



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO DE PUNO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA Y
METALÚRGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



EVALUACION GEOTECNICA DE LA CARRETERA DESVIO
CORARACA – POBLADO CORARACA TRAMO KM 00+000 – KM
06+311 (PUENTE CULLCO) EN LA PROVINCIA DE EL COLLAO

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. RENE REYNALDO POMACOSI LARICANO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEÓLOGO

PUNO – PERÚ

2021



DEDICATORIA

Este importante logro, fruto de mucho esfuerzo, de largas jornadas, de noches sin sueño, de emociones y frustraciones, de constancias y relajos, va dedicado:

Con amor y mucho afecto, a mi madre, por su cariño, su apoyo incondicional, su ejemplo, su paciencia. En todo momento eres mi fortaleza y apoyo para seguir por la senda del éxito.

Con cariño y nostalgia, a la memoria del hombre que me dio la vida, a pesar de haberlo perdido a temprana edad, ha estado siempre presente, cuidando y guiando mis pasos.

Con mucho amor, a mi familia, por brindarme su apoyo incondicional, con quienes comparto buenos y malos momentos. Son mi inspiración y soporte emocional.

Con respeto y admiración, a mis hermanos, con quienes siempre estamos juntos, y desde siempre brindándome su apoyo, muchas veces haciendo el rol de padre.

Con gratitud y admiración, a mis distinguidos maestros por su apuesta, su confianza, quienes con esfuerzo y dedicación nos transmitieron sus conocimientos y a quienes los animamos a seguir con ahínco con la noble tarea de enseñar.

Y con emoción y alegría a los amigos y demás familiares, por confiar y apostar en nuestro esfuerzo, son el clima y el ambiente propicio, para concretar nuestros objetivos.

Rene Reynaldo Pomacosi Laricano



AGRADECIMIENTO

Expresamos, nuestra gratitud y reconocimiento a la Universidad Nacional del Altiplano y en especial, a nuestra reconocida Escuela Profesional de Ingeniería Geológica, nos acogió en sus aulas, nos brindó el privilegio de formarnos en esta noble profesión y sobre todo por hacernos parte de su historia. Agradecemos también, a sus autoridades, docentes y personal administrativo, por su permanente apoyo, en el tiempo que duro nuestra formación profesional. Su tiempo, su acertada y oportuna participación, fue fundamental para el logro de nuestros objetivos.

Agradecemos, los valiosos aportes, sugerencias y el permanente apoyo, de docentes de nuestra Escuela Profesional, a quienes acudimos sin dudar para absolver nuestras inquietudes, durante el desarrollo de nuestra investigación. Y una especial mención y agradecimiento, al M. Sc. Leonel Palomino Ascencio, por su acertada participación en calidad de asesor y director de nuestro proyecto de investigación, ha sido fundamental y oportuno para el éxito de nuestro esfuerzo.

Y un reconocimiento y agradecimiento a GEOPOL EIRL, empresa líder en la Región Puno, en brindar servicios de laboratorio y consultorías en Geotecnia, el mismo, muy bien representado por su gerente, Sr. Rafael Pomacosi Laricano, quien puso a nuestra disposición las instalaciones y los equipos de laboratorio, para el desarrollo de nuestra investigación, y sobre todo nos hizo parte de su staff de técnicos y profesionales, dándonos en todo momento confianza y oportunidad, en las tareas encomendadas.

Finalmente agradecer, a mi familia por su respaldo y permanente apoyo, quienes en todo momento confiaron y lo tomaron como suyo este importante reto. Del mismo modo, a mis queridos padres, hermanos, familiares, amigos, que han contribuido y alentado permanentemente con su interés por saber los resultados de nuestro trabajo, sus valiosos aportes y sugerencias han sido de mucha utilidad, para la realización de nuestra investigación. Esperamos que, nuestro esfuerzo sea un valioso aporte, para nuestra Escuela Profesional, y sea útil como material de consulta para futuros trabajos de investigación.

Rene Reynaldo Pomacosi Laricano



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN 15

ABSTRACT..... 16

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES..... 17

1.2. JUSTIFICACIÓN..... 20

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 21

1.4. PROBLEMA GENERAL..... 22

1.5. PROBLEMAS ESPECIFICOS 22

1.6. OBJETIVOS DEL ESTUDIO 23

1.6.1. OBJETIVO GENERAL..... 23

1.6.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS 23

1.7. HIPOTESIS..... 23

CAPITULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. EL SUELO, ORIGEN Y FORMACION..... 25

2.2. TIPOS DE SUELO 26

2.2.1. SUELOS GRANULARES 26

2.2.1.1. GRAVAS 27

2.2.1.2. ARENAS 27

2.2.2. SUELOS COHESIVOS 27

2.2.2.1. LIMOS 28

2.2.2.2. ARCILLAS 29

2.3. PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS 29

2.3.1. TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DEL SUELO..... 29



2.3.1.2. CLASIFICACION DE SUELOS POR EL TAMAÑO DE PARTICULAS	30
2.3.2. PLASTICIDAD DE LOS SUELOS	31
2.3.3. RESISTENCIA DE LOS SUELOS AL ESFUERZO DE CORTE	33
2.3.3.1. PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE	35
2.3.3.2. TENSIONES QUE ACTUAN EN UNA MASA DE SUELO	36
2.3.3.3. ANGULO DE FRICCION.....	37
2.3.3.4. COHESIÓN	41
2.3.3.5. TENSIONES INTERNAS	44
2.3.3.6. TEORIA DE ROTURA DE MOHR.....	50
2.3.3.7. CURVA DE RESISTENCIA INTRINSECA.....	51
2.3.4. DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE LA RESISTENCIA CORTANTE	56
2.3.4.1. PRUEBA DE CORTE DIRECTO.....	56
2.3.4.2. PRUEBA TRIAXIAL DE CORTE	61
2.4. CLASIFICACION GEOTECNICA DE SUELOS	63
2.4.1. SISTEMA DE CLASIFICACION AASHTO	64
2.4.2. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S.U.C.S.)	69
2.5. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS	74
2.5.1. INVESTIGACIONES DEL SUELO DE FUNDACION	74
2.5.2. METODOS DE EXPLORACION DEL SUELO DE FUNDACION	74
2.5.2.1. SONDEOS	75
2.5.2.2. POZOS A CIELO ABIERTO Y SOCAVONES.....	75
2.5.2.3. MÉTODOS GEOFÍSICOS	76
2.5.3. OBTENCION DE MUESTRAS DE SUELO	77
2.5.4. PROFUNDIDAD DE LAS PERFORACIONES	79
2.5.5. PERFIL DEL SUBSUELO.....	80
2.6. LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACION	81
2.6.1. ENSAYOS PARA DESCRIBIR LAS CONDICIONES NATURALES DEL SUELO DE FUNDACION.....	81
2.6.1.1. DETERMINACION DE LA HUMEDAD NATURAL DEL SUELO	81
2.6.2. ENSAYOS PARA LA IDENTIFICACION Y CLASIFICACION DE SUELOS	83
2.6.2.1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO.....	83
2.6.2.2. DETERMINACION DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA	86



2.6.3. ENSAYO PARA LA DETERMINACION DE LA COMPACIDAD DEL SUELO.....	90
2.6.3.1. ENSAYO PROCTOR MODIFICADO, DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DENSIDAD SECA/HUMEDAD EN LOS SUELOS.....	91
2.6.4. ENSAYO PARA LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL SUELO	94
2.6.4.1. ENSAYO CBR, DETERMINACIÓN DEL INDICE CBR DE SUELOS PERTURBADOS Y REMOLDEADOS	94
2.7. COMPONENTES DE LA INFRAESTRUCTURA DEL CAMINO	102
2.7.1. TERRAPLEN DEL CAMINO	102
2.7.1.1. ZONAS DE UN TERRAPLEN.....	103
2.7.2. SUB RASANTE DEL CAMINO	104
2.7.3. ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO.....	105
2.7.3.1. SUB BASE	105
2.7.3.2. BASE	106
2.7.3.3. SUPERFICIE DE RODADURA.....	107
2.8. EL SUELO COMO TERRENO DE CIMENTACION.....	109
2.9. EL SUELO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION	111

CAPÍTULO I

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. CARACTERIZACION DEL AREA DE INVESTIGACION.....	113
3.1.1. GENERALIDADES	113
3.1.1.1. UBICACIÓN	113
3.1.1.2. ACCESIBILIDAD.....	113
3.1.1.3. CLIMA Y VEGETACION	114
3.1.2. ASPECTOS GEOLOGICOS DEL AREA DEL PROYECTO	115
3.1.2.1. GEOMORFOLOGIA.....	115
3.1.2.2. LITOESTRATIGRAFIA	117
3.1.2.3. GEOLOGIA ESTRUCTURAL	119
3.2. ENFOQUE DE LA INVESTIGACION	119
3.3. ALCANCE DE LA INVESTIGACION.....	119
3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACION	120
3.5. POBLACION Y MUESTRA	121
3.5.1. UNIDADES DE MUESTREO	121



3.5.2. POBLACION O UNIVERSO	121
3.5.3. DELIMITACION DE LA POBLACION O UNIVERSO.....	122
3.5.4. SELECCIÓN DE LA MUESTRA.....	122
3.6. METODO DE RECOLECCION DE DATOS	123
3.6.1. RECOPIACION DE INFORMACION EXISTENTE	124
3.6.2. REALIZACION DE TRABAJOS EN CAMPO	124
3.6.3. REALIZACION DE TRABAJOS EN LABORATORIO	126
3.6.4. REALIZACION DE TRABAJOS EN GABINETE.....	126
3.7. VARIABLES DE LA INVESTIGACION	127
3.7.1. CLASIFICACION DE LAS VARIABLES.....	127
3.7.1.1. VARIABLE DEPENDIENTE.....	127
3.7.1.2. VARIABLE INDEPENDIENTE.....	128
3.7.2. OPERACIONALIZACION DE LAS VARIABLES	128
3.7.2.1. DIMENSIONES DE LA VARIABLE	129
3.7.2.2. INDICADORES DE LA VARIABLE	129
3.8. TECNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCION DE DATOS	129
3.8.1. TECNICAS.....	129
3.8.2. INSTRUMENTOS.....	130
3.9. HERRAMIENTAS, EQUIPOS Y MATERIALES.....	131

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. CARACTERIZACION DE LA CONFORMACION DEL SUELO DE FUNDACION	132
4.1.2. IDENTIFICACION, DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACION GEOTECNICA DE LA CONFORMACION DEL SUELO DE FUNDACION	133
4.2. ANALISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS	137
4.2.1. EVALUACION Y ANALISIS DE LAS VARIABLES DEL ESTUDIO, PROPIEDADES DEL SUELO DE FUNDACION	137
4.2.1.1. ANALISIS ESTADISTICO DE LA VARIABLE HUMEDAD NATURAL DEL SUELO DE FUNDACION.....	139
4.2.1.2. ANALISIS ESTADISTICO DE LA VARIABLE TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DEL SUELO DE FUNDACION	145



4.2.1.3. ANALISIS ESTADISTICO DE LA VARIABLE INDICE DE PLASTICIDAD DEL SUELO DE FUNDACION.....	150
4.2.1.4. ANALISIS ESTADISTICO DE LA VARIABLE RESISTENCIA O INDICE CBR DEL SUELO DE FUNDACION.....	156
V. CONCLUSIONES.....	163
VI. RECOMENDACIONES	168
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	170
ANEXOS	174

ÁREA: Ingeniería Geotécnica

LÍNEA: Evaluación geotécnica de carreteras

FECHA DE SUSTENTACION: 07 de enero del 2021



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Perfil de meteorización, según diferentes autores.....	26
Figura 2: Curva granulométrica de un suelo	30
Figura 3: Estados de consistencia de un suelo.....	33
Figura 4: Esquema de falla de una fundación directa.....	35
Figura 5: Falla de una base apoyada sobre un manto de arena en un ensayo en modelo realizado en el laboratorio de mecánica de suelos	36
Figura 6: Plano de falla en una masa de suelos	38
Figura 7: Plano inclinado.....	39
Figura 8: Capilares entre dos granos de arena.....	42
Figura 9: Capilares entre dos láminas de arcilla.....	42
Figura 10: Estado triaxial de tensiones en una masa de suelos	45
Figura 11: Estado tensional en un plano que cruza a la probeta con una inclinación “ θ ” respecto del plano donde actúa la tensión principal mayor.	45
Figura 12: Estado tensional de elemento infinitesimal por separado	47
Figura 13: Descomponiendo las fuerzas horizontales y verticales según sus componentes perpendiculares y paralelas al plano α - α	48
Figura 15: Tensión principal máxima.....	52
Figura 16: Curva de resistencia intrínseca.....	53
Figura 17: Representación de la inclinación del plano de rotura con el plano principal	55
Figura 18: Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo	57
Figura 19: Equipo para la prueba de corte directo	58
Figura 20: Gráfica del esfuerzo cortante y cambio en altura del espécimen versus desplazamiento cortante para arena seca, suelta y densa (prueba de corte directo).	59
Figura 21: Determinación de los parámetros de resistencia cortante para una arena seca usando los resultados de pruebas de corte directo.	60
Figura 22: Diagrama del equipo de prueba triaxial.	62
Figura 23: Carta de Casagrande para los suelos cohesivos	73
Figura 24: Cuchara de Casagrande para determinación del límite líquido	88
Figura 25: Cuchara de Casagrande para determinación del límite líquido	89



Figura 26: Curva humedad - densidad seca.....	93
Figura 27: Determinación del índice CBR	101
Figura 28: Sección típica de la infraestructura del camino	102
Figura 29: Zonas de un terraplén.....	104
Figura 30: Capas genéricas de una estructura de pavimento.....	109
Figura 31: Representación gráfica de la clasificación e incidencia de la humedad en el suelo de fundación	142
Figura 32: Sectorización del suelo de fundación, en sub tramos homogéneos tomando como criterio la variable humedad natural.....	145
Figura 33: Representación gráfica de la clasificación e incidencia del suelo de fundación, en virtud del tamaño de sus partículas	148
Figura 34: Sectorización en sub tramos homogéneos del suelo de fundación, tomando como criterio la variable tamaño de las partículas.....	150
Figura 35: Representación gráfica de la clasificación e incidencia del índice de plasticidad del suelo de fundación	153
Figura 36: Sectorización en sub tramos homogéneos del suelo de fundación, tomando como criterio la variable plasticidad	156
Figura 37: Representación gráfica de la clasificación e incidencia del suelo de fundación, en relación al índice CBR	159
Figura 38: Sectorización en sub tramos homogéneos del suelo de fundación, tomando como criterio la variable resistencia	162



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1:	Tamices U.S.A. standard	31
Tabla 2:	Sistema de clasificación AASHTO (Materiales granulares).....	65
Tabla 3:	Sistema de clasificación AASHTO (Limos y arcillas)	66
Tabla 4:	Símbolos de grupo (S.U.C.S.).....	70
Tabla 5:	Tipología de suelos (S.U.C.S.).....	71
Tabla 6:	Clasificación de suelos S.U.C.S.....	72
Tabla 7:	Clasificación granulométrica de los suelos.....	85
Tabla 8:	Propiedades físicas y clasificación geotécnica del suelo de fundación (estrato 01)	133
Tabla 9:	Propiedades físicas y clasificación geotécnica del suelo de fundación (estrato 02)	136
Tabla 10:	Matriz de datos con las variables del estudio, correspondientes al suelo de fundación.....	138
Tabla 11:	Clasificación del grado de saturación	140
Tabla 12:	Clasificación e incidencia de la humedad en el suelo de fundación..	141
Tabla 13:	Curva de frecuencias de la variable humedad natural	143
Tabla 14:	Interpretación grafica de la estadística descriptiva de la variable humedad natural	144
Tabla 15:	Clasificación de suelos en relación al tamaño de sus partículas.....	147
Tabla 16:	Clasificación e incidencia del tamaño de sus partículas del suelo de fundación.....	147
Tabla 17:	Curva de frecuencias de la variable tamaño de partículas	149
Tabla 18:	Medidas de tendencia central y variabilidad de la variable tamaño de partículas	149
Tabla 19:	Clasificación de los suelos en relación a su índice de plasticidad....	151
Tabla 20:	Clasificación e incidencia de la plasticidad en el suelo de fundación	152



Tabla 21: Curva de frecuencias de la variable plasticidad del suelo de fundación....	154
Tabla 22; Interpretación grafica de la estadística descriptiva de la variable plasticidad del suelo	155
Tabla 23: Categorías de sub-rasante, en relación al índice CBR del suelo.....	157
Tabla 24: Clasificación e incidencia del suelo de fundación, en relación al índice CBR	158
Tabla 25: Curva de frecuencias de la variable resistencia del suelo de fundación	160
Tabla 26: Interpretación grafica de la estadística descriptiva de la variable resistencia del suelo	161



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	Asociación americana para ensayos y materiales
c	Cohesión
C.R.I.	Curva de resistencia intrínseca o envolvente de Mohr
CBR	California bearing ratio
Cc	Coefficiente de curvatura
CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad
Cm	Centímetro
C-n	Numero de calicata
Cu	Coefficiente de uniformidad
E	Este
Emp. 34A	Empalme
E-n	Estrato
Φ	Angulo de fricción
Gr	Gramos
GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla
GI	Índice de grupo
GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo
GP	Gravas mal graduadas mezclas de grava y arena con pocos finos
GW	Gravas bien graduadas mezclas de grava y arena con pocos finos
IP	Índice de plasticidad
Kg	Kilogramo
Kg/cm ²	Kilogramo por centímetro cuadrado
Km	Kilometro
Km/h	Kilómetros por hora
KN	Kilo newton
LL	Límite liquido
LP	Límite plástico
m	Metro



μ	Micras
m ²	Metros cuadrados
max	Máximo
MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos
min	Mínimo
ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas polvo de roca
mm	Milímetro
msnm	Metros sobre el nivel del mar
MTC	Ministerio de transportes y comunicaciones
N	Norte
NO-SE	Noroeste – Sureste
NP	No plástico
°C	Grados centígrados
OL	Limos inorgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
σ	Tensión normal
SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla mal graduada
SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduada
SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos
SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos
SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos
τ	Tensión tangencial
v	Tension neutra
USA	United States of America



RESUMEN

Las carreteras son fundamentales en el desarrollo económico y social de nuestro país, fomenta el desarrollo demográfico y económico, desde siempre las carreteras han servido como medios a través de los cuales se han desarrollado las civilizaciones, representa el elemento central del desarrollo de nuestros pueblos. Esto motivo orientar nuestra investigación a un proyecto de infraestructura vial. El mismo está ubicado en la meseta del Collao, al oeste del Lago Titicaca, al sur este del territorio Peruano, a una altitud de 3845 msnm. En la jurisdicción del Distrito de Ilave, Provincia de El Collao, Departamento de Puno. Las carreteras son estructuras de tierra que descansan sobre la superficie del terreno, por tanto, la capacidad de los suelos para soportar cargas se convierte en una cuestión fundamental. Por consiguiente, nuestro objetivo es determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación y a su vez, verificar si estos son favorables e idóneos para sostener la infraestructura de la carretera y las cargas ocasionadas por el tránsito vehicular. Planteamos una investigación de enfoque cuantitativo, diseño no experimental del tipo transversal y alcance descriptivo, es decir, solo nos limitamos a observar las propiedades del suelo de fundación tal como se dan en su contexto natural. El suelo es el objeto de estudio, al que evaluamos como terreno de cimentación, al cual medimos sus propiedades más importantes como la humedad, el tamaño, la plasticidad y la resistencia. El universo que se estudió, está delimitado por la faja de terreno sobre el cual quedara emplazada la carretera, con un ancho de 11.2 m, paralelo al trazo del eje de vía, con una longitud de 6311m, que abarcara un área de 70683.2 m². Se realizó 27 calicatas de 1.50 m de profundidad para obtener muestras de suelos, los mismos, se ubicaron en forma alternada a lo largo y dentro de la faja que cubre el ancho de vía, a distancias aproximadamente iguales. Los resultados obtenidos se analizaron con la aplicación de métodos de la estadística descriptiva. El trazo de la carretera está emplazado sobre una altiplanicie rodeada de cerros de pequeña elevación constituidos por un ensamble de rocas calizas de la Fm. Ayabacas, casi la totalidad de los 6.3 km del trazo, discurre sobre terrenos llanos, conformado por suelos de textura fina, donde el 93% representan limos y arcillas, El 78% del total de casos evaluados presentan plasticidad media y alta, el 89% presentan condición húmeda y a su vez el 60% del suelo de fundación categoriza como sub rasante inadecuada e insuficiente.

Palabras Clave: Plasticidad, Resistencia, Suelo de fundación, Sub rasante y Terraplén



ABSTRACT

Roads are fundamental in the economic and social development of our country, they promote demographic and economic development. Roads have always served as the means through which civilizations have developed; they represent the central element in the development of our peoples. This motivated orient our research to a road infrastructure project. It is located on the Collao plateau, west of Lake Titicaca, south east of the Peruvian territory, at an altitude of 3845 meters above sea level. In the jurisdiction of the District of Ilave, Province of El Collao, Department of Puno. Roads are earthen structures that rest on the surface of the ground, therefore, the ability of soils to support loads becomes a fundamental issue. Therefore, our objective is to determine the physical and mechanical properties of the foundation soil and, in turn, verify whether these are favorable and suitable for supporting the road infrastructure and the loads caused by vehicular traffic. We propose a research with a quantitative approach, non-experimental design of the transversal type and descriptive scope, that is, we only limit ourselves to observing the properties of the foundation soil as they occur in its natural context. The soil is the object of study, which we evaluate as the foundation ground, to which we measure its most important properties such as humidity, size, plasticity and resistance. The universe that was studied is delimited by the strip of land on which the road will be located, with a width of 11.2 m, parallel to the line of the track axis, with a length of 6311m, covering an area of 70683.2 m². 27 pits of 1.50 m depth were made to obtain soil samples, they were located alternately along and within the strip that covers the gauge, at approximately equal distances. The results obtained were analyzed with the application of descriptive statistics methods. The route of the road is located on a plateau surrounded by hills of small elevation constituted by an assemblage of limestone rocks of the Fm. Ayabacas, almost all of the 6.3 km of the line, runs on flat terrain, made up of fine textured soils, where 93% represent silts and clays, 78% of the total cases evaluated present medium and high plasticity, 89% They present a humid condition and, in turn, 60% of the foundation soil is categorized as inadequate and insufficient subgrade.

Keywords: Plasticity, Strength, Foundation Soil, Subgrade and Embankment.



CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Para la realización de esta investigación se prosiguió con la búsqueda, revisión, clasificación, selección, evaluación y recopilación de toda información bibliográfica relacionado con el tema de investigación, de los cuales se cita como antecedentes, tres trabajos de investigación que abordan temas similares que plantea nuestra investigación, cuyas conclusiones se citan a continuación;

1.1.1 EVALUACIÓN GEOLÓGICA - GEOTÉCNICA PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA AVENIDA JALLIHUAYA - PUNO

“Los suelos existentes que conforma el terreno de fundación, son inestables blandas de baja consistencia desde el km. 00+000 al km. 1+750, con C.B.R. con humedad optima de 4 – 6 % porque presenta suelos arcillosos muy expansivos con alto contenido de humedad saturados. En cuanto a las canteras exploradas, todas cumplen con las características geomecánicas para su procesamiento y conformación de la nueva estructura a construirse.

La cantera de roca para el mejoramiento del terraplén son rocas volcánicas andesitas basálticas fragmentadas los cuales cumplen con los requisitos mínimos exigidos por las Especificaciones Técnicas. ASTM, AASHTO, y MTC, Con los siguientes resultados, Abrasión los angeles.27.05%, Ensayo de durabilidad.16.27%. La cantera jallihuaya son rocas sedimentarias del grupo puno las cuales son fragmentos redondeados a sub redondeados que serán zarandeados para la conformación de la estructura de la sub base y base granular” (Quispe, 2016).



1.1.2 EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CARRETERA EMP. 3S (PUNO) – VILQUE – MAÑAZO – EMP. 34A (HUATAQUITA)

“En los suelos de fundación, se puede diferenciar dos estratos bien definidos; el primer estrato, corresponde a un pavimento de material granular con características de afirmado con un espesor promedio de 0.25 m., con presencia de materiales gravosos y arenas limosas con poca grava, que corresponde en su mayoría a casi toda la longitud del tramo; los estratos inferiores corresponden a materiales limo arcillosos sin presencia de grava en algunos sectores como el: Km. 24+000 al 30+000; Km. 34+000 al 46+300 y Km. 48+100 al 55+000; en estos sectores se tiene una capacidad de soporte promedio de 4.87% al 95% de la máxima densidad seca, lo cual se valúa como pobre para la fundación de carreteras. En la sub-rasante existente se encuentra conformada mayormente por materiales con características limo-arcillosas, a los que se les asocia una capacidad de soporte de regular a mala para fines de diseño del pavimento, por lo cual es conveniente considerar un mejoramiento. Se determinó que con el índice de consistencia mayor a 1, índice de compresibilidad mayor a 0.20 y de expansión potencial con límite líquido menor a 35% e índice de plasticidad menor a 12%, son suelos adecuados para la fundación; lo contrario a esas características son suelos inadecuados para la fundación. Los materiales a lo largo del trazo del eje de carretera, geológicamente son favorables en los sectores donde se tiene la presencia de afloramientos rocosos y aledaños a los lechos de los ríos; no son favorables en zonas donde se tiene formaciones coluvio-aluviales sin presencia de grava, y donde los afloramientos rocosos están en un proceso de alteración avanzada” (Pomacosi, 2016).



1.1.3 ESTUDIO GEOTÉCNICO DE SUELOS PARA DISEÑAR LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO EN LA CARRETERA TICACO - CANDARAVE, TRAMO ARICOTA – QUILAHUANI (KM 146+500 – KM 151+500)

“Para poder diseñar la estructura de un pavimento flexible se debe tener en cuenta cuatro factores fundamentales: estudio de tráfico, estudio de suelos, datos de precipitación y un método de diseño.

El diseño del pavimento va depender directamente según el tránsito proyectado para un período de diseño. El tránsito proyectado en la carretera Ticaco – Candarave tramo Aricota – Quilahuani (km 146+500 – km 151+500) para un período de 10 años es bajo ($1,0 \times 10^5$) porque la mayoría de vehículos que transitan son de tipo A2 (autos y camionetas) y este tipo de vehículo es insignificante para obtener un tránsito alto. Sin embargo, los vehículos de mayor interés que son los de tipo B2 (buses), C2 (camión de 2 ejes) y C3 (camión de 3 ejes) transitan con baja frecuencia. Por lo tanto, según Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, para un tránsito bajo se utilizará una superficie de rodadura de tipo Tratamiento Superficial Bicapa.

En el tramo de la carretera estudiada, se observa cuatro tipos de suelos en el suelo de fundación, distribuido de la siguiente manera: Suelos GP y SP desde el km 146+500 hasta el km 150+000. Suelos GW-GM y SP-SM desde el km 150+000 hasta el km 151+500. Existe una zona puntual como en la progresiva 146+500 donde el suelo está conformado por un suelo GC que tiene un $IP=18\%$ (suelo arcilloso), en este caso se debe eliminar el material inadecuado y colocar un material de reemplazo con CBR mayor a 10% e IP menor a 10%.



Del perfil estratigráfico de calicatas, se observa que desde el km 150+550 hasta el km 151+500, a una profundidad de 0,85 m a 1,40 m se encuentra roca volcánica de tipo riolita perteneciente a la Formación Toquepala” (Ochoa, 2014).

1.2 JUSTIFICACIÓN

Con el propósito de mejorar la calidad de vida de los pobladores del área de influencia del proyecto vial, nos planteamos mejorar las deficientes condiciones de transitabilidad vehicular de la carretera tramo desvío Coraraca a puente Cullco, construyendo una eficiente infraestructura vial, implementado con adecuada señalización vertical y horizontal, con obras de arte como alcantarillas, pontones, cunetas y otros.

Para nuestro caso el suelo de fundación es el soporte último de la infraestructura vial, por lo que es necesario estudiar su comportamiento ante la perturbación que supone la construcción de cualquier obra de infraestructura. El terreno se comporta como una estructura con características físicas propias, que le confieren ciertas propiedades resistentes ante diversas sollicitaciones, reflejadas en magnitudes como la tensión admisible y los asentos máximo y diferencial.

Para la construcción de la infraestructura vial es fundamental conocer las propiedades más importantes del suelo, así como los procedimientos de ensayos empleados para determinarlas y las clasificaciones más usuales en ingeniería de carreteras.

Para la construcción de carreteras, el comportamiento mecánico del suelo es el factor más importante, de hecho, las propiedades y ensayos van encaminados a conseguir la mayor estabilidad mecánica posible, de forma que las tensiones se transmitan uniforme y progresivamente y no se produzcan asentos excesivos o un colapso.



Por eso surge la necesidad de explorar e investigar el suelo, para determinar sus características y el correcto diseño de la estructura del pavimento, para lo cual deberá efectuarse un reconocimiento del terreno para luego definir un programa de exploración e investigación de campo a lo largo de la vía y en las zonas de préstamo para identificar los diferentes tipos de suelo que puedan presentarse.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las carreteras son fundamentales en el desarrollo económico y social de nuestro país y en particular de la región Puno, fomenta el desarrollo demográfico y económico, desde siempre las carreteras han servido como medios a través de los cuales se han desarrollado las civilizaciones, representa el elemento central del desarrollo de nuestros pueblos y sus comunidades. Las mejoras en la red de carreteras se concretan en la reducción de los tiempos y costes de transporte y en la mejora de las condiciones de accesibilidad, a su vez favorecen un funcionamiento más eficiente del sistema económico y que produce efectos como la intensificación de las relaciones comerciales interregionales por la percepción del efecto de acercamiento y mejora de la competitividad de regiones antes alejadas de los centros y ejes de desarrollo. Finalmente sirven para incrementar la accesibilidad y constituyen un instrumento primordial de integración de nuestros pueblos, ya que incrementa la comodidad y rapidez de los desplazamientos a otros espacios y mercados, y a su vez incentiva el desarrollo del turismo nacional, así como el que procede de otros países.

Las carreteras son estructuras de tierra que descansan sobre la superficie del terreno, por tanto, la capacidad de los suelos para soportar cargas se convierte en una cuestión fundamental. Los suelos y los materiales térreos constituyen el substrato básico de la mayoría de estructuras de ingeniería. La construcción de carreteras implica entonces el uso de los suelos, pero un uso selectivo, juicioso y en lo posible científico.



Un conocimiento adecuado de las propiedades de estos materiales es esencial para proyectar y construir de manera correcta las carreteras, puesto que forman no solamente la cimentación sobre la cual estas estructuras están construidas, sino que también son los principales materiales empleados en su ejecución. Es, por tanto, necesario en la ingeniería de carreteras conocer las propiedades de las rocas y de los suelos en relación con su comportamiento como materiales de cimentación y construcción.

1.4 PROBLEMA GENERAL

¿Las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación son favorables e idóneas para sostener la infraestructura de la carretera y las cargas ocasionadas por el tránsito vehicular?

1.5 PROBLEMAS ESPECIFICOS

¿Cuáles son las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación?

¿Qué tipo de suelo y que características geotécnicas presenta el perfil del suelo de fundación a lo largo del trazo del eje de la carretera?

¿Cuáles son los criterios y parámetros geotécnicos que definen la idoneidad de los suelos de fundación para la cimentación de carreteras?

¿Cuáles son las unidades litoestratigráficas y morfológicas sobre las cuales quedará emplazada la infraestructura vial?



