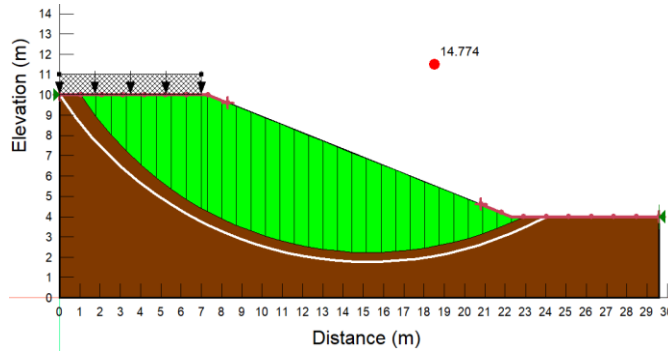


Figura 137 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 24 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

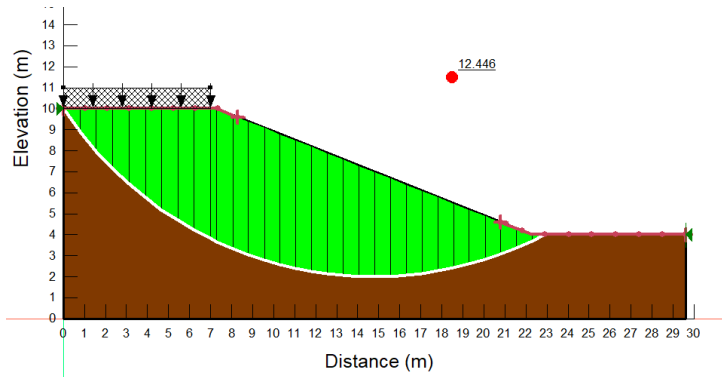


Figura 138 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 48 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

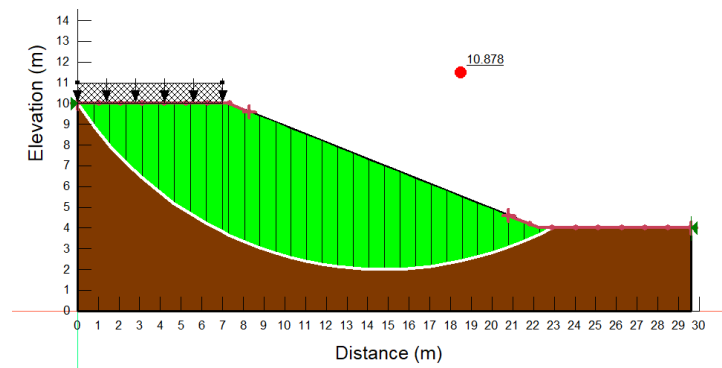


Figura 139 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 72 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

- Talud compuesto por suelo expansivo al que se ha incorporado ceniza volcánica (SECV), método de análisis de estabilidad de Bishop

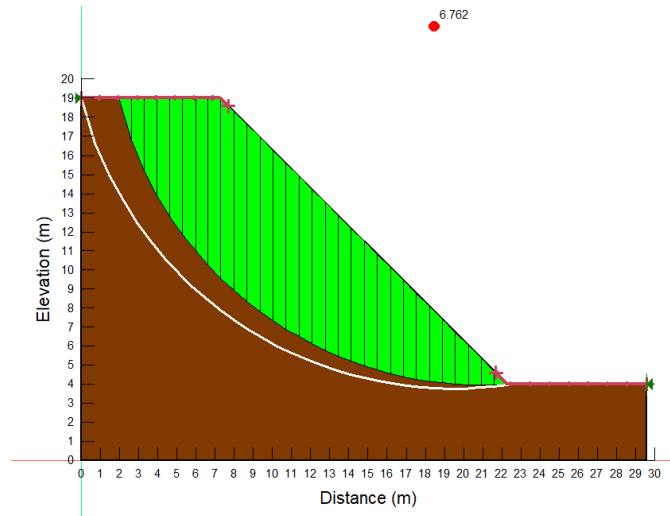


Figura 140 *Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 0 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