1.6 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.6.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación y si estos son favorables e idóneos para sostener la infraestructura de la carretera y las cargas ocasionas por el tránsito vehicular

1.6.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación.
- Identificar, describir y clasificar geotécnicamente para elaborar el perfil del suelo de fundación, determinando la secuencia, la profundidad y el espesor de los estratos y la continuidad lateral de los mismos, a lo largo del trazo del eje de la carretera.
- Identificar y describir los criterios y parámetros geotécnicos que definen la idoneidad de los suelos de fundación para la cimentación de carreteras.
- Identificar y describir las unidades litoestratigraficas y morfológicas sobre las cuales quedará emplazada la infraestructura vial.

1.7 HIPOTESIS

El suelo de fundación de la carretera desvío Coraraca – Poblado Coraraca en el tramo Km 00+000 – Km 06+311, está constituido mayoritariamente de arcillas y limos de plasticidad media y alta, con predominancia de partículas de tamaño inferior a 2 micras, cuya estructura mineralógica y fabrica les permite absorber agua con un cambio de volumen importante, estos suelos son considerados pobres o inadecuados por lo tanto requieren ser mejorados sus propiedades físicas a través de procedimientos mecánicos o



incorporación de productos químicos naturales o sintéticos, para dotarles de estabilidad, resistencia mecánica y permanencia de tales propiedades en el tiempo, esto contribuirá en el sostenimiento de la infraestructura del camino y las cargas ocasionadas por el tránsito vehicular.



CAPITULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 EL SUELO, ORIGEN Y FORMACION

“Los suelos tienen su origen en los macizos rocosos preexistentes que constituyen la roca madre, sometida a la acción ambiental disgregadora de la erosión en sus tres facetas; Físicas, químicas y biológicas”. (González de vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002).

Los suelos se forman a partir de la alteración física, química y biológica;

Alteración física; debida a cambios térmicos (lo que origina dilataciones diferenciales entre los diferentes minerales y da lugar a acciones y fisuras internas) y a la acción del agua (arrastres de fragmentos ya erosionados; posible acción directa por congelación, que produce tensiones internas por el aumento de volumen del hielo respecto al agua; acción alternante de humedad-sequedad a lo largo del tiempo, etc.). Estas acciones físicas tienden a romper la roca inicial y a dividirla en fragmentos de tamaño cada vez más pequeño, que pueden ser separados de la roca por agentes activos (agua, viento, gravedad) y llevados a otros puntos en los que continua la acción erosiva. Es decir, tienden a crear las partículas que van a formar el suelo.

Alteración Química; originada por fenómenos de hidratación (por ejemplo, paso de anhidrita o sulfato hemihidratado a yeso o sulfato dihidratado), disolución (de sales, como los sulfatos en el agua), oxidación (de minerales de hierro por efecto ambiental), cementación (por agua conteniendo carbonatos previamente disueltos a partir de otra roca), etc. Esta acción, por lo tanto, tiende tanto a disgregar como a cementar, lo que quiere decir que puede ayudar a la acción física y, posteriormente, cementar los productos formados, dando unión química a las partículas pequeñas,

tamaño suelo, que se forman, aunque la mayor parte de las veces contribuye más a destruir y transformar que a unir.

Alteración Biológica; producida por actividad bacteriana, induciendo putrefacciones de materiales orgánicos y mezclando el producto con otras partículas de origen físico-químico, actuando de elemento catalizador, etc.

Todo ello da lugar a fenómenos de disgregación (alteración o meteorización) y transformación de la roca, creándose el perfil de meteorización (Figura 1). En este perfil la roca madre ocupa la parte más baja y alejada de la superficie, y el suelo la más alta. Cuando el suelo permanece in situ sin ser transportado, se le conoce como suelo **residual**, y cuando ha sufrido transporte, formando depósitos coluviales, aluviales, etc., se denomina suelo **transportado**.

PERFIL ESQUEMÁTICO	LOVE (1951) LITTLE (1961)	VARGAS (1951)	SOWERS (1954, 1963)	CHANDLER (1969)	GEOLOGICAL SOC. ENG. GROUP (1970)	DEERE Y PATTON (1971)
	ROCAS ÍGNEAS	ÍGNEAS, BASÁLTICAS Y ARENISCAS	ÍGNEAS Y METAMÓRFICAS	MARGAS Y LIMOLITAS	ROCAS ÍGNEAS	ÍGNEAS Y METAMÓRFICAS
	VI SUELO	SUELO RESIDUAL	ZONA SUPERIOR	V COMPLETAMENTE ALTERADA	VI SUELO RESIDUAL	HORIZONTE IA
	V COMPLETAMENTE ALTERADA	SUELO RESIDUAL JOVEN	ZONA INTERMEDIA			
	IV ALTAMENTE ALTERADA	CAPAS DE ROCA DESINTEGRADA	ZONA PARCIALMENTE ALTERADA	PARCIALMENTE ALTERADA	V COMPLETAMENTE ALTERADA	HORIZONTE IC (SAPROLITO)
	III MODERADAMENTE ALTERADA				IV ALTAMENTE ALTERADA	IA TRANSICIÓN CON ROCA METEORIZADA SAPROLITO
	II ALGO ALTERADA				III MODERADAMENTE ALTERADA	
	I ROCA SANA	ROCA SANA	ROCA INALTERADA	I ROCA INALTERADA	IB MUY POCO ALTERADA	ROCA SANA
					IA ROCA SANA	

Figura 1. Perfil de meteorización, según diferentes autores
Fuente: (González de vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

2.2 TIPOS DE SUELO

2.2.1 SUELOS GRANULARES

Están formados por partículas agregadas y sin cohesión entre ellas dado el gran tamaño de las mismas. Su origen obedece fundamentalmente a procesos de



meteorización física; Lajamiento, termoclastia, hialoclastia o fenómenos de hidratación física. Las características principales de este tipo de suelos son su buena capacidad portante y su elevada permeabilidad, lo que permite una rápida evacuación del agua en presencia de cargas externas. En esta clase de suelos se distingue dos grupos; El de las gravas y el de las arenas. El límite entre ambos grupos viene dado por su granulometría, considerándose arena la fracción de suelo de tamaño inferior a 2mm.

Las características mecánicas y resistentes de los suelos granulares vienen en buena parte determinadas por el ángulo de rozamiento interno entre partículas, así como por su módulo de compresibilidad.

2.2.1.1 GRAVAS

Con tamaño de grano entre unos 8-10 cm y 2 mm; se caracterizan porque los granos son observables directamente. No retienen el agua, por la inactividad de su superficie y los grandes huecos existentes entre partículas. (González de vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

2.2.1.2 ARENAS

Con partículas comprendidas entre 2 y 0,060 mm, todavía son observables a simple vista. Cuando se mezclan con el agua no se forman agregados continuos, sino que se separan de ella con facilidad. (González de vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

2.2.2 SUELOS COHESIVOS

Estos suelos se caracterizan por un tamaño más fino de sus partículas constituyentes (inferior a 0.06 mm), lo que les confiere unas propiedades de superficie



ciertamente importantes. Esto se debe a que la superficie específica (relación entre la superficie y el volumen de un cuerpo) de dichas partículas es más que considerable.

La cohesión es la principal propiedad desde el punto de vista mecánico de este tipo de suelos; se define como la fuerza interparticular producida por el agua de constitución del suelo, siempre y cuando este no esté saturado.

La diferencia de los limos respecto de las arcillas son sus propiedades plásticas; los limos son arcillas finísimas de comportamiento inerte frente al agua, mientras que las arcillas –debido a la forma laminares de sus granos y a su reducido tamaño- acentúan los fenómenos de superficie, causa principal de su comportamiento plástico.

Este tipo de suelos se caracteriza por su baja permeabilidad, al dificultar el paso del agua por el reducido tamaño de sus poros, y su alta compresibilidad; tan es así que los suelos arcillosos, limosos e incluso arenosos como el loess pueden colapsar –comprimirse de forma brusca- simplemente aumentando su grado de humedad hasta un valor crítico (entre el 85% para arcillas y el 40-60% para arenas y limos), al romperse los débiles enlaces que unen unas partículas con otras. Esta importante propiedad se emplea de forma directa en la compactación de suelos.

En los suelos cohesivos también puede establecerse una subdivisión en dos grupos; limos y arcillas.

2.2.2.1 LIMOS

Son de origen físico formados por partículas de grano muy fino. “Con partículas comprendidas entre 0,060 y 0,002 mm (algunas normativas indican que este último valor debe de ser 0,005 mm, pero no hay apenas consecuencias prácticas entre ambas distinciones). Retienen el agua mejor que los tamaños superiores. Si se forma una pasta agua-limo y se coloca sobre la mano, al golpear con la mano se ve cómo el agua se exuda con facilidad”. (González de vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002).



2.2.2.2 ARCILLAS

Compuestas por un agregado de partículas microscópicas procedentes de la meteorización química de las rocas. “Formadas por partículas con tamaños inferiores a los limos (0,002 mm). Se trata ya de partículas tamaño gel y se necesita que haya habido transformaciones químicas para llegar a estos tamaños. Están formadas, principalmente, por minerales silicatados, constituidos por cadenas de elementos tetraédricos y octaédricos (el ión silicio se encuentra en el centro de cada una de estas estructuras regulares), unidas por enlaces covalentes débiles, pudiendo entrar las moléculas de agua entre las cadenas produciendo, a veces, aumentos de volumen (recuperables cuando el agua se evapora). Todo ello hace que la capacidad de retención del agua sea muy grande (pequeños huecos con una gran superficie de absorción en las partículas y una estructura que permite retener el agua), por lo que son generalmente los materiales más problemáticos (tiempos muy elevados de consolidación o de expulsión de agua bajo esfuerzos)”. (González de vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002).

2.3 PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS

2.3.1 TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DEL SUELO

Para conocer la proporción de cada material que tiene un suelo se realizan análisis granulométricos, utilizando la vía seca para partículas de tamaños superiores a 0.075 mm, y la granulometría por sedimentación mediante el hidrómetro (vía húmeda) para tamaños iguales o inferiores a 0.075 mm. Los primeros se llevan a cabo tomando una muestra representativa del suelo, secándola y disgregando en seco el conjunto de partículas. A esta muestra se le hace pasar por un conjunto de tamices, agitando el conjunto. Después se pesa lo retenido en cada tamiz, con lo que, conocido el peso inicial de la muestra, se determina el porcentaje de material que pasa por un tamiz. (González de vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

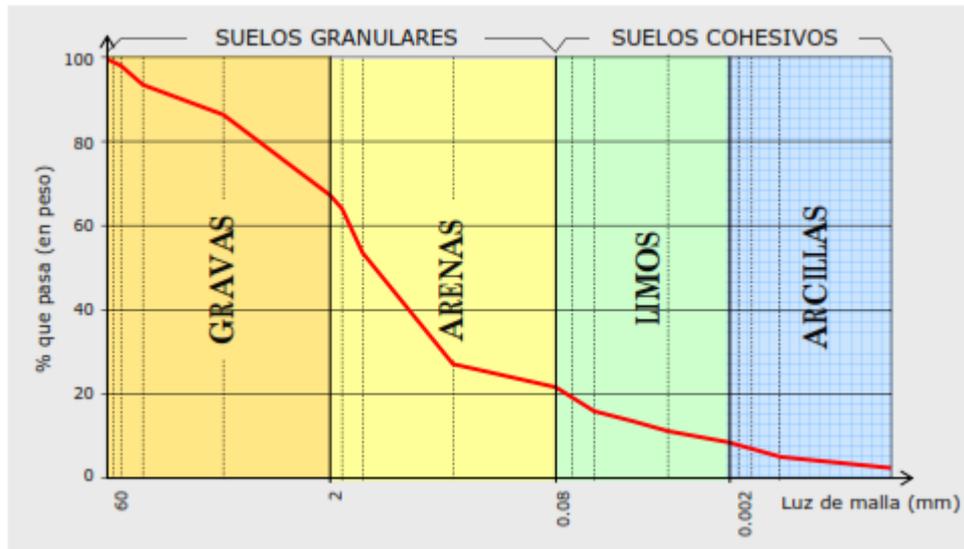


Figura 2. Curva granulométrica de un suelo
Fuente: (Bañón & Bevía)

2.3.1.2 CLASIFICACION DE SUELOS POR EL TAMAÑO DE PARTICULAS

El tamaño de las partículas depende de la clase de minerales que tiene un suelo. Como el tamaño de las partículas es la primera característica que se observa y la menos difícil de medir, la mayor parte de las nomenclaturas de suelos se basa en ella. Hay un gran número de nomenclaturas europeas y americanas. Destacaremos el de la Asociación Americana para Ensayos y Materiales (ASTM), que establece la siguiente nomenclatura (ASTM D-653). (Valle, 1976)

Piedras – Cantos rodados. Fragmentos rocosos, generalmente redondeados por desgaste o por acción del tiempo, cuyas dimensiones son de unas 12 pulgadas (30.5 cm), o más.

Guijarros. Fragmentos rocosos, generalmente redondeados o semiredondeados, cuyas dimensiones están comprendidas entre 3 y 12 pulgadas (7.6 y 30.5 cm aproximadamente).

Gravas. Partículas, redondeadas o semiredondeadas de roca, que pasan el tamiz de 3 pulgadas (7.6 cm) y quedan retenidos en el tamiz N° 04 (0.475 cm).



Arenas. Partículas de roca que pasan el tamiz N° 04 (4.75 mm) y quedan retenidas en el tamiz N° 200 (0.075 mm).

Limos. Suelos finos cuyas partículas pasan el tamiz N° 200 (0.075 mm), pero son mayores de 0.002 mm (en algunos casos: de 0.05 mm a 0.005 mm)

Arcillas. Suelos finos que presentan propiedades plásticas y cuyas partículas son menores de 0.002 mm (en algunos casos menores de 0.005 mm). (Valle, 1976)

En la tabla 1, indicamos algunos de los tamices de la serie U.S. Standard más empleados en ingeniería, con sus correspondientes aberturas en milímetros.

Tabla 1: Tamices U.S.A. standard

Tamiz	Abertura del tamiz en mm.
4"	100
3 1/2"	90
3"	75
2 1/2"	63
2"	50
1 3/4"	45
1 1/2"	37,5
1 1/4"	31,5
1"	25,0
7/8"	22,4
3/4"	19,0
5/8"	16,0
1/2"	12,5
3/8"	9,5
5/16"	8,00
1/4"	6,3
N° 4	4,75
N° 8	2,36
N° 10	2,00
N° 18	1,00
N° 30	0,600
N° 35	0,500
N° 40	0,425
N° 50	0,300
N° 60	0,250
N° 80	0,180
N° 100	0,150
N° 200	0,075
N° 270	0,053
N° 400	0,038

Fuente: (Valle, 1976)

2.3.2 PLASTICIDAD DE LOS SUELOS

Por consistencia se entiende el grado de cohesión de las partículas de un suelo y su resistencia a aquellas fuerzas exteriores que tienden a deformar o destruir su



estructura. Los límites de consistencia de un suelo, están representados por contenidos de humedad. Los principales se conocen con los nombres de límite líquido, límite plástico y límite de contracción. (Valle, 1976)

La granulometría proporciona una primera aproximación a la identificación del suelo, pero a veces queda poco claro (arena limo-arcillosa, por ejemplo), por lo que se utilizan unos índices, derivados de la agronomía, que definen la consistencia del suelo en función del contenido en agua, a través de la determinación de la humedad; peso del agua del suelo dividido por el peso del suelo seco (el peso de agua se determina por diferencia entre el peso de la muestra de suelo antes y después de secarlo en estufa el tiempo necesario para que se evapore esa agua).

Atterberg definió tres límites; el de **retracción** o **consistencia** que separa el estado de sólido seco y el semisólido, el **límite plástico**, LP, que separa el estado semisólido del plástico y el **límite Líquido**, LL, que separa el estado plástico del semi-líquido; estos dos límites (los más usados en la práctica) se determinan con la fracción de suelo que pasa por el tamiz N° 40 A.S.T.M. (0.1 mm).

El **límite plástico** se determina amasando suelo seco con poca agua y formando elipsoides, arrollándolos con la palma de la mano sobre una superficie lisa, hasta llegar a un diámetro de unos 3 mm y una longitud de 25 – 30 mm. Si, en ese momento, los elipsoides se cuartejan en fracciones de unos 6 mm, su humedad es la del límite plástico (que se determina secando en estufa varios elipsoides en análogas condiciones).

El **límite líquido** se determina amasando bien el suelo seco (previamente disgregado con maza) con bastante agua y extendiendo la masa sobre un molde denominado **Cuchara de Casagrande**. Se abre, en el centro de la masa extendida, un surco con un acanalador, formando un canal de unos 2 mm de ancho en su parte baja. El molde se coloca sobre una base y se somete a golpes controlados. El límite líquido es la

humedad de la muestra cuando al dar 25 golpes se cierra el canal unos 12 mm. Como es difícil conseguir esta condición, se determina la humedad por interpolación, a partir de dos muestras, en las que debe conseguirse el cierre de 12 mm con más y menos golpes que 25.

Determinados el límite líquido LL y límite plástico LP, se puede obtener un punto representativo de cada muestra de suelo en la carta de plasticidad de Casagrande, representando la relación del límite líquido, LL, con el **Índice de plasticidad, IP** ($IP = LL - LP$ representa el intervalo de humedades para pasar del estado semisólido al semilíquido). (González de vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

Fue Atterberg, quien desarrolló este método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenidos de agua variables. A muy bajo contenido de agua, el suelo se comporta más como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido. Por tanto, dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos, denominados sólido, semisólido, plástico y líquido, como muestra la figura 03. (Das, 2001)

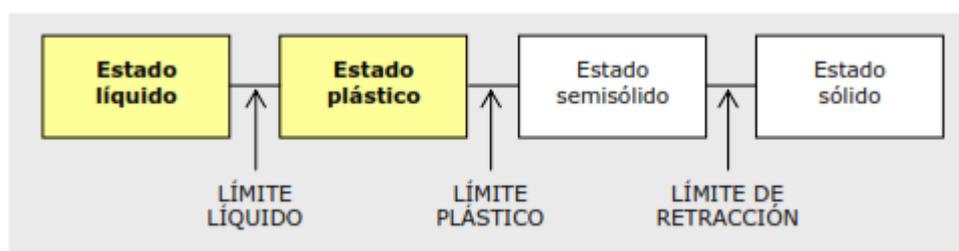


Figura 3. Estados de consistencia de un suelo
Fuente: (Bañón & Bevía)

2.3.3 RESISTENCIA DE LOS SUELOS AL ESFUERZO DE CORTE

El conocimiento de los fenómenos físicos y físico-químicos que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, es de la mayor importancia práctica, ya que de ella dependen: (Leoni, 1987)



- La capacidad de carga de las cimentaciones de cualquier tipo.
- La estabilidad de los taludes y el fondo de las excavaciones.
- El empuje que ejerce la tierra sobre las estructuras de contención.
- La estabilidad de otras obras de ingeniería como las presas, los caminos, las obras portuarias y todas aquellas en las que los suelos estén involucrados.

La resistencia de los suelos ante la acción de esfuerzos cortantes es el resultado de la interacción entre las partículas a través de sus contactos; en estos puntos se desarrollan dos tipos de fuerzas resistentes: (Leoni, 1987)

- La fricción generada por la presión normal a la superficie del contacto.
- La cohesión, que depende solamente de la adherencia entre las partículas debida a la presencia de arcilla coloidal, o de sales depositadas en los contactos que cementan las partículas.

Cuando no existen coloides ni cementantes, como en el caso de los suelos granulares carentes de finos plásticos, la cohesión es nula y la resistencia al corte del suelo es de naturaleza puramente friccionante.

Por el contrario, si el suelo está constituido predominantemente por partículas coloidales, como en las arcillas, las fuerzas de adherencia entre las partículas es la fuente principal de la resistencia al corte. Esta diferencia ha dado origen a los términos; **Suelos Cohesivos y suelos friccionantes.**

Un tercer caso lo forman los suelos constituidos por una mezcla de partículas granulares y arcilla plástica (coloidal), cuya resistencia al corte es generada a la vez por cohesión y fricción entre sus partículas; por ello se les llama; **Suelos cohesivo – friccionantes.**

Las fuerzas interactivas en las partículas de un suelo dependen del tamaño, de la forma y la rugosidad de la superficie de los granos, así como de la proporción de partículas coloidales (arcilla) y de su actividad físico química, que se manifiesta en su plasticidad Pero, es bien conocido que la resistencia al corte de un suelo no solo depende de la granulometría y la plasticidad, sino también de; La compacidad, el grado de saturación, la permeabilidad, las condiciones de drenaje de la masa del suelo, la velocidad con la que se deforman. (Leoni, 1987)

2.3.3.1 PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE

Cuando sometemos una masa de suelo a un incremento de presiones producida por algún tipo de estructura u obra de ingeniería, se generan en el suelo en cuestión, esfuerzos que tratan de mantener el equilibrio existente antes de aplicada la sollicitación externa. Cuando la carga exterior aplicada tiene una magnitud tal que supera a la resultante de los esfuerzos interiores de la masa de suelos, se romperá el equilibrio existente y se producirá, Planos de falla o de deslizamiento que no es otra cosa que planos en los cuales una masa de suelo tuvo un movimiento relativo respecto de otra. Fig. 4.

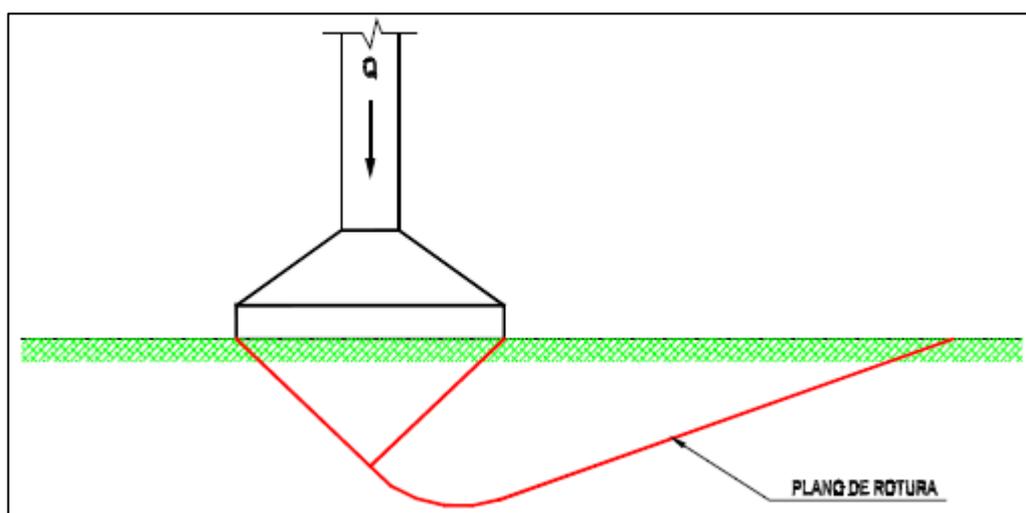


Figura 4. Esquema de falla de una fundación directa
Fuente: (Leoni, 1987)

En estos planos de falla, las tensiones internas originadas por una sollicitación externa sobrepasaron los límites máximos de las tensiones que podría generar el suelo en las condiciones en las que se encuentra. En la fig. 5, se observa la forma de la rotura de una base en arena, en un modelo preparado en laboratorio de suelos, se aprecia en ella que no difiere del esquema representado en la fig. 5 (Leoni, 1987)



Figura 5. Falla de una base apoyada sobre un manto de arena en un ensayo en modelo realizado en el laboratorio de mecánica de suelos

Fuente: (Leoni, 1987)

2.3.3.2 TENSIONES QUE ACTUAN EN UNA MASA DE SUELO

En todos los casos las sollicitaciones internas que se pueden generar son tres:
(Leoni, 1987)

- Tensiones normales, σ
- Tensiones tangenciales, τ
- Tensiones neutras, “**u**”



Las primeras pueden ser de compresión o de tracción y actúan siempre en forma normal al plano que estamos considerando.

Las segundas son las tensiones de corte y se ubican siempre en forma paralela y coinciden con el plano considerado.

La tercera en cambio se debe al incremento o decremento de presión que se produce en el agua de los poros del suelo, cuando el plano que consideramos se encuentra sumergido y como es una presión hidrostática actúa en todas direcciones.

Es útil recordar la diferencia existente entre las tensiones normales y las tensiones principales, como sabemos los dos actúan en forma normal al plano considerado, con la diferencia que las Tensiones Principales son tensiones normales a planos en los cuales las tensiones tangenciales son nulas.

2.3.3.3 ANGULO DE FRICCION

En el ejemplo anterior de la fig. 4 y 5, si observamos con mayor detalle una porción de lo que denominamos plano de falla veremos que el mismo no atraviesa los granos del mineral que conforman la masa de suelos (Figura 6a) sino que el deslizamiento que se produce ocurre entre grano y grano (Figura 6b) lo que equivale a decir que la resistencia que ofrece una masa de suelo frente al deslizamiento de la otra, tiene que ver con las fuerzas friccionales que se desarrollan entre los granos que lo componen. (Leoni, 1987)

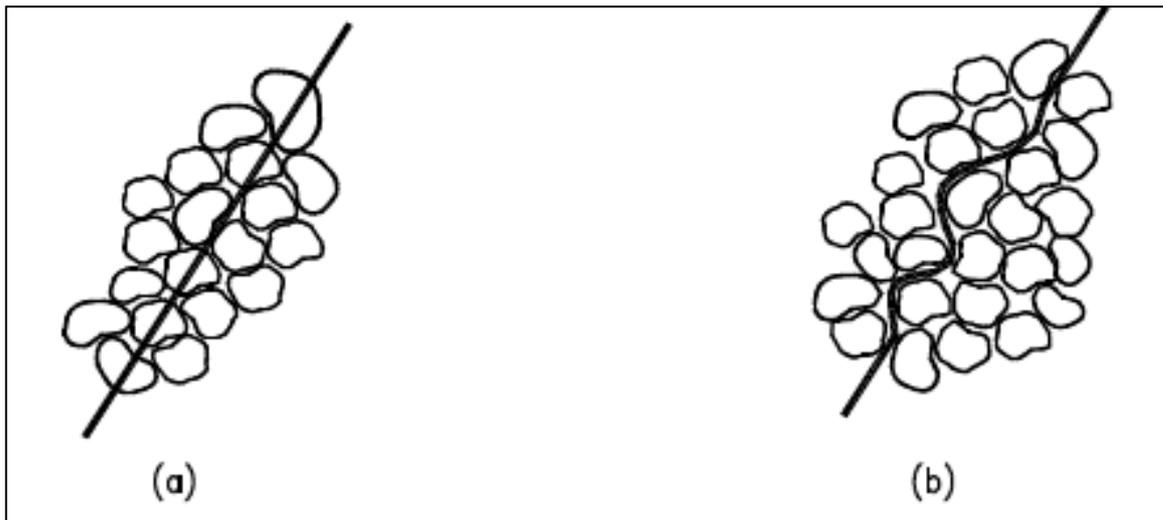


Figura 6. Plano de falla en una masa de suelos
Fuente: (Leoni, 1987)

Se entiende también, en este aspecto que cuantos más granos entren en contacto entre sí por unidad de superficie, mayor será el esfuerzo necesario para que ocurra el deslizamiento (interviene acá la compacidad del suelo, o la relación de vacíos del mismo).

En este mismo sentido, se deduce fácilmente que cuanto más angulosos y trabados se encuentren los granos y cuanto mayor sea el coeficiente friccional del material que lo compone, mayores serán las fuerzas friccionales que desarrollara.

Para interpretar mejor el fenómeno analicemos el plano \overline{oa} que se muestra en la figura 7 el cual se encuentra articulado en “o” de tal forma que el ángulo α pueda variarse a voluntad. Si sobre este plano apoyamos un cuerpo de peso “W” y cuya área de contacto con el plano sea el área “A”, para un valor cualquiera del ángulo “ α ” tendremos una fuerza $F = W \cdot \text{sen} \alpha$, que tratara de deslizar el cuerpo sobre el plano.

A esta fuerza “F” se le opondrá otra igual y de sentido contrario “ f_n ”, que dependerá de las características friccionales de los materiales. Si aumentamos paulatinamente el ángulo α , llegara un momento en que $F = f_n$ en este momento diremos que el deslizamiento es inminente ya que se ha alcanzado el valor máximo de la fuerza

de fricción, a este ángulo $\alpha = \phi$ lo denominamos ángulo de fricción del material y lo representaremos con la letra ϕ figura 7.

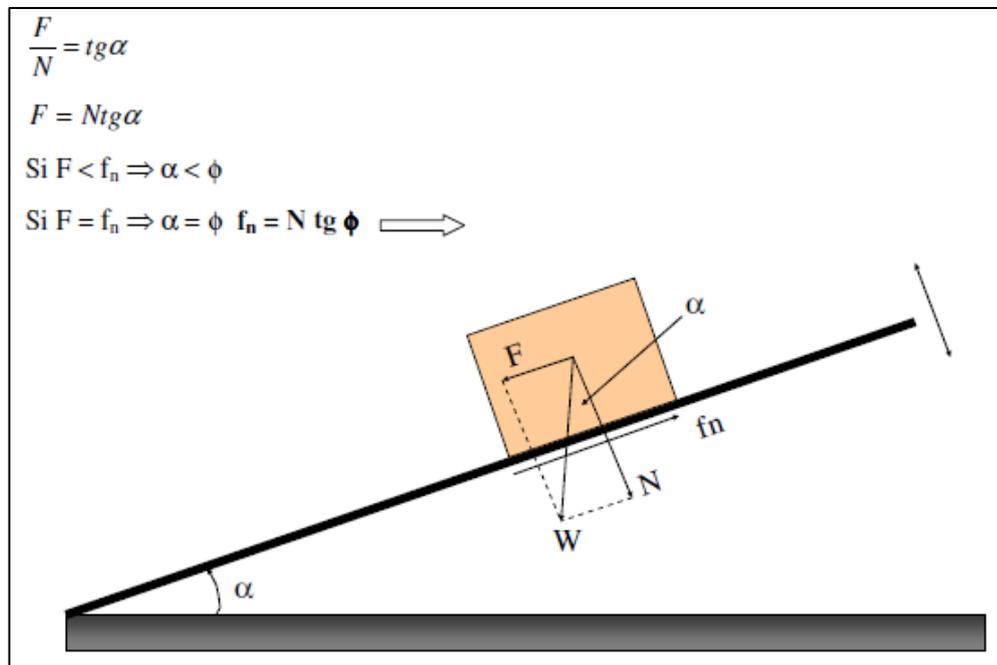


Figura 7. Plano inclinado
Fuente: (Leoni, 1987)

Este ejemplo, conocido como el plano inclinado, nos permite obtener las siguientes conclusiones:

- La magnitud de la fuerza de fricción disponible es directamente proporcional a la fuerza normal al plano de deslizamiento y el ángulo de fricción del material ϕ .
Si uno de estos dos valores es nulo, no hay fuerza de fricción.
- Si la magnitud de la fuerza que intenta producir el desplazamiento es menor que $N \cdot \text{tg} \phi$, solo se pone de manifiesto una parte de la fuerza friccional f_n disponible y por lo tanto no hay deslizamiento.
- El ángulo de fricción del material ϕ es el valor límite del ángulo de oblicuidad α .

Estas conclusiones pueden extrapolarse a otras situaciones. Supongamos el caso de una arena limpia y seca, o sea en la que no existía ninguna fuerza de unión entre sus granos (no hay cohesión).

El máximo ángulo con el que se podrá construir un talud con dicha arena tendrá un ángulo ϕ con respecto a la horizontal ya que a un grano de arena apoyado sobre este talud se le podría aplicar el mismo esquema de la figura 7. A este ángulo ϕ se le denomina en mecánica de los suelos **ángulo de fricción interna del material**.

En arenas y otros materiales sin cohesión, la resistencia al deslizamiento sobre cualquier plano a través del material se basa en las consideraciones anteriormente expuestas, es decir, que depende de la presión normal al plano y del ángulo de fricción interna. Sin embargo, la resistencia friccional en arenas es algo más compleja que lo que hemos visto en cuerpos sólidos; ya que es la suma de una resistencia friccional entre sus granos y de otra fricción debida al rodamiento de los mismos.

En las arenas limpias donde no hay adhesión u otra forma de unión entre sus granos, el término de fricción es sinónimo de resistencia al corte, ya que como habíamos visto en la figura 7 teníamos que:

$$fn = Ntg\phi$$

Si dividimos por el área A de contacto tendremos

$$\frac{fn}{A} = \frac{N}{A} \cdot tg\phi$$

$$\tau = \sigma n \cdot tg\phi$$

Debemos tener en cuenta sin embargo que en los casos en que la masa de suelo este saturada, las tensiones internas que se originarán por la aplicación de esfuerzos externos, serán una combinación de tensiones intergranulares efectivas y de presiones neutras o de agua de poro. Por lo tanto, en estos casos, deberá tenerse presente que la formula anterior es válida, o esta deducida para el caso de esfuerzos efectivos, por lo que la formula anterior quedara reducida a la siguiente expresión.

$$\tau = (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg}\phi \quad (1)$$

Esta ecuación, así como esta, no es aplicable a cualquier caso o tipo de suelos ya que esta deducida para el caso de arenas limpias sin ningún tipo de adhesión entre sus granos.

2.3.3.4 COHESIÓN

Hay suelos (las arcillas), donde además de los esfuerzos friccionales, contribuyen con otros factores que se suman al momento de evaluar la resistencia final al esfuerzo de corte. Si tenemos una arcilla que haya soportado, a través de su vida geológica, sobre cargas tales como estratos que luego fueron erosionados, podemos decir que se encuentra preconsolidada. Cuando extraemos una muestra de este material, y la protegemos convenientemente de las pérdidas o de los incrementos de humedad, observaremos que una parte importante de las presiones intergranulares a las que fue sometida en su proceso de consolidación, es retenida por el efecto de la acción capilar sobre la superficie de la muestra.

Es decir que por acción del fenómeno de “capilaridad”, actúa sobre los granos de la muestra una tensión superficial, que provoca una resistencia adicional al esfuerzo cortante a la que llamaremos “cohesión aparente”. Este nombre deriva por la circunstancia de que es un valor relativo y no permanente ya que depende del contenido de agua que tenga la muestra de suelos.

Supongamos como ejemplo que intentamos pegar un grano de arena fina con otro grano de arena del mismo tamaño, si los dos granos están secos, de ninguna manera se unirán (figura 8a). Pero si hay una pequeña capa de agua sobre los mismos, es posible que se unan de tal manera que la tensión superficial que desarrolla el menisco

que se forma por la unión de los granos, soporte el peso del grano y que el mismo se pegue al otro (figura 8b).

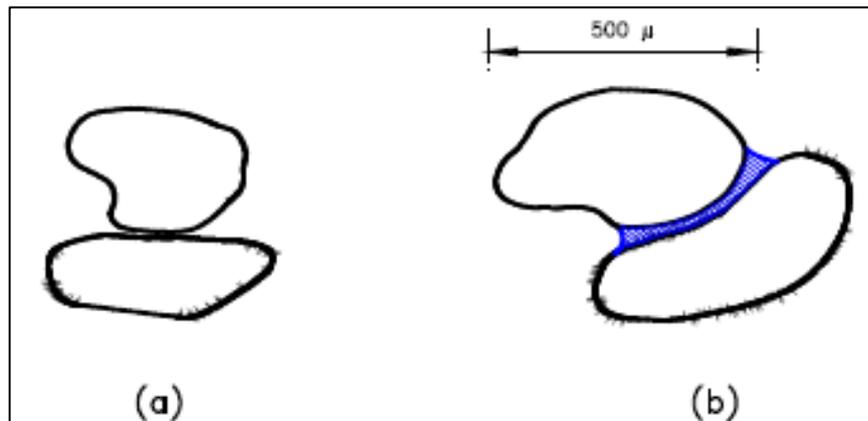


Figura 8. Capilares entre dos granos de arena
Fuente: (Leoni, 1987)

Esta unión entre granos de una arena fina con tamaño de granos del orden de los 0.5 mm (500μ) es muy débil, ya que los esfuerzos de gravedad (peso del grano) son muy importantes comparándolos con los esfuerzos de atracción que genera la tensión superficial. Este fenómeno es de potencial importancia entre las partículas de arcilla que son 500 veces más pequeñas que el grano de arena fina de nuestro ejemplo anterior ($<2\mu$) y donde la forma de las mismas deja de ser redondeadas para pasar a ser laminares (figura 9).

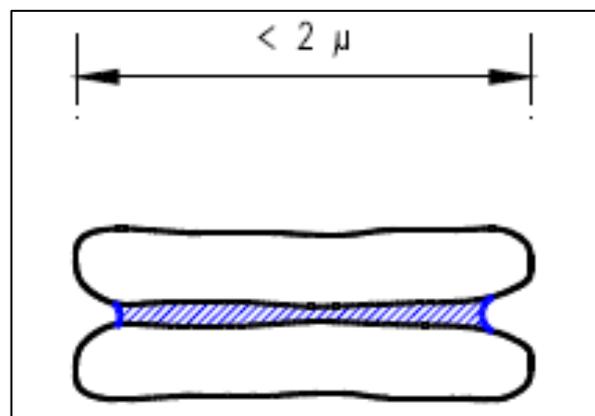


Figura 9. Capilares entre dos láminas de arcilla
Fuente: (Leoni, 1987)



Este fenómeno de atracción entre partículas en los suelos finos, (limos y arcillas) se conoce con el nombre de **cohesión aparente**.

En muchas arcillas esta atracción entre partículas como consecuencia de la tensión superficial, se pierde rápidamente si la muestra se sumerge en agua, ya que la muestra absorbe agua, los meniscos aumentan de radio con lo cual los esfuerzos que mantienen unidas a las partículas disminuyen, las partículas se separan y la muestra se desgrana totalmente o en trozos perdiendo de esta forma la cohesión aparente debida a la tensión superficial. (Leoni, 1987)

En otros tipos de arcilla está perdida de cohesión no se manifiesta cuando son sumergidas en agua. Evidentemente en estos casos las partículas son retenidas por fuerzas de otro tipo, que no alcanzan a ser destruidas, por la inmersión en agua.

Estas fuerzas pueden ser de carácter electrostático, que son generadas por la película de agua absorbida que se forma sobre cada partícula. O derivar de agentes cementantes naturales o no, como es el caso del cemento portland cuando lo mezclamos con suelos para hacer suelo-cemento.

A esta forma casi permanente de resistencia al corte, o resistencia al desplazamiento relativo de partículas adyacentes motivada por esta fuerza de origen interno se le denomina **cohesión verdadera**.

Tanto la cohesión aparente como la verdadera reciben el nombre general de cohesión y se identifica en la mecánica de suelos con la letra “**c**”. (Leoni, 1987)

De esta forma la ecuación anterior toma la siguiente forma general conocida como **Ecuación de Coulomb**:

$$\tau = c + (\sigma - u)tg\phi$$

2.3.3.5 TENSIONES INTERNAS

Dado que el deslizamiento que se produce en la rotura de una masa de suelos, no está restringido a un plano específicamente determinado, debemos conocer las relaciones que existen entre las distintas tensiones entre las distintas tensiones actuantes sobre los diferentes planos que pasan por un punto dado.

Sobre todo, plano que pasa a través de una masa de suelos actúan, en general, tensiones normales (σ) y tensiones de corte (τ). Las primeras corresponden a la componente de la resultante de las fuerzas actuantes normal al plano considerado, por unidad de área del plano. Las segundas son la componente tangencial al plano, por unidad de área del mismo plano. (Leoni, 1987)

Se denomina plano principal a aquellos sobre los cuales solo actúan tensiones normales, es decir donde las tensiones de corte son nulas; las tensiones normales que actúan sobre los planos principales se denominan tensiones principales. Para que en un plano actúen únicamente tensiones normales y sean nulas las tensiones de corte, evidentemente debe ser nulo el ángulo de oblicuidad α de la figura 10.

Otro de los principios fundamentales que debemos tener en cuenta es que por un punto pasan tres planos principales, los que se cortan a 90° . Los mismos se clasifican según la magnitud decreciente de las tensiones normales que actúan en planos principales máximo, intermedios y mínimos (σ_1 , σ_2 y σ_3).

Si analizamos el equilibrio existente dentro de una masa de suelo sometida a un estado tridimensional de tensiones o a una compresión triaxial, es decir una probeta comprimida según tres ejes, las tensiones principales que actúan se identifican como σ_1 , σ_2 y σ_3 . (Figura 10) donde además decimos que $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$.

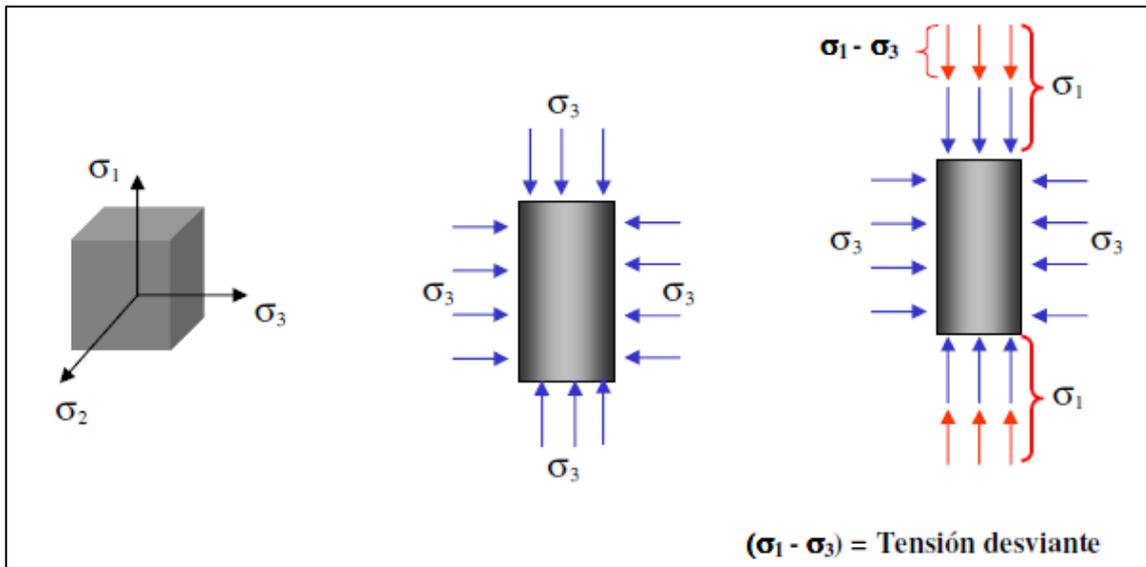


Figura 10. Estado triaxial de tensiones en una masa de suelos
Fuente: (Leoni, 1987)

Estudiemos el estado de tensiones sobre un plano α - α que forma un ángulo θ con el plano A-A. (figura 11)

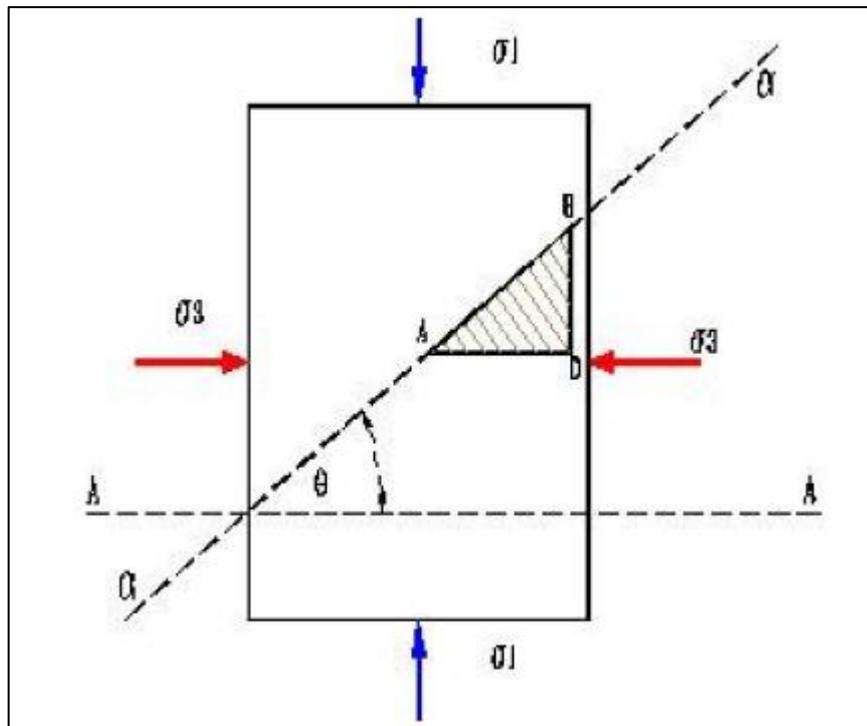


Figura 11. Estado tensional en un plano que cruza a la probeta con una inclinación " θ " respecto del plano donde actúa la tensión principal mayor.
Fuente: (Leoni, 1987)



En esta figura debemos hacer las siguientes aclaraciones básicas:

- Las caras de la probeta son planos principales, es decir donde actúan las tensiones principales y por lo tanto las tensiones de corte son nulas.
- En las caras superior e inferior, actúa la tensión principal mayor σ_1
- En las caras laterales actúan las tensiones $\sigma_2 = \sigma_3$ que simbolizan a las tensiones principales menores.
- En el plano AO, del triángulo, como es paralelo a la cara superior e inferior, actúa la tensión principal mayor σ_1
- En el plano BO en cambio, como es paralelo a las caras laterales, actúa la tensión principal menor σ_3
- En el plano diagonal AB actúan tensiones de corte y tensiones normales al mismo.

Analizando el equilibrio de las tensiones que actúan en un prisma elemental ABO, y podremos llegar a las siguientes conclusiones:

AO representa el plano principal máximo, sobre el cual actúa la tensión principal máxima σ_1

BO representa el plano principal mínimo, sobre el cual actúa la tensión principal mínima σ_3 .

El plano de la figura representa el plano intermedio donde actúa la tensión principal intermedia σ_2 .

Analicemos ahora este elemento infinitesimal por separado, como se muestra en la (figura 12).

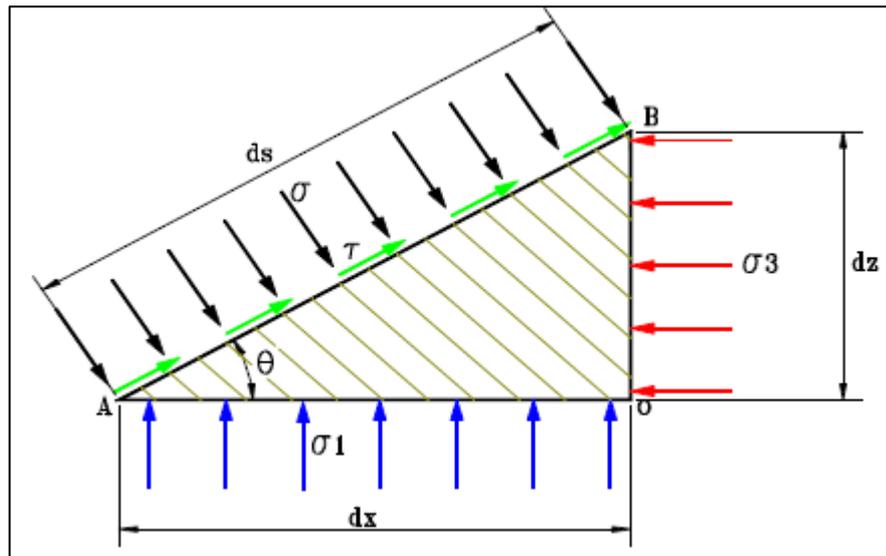


Figura 12. Estado tensional de elemento infinitesimal por separado
Fuente: (Leoni, 1987)

Teniendo en cuenta que:

$$dz = dx \cdot \tan(\theta)$$

$$dx = ds \cdot \cos(\theta) \quad \text{De acá podemos obtener que} \quad ds = \frac{dx}{\cos(\theta)}$$

$$dz = dx \cdot \text{sen}(\theta)$$

Y podemos hacer:

$$dz = dx \cdot \tan(\theta)$$

$$dz = \cos\theta \cdot \text{tg}\theta \cdot ds$$

$$ds = \frac{dx}{\cos\theta}$$

$$dz = \text{sen}\theta \cdot ds$$

$$dy = 1 \cdot dx = \cos(\theta) \cdot ds$$

Sobre el plano formado por los lados ds - dy tendremos actuando tensiones normales σ y de corte τ .

Las fuerzas que actúan sobre las caras de este prisma son:

$$\sigma_3 \cdot dz = \sigma_3 \cdot \text{sen}\theta \cdot ds \quad (\text{sobre el plano principal mínimo})$$

$$\sigma_1 \cdot dx = \sigma_1 \cdot \cos(\theta) \cdot ds \quad (\text{sobre el plano principal máximo})$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma \cdot ds &= \sigma \cdot \frac{dx}{\cos \theta} \\ \tau \cdot ds &= \tau \cdot \frac{dx}{\cos \theta} \end{aligned} \right\} \text{sobre el plano } \alpha\text{-}\alpha$$

Descomponiendo las fuerzas horizontales y verticales según sus componentes perpendiculares y paralelas al plano $\alpha\text{-}\alpha$, como se indica en la figura 13 tendremos las siguientes ecuaciones de equilibrio:

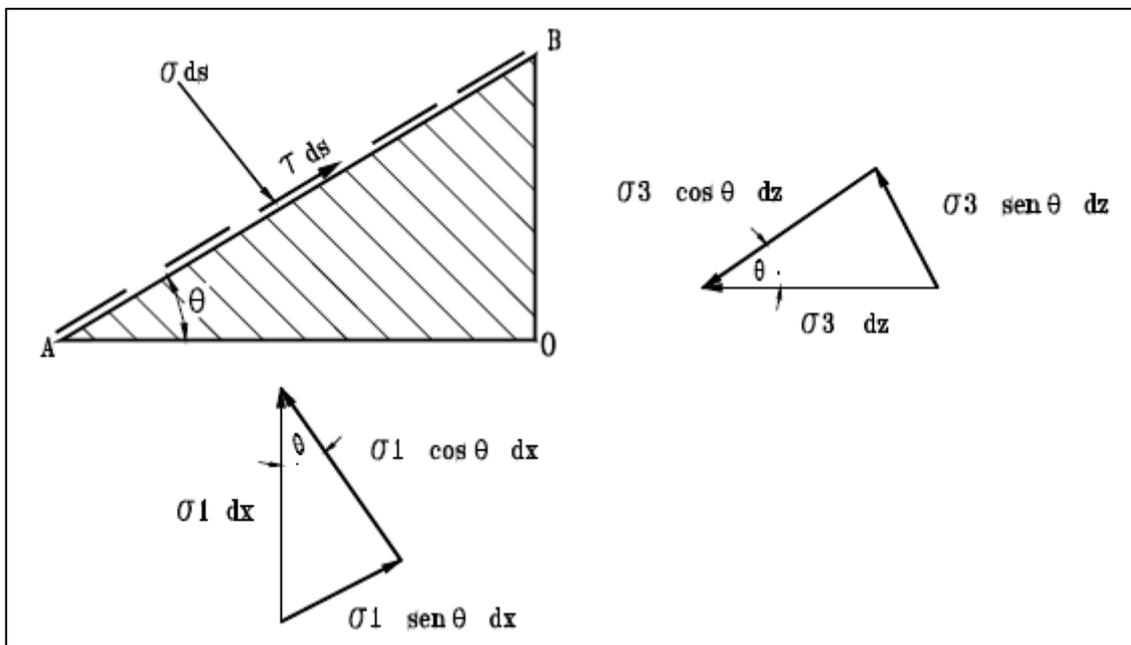


Figura 13. Descomponiendo las fuerzas horizontales y verticales según sus componentes perpendiculares y paralelas al plano $\alpha\text{-}\alpha$

Fuente: (Leoni, 1987)

Esfuerzo normal al plano $\alpha\text{-}\alpha$

$$\sigma \cdot ds = \sigma_1 \cdot \cos \theta dx + \sigma_3 \cdot \text{sen} \theta dz$$

Reemplazando ds y dz en función de dx tendremos:

$$\frac{\sigma dx}{\cos \theta} = \sigma_1 \cdot \cos \theta dx + \sigma_3 \cdot \text{sen} \theta dx \cdot \text{tg} \theta$$

$$\sigma = \sigma_1 \cdot \cos^2 \theta + \sigma_3 \cdot \text{sen}^2 \theta \quad \text{Como } \text{sen}^2 \theta = 1 - \cos^2 \theta$$



$$\sigma = \sigma_1 \cdot \cos^2 \theta + \sigma_3 - \sigma_3 \cos^2 \theta$$

$$\sigma = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos^2 \theta$$

Esfuerzo tangencial al plano a-a

$$\tau \cdot ds = \sigma_1 \cdot \sin \theta dx - \sigma_3 \cdot \cos \theta dz$$

$$\tau \cdot \frac{dx}{\cos \theta} = \sigma_1 \cdot \sin \theta dx - \sigma_3 \cdot \cos \theta \cdot \tan \theta dx$$

$$\tau = \sigma_1 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - \sigma_3 \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta$$

$$\tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cdot \sin 2\theta \quad (2)$$

Estas dos expresiones nos permiten calcular las tensiones normales y de corte sobre cualquier plano normal al plano principal intermedio, en función del ángulo θ que la misma forma con el plano principal mayor y las tensiones principales extremas σ_1 y σ_3 .

La ecuación (2) también se puede expresar poniendo:

$$\sigma = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \frac{(1 + \cos 2\theta)}{2}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \quad (4)$$

Si ahora despejamos de la ecuación (2) $\sin 2\theta$ y de la ecuación (4) $\cos 2\theta$ a hacemos uso de:

$$\sin^2 2\theta + \cos^2 2\theta = 1$$

Tendremos:

$$\frac{(2\tau)^2}{(\sigma_1 - \sigma_3)^2} + \left(\frac{2\sigma - (\sigma_1 + \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \right)^2 = 1$$

$$\left(\sigma - \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2 \quad (5)$$

La ecuación (5) es la ecuación de una circunferencia de radio $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ y cuyo centro se encuentra sobre el eje σ a una distancia del origen dado por $\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}$.

2.3.3.6 TEORIA DE ROTURA DE MOHR

Si en un sistema de ejes cartesianos ortogonales, llevamos sobre el eje de las abscisas a las tensiones normales σ , sobre el eje de las ordenadas a las tensiones tangenciales τ , y sobre el representamos los puntos correspondientes a cada par de valores (σ, τ) dados por la ecuación (5) para todos los valores posibles de (θ) , hallaremos que el lugar geométrico de esos puntos (de coordenadas $\sigma - \tau$) es una circunferencia de diámetro $(\sigma_1 - \sigma_3)$ llamado **círculo de Mohr**. (Leoni, 1987)

Si hacemos la simplificación de que nuestra probeta cilíndrica de la Figura 14 se encuentra sometida a un estado de tensiones triaxial en el cual $\sigma_2 = \sigma_3$, podemos perfectamente decir que: las coordenadas de cualquier punto del círculo de Mohr representan las tensiones normales σ y tangenciales τ que se manifiestan sobre un plano que corta a la probeta formando un ángulo θ con el plano principal mayor.

Veamos para interpretar mejor esto, la representación de la figura 14

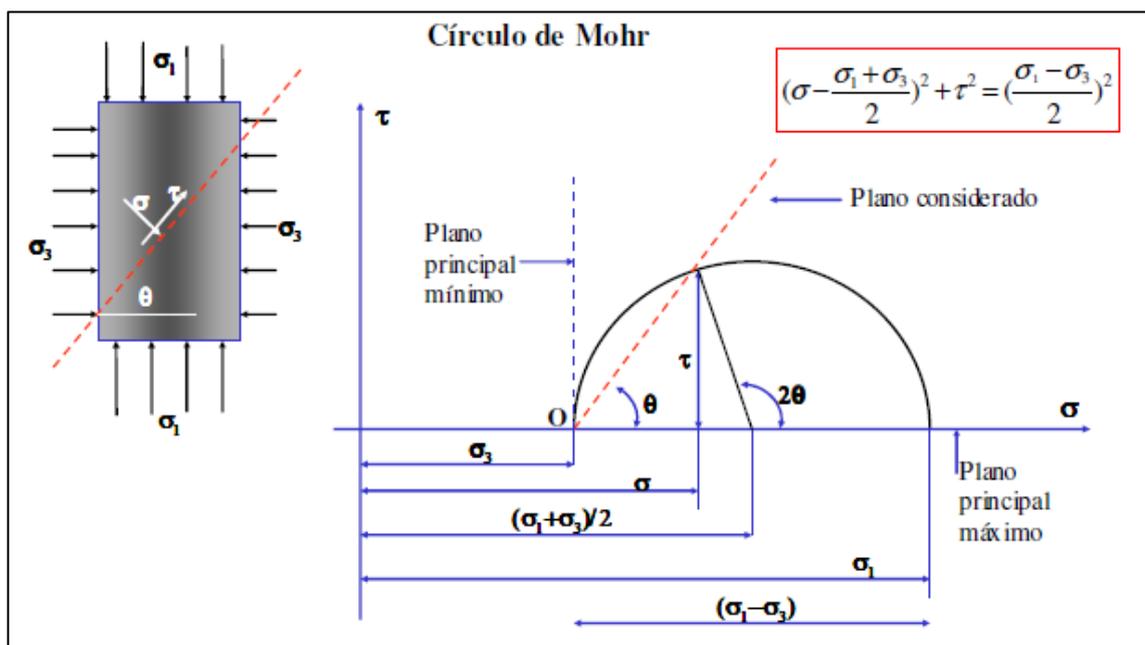


Figura 14. Representación de Mohr
Fuente: (Leoni, 1987)



2.3.3.7 CURVA DE RESISTENCIA INTRINSECA

Consideramos una probeta cilíndrica de suelo sometida a una presión axial σ_1 y a una compresión lateral hidrostática $\sigma_2 = \sigma_3$.

Mediante la circunferencia de Mohr podemos conocer el estado de tensiones en cualquier plano de corte a la probeta. Imaginemos ahora que el estado de tensiones está representado en un primer momento por la circunferencia “a” de la figura 15. Bajo un estado triaxial de tensiones, la probeta llega a la rotura para un par de valores $\sigma - \tau$ que, actuando en forma normal y tangencial respectivamente al plano considerado, de inclinación θ con respecto al plano principal mayor, producen la rotura por corte de la masa de suelos. (Leoni, 1987)

El círculo de rotura recibe este nombre solamente porque contiene al punto “o” de coordenadas $\sigma - \tau$ que producen la rotura de la probeta bajo el estado de tensiones triaxiales σ_1 y σ_3 . En el terreno, la carga que produce la rotura por corte de una muestra de suelos que se ubica en profundidad, es la sobrecarga $\Delta\sigma$ que induce en el terreno la estructura que se apoya en la superficie.

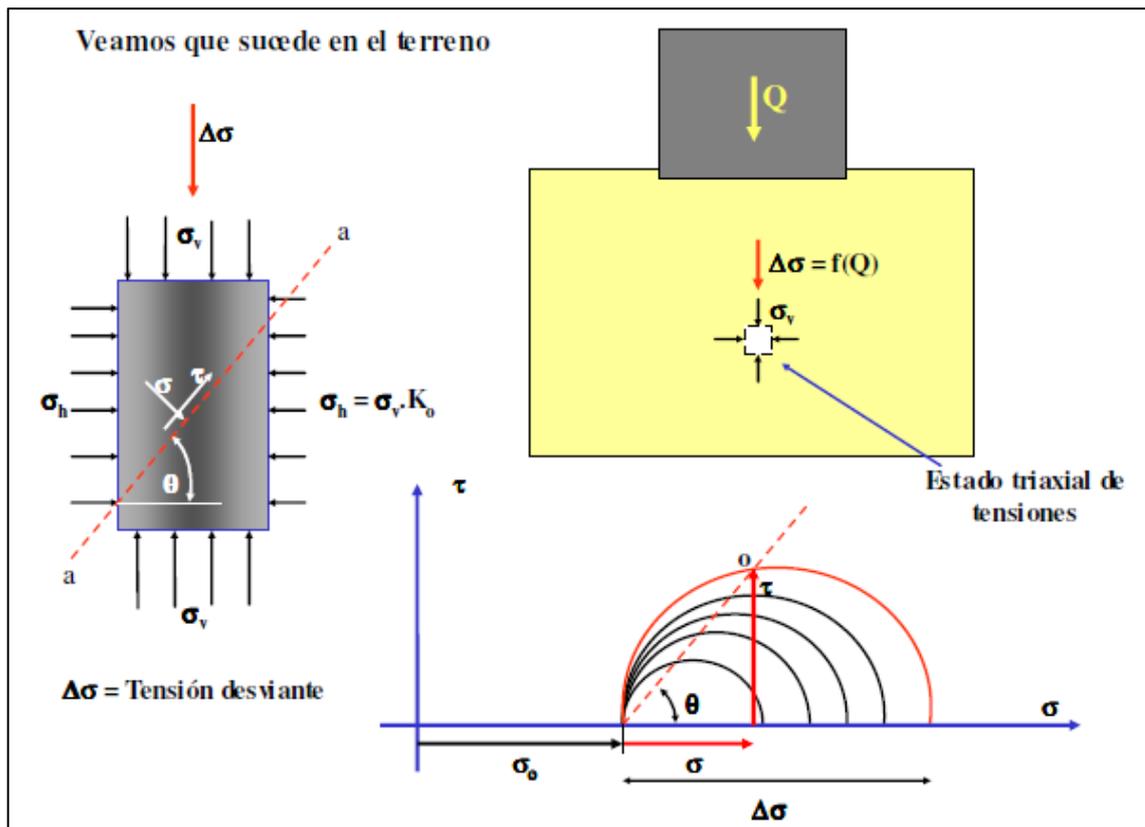


Figura 15. Tensión principal máxima
Fuente: (Leoni, 1987)

En este caso la suma de $\sigma_v + \Delta\sigma$ se la denomina “Tensión principal máxima” o “Tensión desviante”. Si aumentamos progresivamente la tensión principal (σ_1), los estados de tensiones en los infinitos planos que cortan a la probeta, quedaran representados por las distintas circunferencias, ya que al aumentar σ_1 aumentamos la diferencia ($\sigma_1 - \sigma_3$) que no es otra cosa que el diámetro del círculo.

Sin embargo, el crecimiento de σ_1 no puede ser indefinido, pues llegara un momento en que las tensiones normales σ y tangenciales τ que se manifiestan en un plano interior de la probeta provocaran la rotura de la misma. En ese momento tendremos la circunferencia límite de rotura que el la Figura 16 está identificada por la letra “b”.