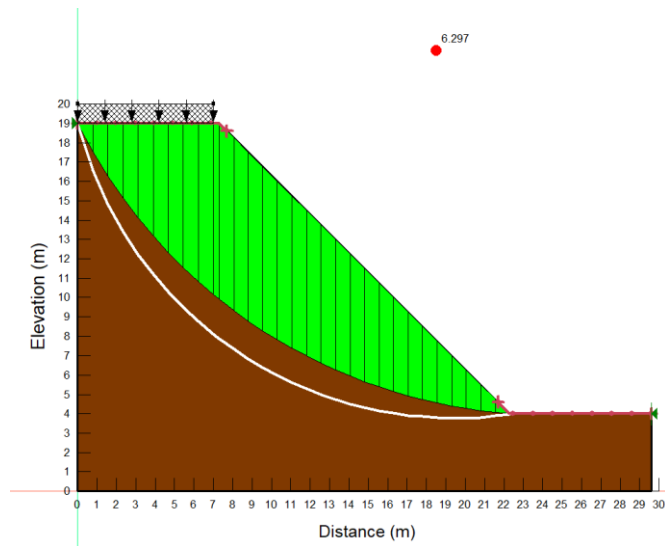


Figura 141 *Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 24 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

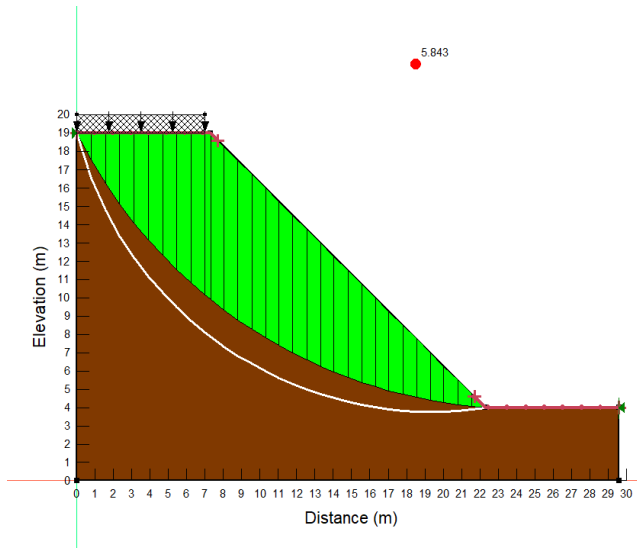


Figura 142 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 48 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