Si podemos hacer varios ensayos triaxiales con distintos valores de σ_3 obtendremos tres círculos de rotura con los valores de $\sigma - \tau$ correspondientes a la rotura. Si unimos estos puntos de rotura con una línea envolvente de los puntos de rotura “o” para los infinitos valores posibles de σ_3 , tendremos una curva que denominamos como “**Curva de resistencia intrínseca**”. Esta curva para pequeñas variaciones de σ_3 podrá ser considerada como una recta y al ángulo que forma la misma con el eje de las abscisas lo llamaremos “**ángulo de fricción interna**” del material y lo individualizamos con “ ϕ ” y al valor de la ordenada al origen la denominamos como **cohesión** y la identificamos con la letra “**c**”. (Leoni, 1987)

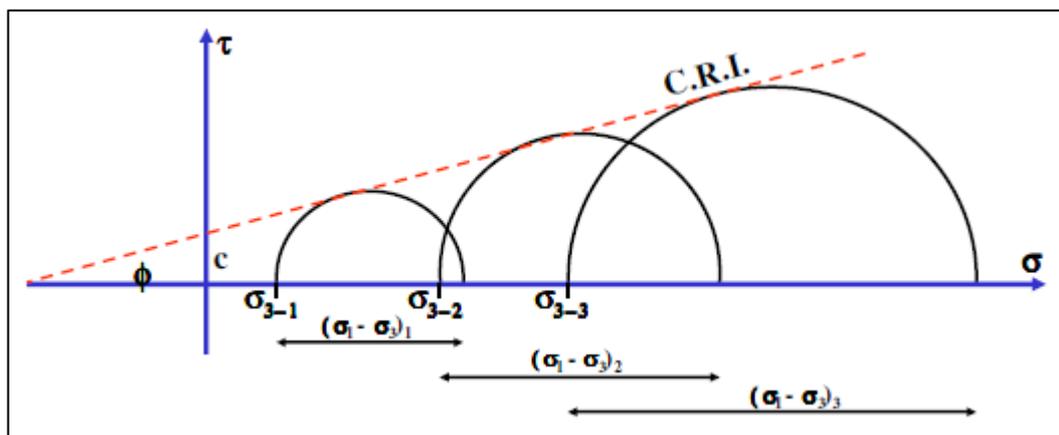


Figura 16; Curva de resistencia intrínseca

Fuente; (Leoni, 1987)

La curva envolvente o tangente a estos círculos de rotura se conoce como curva de resistencia intrínseca (C.R.I.) del material o envolvente de Mohr y sus puntos tienen por coordenadas valores de σ y τ que satisfacen la ecuación de Coulumb.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$$

Ya que su inclinación con respecto al eje σ es ϕ y su ordenada al origen es “**c**”. Para saber si un estado de tensiones será capaz de provocar o no la rotura de la probeta, bastará con dibujar la circunferencia de Mohr que represente ese estado de tensiones. Si



dicho círculo es interior a la curva de resistencia intrínseca no habrá rotura, pero si la abra, si el círculo es tangente o si corta a la curva C.R.I. ya que en estos casos la tensión de corte que se origina en un plano interno de la probeta supera a la resistencia al corte del material, dada por la ecuación de Coulomb para ese estado de tensiones.

Lo precedentemente expuesto constituye la base de la teoría de rotura de Mohr cuyos puntos fundamentales son:

- Todo círculo de Mohr interior a la C.R.I. representa una condición estable de equilibrio.
- Todo círculo de Mohr tangente a la C.R.I. representa un estado de rotura incipiente sobre el plano determinado por el punto de tangencia.
- La envolvente o C.R.I. se considera como una propiedad del material, es independiente de las tensiones aplicadas al mismo siempre y cuando las mismas no superen cierto rango de valores y depende si, de las condiciones de drenaje del material y de la velocidad de aplicación de las cargas.
- Los valores σ y τ , tensiones normales y tangenciales, que provocan la rotura, actúan ambas sobre el plano de rotura incipiente.

Las relaciones geométricas representadas en la Figura 17 nos permiten obtener la inclinación del plano de rotura de rotura con el plano principal máximo " θ ", en función del ángulo de fricción interno del material.

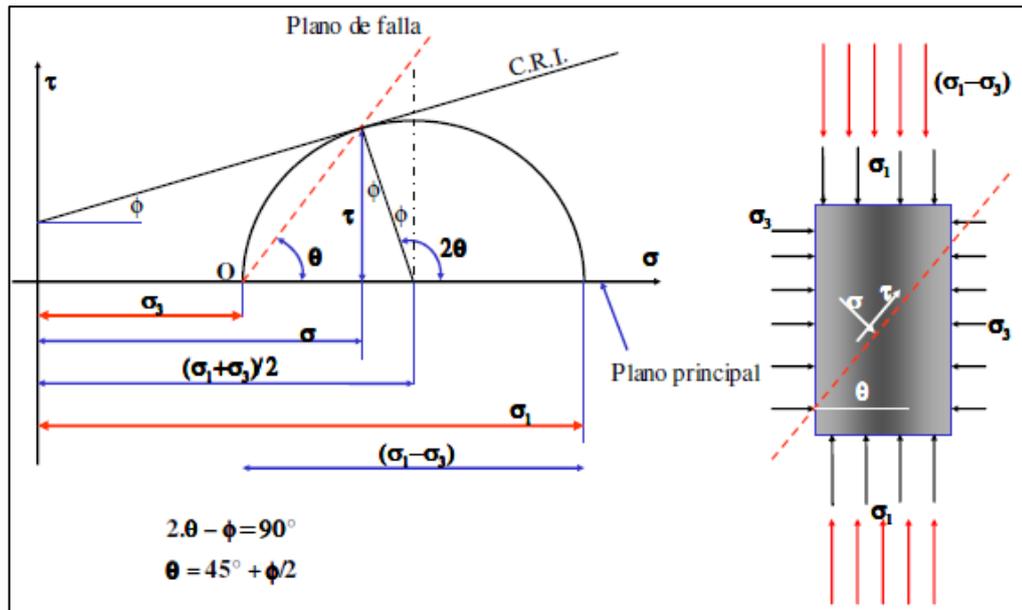


Figura 17. Representación de la inclinación del plano de rotura con el plano principal
Fuente: (Leoni, 1987)

De la figura vemos que:

$$180^\circ - 2\theta + \phi = 90^\circ$$

$$2\theta = 90^\circ + \phi$$

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

Del análisis de esta simple pero importante relación vemos que el valor de $\tau_{\text{máximo}}$ se obtiene cuando $2\theta = \frac{\pi}{4}$ lo que equivale a decir que cuando $\phi = 0$ los esfuerzos tangenciales alcanzan su valor máximo dado por:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$$

Y el mismo se manifiesta en un plano de rotura que forma con el plano principal máximo un ángulo $\theta = 45^\circ$.

2.3.4 DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE LA RESISTENCIA CORTANTE

Entre los aparatos utilizados para medir la resistencia al esfuerzo de corte de los suelos en el laboratorio, los que han alcanzado mayor importancia en el desarrollo de la ingeniería práctica como así también en la investigación, son básicamente el aparato de corte directo y el de compresión triaxial. (Leoni, 1987)

2.3.4.1 PRUEBA DE CORTE DIRECTO

La prueba de corte es más antigua y simple. Un diagrama del aparato para la prueba de corte directo se muestra en la Figura 18. El equipo consiste en una caja de corte metálica en la que se coloca el espécimen. Las muestras pueden ser cuadradas o circulares. El tamaño de los especímenes generalmente usados es aproximado de 20 a 25 cm² transversalmente y de 25 a 30mm de altura. La caja está cortada horizontalmente en dos partes. La fuerza normal sobre el espécimen se aplica desde la parte superior de la caja de corte. El esfuerzo normal sobre los especímenes debe ser tan grande como 1000 kN/m². La fuerza cortante es aplicada moviendo una mitad de la caja respecto a la otra para generar la falla en el espécimen del suelo.

Dependiendo del equipo, la prueba de corte puede ser controlada por el esfuerzo o por la deformación unitaria. En las pruebas controladas por el esfuerzo, la fuerza cortante es aplicada en incrementos iguales hasta que el espécimen falla, lo cual tiene lugar a lo largo del plano de separación de la caja de corte. Después de la aplicación de cada incremento de carga, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide por medio de un micrómetro horizontal. El cambio de la altura del espécimen (y por tanto el cambio de su volumen) durante la prueba se obtiene a partir de las lecturas

del micrómetro que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga. (Das, 2001)

En pruebas controladas por la deformación unitaria se aplica una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través de engranes. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo de ensaye horizontal con una celda de carga. El cambio de volumen durante la prueba se obtiene de manera similar a las pruebas controladas por el esfuerzo.

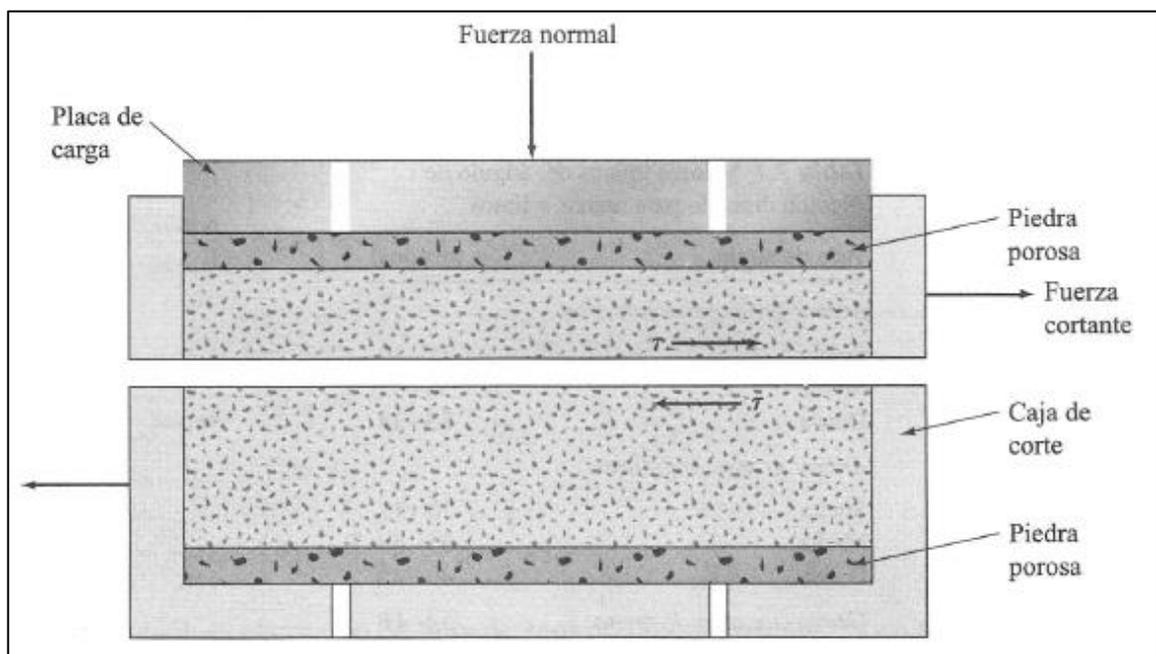


Figura 18. Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo
Fuente: (Das, 2001)

La Figura 19 es una fotografía del equipo de prueba de corte directo controlado por la deformación unitaria.

La ventaja de las pruebas por deformación unitaria controlada es que, en el caso de arena densa se observa y grafica la resistencia cortante pico (es decir, en un punto después de la falla llamado resistencia ultima). En las pruebas por esfuerzo controlado,

solo la resistencia cortante pico de observa y gráfica. Note que la resistencia cortante pico en las pruebas controladas por el esfuerzo solo es aproximado, debido a que la falla ocurre a un nivel de esfuerzo situado entre el incremento de carga de prefalla y el incremento de carga de falla. No obstante, las pruebas de esfuerzo controlado probablemente simulan mejor las situaciones reales de campo que las pruebas controladas por deformación controlada.



Figura 19. Equipo para la prueba de corte directo
Fuente: (Das, 2001)

Para una prueba dada, el esfuerzo normal se calcula como

$$\sigma = \sigma' = \text{esfuerzo normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{area de la seccion transversal del especimen}}$$

El esfuerzo cortante resistente para cualquier desplazamiento cortante se calcula como

$$\tau = \text{esfuerzo cortante} = \frac{\text{fuerza cortante resistente}}{\text{area de la seccion transversal del especimen}}$$

La Figura 20 muestra una gráfica típica del esfuerzo de corte y el cambio en la altura del espécimen versus el desplazamiento cortante para arenas sueltas y densas. Esas observaciones se obtuvieron en una prueba por deformación controlada. Las generalizaciones siguientes se hacen en la Figura 20 respecto a la variación del esfuerzo cortante resistente con el desplazamiento cortante.

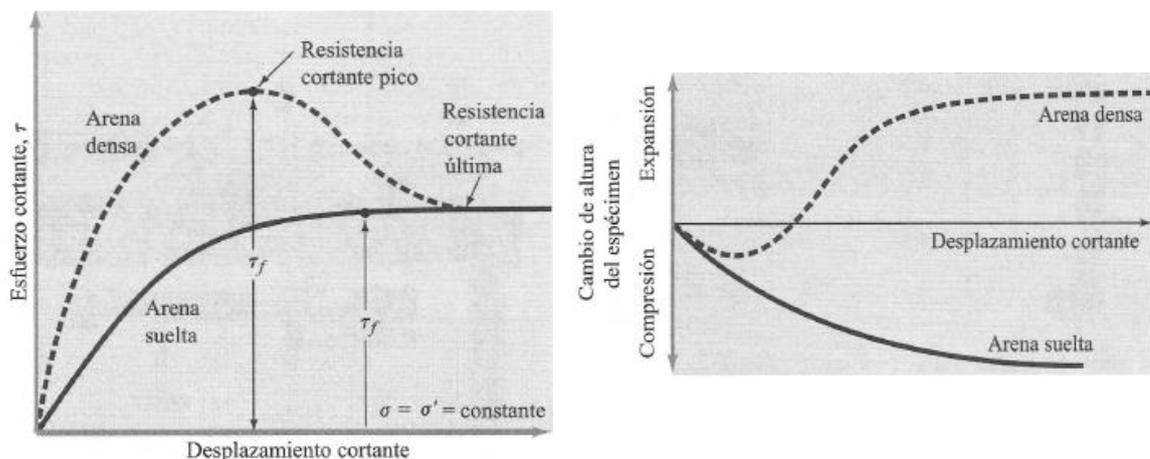


Figura 20. Gráfica del esfuerzo cortante y cambio en altura del espécimen versus desplazamiento cortante para arena seca, suelta y densa (prueba de corte directo).

Fuente: (Das, 2001)

- En arena suelta, el esfuerzo cortante resistente crece con el desplazamiento cortante hasta que se alcanza un esfuerzo cortante de falla τ_f . Después de eso, la resistencia cortante permanece aproximadamente constante con cualquier incremento adicional del desplazamiento cortante.
- En arena densa, el esfuerzo cortante resistente crece con el desplazamiento cortante hasta que se alcanza un esfuerzo de falla τ_f , llamado **resistencia cortante pico**. Después de que se alcanza el esfuerzo de falla, el esfuerzo

cortante resistente decrece gradualmente conforme crece el desplazamiento cortante hasta que alcanza finalmente un valor constante llamado la **resistencia cortante ultima**.

Las pruebas de corte directo se repiten en especímenes similares bajo esfuerzos normales diversos. Los esfuerzos normales y los correspondientes valores de τ_f obtenidos de varias pruebas, se trazan en una gráfica, de la cual se determinan los parámetros de resistencia al corte. (Das, 2001)

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi$$

(Para; $c = 0$ para arena y $\sigma = \sigma'$, para condiciones secas). El ángulo de fricción es entonces

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_f}{\sigma'}\right)$$

Es importante notar que las arenas cementadas in situ muestran un valor c .

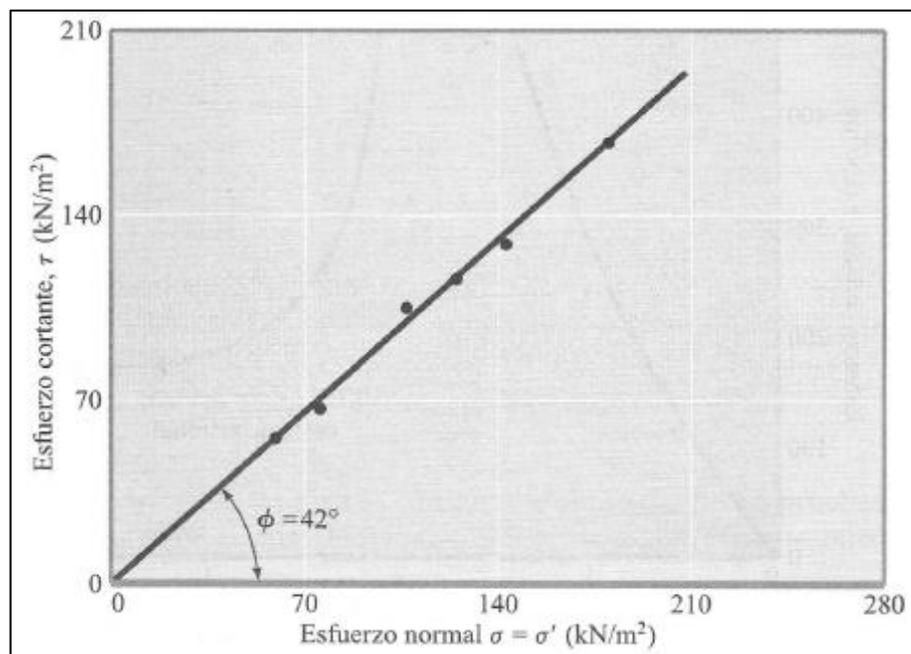


Figura 21. Determinación de los parámetros de resistencia cortante para una arena seca usando los resultados de pruebas de corte directo.

Fuente: (Das, 2001)



2.3.4.2 PRUEBA TRIAXIAL DE CORTE

El ensayo de compresión triaxial, al igual que el ensayo de corte directo, permite al ingeniero obtener los parámetros de corte necesarios para calcular en la forma más aproximada posible la resistencia última de una masa de suelo que será sometida a sollicitaciones por la construcción de alguna obra de ingeniería. A diferencia del ensayo de corte directo, el ensayo de compresión triaxial, no fija a priori el plano de rotura de la muestra ensayada, sino que permite que el mismo se genere en forma natural y adopte la orientación más favorable. Por otra parte, este tipo de ensayo nos permite controlar a voluntad el drenaje de la muestra como así también la velocidad de aplicación de las cargas. Por lo tanto, podemos simular en la ejecución del ensayo, cualquier situación que se presente en la naturaleza. (Leoni, 1987)

La prueba triaxial de corte es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia cortante. Se usa ampliamente tanto para investigaciones como para pruebas convencionales. La prueba se considera confiable por las siguientes razones: (Das, 2001)

- Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo - deformación unitaria del suelo, cosa que no hace la prueba de corte directo.
- Proporciona condiciones más uniformes de esfuerzo que la prueba de corte directo con sus concentraciones de esfuerzos a lo largo del plano de falla.
- Proporciona más flexibilidad en términos de trayectoria de carga.

En la Figura 22 se muestra un diagrama del arreglo de la prueba triaxial.

En la prueba de corte triaxial se usa generalmente se usa un espécimen de suelo de aproximadamente 36 mm de diámetro y 76 mm de longitud. El espécimen queda encerrado por una membrana delgada de hule y se coloca dentro de una cámara

cilíndrica de plástico que se llena usualmente con agua o glicerina. El espécimen queda sometido a una presión de confinamiento por compresión del fluido en la cámara. (El aire es a veces usado como medio de compresión). Para generar la falla cortante en el espécimen, se aplica un esfuerzo axial a través de un embolo vertical de carga (llamado a veces esfuerzo desviador). El esfuerzo se suma en una de dos maneras: (Das, 2001)

- Aplicación de pesos muertos o presión hidráulica en incrementos iguales hasta que el espécimen falla (la deformación axial del espécimen que resulta de la carga aplicada por medio del embolo se mide con un micrómetro).
- Aplicación de deformación axial a razón constante por medio de una prensa de carga con engranes o hidráulica. Esta es una prueba por deformación unitaria controlada. La carga axial aplicada por el embolo de carga correspondiente a una deformación axial dada es medida por un anillo de prueba o celda de carga unida al embolo.

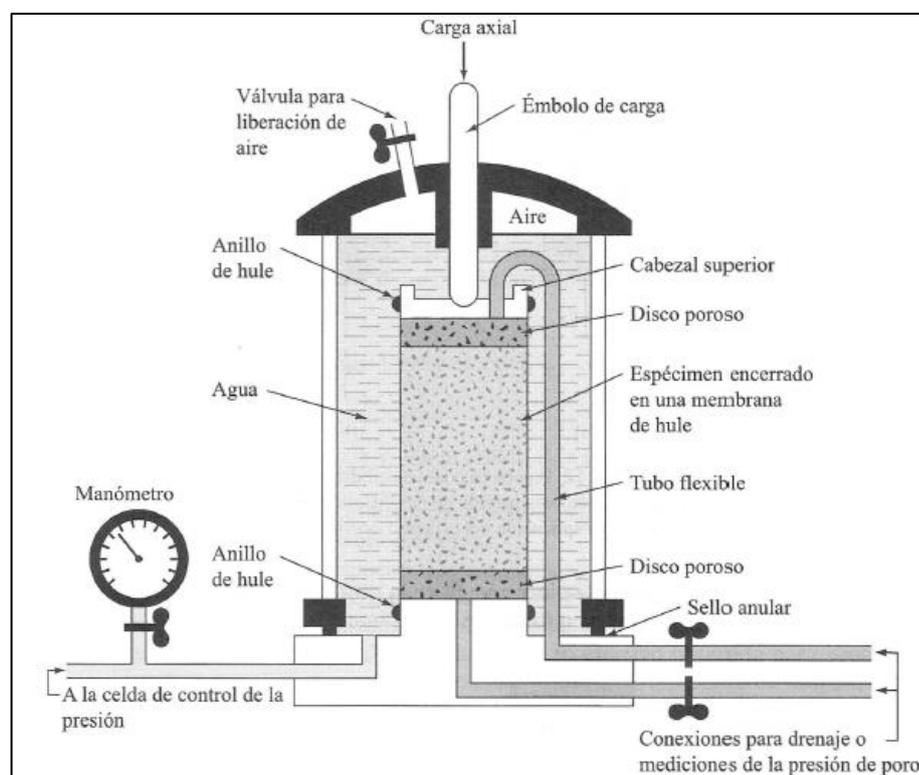


Figura 22. Diagrama del equipo de prueba triaxial.

Fuente: (Das, 2001)



Se proporcionan también conexiones para medir el drenaje hacia dentro o hacia afuera del espécimen, o para medir la presión de poro del agua (según las condiciones de la prueba). Tres tipos estándar de pruebas triaxiales son generalmente llevadas a cabo:

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

2.4 CLASIFICACION GEOTECNICA DE SUELOS

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Éstos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. El Sistema AASHTO lo usan principalmente los departamentos de caminos estatales y de condados, mientras que los ingenieros geotécnicos usualmente prefieren el Sistema Unificado. (Das, 2001)

La clasificación de suelos consiste, pues, en incluir un suelo en un grupo que presenta un comportamiento semejante. La correlación de unas ciertas propiedades con un grupo de un sistema de clasificación suele ser un proceso empírico puesto a punto a través de una experiencia considerable. La mayoría de las clasificaciones de suelos utilizan pruebas muy sencillas, de tipo indicativo, para obtener las características del



suelo necesarias para asignarlo a un determinado grupo. Las características utilizadas más corrientemente son la granulometría y la plasticidad. (Lambe & Whitman, 2001)

El objeto de la clasificación de los suelos es aportar unas bases sobre las cuales puedan agruparse los suelos dependiendo de sus propiedades físicas y de su apariencia, con el propósito de comparar diferentes suelos, describir sus propiedades y estimar su conveniencia para la utilización en un trabajo de ingeniería específico. (Berry & Reid)

2.4.1 SISTEMA DE CLASIFICACION AASHTO

El Sistema de Clasificación AASHTO actualmente en uso, se muestra en la tabla 2 y 03. De acuerdo con éste, el suelo se clasifica en siete grupos mayores: A-1 al A-7. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasan por la criba No. 200. Los suelos de los que más del 35% pasan por la criba No. 200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. La mayoría están formados por materiales tipo limo y arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios: (Das, 2001)

1. Tamaño del grano

Grava: fracción que pasa la malla de 75mm y es retenida en la malla N° 10 (2 mm) de Estados Unidos.

Arena: fracción que pasa la malla N° 10 (2 mm) U.S. y es retenida en la malla N° 200 (0.075 mm) U.S.

Limo y arcilla: fracción que pasa la malla N° 200 U.S.

2. Plasticidad: El término limoso se aplica cuando las fracciones de finos del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menor. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones de finos tienen un índice de plasticidad de 11 o mayor.



3. Si cantos rodados y boleos (tamaños mayores que 75 mm) están presentes, éstos se excluyen de la porción de la muestra de suelo que se está clasificando. Sin embargo, el porcentaje de tal material se registra.

Tabla 2. Sistema de clasificación AASHTO (Materiales granulares)

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra que pasa la malla No. 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por cribado (porcentaje que pasa las mallas)							
No. 10	50 máx.						
No. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
No. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción que pasa la malla No. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos							
	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Tasa general de los subrasantes			De excelente a bueno				

Fuente: (Das, 2001)

Tabla 3. Sistema de clasificación AASHTO (Limos y arcillas)

Clasificación general	Materiales limo-arcilla (más del 35% de la muestra que pasa la malla No. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†
Clasificación de grupo				
Análisis por cribado (porcentaje que pasa por las mallas)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por la malla No. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Tasa general de los sobrantes	De mediano a pobre			
*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$				
†Para A-7-6, $PI > LL - 30$				

Fuente: (Das, 2001)

Para clasificar un suelo de acuerdo con la tabla 2 y 3, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por un proceso de eliminación, el primer grupo desde la izquierda en el que los datos de prueba se ajusten, es la clasificación correcta.

Para la evaluación de la calidad de un suelo como material para subrasante de carreteras, se incorpora también un número llamado índice de grupo (GI) junto con los grupos y subgrupos del suelo. Este número se escribe en paréntesis después de la designación de grupo o de sub grupo. El índice de grupo está dado por la ecuación. (Das, 2001)

$$GI = (F-35) [0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01 (F - 15) (PI - 10)$$

Dónde: F = por ciento que pasa la malla No. 200

LL = límite líquido

P = índice de plasticidad



El primer término de la ecuación, es decir, $(F - 35) [0.2 + 0.005(LL - 40)]$, es el índice de grupo parcial determinado a partir del límite líquido. El segundo término, es decir $0.01 (F-15) (PI - 10)$, es el índice de grupo parcial determinado a partir del índice de plasticidad. A continuación, se dan algunas reglas para determinar el índice de grupo: (Das, 2001)

1. Si la ecuación da un valor negativo para GI, éste se toma igual a 0.
2. El índice de grupo calculado con la ecuación se redondea al número entero más cercano (por ejemplo, $GI = 3.4$ se redondea a 3; $GI = 3.5$ se redondea a 4).
3. No hay un límite superior para el índice de grupo.
4. El índice de grupo de suelos que pertenecen a los grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5, y A-3 siempre es 0.
5. Al calcular el índice de grupo para suelos que pertenecen a los grupos A-2-6 y A-2-7, use el índice de grupo parcial para PI, o

$$GI = 0.01 (F - 15) (PI - 10)$$

En general, la calidad del comportamiento de un suelo como material para subrasantes es inversamente proporcional al índice de grupo. (Das, 2001)

Esta clasificación divide los suelos en dos clases: una formada por suelos granulares y otra por suelos de granulometría fina, limo-arcillosos. A continuación, indicamos cada una de estas clases con sus correspondientes grupos y subgrupos. (Valle, 1976)

Suelos granulares

Son aquellos que tienen 35%, o menos, del material fino que pasa el tamiz N° 200 (0.075 mm). Estos suelos forman los grupos A-1, A-2 y A-3. (Valle, 1976)

Grupo A-1: Comprende las mezclas bien graduadas, compuestas de fragmentos de piedra, grava, arena y material ligante poco plástico. Se incluyen también aquellas mezclas bien graduadas que no tienen material ligante.



Subgrupo A-1-a: Comprende aquellos materiales formados predominantemente por piedra o grava, con o sin material ligante bien graduado.

Subgrupo A-1-b: Comprende aquellos materiales formados predominantemente por arena gruesa y con o sin, material ligante bien graduado.

Grupo A-2: Incluye una gran variedad de material granular que contiene menos del 35% de material fino.

Subgrupos A-2-4 y A-2-5: Pertenecen a estos grupos aquellos materiales cuyo contenido de material fino es igual o menor del 35% y cuya fracción que pasa el tamiz N° 40 tiene las mismas características de los suelos A-4 y A-5, respectivamente. Estos grupos incluyen aquellos suelos gravosos y arenosos (arena gruesa), que tengan un contenido de limo, o índices de Grupo, en exceso a los indicados para el grupo A-1. Asimismo, incluyen aquellas arenas finas con un contenido de limo no plástico en exceso al indicado para el grupo A-3.

Subgrupos A-2-6 y A-2-7: Los materiales de estos subgrupos son semejantes a los anteriores, pero la fracción que pasa el tamiz número 40 tiene las mismas características de los suelos A-6 y A-7, respectivamente.

Grupo A-3: En este grupo se hallan incluidas las arenas finas, de playa y aquellas con poca cantidad de limo que no tengan plasticidad. Este grupo incluye, además, las arenas de río que contengan poca grava y arena gruesa.

Suelos finos limo-arcillosos.

Contienen más del 35% del material fino que pasa el tamiz número 200. Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. (Valle, 1976)



Grupo A-4: Pertenecen a este grupo los suelos limosos poco o nada plásticos, que tienen un 75 % o más del material fino que pasa el tamiz número 200. Además, se incluyen en este grupo las mezclas de limo con grava y arena hasta en un 64%.

Grupo A-5: Los suelos comprendidos en este grupo son semejantes a los del anterior, pero contienen material micáceo o diatomáceo. Son elásticos y tienen un límite líquido elevado.

Grupo A-6: El material típico de este grupo es la arcilla plástica. Por lo menos el 75% de estos suelos debe pasar el tamiz número 200, pero se incluyen también las mezclas arcillo-arenosas cuyo porcentaje de arena y grava sea inferior al 64%. Estos materiales presentan, generalmente, grandes cambios de volumen entre los estados seco y húmedo.

Grupo A-7: Los suelos de este grupo son semejantes a los del A-6, pero son elásticos. Sus límites líquidos son elevados.

Subgrupo A-7-5: Incluye aquellos materiales cuyos índices de plasticidad no son muy altos con respecto a sus límites líquidos.

Subgrupo A-7-6: Comprende aquellos suelos cuyos índices de plasticidad son muy elevados con respecto a sus límites líquidos y que, además, experimentan cambios de volumen muy grandes entre sus estados "seco" y "húmedo".

2.4.2 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S.U.C.S.)

Este sistema fue presentado por Arthur Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en 1942 para aeropuertos.

La tabla 4, presenta la clasificación del sistema unificado. Como puede observarse en dicha tabla, los suelos de partículas gruesas y los suelos de partículas finas se distinguen mediante el cribado del material por la malla N° 200. Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicha malla y los finos a los que la pasan, y así

un suelo se considera grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en la malla N° 200, y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicha malla. (Crespo, 2004)

Los suelos se designan por símbolos de grupo (Ver tabla 5). El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres ingleses de los seis principales suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turba), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos (ver tabla 6).

Tabla 4. Símbolos de grupo (S.U.C.S.)

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobrememente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	H
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	L

Fuente: (Bañón & Beví)

En función de estos símbolos, se pueden establecerse diferentes combinaciones que definen uno y otro tipo de suelo:

Tabla 5. Tipología de suelos (S.U.C.S.)

SÍMBOLO	Características generales		
GW GP GM GC	GRAVAS (>50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos<5%)	Bien graduadas
			Pobrementemente graduadas
		Con finos (Finos>12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
SW SP SM SC	ARENAS (<50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos<5%)	Bien graduadas
			Pobrementemente graduadas
		Con finos (Finos>12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
ML MH	LIMOS	Baja plasticidad (LL<50)	
		Alta plasticidad (LL>50)	
CL CH	ARCILLAS	Baja plasticidad (LL<50)	
		Alta plasticidad (LL>50)	
OL OH	SUELOS ORGÁNICOS	Baja plasticidad (LL<50)	
		Alta plasticidad (LL>50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánicos	

Fuente: (Bañón & Bevía)

Suelos gruesos

En los suelos gruesos se tienen las gravas (G) y las arenas (S) de tal modo que un suelo pertenece al grupo de las gravas (G) si más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 04, y pertenece al grupo de las arenas (S) en caso contrario.

Tanto las gravas como las arenas se dividen en cuatro grupos (GW, GP, GM, GC) y (SW, SP, SM, SC), respectivamente, como puede verse en la tabla 6.

En el símbolo GW, el prefijo G (*gravel*) se refiere a las gravas y W (*well graded*) quiere decir bien graduado. De igual modo, el símbolo GP indica gravas pobrementemente o mal graduadas (*poorly graded gravel*), el símbolo GM indica gravas limosas, en la que el sufijo M proviene del sueco *mo*, y el símbolo GC indica gravas arcillosas. El sufijo C indica arcilla (*Clay*).

Así mismo, los símbolos SW, SP, SM y SC indican arenas (*sands*) bien graduadas, arenas mal graduadas, arenas limosas y arenas arcillosas respectivamente. (Crespo, 2004)

El criterio de clasificación de estos suelos en el laboratorio viene indicado en el lado superior derecho de la tabla 6

Tabla 6. Clasificación de suelos S.U.C.S.

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobrementemente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	H

Fuente: (Bañón & Bevía)

Suelos finos

También en los suelos finos el sistema unificado los considera agrupados en tres grupos para los limos y arcillas con límite líquido menor de 50%, en tres grupos para los limos y arcillas con límite mayor de 50% y en un grupo para los suelos finos altamente orgánicos. Si el límite líquido del suelo es menor de 50%, es decir, si el suelo es de compresibilidad baja o media, se añade el sufijo L (*low compresibility*) a los prefijos M, C y O, obteniéndose de ese modo los símbolos ML (limos inorgánicos de baja compresibilidad) y CL (arcillas inorgánicas de baja compresibilidad) y OL (limos orgánicos de baja compresibilidad).

Si el límite líquido es mayor de 50%, es decir, si el suelo es de compresibilidad alta, se añade el sufijo H (*high compresibility*) a los prefijos M, C y O, obteniéndose así los símbolos MH (limos orgánicos de alta compresibilidad), CH (arcillas inorgánicas de alta compresibilidad) y OH (arcillas orgánicas de alta compresibilidad). (Crespo, 2004)

Los suelos altamente orgánicos como las turbas se designan con el símbolo P.

Tras un estudio experimental de diferentes muestras de suelos de grano fino, Casagrande consigue ubicarlos en un diagrama que relaciona el límite líquido (LL) con el índice de plasticidad (IP). En este diagrama, conocido como la carta de Casagrande de los suelos cohesivos, destacan dos grandes líneas que actúan a modo de límites: (Bañón & Beví)

$$\text{Línea A: } IP = 0.73 (LL - 20)$$

$$\text{Línea B: } LL = 50$$

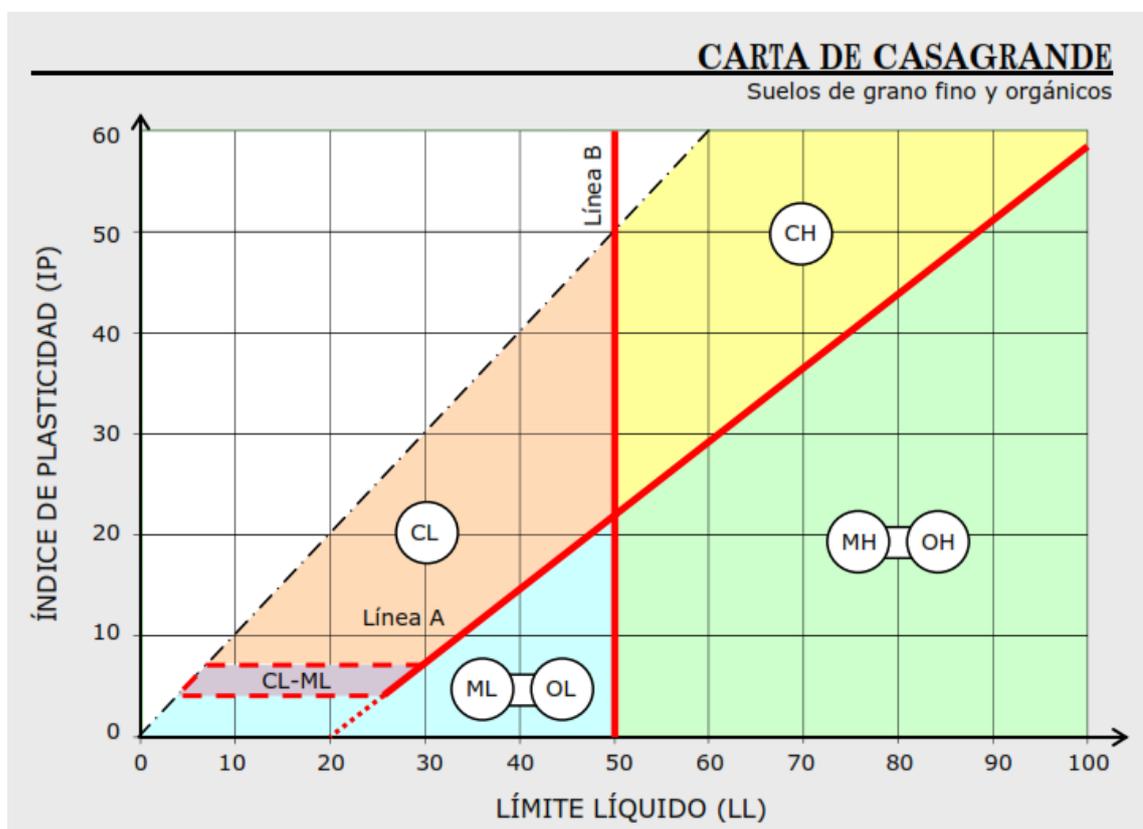


Figura 23. Carta de Casagrande para los suelos cohesivos
Fuente: (Bañón & Beví)



2.5 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

Uno de los objetivos de la mecánica de suelos es conocer a fondo las propiedades más importantes del suelo de cara a su aplicación directa en la construcción de infraestructuras viales, así como los procedimientos de ensayo empleados para determinarlas y las clasificaciones más usuales en ingeniería de carreteras.

2.5.1 INVESTIGACIONES DEL SUELO DE FUNDACION

El estudio del sitio donde se proyecta levantar una estructura, así como la obtención de muestras de suelos y rocas, es de gran importancia y debería hacerse bajo la dirección y constante supervisión de ingenieros especialistas en suelos. El estudio del suelo y subsuelo no debe limitarse al lugar donde se construirá una autopista, vía urbana, pista de aterrizaje o carretera, o donde se levantará un terraplén, viaducto, puente u otro tipo de estructura. Sino que debe comprender toda la zona circunvecina. El estudio debe incluir los principales accidentes naturales del terreno como quebradas, riachuelos, zonas anegadizas y vegetación existente, datos estos que son muy valiosos para poder proyectar sistemas de drenaje, prevenir y evitar deslizamientos, que pudieran presentarse posteriormente, y otros inconvenientes (Valle, 1976).

2.5.2 METODOS DE EXPLORACION DEL SUELO DE FUNDACION

Para poder proyectar una cimentación inteligentemente, se debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo. A las operaciones de campo y de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial se les llama exploración del suelo. Debido a lo complejo de los depósitos naturales, ningún método de exploración es el mejor para todos los casos. (Peck, Hanson, & Thornburn, 1982)



Los diferentes métodos de exploración comúnmente empleados para la investigación del subsuelo, así como para la extracción de muestras se citan a continuación.

2.5.2.1 SONDEOS

Es el método que más adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos, para hacerles pruebas. Para sondear, comúnmente se usan varios métodos. De la misma manera, se dispone de una variedad de métodos de muestreo. La elección depende de la naturaleza del material y del objeto del programa de exploración. La herramienta más sencilla para hacer un sondeo es la barrena. Pueden hacerse sondeos con barrenas de mano a profundidades de 30 m, añadiendo tramos sucesivos al vástago de la barrena, se usan más comúnmente en conexión con las investigaciones en suelos para ferrocarriles, carreteras o para la construcción de aeropuertos, donde usualmente innecesario explorar a profundidades mayores de aproximadamente 4 m. Además, hay barrenas portátiles impulsadas mecánicamente, en diámetros que varían de 7.5 a 30.5 cm o más. Estas se usan con frecuencia para hacer agujeros más profundos en suelos que tengan suficiente cohesión que evite que se derrumben las paredes al extraer el material. También se usan máquinas perforadoras del tipo de barrena y de cubeta montadas en camiones, para la perforación de sondeos grandes para inspección. (Peck, Hanson, & Thornburn, 1982)

2.5.2.2 POZOS A CIELO ABIERTO Y SOCAVONES

La excavación de pozos, o fosos, permite una mejor inspección y clasificación del material del subsuelo, pues el ingeniero o geólogo puede ir observando las variaciones del material y establecer, en mejor forma, los espesores de los diferentes estratos, la profundidad de la napa freática, etc. Sin embargo, no siempre es práctico ni



económico construir estos pozos de inspección. Los costos de excavación y entibado encarecen su construcción. Además, es poco práctico construir estos pozos a profundidades mayores de unos 5 m. (Valle, 1976).

En algunas circunstancias es ventajoso inspeccionar las formaciones subterráneas en su estado natural, lo que puede realizarse haciendo excavaciones a cielo abierto.

2.5.2.3 MÉTODOS GEOFÍSICOS

Las fronteras entre los diferentes elementos del subsuelo pueden localizarse algunas veces por métodos geofísicos. Estos procedimientos se basan en las diferencias gravimétricas, magnéticas, eléctricas, radiactivas o elásticas de los diferentes elementos del subsuelo. (Peck, Hanson, & Thornburn, 1982)

a) EXPLORACIÓN GEOSÍSMICA

Se requiere (1) un equipo que produzca una onda elástica, como una pequeña carga de explosivo y detonador; (2) una serie de sensores, o geófonos, colocados a intervalos a lo largo de una línea que parte del punto de origen de la onda; y (3) un mecanismo registrador de tiempo, como un oscilógrafo, para registrar el momento en que se origina la honda y el lapso de llegada a cada sensor. Si la estratigrafía es sencilla, puede determinarse la profundidad de cada uno de los mantos con los datos obtenidos. Además, puede conocerse algo de la naturaleza de los estratos, analizando las velocidades con las que avanzan las ondas sísmicas a través de ellos. Los métodos sísmicos son especialmente útiles para determinar la profundidad a la que se encuentra la roca sana. (Peck, Hanson, & Thornburn, 1982)



b) EXPLORACIÓN GEOELÉCTRICA

Los resultados de un levantamiento por resistividad eléctrica pueden delinear una frontera bien definida entre un material de baja resistencia eléctrica, como un suelo fino, y un material de resistencia eléctrica elevada, como una roca sana, sin importar cual este arriba. Los métodos de resistividad son especialmente útiles para localizar bolsas de grava limpia (de alta resistencia eléctrica) dentro de depósitos glaciales heterogéneos o suelos finos (baja resistencia eléctrica). Un procedimiento común utiliza cuatro electrodos que se hincan en el terreno a distancias iguales a lo largo de una línea recta. Se aplica al terreno una corriente eléctrica I , usualmente continua, a través de los dos electrodos exteriores y se mide el potencial incluido E entre los dos electrodos interiores. Se calcula la resistividad de la tierra para una separación dada A con la fórmula: (Peck, Hanson, & Thornburn, 1982)

$$p = 2\pi A \frac{E}{I}$$

Se acostumbra expresar A en cm, E en voltios, I en amperios y p en ohmios-cm y suponer que p representa el promedio de resistividad a la profundidad A . Como en el caso de los levantamientos sísmicos, se requieren sondeos ocasionales para confirmar las interpretaciones o para investigar anomalías; sin embargo, el método permite reconocer rápidamente una cierta área.

2.5.3 OBTENCION DE MUESTRAS DE SUELO

Para determinar las propiedades de un suelo en laboratorio es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí (Crespo, 2004). La identificación adecuada de los materiales del subsuelo requiere que las



muestras recuperadas contengan todos los elementos constitutivos del material en sus propias proporciones. Más aun, la evaluación de las propiedades ingenieriles apropiadas, como la resistencia, la compresibilidad o la permeabilidad, puede requerir la realización de ensayos de laboratorio sobre muestras bastante intactas o aun virtualmente inalteradas”. (Terzaghi, Peck, & Moretto, 1973)

Para obtener muestras alteradas el muestreo debe efectuarse según el fin que se persiga, Para tomar muestras individuales de un sondeo a cielo abierto (pozo de 1.50 m x 1.50 m de sección y de la profundidad requerida) se efectúa el procedimiento siguiente: (Crespo, 2004).

- a) Se rebaja la parte seca y suelta de suelo con el propósito de obtener una superficie fresca.
- b) Se toma una muestra de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación.
- c) Las muestras se envían en bolsas a laboratorio

Para tomar muestras individuales mediante perforaciones con barrena se hace lo siguiente: (Crespo, 2004)

- a) Se coloca el suelo excavado en hilera con el debido orden.
- b) Se toma una porción representativa de cada clase de suelo encontrado y se colocan en bolsas separadas con su identificación correspondiente.
- c) Las bolsas con material se envían a laboratorio.

Para tomar muestras integrales, ya sea de zanjas abiertas o de cortes, se sigue el procedimiento descrito a continuación: (Crespo, 2004)

- a) Se retira la capa de despulme superficial.



- b) Se quita el material seco y suelto para obtener una superficie fresca de donde obtener la muestra.
- c) Se extiende una lona impermeable al pie del talud para recoger la muestra.
- d) Se excava un canal vertical de sección uniforme desde la parte superior hasta el fondo, depositando el material en la lona impermeable.
- e) Se recoge todo el material excavado, se coloca en una bolsa con su etiqueta de identificación y se envía a laboratorio.

2.5.4 PROFUNDIDAD DE LAS PERFORACIONES

Es imposible establecer un grupo de reglas definitivas para determinar la profundidad a que deben llegar las perforaciones. La profundidad hasta la cual debe investigarse un suelo puede estar basada en el tipo de suelo encontrado y en el tamaño y peso de la estructura que se va a construir, considerando que los esfuerzos desarrollados en el suelo dependen de la carga distribuida en toda el área cargada. (Crespo, 2004)

En el caso de autopistas, carreteras o vías urbanas, la carga máxima admitida, es de 8200 Kg., por eje simple, o sea de 4100 kg por rueda. Esta carga da presiones de contacto de 5.0 Kg/cm² aproximadamente. Este esfuerzo se hace prácticamente nulo a 1.50 metros de profundidad. Por lo tanto, en líneas generales, podemos indicar que en el caso de autopistas, carreteras y vías urbanas, la investigación del subsuelo (terreno de fundación), puede limitarse a 1.50 metros por debajo de la sub-rasante. La AASTHO, recomienda que la investigación del subsuelo se haga a una profundidad no menor de 1.50 m. Sin embargo, en casos especiales, a juicio del ingeniero a cargo de la obra, esta profundidad podrá ser aumentada o disminuida. (Valle, 1976)



2.5.5 PERFIL DEL SUBSUELO

Es conveniente conocer el perfil del subsuelo, porque nos proporciona información valiosa acerca de los suelos y rocas que forman el subsuelo a diferentes profundidades, además en el perfil del subsuelo se indica la cota en el que se sitúa el nivel freático.

“El perfil del subsuelo, o simplemente perfil del suelo, indica una sección vertical a través del terreno, que muestra los espesores y el orden de sucesión de los estratos. El termino estrato se aplica a una capa de suelo relativamente bien definida, que se halla en contacto con otras capas de características bien diferentes. Si los límites entre estratos son más o menos paralelos, se dice que el perfil del suelo es simple o regular. Si por el contrario, los límites son irregulares, se dice que el perfil del suelo es errático”. (Terzaghi, Peck, & Moretto, 1973)

Las notas de campo deben contener la fecha en se hizo el trabajo; la localización con respecto a un sistema permanente de coordenadas; la elevación de la superficie del terreno con respecto a un banco de nivel permanente; la elevación del nivel de agua freática; la elevación de la frontera superior de cada estrato sucesivo de suelo o roca; una clasificación de campo de los estratos encontrados; los valores, cualesquiera que sean los que se hayan obtenido, de la resistencia a la penetración u otras medidas u otras medidas de consistencia. Los registros de investigaciones especiales que se hayan hecho con muestras grandes, inalteradas o extraídas a mano, deben ser tan completos como sea posible. (Peck, Hanson, & Thornburn, 1982)



2.6 LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACION

El conocimiento de las principales características físicas de los suelos es de fundamental importancia en el estudio de mecánica de suelos, pues mediante su atinada interpretación se puede predecir el futuro comportamiento de un terreno bajo cargas cuando dicho terreno presente diferentes contenidos de humedad (Crespo, 2004).

Conocidos los principales tipos de suelos existentes, el siguiente paso es establecer una serie de procedimientos científicos que permitan caracterizarlos en función de diferentes propiedades físicas, químicas y mecánicas.

Los ensayos que definen las principales propiedades de los suelos en carreteras son: Análisis granulométrico, límites de Atterberg, Equivalente de arena, Proctor modificado y la determinación de la capacidad portante mediante el índice CBR (Bañón & Beví).

2.6.1 ENSAYOS PARA DESCRIBIR LAS CONDICIONES NATURALES DEL SUELO DE FUNDACION

2.6.1.1 DETERMINACION DE LA HUMEDAD NATURAL DEL SUELO

El contenido de humedad de un suelo, es la suma de sus aguas, libre, capilar e higroscópica. En mecánica de suelos, el contenido de humedad w está referido al peso del material seco. (Valle, 1976) La humedad de un suelo se define como la razón entre el peso del agua que hay en el suelo y el peso de las partículas de suelo secas, expresándola en tanto por ciento.

El efecto de la humedad es de capital importancia en todas las ramas de la mecánica del suelo y, en casi todos los ensayos es necesario hacer determinaciones de la



misma. Aparte de estos ensayos de laboratorio, las determinaciones de la humedad natural son necesarias para obtener datos acerca de las condiciones de humedad de los suelos en el campo (Valero, 1963).

Se han propuesto una serie de métodos para determinar la humedad del suelo tanto en el laboratorio como en el campo. De ellos, se describen aquí, un método de laboratorio.

MÉTODO DE DESECACIÓN EN ESTUFA

El método de laboratorio (ASTM D-2216, MTC E108), en el que el suelo se deseca en una estufa a 105 – 110°C es el más preciso y se deberá emplear siempre que sea posible. En el campo, consideraciones de tiempo (el ensayo dura 24 horas) o de falta de estufa excluye a menudo su empleo.

Para suelos cohesivos los aparatos que se necesitan son: Un pequeño pesa-substancias de vidrio con tapón esmerilado o un recipiente de metal inoxidable con una tapa muy ajustada, tal como las cajas para ungüento de cinc. En ambos casos es necesario conocer el peso del recipiente (P1) el cual se puede determinar en una balanza de 500 gr. Con precisión de 0.01 gramos.

Para los suelos con grava se necesita un recipiente mayor, por ejemplo, un bote de cinc de ½ kilo con tapa de presión. Para los dos tipos de suelo se necesita una estufa de desecación capaz de mantener la temperatura entre 105 – 110°C.

Una muestra de suelo cohesivo de unos 30 gr. de peso (o de 250 a 300 gr. para suelos con grava) se coloca en el recipiente apropiado y se pesa el conjunto (P2). Se quita entonces el tapón o la tapa y se introduce el recipiente en la estufa donde se deseca durante un periodo de dieciséis a veinticuatro horas. Este periodo es normalmente



suficiente. Si se requiere una precisión especial, el calentamiento y la pesada del suelo se repetirán hasta obtener un peso constante (Valero, 1963).

Al sacarlos de la estufa el recipiente y su contenido se dejan enfriar en un desecador, después de lo cual se pone de nuevo la tapa bien ajustada y se pesa el conjunto (P3). Si no se dispone de desecador, la muestra seca se dejara enfriar en su recipiente con la tapa colocada.

La humedad se calcula en tanto por ciento del peso seco mediante la siguiente formula:

$$h = \frac{P2 - P3}{P3 - P1} * 100 \text{ (por ciento)}$$

El resultado se expresa corrientemente prescindiendo de los decimales.

2.6.2 ENSAYOS PARA LA IDENTIFICACION Y CLASIFICACION DE SUELOS

2.6.2.1 ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

La finalidad de este ensayo (ASTM D-422, MTC E 107) no es otra que determinar las proporciones de los distintos tamaños de grano existentes en el mismo, o dicho de otro modo, su granulometría. El tamiz es la herramienta fundamental para efectuar este ensayo; se trata de un instrumento compuesto por un marco rígido al que se halla sujeta una malla caracterizada por un espaciamiento uniforme entre hilos denominado abertura o luz de malla, a través del cual se hace pasar la muestra de suelo a analizar (Bañón & Beví).

Se emplea una serie normalizada de tamices de malla cuadrada y abertura decreciente, a través de los cuales se hace pasar una determinada cantidad de suelo seco,



quedando retenida en cada tamiz la parte de suelo cuyas partículas tengan un tamaño superior a la abertura de dicho tamiz. Existen diversas series normalizadas de tamices, aunque la más empleada es la ASTM D-2487/69 americana.

Una vez realizado el proceso de tamizado, se procede a pesar las cantidades retenidas en cada uno de los tamices, construyéndose una gráfica semilogarítmica donde se representa el porcentaje en peso de muestra retenida (o el que pasa) para cada abertura de tamiz. (Bañón & Beví)

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

$$\% \text{ Retenido} = \frac{\text{Peso retenido en el tamiz}}{\text{Peso Total}} * 100$$

Se calcula el porcentaje más fino. Restando en forma acumulativa de 100% los porcentajes retenidos sobre cada tamiz.

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

Como aplicación directa de este ensayo, puede establecerse una clasificación genérica de suelos atendiendo a su granulometría:

Tabla 7. Clasificación granulométrica de los suelos

TIPO	DENOMINACIÓN		TAMAÑO (mm)
SUELOS GRANULARES	Bolos y bloques		> 60
	Grava	Gruesa	60 - 20
		Media	20 - 6
		Fina	2 - 6
Arena	Gruesa	0.6 - 2	
	Media	0.2 - 0.6	
	Fina	0.08 - 0.2	
SUELOS COHESIVOS	Limo	Grueso	0.02 - 0.08
		Medio	0.006 - 0.02
		Fino	0.002 - 0.006
	Arcilla		< 0.002

Fuente: (Bañón & Bevía).

Una curva granulométrica puede proporcionarnos información acerca del comportamiento del suelo. Si estudiamos la regularidad de la curva podremos diferenciar dos tipos de granulometrías: (Bañón & Bevía)

- Granulometría discontinua: La curva presenta picos y tramos planos, que indican que varios tamices sucesivos no retienen material, lo que evidencia que la variación de tamaños es escasa. En este caso, se habla de suelos mal graduados. La arena de playa es un claro ejemplo de este tipo de suelos.
- Granulometría continua: La práctica totalidad de los tamices retienen materia, por lo que la curva adopta una disposición suave y continua. A este tipo de suelos se les denomina bien graduados.

De cara a determinar numéricamente la graduación de un suelo se emplea el coeficiente de curvatura, definido por la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}}$$



Donde D_x es la abertura del tamiz o diámetro efectivo (mm) por donde pasa el X% en peso de totalidad de la muestra de suelo analizada.

En carreteras, es importante que el suelo este bien graduado para que al compactarlo, las partículas más finas ocupen los huecos que dejan los áridos de mayor tamaño, reduciendo de esta forma el número de huecos y alcanzando una mayor estabilidad y capacidad portante, un suelo bien graduado presenta valores de C_c comprendidos entre 1 y 3

Otro parámetro muy empleado para dar idea del grado de uniformidad de un suelo es el llamado coeficiente de uniformidad, definido por hazen como la relación entre las aberturas de tamices por donde pasan el 60% y el 10% en peso de la totalidad de la muestra analizada:

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

Según este coeficiente, un suelo que arroje valores inferiores a 2 se considera muy uniforme, mientras que un coeficiente inferior a 5 define un suelo uniforme.

2.6.2.2 DETERMINACION DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA

La plasticidad es la característica principal de los llamados “suelos cohesivos”, es decir, suelos que tienen una proporción apreciable de partículas de arcilla. La plasticidad es la propiedad que permite al material sufrir deformaciones sin recuperación elástica perceptible y sin resquebrajarse o desmenuzarse. Existen muchos métodos, en su mayoría arbitrarios, para determinar la plasticidad de los suelos. El ensayo debido a Atterberg ideado en su origen para los trabajos agrícolas, ha ganado amplia aceptación en el campo de la ingeniería del suelo y ha sido incluido en multitud de sistemas de clasificación y especificaciones (Valero, 1963).



Los dos ensayos de que nos ocupamos tienden a determinar la humedad a la cual un suelo arcilloso pasa del estado sólido al plástico y del plástico al líquido y, por consiguiente, se denominan ensayo del “Limite plástico” y ensayo del “limite liquido”. Se puede definir brevemente el limite liquido de un suelo como el porcentaje de humedad con el cual el suelo se hace suficientemente líquido para fluir en una cantidad determinada mientras se le sacude ligeramente 25 veces en un aparato normalizado. El limite plástico se define como aquel porcentaje de humedad con el cual se puede moldear un bastoncito de suelo sin que se rompa, hasta que tenga solamente un diámetro de 3 milímetros. La diferencia numérica entre los límites líquido y plástico se denomina “índice de plasticidad”, e indica el margen de humedades dentro del cual el suelo se encuentra en estado plástico tal como lo definen los ensayos (Valero, 1963).

a) DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE LOS SUELOS

El aparato necesario se puede ver en la figura 24 y en la figura 25. En este aparato una cuchara de bronce se eleva 1 cm. por encima de una base plana y entonces se deja caer, dando vueltas a una manivela. También se necesita un acanalador; este va provisto, normalmente, de un escantillón que se usa para comprobar que la altura de caída es exactamente de 1 cm. Para los suelos más arenosos en los que los bordes del surco tienden a desmoronarse, se usara un acanalador especial. Para mezclar la muestra del suelo con el agua, se necesita una espátula y una placa de vidrio cuadrada de unos 50 cm. de lado, o una capsula de 14 cm de diámetro.



*Figura 24. Cuchara de Casagrande para determinación del límite líquido.
Fuente: (González de vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)*

Se toma una muestra de por lo menos 100 gramos del material que pasa por el tamiz N° 40 (ASTM D-4318, MTC E110). Se coloca en la placa de vidrio y se mezcla bien con agua destilada usando la espátula, hasta que la masa se hace una pasta espesa de consistencia parecida a la masilla de vidriero. Una parte de la mezcla se coloca en la cuchara y se enrasa con la espátula hasta un espesor de máximo de 1 cm. Entonces con el acanalador, se divide el suelo en dos partes a lo largo del diámetro que pasa por el centro de la charnela. Girando la manivela del aparato a una velocidad de dos vueltas por segundo, la cuchara se levanta y cae repetidamente hasta que los dos bordes de la muestra de suelo se ponen en contacto en la parte profunda del surco en una longitud de 12 mm. Se toma nota del número de golpes que se han dado (Valero, 1963)

Una pequeña cantidad de suelo tomada de la parte de la muestra que fluyo hasta juntarse, así como algo del suelo que se quitó del surco, se coloca en una pesa-sustancias y se determina el tanto por ciento de la humedad. El resto de la muestra se

vuelve a mezclar añadiendo una pequeña cantidad de agua destilada y se repite la operación. En total se repite el ensayo al menos cuatro veces y los porcentajes de humedad se escogen de tal manera que los resultados se distribuyan uniformemente entre 10 y 50 golpes.

Los resultados se expresan en una curva de fluidez. Esta, relaciona el porcentaje de humedad con el número de golpes y se representa en un gráfico semilogarítmico, con el porcentaje de humedad en ordenadas, en escala aritmética, y el número de golpes en abscisas, en escala logarítmica. Se traza una línea recta uniendo los puntos señalados, y sobre esta se lee el porcentaje de humedad que corresponde a los 25 golpes como el límite líquido (LL) del suelo. Ordinariamente se expresa por el número entero más aproximado (Valero, 1963)

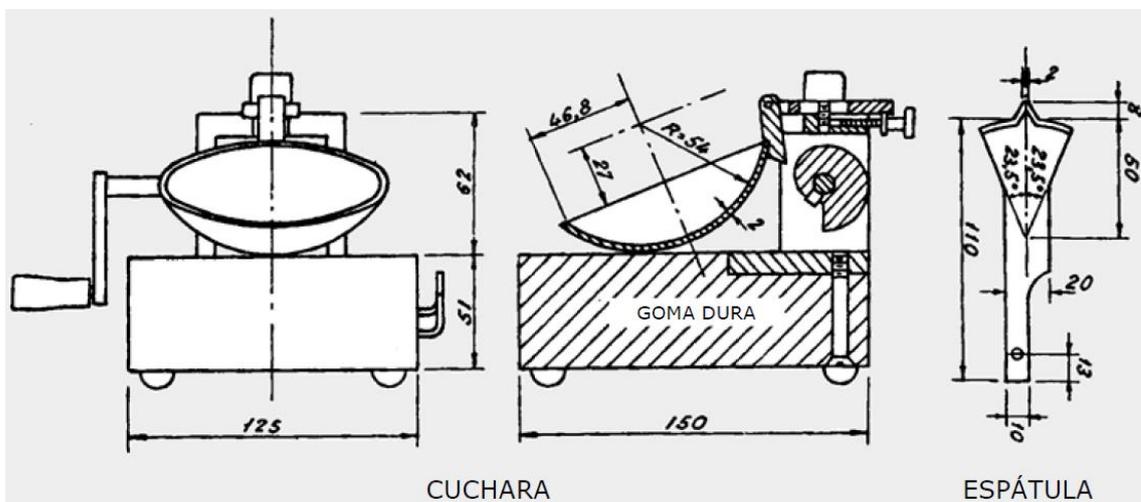


Figura 25. Cuchara de Casagrande para determinación del límite líquido.
Fuente: (Bañón & Beví)

b) DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO DE LOS SUELOS

Para este ensayo (ASTM D-4318, MTC E111) se emplea una muestra de 15 gr. Preparada de la misma forma que para el límite líquido. Se mezcla bien con agua destilada sobre una placa de vidrio hasta que este lo suficientemente plástica para hacer una bola. (A menudo es conveniente dejar que se seque al aire el suelo empleado en el ensayo del límite líquido hasta que se encuentre en este estado). La bola de suelo se



rueda entre la mano y la placa de vidrio, hasta formar con el suelo un bastón. Cuando el diámetro del bastón llega a ser menor de 3 mm, se amasa y se vuelve a rodar de nuevo. De este modo, por medio del calor de la mano, se evapora el agua de la muestra hasta que el suelo llega a dejar de ser plástico y se desmenuza. Cuando se produce el desmenuzamiento del bastón con un diámetro de 3 mm. Los trozos de suelo desmenuzados se recogen y colocan en un pesa-substancias para determinar su humedad. Se hacen determinaciones por duplicado y la media de los valores será el límite plástico (LP) del suelo, que se expresa por el número entero más aproximado (Valero, 1963)

c) CÁLCULO DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS

El índice de plasticidad se calcula por medio de la fórmula:

$$\text{Índice de plasticidad} = \text{Límite líquido} - \text{Límite plástico}$$

$$IP = LL - LP$$

Cuando no se pueden determinar el límite líquido o el plástico, el índice de plasticidad se expresa como NP (no plástico). Cuando el límite plástico es igual o mayor que el límite líquido el índice de plasticidad se expresa como 0 (cero) (Valero, 1963).