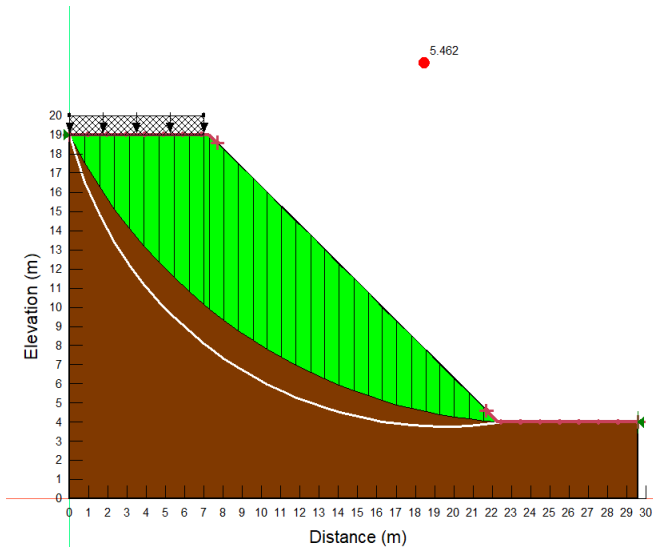


Figura 143 Pendiente 1H: 1V (45°), sobrecarga 72 kN/m³

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

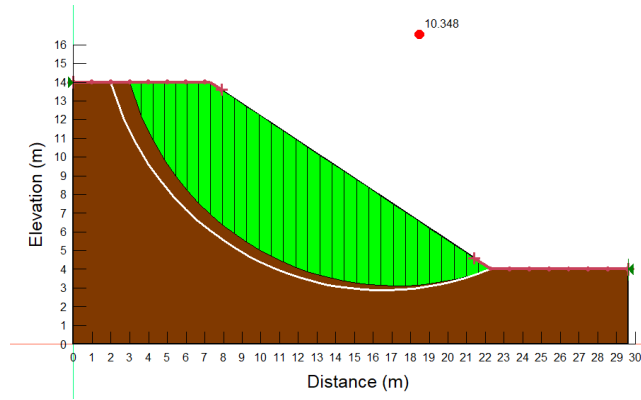


Figura 144 *Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 0 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

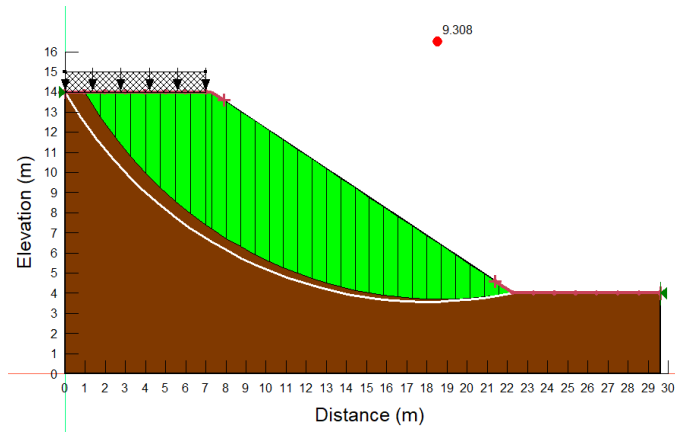


Figura 145 *Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 24 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

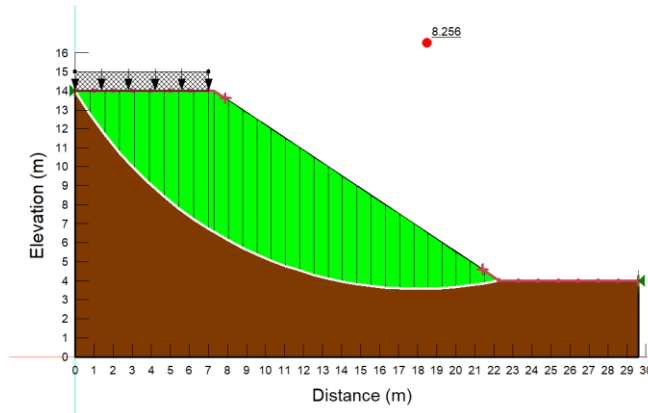


Figura 146 *Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 48 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

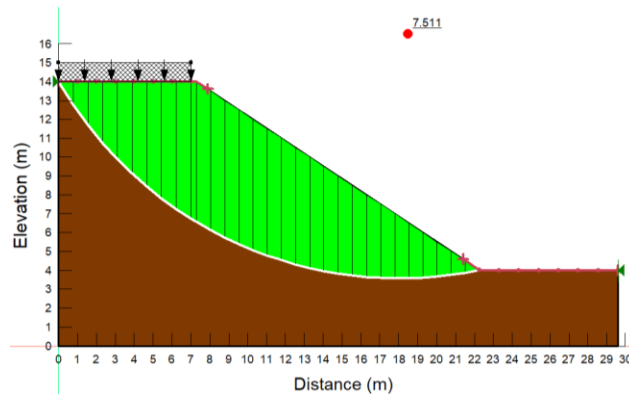


Figura 147 *Pendiente 1.5H: 1V (34°), sobrecarga 72 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