2.6.3 ENSAYO PARA LA DETERMINACION DE LA COMPACIDAD DEL SUELO

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo deformación de los mismos; por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, fundamentalmente ligados a pérdida de volumen de aire, pues por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación. No todo



el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado (Rico & Del Castillo, 1976).

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar de caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo – deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca siempre.

La compacidad de un suelo es una propiedad importante en carreteras, al estar directamente relacionada con la resistencia, deformabilidad y estabilidad de un firme; adquiere una importancia crucial en el caso de los terraplenes y todo tipo de relleno en general, en los que el suelo debe quedar lo más consolidado posible para evitar asientos –causantes de variación en las rasante y alabeo de la capa de rodadura- durante la posterior explotación de la vía. Una frase que resumiría lo anteriormente dicho sería; “Cuanto más compacto este un suelo, más difícil será volver a compactar” (Bañón & Beví).

2.6.3.1 ENSAYO PROCTOR MODIFICADO, DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DENSIDAD SECA/HUMEDAD EN LOS SUELOS

La relación existente entre la densidad seca de un suelo –su grado de compacidad- y su contenido de agua es de gran utilidad en la compactación de suelos. Su regulación se realiza mediante el ensayo proctor en sus dos variantes, Normal (ASTM D 698, MTC E 116) y Modificado (ASTM D-1557, MTC – E115).

Este ensayo, que toma el nombre de su creador – El ingeniero Estadounidense R. R. Proctor-, persigue la determinación de la humedad óptima de compactación de una



muestra de suelo. Este ensayo fue desarrollado en 1933, con motivo de la construcción de unas presas de tierra en California. El aparato consta en el empleo de dos cilindros o moldes de metal para los ensayos de compactación, uno de 4 pulgadas (10.16 cm) de diámetro interior y otro de 6 pulgadas de diámetro interior (15.24 cm), y una altura de 4.6 pulgadas (11.68 cm). Un collar desmontable de 2.5 pulgadas (6.35 cm) de altura, encaja en la parte superior del molde. La base es también desmontable. El suelo se compacta en el molde con un pisón de metal que tiene una superficie circular de 2 pulgadas (5.08 cm) de diámetro y que pesa 10 libras (4530 Kg). El pisón va alojado en una camisa exterior de forma cilíndrica, dispuesta de tal forma que la altura de caída del pisón sobre el suelo es de 18 pulgadas (45.72 cm).

El suelo usado en el ensayo se seca primeramente al aire y se criba en el tamiz de $\frac{3}{4}$ de pulgada. Se mezcla entonces con una pequeña cantidad de agua y se compacta dentro del molde en cinco capas iguales, en cantidad suficiente para tener una altura total después de compactado de 5 pulgadas (12.70 cm). Para los materiales que pasan la malla N° 4 se emplea el molde de 4 pulgadas de diámetro y se compactara cada capa dejando caer el martillo 25 veces sobre cada capa y, si se utiliza el molde de 6 pulgadas de diámetro para materiales que pasan la malla $\frac{3}{4}$ de pulgada, se hará caer el martillo 56 veces sobre cada capa, dejando caer desde una altura de 18 pulgadas. Se enrasa el suelo con la parte alta del molde y se pesa para determinar su densidad aparente húmeda. Se hace una determinación del tanto por ciento de humedad en una muestra de suelo y se calcula la densidad seca. Este proceso se repite con varios contenidos de humedad crecientes, obteniéndose una curva de compactación de la forma representada en la figura 26 (Valero, 1963).

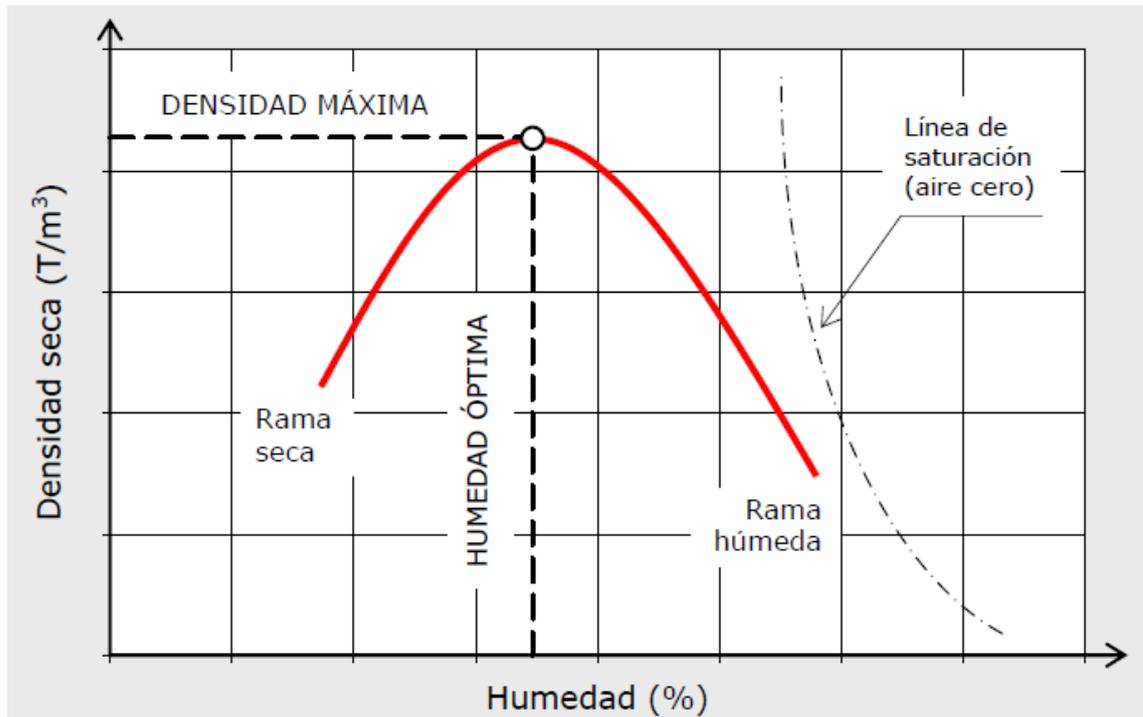


Figura 26. Curva humedad - densidad seca
Fuente: (Bañón & Bevía)

Para cada contenido de humedad, la densidad referida al peso del material seco se calculará en la siguiente forma (Valle, 1976):

$$\gamma_D = \frac{(P_{ms} - P_m) * 100}{V(100 + w)} = \frac{W_h}{V(100 + w)} * 100$$

Dónde:

- P_{ms} = Peso del molde con su base y sin el collar, más el suelo húmedo compactado
- P_m = Peso del molde vacío, con su base y sin el collar
- V = Volumen del molde, Sin el collar
- w = Contenido de humedad
- W_h = Peso de la muestra húmeda compactada



2.6.4 ENSAYO PARA LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL SUELO

Para el ingeniero de carreteras, el comportamiento mecánico del suelo recordemos que el suelo es una estructura resistente- es sin duda el factor más importante; de hecho, las propiedades y ensayos vistos anteriormente van encaminados a conseguir la mayor estabilidad mecánica posible, de forma que las tensiones se transmitan uniforme y progresivamente, y no se produzcan asientos excesivos o incluso un colapso de fatales consecuencias. Así pues, surge la necesidad de caracterizar mecánicamente el suelo, para lo cual se emplean diferentes procedimientos de ensayo.

La capacidad portante de un suelo puede definirse como la carga que este es capaz de soportar sin que se produzcan asientos excesivos. El indicador más empleado en carreteras para determinar la capacidad portante de un suelo es el índice CBR (California Bearing Ratio), llamado así porque se empleó por primera vez en el estado de california. Este índice esta calibrado empíricamente, es decir, se basa en determinaciones previamente realizadas en distintos tipos de suelos y que han sido convenientemente tabuladas y analizadas (Bañón & Bevía).

2.6.4.1 ENSAYO CBR, DETERMINACIÓN DEL INDICE CBR DE SUELOS PERTURBADOS Y REMOLDEADOS

El equipo que se utiliza para determinar el CBR de muestras perturbadas y remoldeadas es, en líneas generales los que se indican a continuación; para la compactación de las muestras se emplea moldes cilíndricos de acero con diámetro interior de 15 cm (6 pulgadas) y una altura de 17.5 a 20 cm (7 a 8 pulgadas). Se le acopla un collarín de 5 cm (2 pulgadas) de alto y una base perforada. También se emplea disco espaciador de acero de 5-15/16 pulgadas de diámetro y 2.5 pulgadas de



altura. Generalmente se emplea Pisón o martillo de 10 libras con altura de caída de 18 pulgadas. Para medir el hinchamiento del material al absorber agua, se utiliza el siguiente equipo; Plato y vástago, el vástago cuya altura puede graduarse se halla fijado en un disco metálico, Trípode y extensómetro, para medir la expansión del material se emplea un extensómetro, con aproximación de 0.001 pulgadas, montado sobre un trípode, pesas como sobrecarga, se emplea una pesa anular y varias pesas cortadas, las cuales son de plomo y cada una de ellas pesa 5 libras (Valle, 1976).

Para la prueba de la penetración se requiere, Un pistón cilíndrico, de acero, de 3 pulgadas cuadradas de sección circular, y de longitud suficiente para poder pasar a través de las pesas y penetrar el suelo hasta $\frac{1}{2}$ pulgada, prensa hidráulica o cualquier aparato especialmente diseñado, que permita aplicar la carga a una velocidad de 0.05 pulgadas por minuto. Generalmente, los aparatos que se fabrican para este tipo de ensayos llevan anillos calibrados. A demás del indicado anteriormente, deberá disponerse del equipo misceláneo necesario, tal como balanzas, hornos, tamices graduados, papel filtro, tanques para inmersión de muestras, cronómetros, extensómetros, etcétera.

a) PREPARACIÓN DEL MATERIAL PARA EL ENSAYO CBR

Si la muestra se halla húmedo, tendrá que ser secado previamente, ya sea al aire o calentándolo a una temperatura no mayor de 60°C. Una vez secado el material será menester desmenuzar los terrones existentes, teniendo cuidado de no romper las partículas individuales de la muestra. Las muestras que se vayan a compactar, habrán de tamizarse en los cedazos de $\frac{3}{4}$ de pulgada y N° 4. La fracción retenida en el tamiz $\frac{3}{4}$ de pulgada, se descartará y reemplazará, con igual proporción, por el material comprendido entre los tamices $\frac{3}{4}$ de pulgada y N° 4. Luego, se mezclan bien las dos fracciones del



material tamizado. Se determina el contenido de humedad de las muestras así preparadas (Valle, 1976).

Para cada determinación de densidad, o sea, para determinar un punto de la curva de compactación se necesitan unos 5 Kg de material. De modo que, para cada curva de compactación, deberá disponerse de unos 30 Kg de material, suponiendo que se determinen 5 o 6 puntos. Asimismo, ha de tenerse presente que cada muestra se debe utilizar una sola vez, es decir, que no podrá usarse material que haya sido previamente compactado.

b) DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD Y HUMEDAD

El problema principal consiste en preparar en el laboratorio una muestra que tenga, prácticamente, la misma densidad y humedad que se proyecta alcanzar en el sitio donde se construirá el pavimento.

En el método CBR, el procedimiento comúnmente empleado para compactar las muestras es, en líneas generales, el que se indica a continuación:

Se ensambla el molde cilíndrico, luego, se introduce el disco espaciador y se coloca encima de este disco un papel filtro grueso de 6 pulgadas de diámetro. La muestra que ha sido debidamente preparada, se humedece añadiendo la cantidad de agua que ha sido previamente determinada; se mezcla bien el material, a fin de obtener una muestra uniformemente húmeda, y se determina su contenido de humedad. Para poder determinar con mayor exactitud la humedad óptima, se recomienda que la humedad entre una y otra muestra nueva varíe en más o menos 2%. Una vez preparada la muestra, con su correspondiente contenido de humedad se la coloca dentro del molde, y se la compacta en cinco capas que tengan un espesor aproximadamente igual,



haciendo caer el pisón 56 veces sobre cada capa. La briqueta compactada deberá tener un espesor aproximado de 5 pulgadas. Una vez compactada la muestra, se quitará el collarín metálico, se enrasará la parte superior de aquella, con los bordes del molde cilíndrico, corrigiendo cualquier irregularidad superficial, se volteará el molde, y se quitará la base metálica perforada y el disco espaciador. Se pesará el molde con la muestra y se determinará la densidad y la humedad de aquella (Valle, 1976).

c) DETERMINACIÓN DE LA EXPANSIÓN DEL MATERIAL

Una vez determinada la densidad y la humedad de la muestra, se colocará un papel filtro grueso de 6 pulgadas de diámetro sobre la superficie enrasada, se montará encima de esta superficie el plato metálico perforado, y se volteará el molde. Sobre la superficie libre de la muestra se colocará un papel filtro grueso de 6 pulgadas de diámetro y se montará el plato con el vástago graduable. Luego, sobre el plato se colocarán varias pesas de plomo. La sobrecarga que se aplique mediante pesas de plomo, debe ser prácticamente igual a la correspondiente al pavimento (sub-base, base y capa de rodamiento) a construirse. La sobre carga mínima a emplearse será de 10 libras (4.54 Kg), equivalente a la de un pavimento de concreto de 5 pulgadas (12.5 cm).

Una vez colocado el vástago y las pesas, se colocará cuidadosamente el molde dentro de un tanque o depósito lleno de agua. Para permitir el libre acceso de agua por debajo de la muestra, se recomienda colocar el molde sobre bloques metálicos y no directamente sobre la superficie del tanque o depósito. Asimismo, para que la muestra se sature fácilmente por la parte superior, se recomienda verter agua dentro del molde hasta el nivel superior de las pesas. Los niveles de agua dentro y fuera del molde deben ser iguales. Colocado el molde dentro del tanque con agua, se monta el trípode con un extensómetro, y se toma y registra la lectura inicial. Cada 24 horas, y por un periodo de



96 horas (4días), se toman y registran las lecturas del extensómetro. Al cabo de 96 horas, o antes si el material es arenoso, se toma y anota la lectura final, para calcular el hinchamiento o expansión del material. La expansión progresiva diaria, así como la expansión total registrada al cabo de los 4 días, es referida, en porciento, a la altura inicial que tenía la muestra antes de ser sumergida en agua. Los adobes, suelos orgánicos y algunos suelos cohesivos tienen expansiones muy grandes, generalmente mayores de 10%. Las especificaciones establecen, generalmente, que los materiales de préstamo para sub-base deben tener expansiones menores del 2% al cabo de 4 días. Asimismo, se recomienda que los materiales para bases tengan expansiones menores del 1% (Valle, 1976).

Después de saturada la muestra durante 4 días, se saca el cilindro, y cuidadosamente se drena, durante 15 minutos, el agua libre que queda. Como para drenar bien el agua hay que voltear el cilindro, sujétese bien el disco y las pesas metálicas al hacer la operación. Luego, remuévase el disco, las pesas y el papel filtro y pésese la muestra.

d) DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN

Si no es necesario sumergir la muestra en agua, se colocará sobre ella la pesa anular y se montaran las pesas de plomo, de tal modo que se obtenga una sobrecarga semejante a la del pavimento a construirse. Una vez preparada así la muestra, se procederá como se indica en los párrafos siguientes.

Si la muestra ha sido sumergida en agua para medir la expansión, y después que haya sido drenada, se colocara la pesa anular y encima las pesas de plomo que tenía la muestra cuando estaba sumergida en agua, o sea que la sobrecarga para la prueba de penetración deberá ser prácticamente igual a la sobrecarga colocada durante el ensayo



de hinchamiento. El molde con la muestra y la sobre carga, se colocan debajo de la prensa y se asienta el pistón sobre la primera, aplicando una carga de 10 libras (4.5 Kg). Una vez asentado el pistón, se coloca en cero el extensómetro que mide la deformación. Si para la aplicación de la carga se emplea un aparato con anillo calibrado, el extensómetro del anillo deberá también colocarse en cero.

Se hincan el pistón manteniendo una velocidad de 0.05 pulgadas por minuto, y se leen las cargas totales necesarias para hincar el pistón en incrementos de 0.025 pulgadas, hasta alcanzar $\frac{1}{2}$ pulgada. Hincado el pistón hasta 0.5 pulgada (1.27 cm), se suelta la carga lentamente; se retira el molde de la prensa, y se quitan las pesas y la base metálica perforada. Finalmente, se determina el contenido de humedad de la muestra. Para el control de campo, bastara determinar el contenido de humedad de la parte superior de la muestra, pero en las pruebas de laboratorio se recomienda tomar el valor promedio de los diferentes contenidos de humedad obtenidos en los extremos y parte media de la muestra (Valle, 1976).

e) CÁLCULO DEL ÍNDICE CBR

Las lecturas tomadas, tanto de las penetraciones como de las cargas (reducidas cargas unitarias, se representan gráficamente, en un sistema de coordenadas. Si la curva esfuerzo-penetración que se obtiene, inicia en la intersección del eje de la abscisa con la ordenada, los valores anotados serán los que se tomen en cuenta para el cálculo del CBR. En cambio, si la curva esfuerzo-penetración no inicia en el punto de la intersección del eje de la abscisa con la ordenada, deberá ser corregida trazando una tangente, donde dicha tangente corta al eje de la abscisa, esta nueva intersección será el nuevo cero de la curva. Las cargas unitarias y penetraciones se determinarán a partir de



estos ceros. Para determinar el CBR se toma, como material de comparación, la piedra triturada.

Las resistencias a la penetración que presenta ésta a la hincada del pistón, son las siguientes (Valle, 1976):

- Altura 0.1" de penetración - 1000 lb/pulg² (70 Kg/cm²)
- Altura 0.2" de penetración - 1500 lb/pulg² (105 Kg/cm²)

La piedra triturada se toma como base de comparación. El CBR de un suelo es la carga unitaria correspondiente a 0.1" o 0.2" de penetración, expresada en por ciento de su respectivo valor standard.

El índice CBR se define como la relación entre la presión necesaria para que el pistón penetre en el suelo una determinada profundidad y la necesaria para conseguir esa misma penetración en una muestra patrón de grava machacada, expresada en tanto por ciento. (Bañón & Beví)

$$\text{CBR} = \frac{\text{presión de muestra problema}}{\text{presión de muestra patrón}} * 100$$

Generalmente se toman diversos pares de valores presión-penetración, construyéndose una gráfica como la de la figura 27, en ella, se toman los valores correspondientes a una profundidad de 2.54 y 5.08 mm (0.1 y 0.2 pulgadas, comparándose con las de la muestra patrón para dichas profundidades. El índice CBR del suelo será el mayor obtenido.

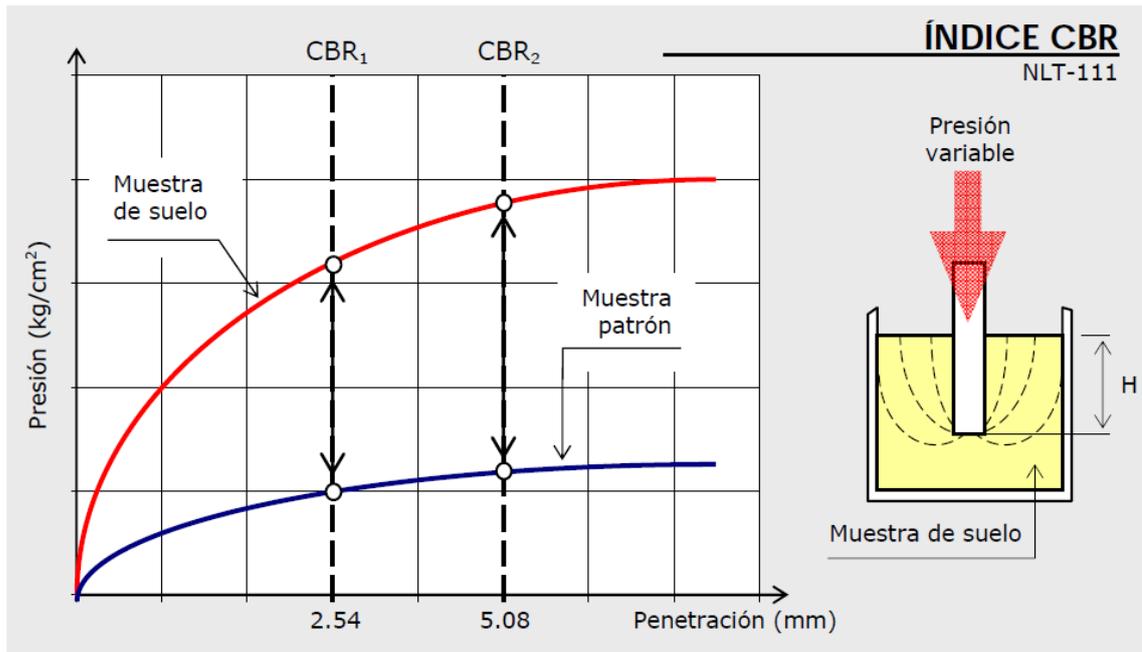


Figura 27. Determinación del índice CBR

Fuente: (Bañón & Bevía)

Existen diversas fórmulas empíricas que tratan de relacionar el valor de CBR con diversos parámetros relativos a las propiedades plásticas del suelo. De entre todas ellos, destacan la de Trocchi y la de Peltier, empleada en suelos plásticos o arenas limpias (Bañón & Bevía)

$$CBR = \frac{(22 - IG) * \frac{D}{1.45}}{1 + \frac{LL * LP}{750}}; \quad CBR = \frac{4250}{LL * IP}$$

Dónde:

LL, es el límite líquido, obtenido mediante el correspondiente ensayo

IP, es el índice de plasticidad del suelo

D, es la densidad seca máxima obtenida mediante el proctor normal

IG, es el índice de grupo del suelo

2.7 COMPONENTES DE LA INFRAESTRUCTURA DEL CAMINO

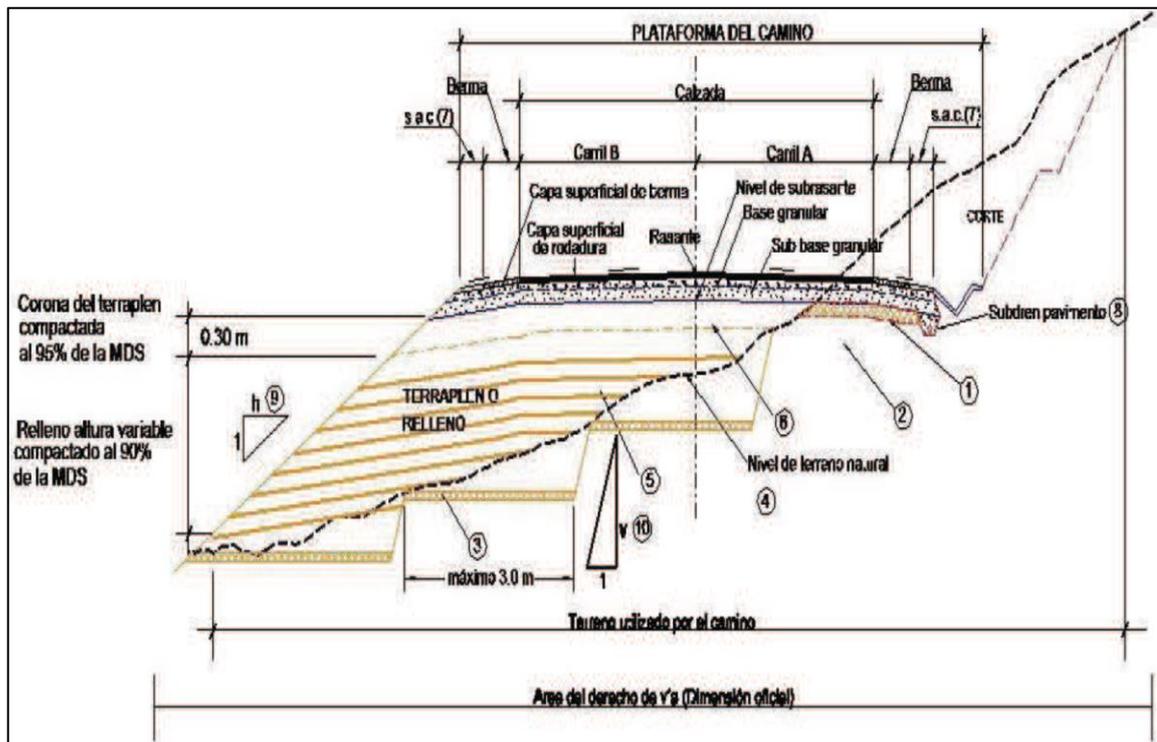


Figura 28. Sección típica de la infraestructura del camino

Fuente: (Barriga Dall'Orto, 2013)

2.7.1 TERRAPLEN DEL CAMINO

Los terraplenes son grandes acumulaciones de tierra adecuadamente tratadas y compactadas para asegurar su estabilidad y servir de soporte a la vía; se construyen en zonas de cota inferior a la prevista en proyecto mediante aportes de tierras, pudiendo aprovecharse las extraídas en zonas de desmonte –siempre que sean aptas - o emplear tierras de préstamo traídas de zonas cercanas (Bañón & Bevía).

Es lógico pensar que en un terraplén la distribución tensional de cada uno de sus puntos varía con la profundidad, debido sin duda a la progresiva disipación de las cargas de tráfico ocasionada por el aumento de la sección resistente. Este hecho se traduce en que la calidad exigible a un suelo decrece a medida que nos alejamos del firme sustentador del tráfico, foco generador de las tensiones.



2.7.1.1 ZONAS DE UN TERRAPLEN

El terraplén es la parte de la explanación situada sobre el terreno preparado. También se conoce como relleno. La base y cuerpo del terraplén o relleno será conformado en capas de hasta 0.30m y compactadas al 90% de la máxima densidad seca del proctor modificado. La corona es la parte superior del terraplén tendrá un espesor mínimo de 0.30m y será conformada en capas de 0.15m, compactadas al 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado. (Barriga Dall'Orto, 2013)

a) CIMIENTO

El cimientado es la parte del terraplén situada por debajo de la superficie original del terreno, y que ha sido vaciada durante el proceso de desbroce o al hacer excavación adicional por presencia de material inadecuado. Esta capa es la más inferior de todas, por lo que está en contacto directo con el terreno natural (Bañón & Bevía).

Generalmente, sus características mecánicas no tienen por qué ser muy elevadas, ya que las tensiones que llegan a ella son muy bajas al estar muy disipadas. No obstante, existen situaciones en las que es recomendable emplear materiales de buena calidad para mejorar las características resistentes del terreno:

- En terraplenes sobre laderas y zonas donde se prevean problemas de estabilidad, para aumentar la resistencia a cizalla de la base sustentante.
- En terraplenes de gran altura (más de 15 m.), cuya zona inferior queda sometida a la acción de grandes tensiones.

b) NUCLEO

El núcleo conforma la parte central del terraplén, acaparando la mayor parte de su volumen y siendo el responsable directo de su geometría, es en esta zona donde se

materializan tanto el talud que asegure su estabilidad como la altura necesaria para alcanzar la cota definida en proyecto. Su construcción se realiza con los materiales desechados para la elaboración de la coronación, aunque deben de cumplir una serie de características que hagan aceptable su comportamiento mecánico (Bañón & Bevíá).

c) CORONA

La coronación es la capa de terminación del terraplén, en la que se asentara el firme. Esta cercanía a las cargas de tráfico implica que va a estar sometida a fuertes solicitaciones, por lo que el material que la constituya debe tener una gran capacidad resistente. Además, deberá ser lo más insensible al agua posible y presentar cierta estabilidad para el movimiento de la maquinaria sobre él, lo que facilitará la correcta colocación del firme (Bañón & Bevíá).

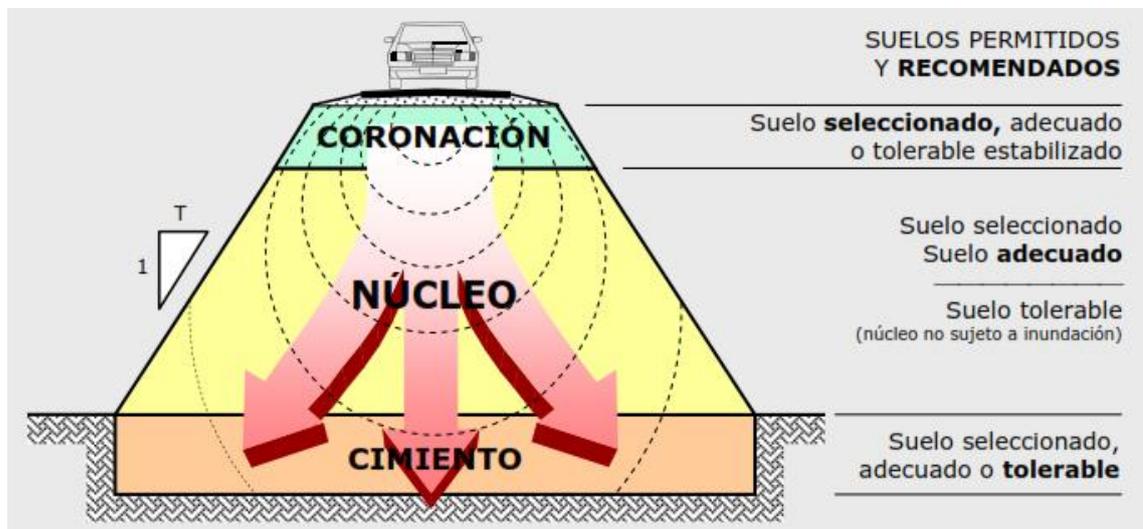


Figura 29. Zonas de un terraplén

Fuente: (Bañón & Bevíá)

2.7.2 SUB RASANTE DEL CAMINO

La subrasante es la superficie terminada de la carretera a nivel de movimiento de tierras (corte y relleno), sobre la cual se coloca la estructura del pavimento o afirmado.



La subrasante es el asiento directo de la estructura del pavimento y forma parte del prisma de la carretera que se construye entre el terreno natural allanado o explanada y la estructura del pavimento. La subrasante es la capa superior del terraplén o el fondo de las excavaciones en terreno natural, que soportara la estructura del pavimento, y está conformada por suelos seleccionados de características aceptables y compactados por capas para constituir un cuerpo estable en optimo estado, de tal manera que no se vea afectada por la carga de diseño que proviene del tránsito. En la etapa constructiva, los últimos 0.30m de suelo debajo del nivel superior de la subrasante, deberán ser compactados al 95% de la máxima densidad seca obtenida del ensayo proctor modificado (Barriga Dall'Orto, 2013).

2.7.3 ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

No existe una terminología única para la designación de las diferentes partes que constituyen un pavimento. Así, por ejemplo, algunos llaman pavimento a la capa superficial de mezcla bituminosa o de concreto, otros designan esta capa con el nombre de firme o afirmado, y muchos llaman pavimento al conjunto de todas las capas. (Valle, 1976)

El pavimento es una estructura de varias capas construida sobre la subrasante del camino para resistir y distribuir esfuerzos originados por los vehículos y mejorar las condiciones de seguridad y comodidad para el tránsito. Por lo general está conformada por las siguientes capas; base, sub base y capa de rodadura. (Barriga Dall'Orto, 2013)

2.7.3.1 SUB BASE

Es una capa de material especificado y con un espesor de diseño, el cual soporta a la base y a la carpeta. Además, se utiliza como capa de drenaje y controlador de la capilaridad del agua. Dependiendo del tipo, diseño y dimensionamiento del pavimento,



esta capa puede obviarse. Esta capa puede ser de material granular ($CBR \geq 40\%$) o tratada con asfalto, cal o cemento (Barriga Dall'Orto, 2013).

La sub base es la capa de material que se coloca encima de la subrasante. Tiene por objeto:

- Servir de capa de drenaje al pavimento.
- Controlar, o eliminar en lo posible, los cambios de volumen, elasticidad y plasticidad perjudiciales que pudiera tener el material de la subrasante.
- Controlar la ascensión capilar del agua proveniente de las napas freáticas cercanas, o de otras fuentes, protegiendo así el pavimento contra los hinchamientos que se producen en épocas de helada. Este hinchamiento es causado por el congelamiento del agua capilar, fenómeno que se observa especialmente en suelos limosos donde la ascensión capilar del agua es grande.

El material de la sub base, debe ser seleccionado y tener mayor capacidad de soporte que el terreno de fundación compactado. Este material puede ser; arena, grava, granzón, escoria de los altos hornos o residuos de material de cantera. El material ha de tener las características de un suelo A-1 o A-2, aproximadamente. Su límite líquido debe ser inferior a 35% y su índice plástico no mayor de 6. El CBR no podrá bajar de 15%. Si la función principal de la sub base es servir de capa de drenaje, el material a emplearse debe ser granular, y la cantidad de material fino (limo y arcilla) que pase el tamiz numero 200 no ha de ser mayor del 8%. (Valle, 1976).

2.7.3.2 BASE

Es la capa inferior a la capa de rodadura, que tiene como principal función de sostener, distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito. Esta capa será de material granular drenante ($CBR \geq 80\%$) o será tratada con asfalto, cal o cemento (Barriga Dall'Orto, 2013).



Esta capa tiene por finalidad absorber los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos y, además, repartir uniformemente estos esfuerzos a la sub base y al terreno de fundación. Las bases pueden ser granulares, o bien estar formadas por mezclas bituminosas o mezclas estabilizadas con cemento u otro material ligante. El material pétreo que se emplee en la base, deberá llenar los siguientes requisitos (Valle, 1976):

- Ser resistente a los cambios de humedad y temperatura.
- No presentar cambios de volumen que sean perjudiciales.
- El porcentaje de desgaste, según el ensayo “Los Ángeles”, debe ser inferior a 50.
- La fracción que pasa el tamiz N° 40, ha de tener un límite líquido menor a 25%, y un índice de plasticidad inferior a 6.
- El CBR tiene que ser superior a 50%

Por lo general, para la capa de base se emplea piedra triturada, grava o mezclas estabilizadas de suelo cemento, suelo bituminoso, etc.

2.7.3.3 SUPERFICIE DE RODADURA

Es la parte superior de un pavimento, que puede ser de tipo bituminoso (flexible) o de concreto de cemento portland (rígido) o de adoquines, cuya función es sostener directamente el tránsito (Barriga Dall'Orto, 2013).

Su función primordial será proteger la base impermeabilizando la superficie, para evitar así posibles infiltraciones del agua de lluvia, que podrían saturar parcial o totalmente las capas inferiores. Además, evita que se desgaste o se desintegre la base a causa del tránsito de los vehículos. Asimismo, la capa de rodamiento contribuye, en cierto modo, a aumentar la capacidad soporte del pavimento, especialmente si su espesor es apreciable (mayor de 3”) (Valle, 1976).



Esta capa conforma la parte más superficial del pavimento, por lo que está sometida a la intemperie y en contacto directo con los neumáticos; por ello, es la que está sometida a un mayor número de exigencias, debiendo ser resistente, impermeable, antideslizante y duradera (Bañón & Bevíá):

- Debe ser resistente, ya que debe resistir fuertes presiones verticales de contacto ejercidas por los neumáticos (hasta 15 kg/cm^2 , considerando impactos) y absorber la práctica totalidad de los esfuerzos tangenciales provocados por el frenado, la aceleración centrífuga o la propia rodadura de los vehículos.
- También debe ser impermeable, evitando, evitando el paso del agua a capas más profundas y susceptibles a la presencia del líquido elemento. Además, debe poseer una textura superficial que facilite la evacuación de las aguas pluviales.
- Otro requisito que debe cumplir es el de ser antideslizante, ofreciendo un coeficiente de resistencia al deslizamiento entre neumático y carretera –tanto longitudinal y transversal- suficiente para garantizar la seguridad de los usuarios, especialmente en condiciones meteorológicas adversas. Una textura superficial áspera con áridos angulosos favorecerá este aspecto.
- Por último, debe ser duradera, es decir, que sus propiedades perduren a lo largo del tiempo, degradándose lo menos posible. Suele exigirse al firme una durabilidad correspondiente al periodo de proyecto estipulado, normalmente entre 15 y 25 años

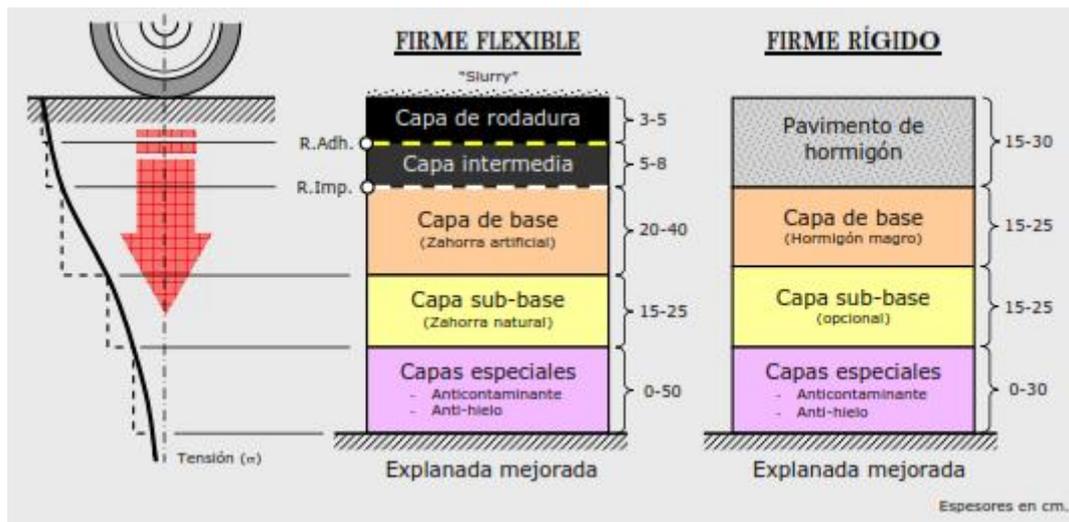


Figura 30. Capas genéricas de una estructura de pavimento

Fuente: (Bañón & Bevía)

2.8 EL SUELO COMO TERRENO DE CIMENTACION

Se entiende por terreno de cimentación la parte de la corteza terrestre en que se apoya la estructura de la obra vial y que es afectada por la misma; su función es soportar a dicha obra vial en condiciones razonables de resistencia y deformación. Las terracerías que requiere una obra vial transmiten esfuerzos al terreno natural bajo ellas; esos esfuerzos, a su vez, producen deformaciones que se reflejan en el comportamiento estructural de las mencionadas terracerías; de ahí la necesidad de estudiar el terreno de apoyo o cimentación. La interacción del terreno de cimentación y la superestructura de la obra vial afecta de tal manera al comportamiento conjunto, que es de extrema importancia el estudio de los métodos a disposición del ingeniero, para modificar las condiciones del terreno de cimentación cuando sean desfavorables, convirtiéndolas en más propicias. (Rico & Del Castillo, 1976)

Los terrenos de cimentación pueden estar constituidos por roca o por suelos. En general la roca no plantea problemas como terreno de cimentación, pues la obra vial le comunica esfuerzos que suelen ser de muy baja intensidad en comparación con la



resistencia del material. La alterabilidad de la formación rocosa, por la acción de agentes mecánicos o químicos, tampoco desempeña un papel que deba ser fuente de inquietudes especiales desde el punto de vista de apoyo. Los terrenos de cimentación constituidos por suelos también suelen proporcionar apoyo suficiente para las vías terrestres, aunque existen algunas condiciones que plantean grandes problemas de proyecto y construcción que constituyen quizá las contingencias más grandes a que ha de enfrentarse el ingeniero de obras viales, a tal grado que este deberá considerar siempre como mejor solución a estos problemas el cambio de trazo que los aleje de ellos.

De su capacidad de soporte depende, en gran parte, el espesor que debe tener un pavimento, sea este flexible o rígido. Si el terreno de fundación es pésimo; por ejemplo, si el material que lo compone tiene un alto contenido de materia orgánica, debe desecharse este material y sustituirse por otro de mejor calidad. Si el terreno de fundación es malo y se halla formado por un suelo fino, limoso o arcilloso, susceptible de saturación, habrá de colocarse una sub base granular de material seleccionado antes de poner la base y capa de rodamiento (Valle, 1976).

Si el terreno de fundación es regular o bueno y está formado por un suelo bien graduado que no ofrece peligro de saturación, o por un material de granulometría gruesa, posiblemente no se requerirá la capa de subbase. Finalmente, si el terreno de fundación es excelente, es decir, que tiene un valor de soporte elevado y no existe, además, la posibilidad de que se sature de agua, bastaría colocar encima la capa de rodamiento (Valle, 1976)



2.9 EL SUELO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION

El suelo es el material de construcción más abundante del mundo y en muchas zonas constituye, de hecho, el único material disponible localmente. Desde el periodo neolítico, la tierra se ha utilizado para la construcción de monumentos, tumbas, viviendas, vías de comunicación y estructuras para retención de agua. Cuando el ingeniero emplea el suelo como material de construcción debe seleccionar el tipo adecuado de suelo, así como el método de colocación y luego, controlar su colocación en la obra. Una masa de suelo colocada por el hombre constituye un **relleno** y el proceso se suele denominar **rellenado**. Uno de los problemas más habituales en este tipo de construcción se debe a la gran diversidad de los puntos de extracción, denominados zonas de **préstamo**. Una parte esencial de la tarea del ingeniero es cerciorarse que las propiedades del material colocado correspondan a las supuestas en el proyecto. (Lambe & Whitman, 2001)

Uno de los usos más comunes y extendidos del suelo como material de construcción es en pavimentos de carreteras y aeropuertos. Los pavimentos pueden ser flexibles o rígidos. La función principal de un pavimento flexible es repartir las cargas de rueda concentradas en una superficie suficientemente grande para que no se produzcan esfuerzos excesivos sobre el terreno de cimentación. El pavimento rígido, formado por una losa de concreto armado posee suficiente resistencia a flexión para hacer de puente sobre las partes blandas de la cimentación. El pavimento más adecuado para cada caso particular depende de la naturaleza del terreno, de los materiales de construcción disponibles y de las funciones de la carretera.

Los suelos que potencialmente son fuentes de material de préstamo deben ser adecuadamente descritos. Aunque estos materiales son alterados por la excavación,



transporte y su compactación en obra, la estructura del suelo es, en este caso, menos importante que las características y el volumen de los elementos que constituyen el suelo. No obstante, el dato de su contenido natural de agua es importante. Los materiales de préstamo muy secos necesitan la adición de grandes cantidades de agua para poder ser compactadas en las debidas condiciones, y los suelos muy húmedos que contienen una apreciable cantidad de finos pueden exigir un tratamiento costoso previo para poder ser utilizados. Por razones de simplicidad, y en relación a su contenido natural de agua, se definirá un suelo como seco, húmedo, muy húmedo o saturado. Se define como suelo seco aquel que, con seguridad, necesitara la adición de agua para ser debidamente compactado en obra. Se dice que un suelo es húmedo cuando su contenido natural de agua está razonablemente cerca del óptimo Proctor. Un suelo se define como muy húmedo cuando su contenido natural de agua está muy por encima del óptimo. (Romero Hernandez, 1980)



CAPITULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 CARACTERIZACION DEL AREA DE INVESTIGACION

3.1.1 GENERALIDADES

3.1.1.1 UBICACIÓN

El proyecto de investigación está ubicado en la meseta del Collao, al oeste del lago Titicaca, al sur este del territorio Peruano, a una altitud de 3845 m.s.n.m., entre las coordenadas geográficas, E432080; N8220187 (Inicio de tramo), E433460; N8214255 (Fin de tramo). Políticamente se encuentra ubicado en el ámbito del distrito de Ilave, provincia de El Collao, Departamento de Puno, La carretera inicia en la comunidad campesina de Pallallaque, en el empalme con la carretera asfaltada Ilave – Mazocruz – Capazo - Tarata – Tacna, a la altura del Km 01+000, a dos kilómetros al sur de la ciudad de Ilave, conecta las localidades de Pallallaque, Alintuyo, Suquinapi, Centro Poblado Pusuyo, Ccollpuyo, Latccollo Sejjoyo hasta el Km 06+311 (puente Cullco), todos ellos comunidades y centros poblados de la zona media de la provincia de El Collao.

3.1.1.2 ACCESIBILIDAD

La ciudad de Ilave por su ubicación estratégica y geopolítica, en la parte sur del territorio del departamento de Puno, se encuentra integrado por una amplia red de carreteras asfaltadas y afirmadas, que conectan con otras ciudades y regiones vecinas, de la macro región sur de nuestro país. Esta amplia red de carreteras posibilita varias alternativas de accesibilidad al área del proyecto, de todos ellos, la principal vía de acceso a la ciudad de Ilave es a través de la carretera asfaltada Puno – Ilave - Desaguadero, con un recorrido de 56 kilómetros hasta la ciudad de Ilave. Desde Ilave al inicio del proyecto se accede a través de la carretera Ilave – Mazocruz – Capazo –



Tarata – Tacna, hasta la localidad de Pallallaque, a la altura del kilómetro 01+000, con un recorrido de 02 kilómetros desde la ciudad de Ilave. El tiempo de recorrido desde la ciudad de Puno al área del proyecto es de 60 minutos.

3.1.1.3 CLIMA Y VEGETACION

El clima en el área de estudio está marcado por el dominio de dos estaciones principales:

Una estación frígida y seca que se presenta entre los meses de abril a septiembre, ventosa entre los meses de junio a agosto, con temperaturas mínimas que durante el día suelen alcanzar los 5 a 7° C, y en las noches, predominan las heladas con temperaturas por debajo de los 0° C.

Estación templada a fría, entre los meses de septiembre a abril, durante este periodo la temperatura en el día sobrepasa los 12° C, en tanto que las noches con cielo despejado, la temperatura desciende hasta los 0° C, esta época se caracteriza por ser un periodo lluvioso que se acentúa entre los meses de diciembre a marzo.

La vegetación en el área es bastante pobre, limitándose generalmente a pastos de tamaño medio que tapizan las zonas mayormente suaves. El ichu representa la principal especie conformante de estos pastos. En las colinas medias existen pequeños arbustos, comúnmente denominados como queñua, que crecen entre las hierbas aisladas.

En torno a las zonas húmedas y bofedales crecen las totoras y otras plantas acuáticas.

En los llanos por el que discurre el trazo del proyecto, crecen las yaretas en forma de almohadillas.

3.1.2 ASPECTOS GEOLOGICOS DEL AREA DEL PROYECTO

3.1.2.1 GEOMORFOLOGIA

La estructuración de la superficie terrestre es una continua lucha entre fuerzas endógenas y exógenas y con eso una interacción entre movimientos tectónicos, meteorización, erosión y sedimentación. Salvo las formaciones tectónicas surgientes, no existe una parte de la superficie de la tierra que haya mantenido su forma endógena original. Cada unidad de relieve recién formada comienza a experimentar constantes efectos exógenos. Para describir la estructura y el origen del relieve de la tierra se requiere entender las interacciones entre las fuerzas exógenas y endógenas. Además, en el análisis de las formas del relieve de la superficie es necesario tomar en cuenta la escala o dimensión espacial y temporal.

El desarrollo y estructuración del relieve en el área del proyecto, es el resultado de varias causas y procesos, se formó mediante el **suministro** (transporte, sedimentación, acumulación), o **perdida** (erosión, meteorización) de rocas o sustancias del suelo. Entre los procesos morfogenéticos más relevantes que han intervenido en el modelado del relieve actual, son los procesos tectónicos, volcánicos y fluviales, la interacción de estos procesos han formado unidades de relieve que se describen a continuación.

a) COLINAS

Son pequeñas elevaciones de terreno con pendientes suaves, constituida por una agrupación o cadena de cerros plegados, esta joven cadena de montañas surgió durante el terciario, activado por medio de eventos tectónicos y volcánicos. Estas formas convexas están constituidas por un ensamble de rocas calizas del cretácico medio a superior, formando un basamento rocoso fuertemente plegado y caótica, Las calizas están dispuestas en forma de estratos, y en algunas áreas forman zonas de escarpe, en



gran parte de estas unidades de relieve, el basamento rocoso está cubierto de suelos, donde se desarrolla poca vegetación propia del altiplano.

El trazo de la carretera esquivó estas unidades de relieve, para dar la máxima visibilidad posible y a su vez evitando grandes pendientes y variaciones bruscas de curvatura, y sobre todo procurando que el movimiento de tierras sea el menor posible para no disparar los costes de construcción, sin embargo en los siguientes tramos Km 01+380 – 01+500, Km 02+240 – 02+370, Km 03+810 – 03+980, Km 06+130 – 06+190, el trazo atraviesa por estas unidades geomorfológicas.

b) ALTIPLANICIE

Se trata de una superficie de terreno topográficamente plana y elevada, formada entre las cordilleras oriental y occidental, cuyo levantamiento no ocurrió al mismo tiempo, estas porciones de terreno llano conocidos también como mesetas intramontana se generan mediante la acumulación de sedimentos, por acción de la meteorización que causa una modificación del basamento rocoso en fragmentos, como consecuencia de procesos físicos y químicos. La meteorización física conduce hacia una desintegración y descomposición mecánica de las rocas, de este proceso resulta un sedimento de diferente tamaño y forma, en cambio los procesos de la meteorización química desintegran los componentes de las rocas o del suelo y conducen a la formación de material fino, los mismos son transportados por el movimiento de las aguas de escorrentía y ríos de lecho corto y caudal reducido. La interacción de estos procesos fluviales, modelaron la superficie de terreno más o menos plana, superior a 3812 m.s.n.m. Estas llanuras están constituidas por depósitos lacustres, compuestos de gravas, arenas, limos y arcillas, están dispuestas en forma estratificada, no consolidada, en algunos casos se presentan mezclas de arenas con limos y arenas con arcillas, sin embargo, predominan los depósitos de limos y arcillas de alta plasticidad.



Casi la totalidad del trazo de la carretera discurre por esta unidad de relieve, permitiendo el predominio de las alineaciones rectas, que se caracterizan por ausencia de curvatura, lo que posibilita que en estos tramos sea donde a priori un vehículo pueda desarrollar su máxima velocidad.

3.1.2.2 LITOESTRATIGRAFIA

En el área del proyecto se han reconocido, rocas cuyo rango de edad van desde el mesozoico (cretáceo superior) hasta el reciente.

a) FORMACION CALIZAS AYABACAS

Constituido de un ensamble caótico de calizas masivas, generalmente de color gris claro a oscuro, deriva su nombre de la localidad de Ayabacas en el cuadrángulo de Juliaca. La sedimentación carbonatada y clástica entre varios episodios transgresivos y regresivos se produjo en mares someros, durante el cenomaniano (cretáceo medio a superior) y a fines del cretácico los mares se retiraron definitivamente de la región andina produciéndose regresiones paulatinas, y luego el levantamiento de la secuencia sedimentaria durante la primera fase orogénica Andina (fase Peruana). Se producen luego amplios plegamientos y fallamientos, delineándose la cordillera occidental.

El trazo de la carretera intersecta con esta unidad litológica en los tramos que se indican a continuación, Km 01+380 – 01+500, Km 02+240 – 02+370, Km 03+810 – 03+980, Km 06+130 – 06+190, segmentos de vía en los se efectuaran cortes en roca para controlar pendientes elevadas.

b) FORMACION AZANGARO

Son extensos depósitos de arcillas bien laminadas, de color gris a gris blanquecinos. Estos depósitos forman extensas llanuras horizontales. En algunas áreas adyacentes al proyecto forman pequeñas colinas de suave elevación. Estos depósitos están ampliamente distribuidos en las llanuras que rodean al lago Titicaca, formando



amplias mesetas elevadas, cuya superficie superior en promedio se sitúan a 3900 msnm, es decir a unos 100m sobre la superficie actual del lago Titicaca. La ausencia de guijarros y arena gruesa entre sus componentes, y su disposición en forma de láminas muy delgadas y uniformes de arcillas, sugiere que su ambiente de deposición es completamente lacustre. Estos depósitos de arcillas se formaron desde del plioceno al pleistoceno, en las antiguas costas del extenso lago Ballivian, el antecesor del actual lago Titicaca.

Gran parte del trazo de la carretera, discurre sobre estas llanuras constituidas por depósitos de la formación Azángaro.

c) DEPOSITOS RECIENTES

Corresponde al cuaternario reciente, es decir a los últimos 11000 años, tiempo en el cual el territorio de nuestro país llega a su actual fisonomía y donde la acción erosiva de los ríos se acentúa; Las acumulaciones fluvio-aluviales se van engrosando. En el área del proyecto las superficies planas que se encuentran entre las cadenas de cerros de pequeña elevación, formando depresiones y llanuras conformadas principalmente por depósitos aluviales, los mismos están compuestos de gravas, arenas, limos y arcillas no consolidadas depositados por las corrientes de arroyos, flujos de agua y corrientes laminares todas ellas incluyen sedimentos fluviales y coluviales, estos depósitos están dispuestos en forma estratificada, predominan las secuencias de limos y arcillas de media a alta plasticidad.

El trazo de la infraestructura vial está emplazado en gran parte, sobre esta secuencia de depósitos cuaternarios, que forma extensas llanuras aluviales, cubiertas de pastos y otras hierbas aisladas entre los que más destaca el ichu. Estos terrenos llanos tienen un gran valor agrícola, por la facilidad y nutrientes que posee para la instalación de cultivos andinos.



3.1.2.3 GEOLOGIA ESTRUCTURAL

La mayoría de estructuras en el área del proyecto son el resultado de la deformación ocurrida durante uno o más pulsos del ciclo orogénico andino. En términos regionales se observa que los ejes de pliegues y fallas ocurren generalmente en fajas lineales, las cuales se encuentran cerca a trazas de fracturas mayores. Durante las fases extensionales estas fracturas permitieron el desarrollo de grabens y durante la compresión, los trechos entre las fracturas actuaron en algunos casos con cierto grado de independencia. Las estructuras dominantes siguen el rumbo andino (NO-SE). Los plegamientos son las estructuras geológicas que más predominan en el área de estudio, las unidades estratigráficas plegadas son las calizas de la formación Ayabacas, son rocas sedimentarias del cretáceo medio a superior.

3.2 ENFOQUE DE LA INVESTIGACION

Hemos realizado una investigación de enfoque cuantitativo, puesto que hemos recolectado datos para probar hipótesis, con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento. La investigación cuantitativa es la que analiza diversos elementos que pueden ser medidos y cuantificados. Toda la información se obtiene a base de muestras de la población, y sus resultados son extrapolables a toda la población, con un determinado nivel de error y nivel de confianza. La investigación cuantitativa se sirve de números y métodos estadísticos. Parte de casos concretos para llegar a una descripción general o comprobar hipótesis causales. Se dice cuantitativa- sistemática- generalizadora.

3.3 ALCANCE DE LA INVESTIGACION

Esta investigación planteada es de alcance descriptivo. Puesto que, los estudios descriptivos buscan especificar propiedades y características importantes de cualquier



fenómeno que se analice. La meta del investigador consiste en describir, fenómenos, situaciones, contextos y sucesos, esto es detallar como son y se manifiestan. Con los estudios descriptivos se busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir, únicamente pretenden medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o variables a las que se refieren, su objetivo no es indicar como se relacionan estas.

3.4 DISEÑO DE LA INVESTIGACION

El termino diseño se refiere al plan o estrategia concebida para obtener la información que se requiere en una investigación con el fin de responder al planteamiento del problema.

Con el propósito de responder a las preguntas de investigación planteadas y cumplir con los objetivos del estudio, se debe seleccionar o desarrollar un diseño de investigación específico. Cuando se establecen y formulan hipótesis, los diseños sirven también para someterlas a prueba. Los diseños cuantitativos pueden ser experimentales o no experimentales.

En este trabajo, hemos realizado una investigación cuantitativa no experimental, fundamentalmente porque no hemos manipulado deliberadamente las variables, es decir, se trata de estudios en los que no hacemos variar en forma intencional las variables independientes para ver sus efectos sobre las otras variables. Lo que hicimos en la investigación no experimental es observar fenómenos tal como se dan en su contexto natural para analizarlos. Es decir, no se genero ninguna situación, sino que se observó situaciones ya existentes, no provocadas intencionalmente en la investigación realizada. En la investigación no experimental las variables independientes ocurren y no



es posible manipularlas, no se tiene control directo sobre dichas variables ni se puede influir en ellas, porque ya sucedieron, al igual que sus efectos.

Puesto que los datos que se recolectaron para esta investigación, son de un solo momento, en un tiempo único. Es decir, se describió variables y analizó su incidencia e interrelación en un momento dado, ha sido como tomar una fotografía de algo que sucedió, razón por la cual el diseño de investigación, además de ser no experimental fue del tipo transeccional o transversal.

3.5 POBLACION Y MUESTRA

Para el proceso cuantitativo, la muestra es un sub grupo de la población y/o universo de interés sobre el cual se recolectaron datos, y que tuvo que definirse y delimitarse de antemano con precisión, además de que debió ser representativo de la población y/o universo.

3.5.1 UNIDADES DE MUESTREO

Denominado también como casos o elementos. Para el caso de nuestra investigación, el interés se centró en recolectar datos, medir, analizar y describir algunas propiedades importantes del suelo, como terreno de cimentación y como material de construcción.

3.5.2 POBLACION O UNIVERSO

La población y/o universo es el conjunto de todos los casos que concuerdan con determinadas especificaciones y que se desea conocer algo en una investigación. Es la totalidad del fenómeno a estudiar, donde las entidades de la población poseen una característica común la cual se estudia y da origen a los datos de estudio. Para nuestra investigación el universo abarcó una faja sobre la superficie del terreno, en el cual se



adaptará la carretera, que cumpla las condiciones de ancho, alineamiento y pendiente para permitir el rodamiento adecuado de los vehículos, esta faja de terreno tiene un punto de inicio y otro final.

3.5.3 DELIMITACION DE LA POBLACION O UNIVERSO

Después de definida la unidad de muestreo/análisis, procedimos a delimitar el universo que fue estudiado y sobre el cual se generalizó los resultados. El universo para nuestro caso abarcó el ancho de la calzada o superficie de rodadura destinada a la circulación de vehículos y la berma cuya franja longitudinal es paralela y adyacente a la calzada, que sirve de confinamiento de la capa de rodadura y se utiliza como zona de seguridad para estacionamiento de vehículos en caso de emergencias. Para una carretera de segunda clase con un tráfico al día de 2000 a 400 vehículos y con una orografía ondulada, el manual de carreteras; sección diseño geométrico del ministerio de transportes y comunicaciones, recomienda un ancho de calzada en tangente de 7.20 metros y un ancho de bermas de 2.00 metros a cada lado, para una velocidad de diseño de 80 km/h. En síntesis, la población o universo que se estudio, estuvo delimitado por la faja de terreno en el cual se emplazara la infraestructura de la carretera, que cubre el ancho de la calzada y las bermas laterales, de manera que el ancho total de dicha faja de terreno, es de 11.20 metros, paralelo al eje del trazo de la vía, que inicia en el Km 00+000 hasta el Km 06+311.00, con una longitud de 6311.00 metros, que abarcara un área total de 70683.20 m².

3.5.4 SELECCIÓN DE LA MUESTRA

Pocas veces es posible medir a toda la población, por lo que obtenemos y seleccionamos una muestra y desde luego, se pretende que este subconjunto sea un reflejo fiel del conjunto de la población o universo. Por las características y los



propósitos de la investigación optamos por un muestreo de tipo no probabilística también llamada muestreo dirigida, en el cual la elección de los elementos no depende de la probabilidad, el procedimiento no es mecánico ni se basa en fórmulas de probabilidad, sino que depende del proceso de toma de decisiones del investigador y desde luego las muestras seleccionadas obedecen a otros criterios de investigación.

Con el objeto de determinar las características físico mecánicas de los suelos que componen el terreno de fundación se llevaron a cabo investigaciones mediante la ejecución de 27 pozos exploratorios o calicatas de 1.50 m de profundidad. Los mismos se ubicaron longitudinalmente y en forma alternada, dentro de la faja que cubre el ancho de la calzada y bermas a distancias aproximadamente iguales.

Tomando en consideración los criterios del manual de carreteras; sección suelos y pavimentos del ministerio de transportes y comunicaciones, que recomienda la realización de 03 calicatas como mínimo por kilómetro hasta una profundidad de 1.50 metros respecto al nivel de sub rasante del proyecto, las mismas deberán estar ubicadas longitudinalmente y en forma alternada. Y en caso sea necesario densificar la exploración en puntos singulares del trazo de la vía, se debe realizar más de tres puntos de muestreo por kilómetro.

3.6 METODO DE RECOLECCION DE DATOS

Represento la estrategia concreta e integral de trabajo para el análisis de un problema o cuestión coherente con la definición teórica del mismo y con los objetivos de la investigación. Es un medio o camino a través del cual se establece la relación entre el investigador y el consultado para la recolección de los datos.

Con la finalidad de lograr los objetivos de la investigación, se concibió un plan y/o estrategia para obtener la información que se requiere, el plan contemplo las



siguientes etapas y actividades tendientes a encontrar la respuesta a las preguntas de investigación;

3.6.1 RECOPIACION DE INFORMACION EXISTENTE

Comprendió la revisión, clasificación, selección, evaluación y recopilación de toda información bibliográfica relacionado con el tema de investigación, comprendió también la obtención de planos topográficos, geológicos e imágenes satelitales, mapas viales, mapas políticos y toda información necesaria referente a la zona y el área que abarca la presente investigación, tales como;

- Mapa geológico del cuadrángulo de Ilave Hoja 33-x-I
- Carta topográfica de Ilave Hoja 33-x, zona y cuadrícula 19 K
- Expediente Técnico del proyecto; Mejoramiento de la carretera a nivel de asfaltado tramo desvío Coraraca- puente Cullco (tramo 01), distrito de Ilave, provincia de El Collao – Puno.
- Expediente Técnico del proyecto; Mejoramiento de la carretera a nivel de asfaltado tramo desvío Coraraca- puente Cullco (tramo 02), distrito de Ilave, provincia de El Collao – Puno (Tramo desvío Coraraca – Puente Cullco) (Km 01 + 000 – Km 06 + 311).

3.6.2 REALIZACION DE TRABAJOS EN CAMPO

Esta etapa comprendió la realización de diversos trabajos en campo, que se inició con un reconocimiento del terreno a evaluar y como resultado de ello un programa de exploración e investigación de campo a lo largo de la vía y en las zonas de préstamo, con el fin de identificar los diferentes tipos de suelos que puedan presentarse. El reconocimiento del terreno permitió identificar los cortes naturales y artificiales, definir el perfil estratigráfico del suelo de fundación, delimitar las zonas en las cuales



los suelos presentan características similares, asimismo identificar las zonas de riesgo o poco recomendables para emplazar el trazo de la vía.