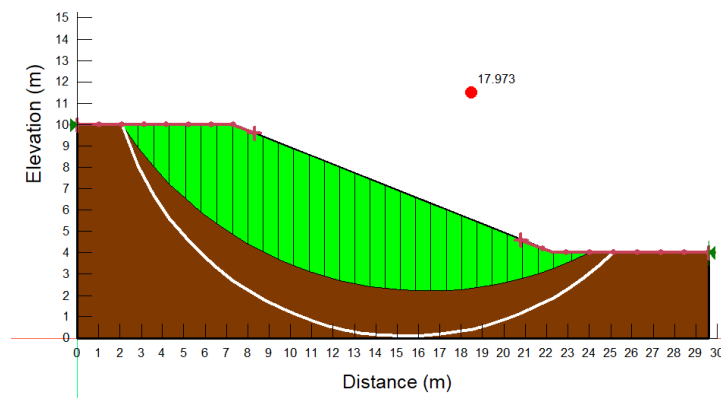


Figura 148 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 0 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

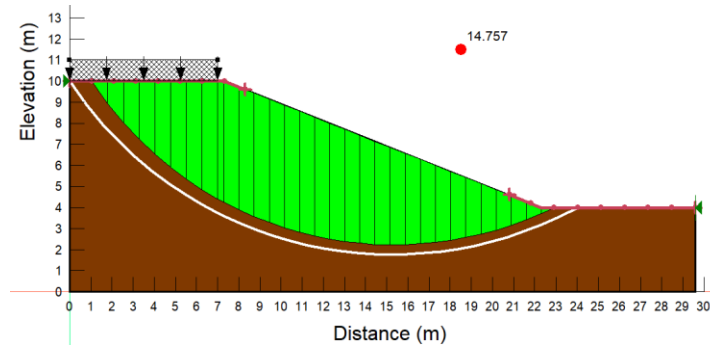


Figura 149 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 24 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

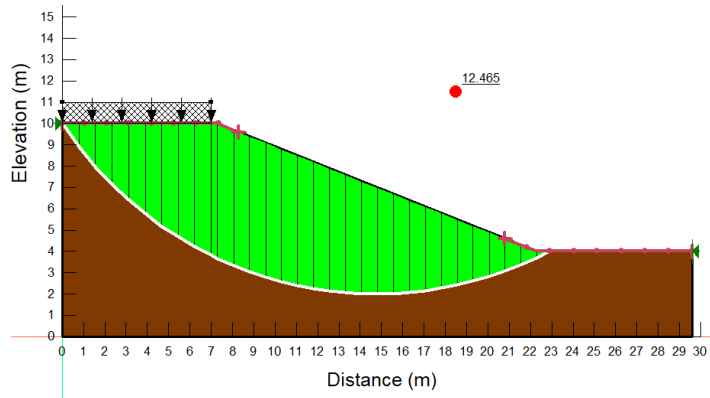


Figura 150 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 48 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.

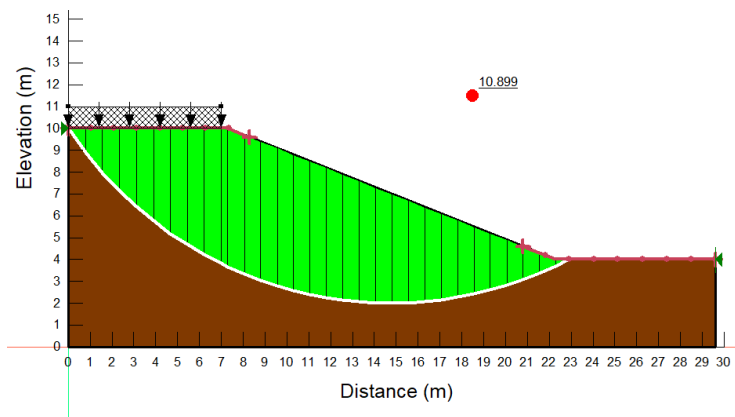


Figura 151 *Pendiente 2.5H: 1V (22°), sobrecarga 72 kN/m³*

Fuente: Coronel N. Kateryn I.