La exploración e investigación de campo incluyó la ejecución de calicatas o pozos exploratorios, cuyo espaciamiento dependió fundamentalmente de las características de los materiales subyacentes en el trazo de la vía.

Para estudiar el terreno de fundación que está por debajo de la subrasante, se tomó muestras hasta una profundidad tal que los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos reducidas a cargas por rueda, sean mínimos (por ejemplo 0.1 kg/cm^2), para nuestro caso la carga máxima de diseño es de 8200 kg por eje simple, es decir 4100 kg por rueda, Esta carga da presiones de contacto de 5.0 Kg/cm^2 aproximadamente. Este esfuerzo se hace prácticamente nulo a 1.50 m de profundidad, por lo tanto, para nuestro caso la investigación del terreno de fundación se limitó a 1.50 metros por debajo de la sub rasante como mínimo, tal como lo recomienda el manual de carreteras en su sección “suelos y pavimentos”.

De las calicatas o pozos exploratorios se obtuvo de cada estrato muestras de suelo representativas en número y cantidades suficientes. La cantidad y tipo de muestra requerida dependió de los ensayos que se efectuaron y del porcentaje de partículas gruesas en la muestra y el equipo de ensayo utilizado.

Los trabajos de campo propiamente comenzaron con un mapeo geológico con el propósito de inspeccionar y obtener la información que permita definir con precisión las condiciones geológicas presentes en la zona de estudio. El mapeo geológico tendrá información topográfica (altimétrica y planimétrica) e información geológica que nos permita interpretar la estructura geológica en el espacio y en el tiempo, la información



que presentará el mapa geológico se estructurará en tres tipos de elementos; litología, edad y estructura.

3.6.3 REALIZACION DE TRABAJOS EN LABORATORIO

Con las muestras obtenidas en campo, extraídas de las calicatas efectuadas se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422, MTC E107
- Limite Líquido ASTM D-4318, MTC E110
- Limite Plástico ASTM D-4318, MTC E111
- Contenido de Humedad ASTM D-2216, MTC E108
- Clasificación SUCS ASTM D-2487
- Clasificación AASHTO M-145
- California Bearing Ratio ASTM D-1883, MTC – E132
- Proctor Modificado ASTM D – 1557, MTC - E115

3.6.4 REALIZACION DE TRABAJOS EN GABINETE

En base a la información obtenida de los trabajos de campo y con los resultados obtenidos en laboratorio se realizó una descripción de los diferentes tipos de suelos encontrados en las calicatas o pozos de exploración. Una vez que se clasificó los suelos por el sistema AASHTO, se elaboró un perfil estratigráfico de todo el tramo en evaluación. A partir del cual se determinó las características físico – mecánicas del suelo de fundación.

La información obtenida de las actividades anteriores se procesó e interpretó adecuadamente para que sea de máxima utilidad en la realización de la investigación del suelo de fundación y de los materiales de préstamo, y a su vez permitió evaluar la información y predecir los problemas geotécnicos, una vez que los problemas



geotécnicos específicos del sitio se han investigado con amplitud y claridad. Finalmente, cuando se tuvo toda la información analizada y cada aspecto probado, se procedió a preparar el informe final del trabajo de investigación.

3.7 VARIABLES DE LA INVESTIGACION

La variable es una determinada característica o propiedad del objeto de estudio, a la cual se observa y/o cuantifica en la investigación y que puede variar de un elemento a otro del universo, o en el otro mismo elemento si este es comparado consigo mismo al transcurrir un tiempo determinado. En unas situaciones se determina en que cantidad está presente la característica, en otras, solo se determina si está presente o no. Es una propiedad que puede fluctuar y cuya variación es susceptible de medirse u observarse. Como ejemplo de variables, citamos, el género, la presión arterial, el atractivo físico, el aprendizaje de conceptos, la religión, la resistencia de un material, la masa, etc. El concepto de variable se aplica a personas u otros seres vivos, objetos, hechos y fenómenos, los cuales adquieren diversos valores respecto de la variable referida. Por ejemplo, la inteligencia, ya que es posible clasificar a las personas de acuerdo con su inteligencia, no todas las personas las poseen en el mismo nivel, es decir, varían en inteligencia.

3.7.1 CLASIFICACION DE LAS VARIABLES

3.7.1.1 VARIABLE DEPENDIENTE

Es la de interés principal, representa al desenlace o resultado que se pretende explicar o estimar en el estudio. En un sentido general, se denomina variable dependiente al fenómeno que se pretende explicar con una hipótesis, que depende de los valores asignados a la variable independiente.



3.7.1.2 VARIABLE INDEPENDIENTE

Define la condición bajo la cual se examina a la variable dependiente, la que presenta como causa y condición de la variable dependiente. Es la manipulada por el investigador. Recibe el nombre de variable experimental.

Para el caso de nuestra investigación, se evaluó las propiedades físicas, mecánicas y la resistencia del suelo de fundación y de los materiales de relleno, para la construcción de la carretera. En nuestro caso las propiedades físicas, mecánicas y la resistencia (Humedad, Tamaño, Plasticidad y Resistencia) son el desenlace que se midió, por tanto son las variables dependientes, mientras que el suelo definió las condiciones bajo las cuales se evaluó y/o examinó, es decir, la variable independiente.

3.7.2 OPERACIONALIZACION DE LAS VARIABLES

Es el paso de una variable teórica a indicadores empíricos verificables y medibles e ítems o equivalentes, se denomina operacionalización de las variables la secuencia; variable – factores, dimensiones o componentes – indicadores – ítems o valores.

Las propiedades del objeto de estudio consideradas en la hipótesis, están formuladas en términos abstractos, en conceptos, lo cual con mucha frecuencia impide que en la práctica puedan ser observadas y medidas directamente. Mediante el proceso de operacionalización de las variables, estas propiedades del objeto de estudio que no son cuantificables directamente, son llevadas a expresiones más concretas y directamente medibles. Ello se logra a través de la derivación de la variable en; dimensiones e indicadores de la variable.



3.7.2.1 DIMENSIONES DE LA VARIABLE

Se refiere a las diversas facetas o aspectos en que puede ser examinada la característica o propiedad del objeto de estudio.

3.7.2.2 INDICADORES DE LA VARIABLE

Se refiere a las cualidades o propiedades del objeto que pueden ser directamente observadas y cuantificadas en la práctica.

Para el caso de nuestra investigación, el objeto estudiado es el suelo de fundación, nos propusimos evaluar el mismo, desde dos aspectos importantes; primero, como suelo de fundación, y segundo como material de construcción. Para tal efecto las propiedades observadas y/o cuantificados, fueron el contenido de humedad natural, tamaño de los granos del suelo, la plasticidad del suelo y la resistencia del suelo ante la acción de esfuerzos cortantes. Los indicadores más empleados para determinar y/o cuantificar dichas propiedades fueron el porcentaje de humedad, la granulometría, el índice de plasticidad y el índice CBR (California bearing Ratio).

3.8 **TECNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCION DE DATOS**

3.8.1 **TECNICAS**

Es un conjunto de reglas y procedimientos que permiten al investigador establecer la relación con el objeto o sujeto de la investigación.

Las técnicas empleadas para la recolección de datos en nuestra investigación fueron; la observación y la realización de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.



3.8.2 INSTRUMENTOS

El instrumento de medición es un recurso que usa el investigador para registrar información o datos sobre las variables o fenómenos de interés. Es un mecanismo que usa el investigador para recolectar y registrar la información, por ejemplo; formularios, pruebas, test, escalas de opinión, listas de chequeo. En toda investigación cuantitativa aplicamos un instrumento para medir las variables contenidas en la hipótesis o simplemente para medir las variables de interés. Todo instrumento de recolección de datos debe reunir tres requisitos esenciales; confiabilidad, validez y objetividad.

Con el propósito de recolectar, registrar datos e información de interés para nuestra investigación, respecto de las propiedades del suelo evaluado, se preparó y adecuo registros de campo y formatos de datos de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos. Los mismos sirvieron de instrumentos para la recolección de datos para nuestra investigación, el detalle de los mismos a continuación;

- Registro y descripción de muestras de suelos obtenidos en las calicatas.
- Formato de ensayo para determinar contenido de humedad del suelo.
- Formato de ensayo para análisis granulométrico de suelos por tamizado
- Formato de ensayo para determinar el límite líquido, plástico e índice de plasticidad de suelos.
- Formato de ensayo para la determinación de la relación entre el contenido de agua y peso unitario de los suelos (curva de compactación)
- Formato de ensayo para la determinación del índice de resistencia de los suelos denominado valor de la relación de soporte.



3.9 HERRAMIENTAS, EQUIPOS Y MATERIALES

El contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas. Para su determinación se utilizó equipos y herramientas que se detallan a continuación; Horno de secado, balanzas, recipientes, desecador, utensilios para manipulación de recipientes y otros utensilios.

Para la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas del suelo, se requirió del empleo de equipos y herramientas que se citan en seguida; balanzas, Estufa, juego de tamices de malla cuadrada (2½", 2", 1½", 1", ¾", ½", 3/8", N° 4, N° 10, N° 20, N° 40, N° 100, N° 200, envases, cepillo y brocha.

La determinación del límite líquido y plástico del suelo, implicó la utilización de los siguientes equipos y herramientas; recipientes para almacenaje de muestras, vasijas de porcelana, Aparato del límite líquido o de Casagrande, acanalador, calibrador, balanzas, horno o estufa, tamiz N° 40, tarros, superficie de rodadura y espátula.

Para la determinación de la relación contenido óptimo de humedad y máxima densidad seca, utilizando una energía modificada (proctor modificado) y, determinación de un índice de resistencia de los suelos denominado valor de la relación de soporte, se requirió el empleo de equipos y herramientas de laboratorio tales como; Molde de 4", molde de 6", molde para ensayo CBR, prensa de CBR, pisón o martillo, disco espaciador, balanza, horno de secado, regla, tamices ¾" y N° 04, aparato medidor de expansión, pesas, pistón de penetración, diales, tanque para inmersión de moldes, herramientas de mezcla y otros misceláneos.



CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 CARACTERIZACION DE LA CONFORMACION DEL SUELO DE FUNDACION

La exploración de suelos se efectuó luego de realizar un reconocimiento del terreno y como resultado de ello un programa de exploración e investigación de campo a lo largo del trazo del eje de vía, para identificar los tipos de suelos que puedan presentarse. Estas actividades nos han permitido identificar los cortes naturales y/o artificiales, definir los estratos de suelos superficiales, sectorizar las zonas en los cuales los suelos presentan características similares, asimismo identificar las zonas de riesgo o poco recomendables para emplazar el trazo de la vía.

La exploración e investigación de campo incluyo la ejecución de 27 (veintisiete) calicatas o pozos exploratorios, con un espaciamiento promedio de 240 m, los mismos se han realizado a lo largo del trazo de la vía, dentro de la faja que cubre el ancho de la calzada, y de forma alternada entre el lado izquierdo y derecho. De cada calicata y estrato atravesado, se obtuvo muestras de suelo representativas en número y cantidades suficientes para la realización de ensayos de laboratorio.

Con las muestras obtenidas se efectuaron ensayos de laboratorio, para finalmente con los datos obtenidos se realizara trabajos de gabinete, para consignar en forma gráfica y escrita los resultados obtenidos, asimismo se determinó un perfil estratigráfico de la conformación del subsuelo, debidamente acotado hasta alcanzar una profundidad de 1.50m, teniendo como nivel superior la cota del terreno natural, y debajo de ella, espesores y tipos de suelos del terraplén y los del terreno natural, con indicación de sus propiedades o características y los parámetros básicos para el diseño de pavimentos.

4.1.2 IDENTIFICACION, DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACION GEOTECNICA DE LA CONFORMACION DEL SUELO DE FUNDACION

El suelo no es un material inerte, sino por el contrario bastante activo y muy sensible a las condiciones de su entorno, tanto el tamaño y la forma de un depósito determinado, así como sus propiedades mecánicas pueden variar de modo significativo. Por tanto, para el emplazamiento de los cimientos de cualquier estructura, por ejemplo, una carretera se requiere el conocimiento de las propiedades del suelo en sus condiciones iniciales, al momento de la ejecución de la obra, y también para toda la vida útil del mismo. Se necesita, por tanto, conocer las propiedades del terreno al comienzo de la obra y la forma en que estas propiedades variaran a lo largo del tiempo, muchas variaciones se dan independientemente de las actividades humanas, y otras se dan por efecto de las obras.

Los suelos encontrados han sido descritos y clasificados de acuerdo a la metodología para construcción de vías, y a su vez caracterizados por el sistema de clasificación de suelos SUCS y AASHTO. Las propiedades evaluadas del suelo de fundación fueron, la humedad natural, la granulometría, la plasticidad, y la resistencia, a continuación, un resumen de los resultados obtenidos en laboratorio.

Tabla 8. Propiedades físicas y clasificación geotécnica del suelo de fundación (estrato 01)

CALICATA	ESTRATO	PROGR. (Km)	PROFUN. (m)	LADO	TAMAÑO DE PARTICULAS (%)			INDICE DE PLASTICIDAD (%)			HUMEDAD NATURAL (%)	CLASIFICACION	
					GRAVA	ARENA	FINO	L.LIQ.	L.PLAS.	I.PLAS.		SUCS	AASHTO
C - 02	E - 01	00+380	0.00-0.20	IZQ	42.0	28.5	29.4	30.00	19.57	10.43	12.20	GC	A-2-4(0)
C - 05	E - 01	01+095	0.00-0.40	DER	35.6	29.4	35.0	26.25	19.13	7.12	10.30	GC	A-2-4(0)
C - 12	E - 01	02+460	0.00-0.30	IZQ	54.3	23.7	22.0	31.88	22.43	9.45	12.40	GC	A-2-4(0)
C - 16	E - 01	03+420	0.00-0.25	EJE	50.6	28.0	21.3	33.50	22.36	11.14	8.00	GC	A-2-6(0)
C - 20	E - 01	04+360	0.00-0.40	DER	49.2	29.0	21.8	33.90	21.69	12.21	9.90	GC	A-2-6(0)
C - 25	E - 01	05+680	0.00-0.25	EJE	46.3	28.6	25.1	31.86	20.48	11.38	11.60	GC	A-2-6(0)

Fuente: (Elaboración propia)



El terreno de fundación, en la totalidad del tramo, ha sido evaluado hasta alcanzar una profundidad promedio de 1.50 m, en todos los casos medidos desde el nivel del terreno natural antes de la realización de los trabajos de explanación.

El mismo está conformado por una capa de suelos granulares con un espesor promedio de 0.29 m, estos suelos han sido empleados, en periodos anteriores y sucesivos para estabilizar, rellenar y nivelar la superficie de rodadura del camino existente, proceden de áreas de préstamo próximos al eje de la carretera, por lo que son considerados como materiales de relleno. Se presenta en la totalidad del tramo con espesores que varía de 0.20m a 0.40m, según SUCS está conformado de gravas arcillosas (GC), y según AASHTO por suelos del tipo A-2-4(0) y A-2-6(0), la conformación promedio de esta capa por tamaños de partículas es como sigue; gravas de 35.6% a 54.3% de formas sub angulosas, arenas de 23.7% a 29.4% y partículas finas de 21.3% a 35.0% de plasticidad media. Estos resultados indican la presencia de suelos granulares con un ligero predominio de las gravas sobre el resto. En cuanto a las condiciones naturales del suelo se resalta que la humedad natural fluctúa de 8.0% a 12.40%, lo que indica que el suelo se encuentra ligeramente húmedo. El predominio del color gris claro a amarillento indica la homogeneidad de la conformación del mismo, se encuentra compacto, la estructura granular del mismo le proporciona resistencia al esfuerzo cortante.

El segundo estrato está constituido por depósitos aluviales, que subyace a la primera, conformado principalmente por suelos de textura fina, de plasticidad alta a media, el color varía de gris oscuro a gris blanquecino, los mismos se encuentran en promedio de 0.29m a 1.50m de profundidad, cubiertos en la totalidad del tramo por materiales de relleno. En cuanto al tamaño de las partículas del suelo, son como sigue;



gravas de 0.0% a 6.90%, Arenas de 2.6% a 56.0% y partículas finas de 43.5% a 97.3%, lo que indica con claridad el predominio de las partículas finas sobre los demás.

En cuanto a las condiciones naturales del subsuelo, presenta una humedad natural promedio de 23.1%, el cual indica que se encuentra húmedo, es de consistencia blanda, se encuentra suelto. Lo descrito líneas arriba indica la presencia de suelos inestables, expansivos, de baja capacidad de carga al esfuerzo cortante, lo que implica la realización de trabajos de estabilización de suelos.

Según SUCS, el terreno de fundación está conformado predominantemente de limos inorgánicos de baja compresibilidad (ML), Arcillas inorgánicas de baja compresibilidad (CL), Arcillas inorgánicas de alta compresibilidad (CH), limos inorgánicos de alta compresibilidad (MH), limos orgánicos (OL) y con menor o mínima incidencia de arenas limosas y arcillosas (SM-SC), Arenas limosas (SM).

Tabla 9. Propiedades físicas y clasificación geotécnica del suelo de fundación (estrato 02)

CALICATA	ESTRATO	PROGR. (Km)	PROFUN. (m)	LADO	TAMAÑO DE PARTICULAS (%)			INDICE DE PLASTICIDAD (%)			HUMEDAD NATURAL (%)	CLASIFICACION	
					GRAVA	ARENA	FINO	L.LIQ.	L.PLAS.	I.PLAS.		SUCS	AASHTO
C - 01	E - 02	00+160	0.30-1.50	IZQ	0.5	25.8	73.7	39.60	27.34	12.26	22.00	ML	A-6(9)
C - 02	E - 02	00+380	0.20-1.50	IZQ	0.3	50.0	49.8	27.75	21.51	6.24	9.77	SM-SC	A-4(2)
C - 03	E - 02	00+670	0.30-1.50	IZQ	0.5	56.0	43.5	34.40	24.91	9.49	25.52	SM	A-4(1)
C - 04	E - 02	00+810	0.30-1.50	IZQ	0.0	37.9	62.1	37.65	22.56	15.09	21.97	CL	A-6(8)
C - 05	E - 02	01+095	0.40-1.50	DER	0.4	12.3	87.4	48.71	32.60	16.11	25.13	ML	A-7(20)
C - 06	E - 02	01+185	0.35-0.80	DER	0.7	37.9	61.5	29.87	21.55	8.32	19.28	CL	A-4(5)
C - 07	E - 02	01+320	0.15-1.50	DER	0.3	22.8	77.0	27.98	21.24	6.74	12.92	CL-ML	A-4(5)
C - 08	E - 02	01+540	0.25-1.50	IZQ	0.0	27.1	72.9	27.24	21.81	5.43	6.63	ML	A-4(7)
C - 09	E - 02	01+780	0.50-1.50	IZQ	0.0	18.7	81.3	47.38	32.04	15.34	23.96	OL	A-7(20)
C - 10	E - 03	01+900	0.90-1.50	IZQ	6.9	39.7	53.4	42.50	32.06	10.44	24.51	ML	A-7-6(17)
C - 11	E - 02	02+080	0.30-1.50	IZQ	0.0	34.9	65.1	51.05	28.64	22.41	22.45	MH	A-7(15)
C - 12	E - 02	02+460	0.30-1.50	IZQ	0.0	2.6	97.4	64.40	34.06	30.34	21.49	MH	A-7(20)
C - 13	E - 02	02+760	0.25-1.50	DER	1.8	24.5	73.7	60.35	30.39	29.96	28.49	CH	A-7(20)
C - 14	E - 02	03+080	0.20-1.50	IZQ	0.0	16.6	83.4	32.45	25.52	6.93	32.78	ML	A-4(8)
C - 15	E - 02	03+240	0.30-1.50	EJE	0.0	12.9	87.1	64.40	31.58	32.82	28.03	CH	A-7(20)
C - 16	E - 02	03+420	0.25-1.50	EJE	0.0	5.4	94.6	54.20	31.22	22.98	23.29	MH	A-7(20)
C - 17	E - 02	03+620	0.20-1.50	EJE	0.0	10.1	89.9	77.40	40.79	36.61	42.73	MH	A-7(20)
C - 18	E - 02	03+780	0.40-1.50	DER	0.0	19.7	80.3	38.65	23.73	14.92	17.61	CL	A-6(16)
C - 19	E - 02	04+080	0.20-1.50	IZQ	0.0	12.5	87.5	29.60	23.33	6.27	25.82	ML	A-4(8)
C - 20	E - 02	04+360	0.40-1.50	DER	0.0	4.1	95.9	47.20	29.35	17.85	21.68	ML	A-7(20)
C - 21	E - 02	04+680	0.20-1.50	IZQ	0.0	3.7	96.3	45.85	30.30	15.55	18.91	ML	A-7(20)
C - 22	E - 02	04+880	0.20-1.50	DER	0.0	33.4	66.6	27.40	24.21	3.19	19.60	ML	A-4(6)
C - 23	E - 02	05+150	0.20-1.50	IZQ	0.9	20.6	78.5	44.90	28.04	16.86	30.59	ML	A-7(20)
C - 24	E - 02	05+420	0.20-1.50	DER	0.0	9.3	90.7	58.54	31.41	27.13	25.76	MH	A-7(20)
C - 25	E - 02	05+680	0.25-1.50	EJE	0.0	15.2	84.8	52.80	31.08	21.72	29.48	MH	A-7(20)
C - 26	E - 02	05+890	0.30-1.50	IZQ	0.0	8.4	91.6	39.95	26.39	13.56	23.82	ML	A-6(16)
C - 27	E - 02	06+120	0.20-1.50	DER	0.0	19.1	80.9	35.80	27.61	8.19	18.94	ML	A-4(8)

Fuente: (Elaboración propia)

Según AASHTO, los suelos que conforman el terreno de fundación son como siguen; A-4(1), A-4(2), A-4(5), A-4(6), A-4(7), A-4(8), A-6(8), A-6(9), A-6(16), A-7(15), A-7(20), A-7-6(20). Son una alternancia de suelos poco plásticos, que tiene un 75% o más del material fino que pasa el tamiz N° 200, con arcillas plásticas, y otro grupo de suelos que se presenta con bastante incidencia son las arcillas que presentan índices de plasticidad muy elevados.



4.2 ANALISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS

4.2.1 EVALUACION Y ANALISIS DE LAS VARIABLES DEL ESTUDIO, PROPIEDADES DEL SUELO DE FUNDACION

En este capítulo realizamos una descripción de datos, para luego efectuar análisis estadísticos de las variables. Es decir, realizamos un análisis de estadística descriptiva para cada una de las variables de la matriz de datos (Indicadores). Realizamos una descripción de los datos, valores o puntuaciones obtenidas para cada variable.

El objeto y/o fenómeno materia de nuestra investigación es el suelo como terreno de cimentación, por lo tanto, nuestro interés se centra en recolectar datos, medir, analizar y describir algunas propiedades importantes del suelo, como terreno de cimentación.

Para el caso de nuestra investigación, se evalúo las propiedades físicas, mecánicas y la resistencia del suelo de fundación, es decir; la humedad natural, tamaño de partículas, la plasticidad y la resistencia del suelo, es el desenlace que se pretende medir, por tanto a estas cuatro propiedades medidos se les considera como las variables dependientes, mientras que el suelo de fundación define las condiciones bajo las cuales se evalúa y/o examina, es decir, la variable independiente.

Para el análisis cuantitativo de los datos obtenidos se elaboró una matriz de datos, en el que se consigna las cuatro variables del estudio, de los 27 casos evaluados, a continuación, el detalle de los mismos;

Tabla 10. Matriz de datos con las variables del estudio, correspondientes al suelo de fundación

Nº	CASOS			VARIABLES					
	PROGR. (Km)	ESTRATO	PROFUN. (m)	HUMEDAD NATURAL (%)	TAMAÑO DE PARTICULAS (%)			INDICE DE PLASTICIDAD (%)	INDICE CBR RESISTENCIA (%)
					GRAVA	ARENA	FINO		
1	00 + 160	E - 02	0.30-1.50	22.00	0.5	25.8	73.7	12.26	2.78
2	00 + 380	E - 02	0.20-1.50	9.77	0.3	50.0	49.8	6.24	9.60
3	00 + 670	E - 02	0.30-1.50	25.52	0.5	56.0	43.5	9.49	9.00
4	00 + 810	E - 02	0.30-1.50	21.97	0.0	37.9	62.1	15.09	3.67
5	01 + 095	E - 02	0.40-1.50	25.13	0.4	12.3	87.4	16.11	2.31
6	01 + 185	E - 02	0.35-0.80	19.28	0.7	37.9	61.5	8.32	2.96
7	01 + 320	E - 02	0.15-1.50	12.92	0.3	22.8	77.0	6.74	8.00
8	01 + 540	E - 02	0.25-1.50	6.63	0.0	27.1	72.9	5.43	11.90
9	01 + 780	E - 02	0.50-1.50	23.96	0.0	18.7	81.3	15.34	1.14
10	01 + 900	E - 03	0.90-1.50	24.51	6.9	39.7	53.4	10.44	3.74
11	02 + 080	E - 02	0.30-1.50	22.45	0.0	34.9	65.1	22.41	3.37
12	02 + 460	E - 02	0.30-1.50	21.49	0.0	2.6	97.4	30.34	4.14
13	02 + 760	E - 02	0.25-1.50	28.49	1.8	24.5	73.7	29.96	4.86
14	03 + 080	E - 02	0.20-1.50	32.78	0.0	16.6	83.4	6.93	3.22
15	03 + 240	E - 02	0.30-1.50	28.03	0.0	12.9	87.1	32.82	1.80
16	03 + 420	E - 02	0.25-1.50	23.29	0.0	5.4	94.6	22.98	4.84
17	03 + 620	E - 02	0.20-1.50	42.73	0.0	10.1	89.9	36.61	2.75
18	03 + 780	E - 02	0.40-1.50	17.61	0.0	19.7	80.3	14.92	9.10
19	04 + 080	E - 02	0.20-1.50	25.82	0.0	12.5	87.5	6.27	8.85
20	04 + 360	E - 02	0.40-1.50	21.68	0.0	4.1	95.9	17.85	7.05
21	04 + 680	E - 02	0.20-1.50	18.91	0.0	3.7	96.3	15.55	9.75
22	04 + 880	E - 02	0.20-1.50	19.60	0.0	33.4	66.6	3.19	21.70
23	05 + 150	E - 02	0.20-1.50	30.59	0.9	20.6	78.5	16.86	8.35
24	05 + 420	E - 02	0.20-1.50	25.76	0.0	9.3	90.7	27.13	8.70
25	05 + 680	E - 02	0.25-1.50	29.48	0.0	15.2	84.8	21.72	3.85
26	05 + 890	E - 02	0.30-1.50	23.82	0.0	8.4	91.6	13.56	2.40
27	06 + 120	E - 02	0.20-1.50	18.94	0.0	19.1	80.9	8.19	4.44

MEDIDAS DE TENDENCIA CENTRAL Y VARIABILIDAD DE LAS VARIABLES DEL ESTUDIO

n	27	27	27	27	27	27
MODA	-	-	-	-	-	-
MEDIA	23.08	0.45	21.52	78.03	16.03	6.08
MEDIANA	23.29	0.00	19.08	80.92	15.09	4.44
MAXIMO	42.73	6.90	56.02	97.39	36.61	21.70
MINIMO	6.63	0.00	2.61	43.46	3.19	1.14
RANGO	36.10	6.90	53.41	53.93	33.42	20.56
DESV. ESTANDAR	7.09	1.35	14.22	14.72	9.22	4.34
VARIANZA	50.34	1.82	202.15	216.65	84.94	18.81

Fuente; (Elaboración propia)

Se efectuó un análisis estadístico descriptivo y visualización de datos por variables de estudio. Los análisis estadísticos que se realizó son la distribución de frecuencias, medidas de tendencia central y medidas de la variabilidad.



La distribución de frecuencias contiene las categorías, los códigos las frecuencias absolutas (número de casos), los porcentajes, los porcentajes válidos y los porcentajes acumulados, la distribución de frecuencias se representa en curvas de frecuencia.

Las medidas de tendencia central, efectuadas en nuestra investigación son; la moda, la mediana y la media. Mientras que las medidas de variabilidad son; el rango (diferencia entre el máximo y el mínimo), la desviación estándar y la varianza

Se ha llevado a cabo una investigación cuantitativa y se generaron resultados que se encuentran en tablas, gráficos, figuras y diagramas, junto a ellos describimos las investigaciones realizadas y los conocimientos producidos, a continuación, hacemos un breve reporte de los resultados obtenidos.

4.2.1.1 ANALISIS ESTADISTICO DE LA VARIABLE HUMEDAD NATURAL DEL SUELO DE FUNDACION

Es una propiedad importante de los suelos, puesto que la resistencia de los mismos, sobre todo de los finos, se encuentran directamente asociados con las condiciones de humedad que presenten.

El agua puede tener efectos perjudiciales sobre el suelo, dependerá del volumen en que se presente en una determinada masa de suelos. Cuanto mayor sea la cantidad de agua que contiene un suelo, menor será la interacción entre partículas adyacentes y más se aproximara el suelo en su comportamiento al de un líquido. La mera presencia de agua hace disminuir las fuerzas de atracción entre las partículas arcillosas, además el agua intersticial puede soportar los esfuerzos aplicados, modificando así el comportamiento del suelo. Por ejemplo, una masa de arcilla puede tener una resistencia

próxima a la del concreto pobre cuando se deseca, también puede transformarse en fango al sumergirla en agua. Por tanto, el incremento de humedad de un suelo reduce por lo general, la resistencia del mismo.

En la tabla que sigue a continuación se muestra, las condiciones de humedad por los que puede transitar un determinado depósito de suelos, a lo largo de un tiempo definido. Por ejemplo, en una estación seca y cálida existe escasez de lluvia y como consecuencia desciende el nivel freático; ocurre lo contrario en una estación húmeda, hay abundancia de agua superficial y se produce una elevación general del nivel freático. Estas variaciones estacionales hacen que el suelo pase de un estado seco a húmedo o viceversa permanentemente.

A continuación, el detalle de los límites para cada condición de humedad, por los cuales, una masa de suelo atraviesa en el tiempo según (Martinez, 1990).

Tabla 11. Clasificación del grado de saturación

TERMINO		GRADO DE SATURACION
SECO	SECO	HUMEDAD = 0%
LIG. HUM.	LIGERAMENTE HUMEDO	0.1% - 15%
HUMEDO	HUMEDO	15% - 50%
MUY HUM.	MUY HUMEDO	50% - 80%
ALT. SAT.	ALTAMENTE SATURADO	80% - 95%
SATUR.	SATURADO	95% - 100%

Fuente: (Martinez, 1990)

La determinación de la humedad natural (ensayo MTC EM 108), permite comparar con la humedad óptima que se obtiene del ensayo proctor. Si la humedad natural resulta igual o inferior a la humedad optima de compactación, solo se requerirá una compactación normal del suelo y el aporte de la cantidad conveniente de agua. Si la humedad natural es superior a la humedad optima y según la saturación del suelo, se busca alternativas de solución conducentes a lograr la estabilización del suelo de

subrasante, Entre las alternativas de solución pueden ser, la de airear el suelo o reemplazo del material saturado.

En la tabla 12, se presenta el nivel de incidencia de los suelos clasificados en función a su condición de humedad, los mismos expresados en tanto por ciento. Los suelos fueron categorizados en cinco grupos en virtud de su contenido de humedad natural, resultando las siguientes categorías; seca, ligeramente húmedo, húmedo, muy húmedo, altamente saturado y saturado. Estos resultados se dan luego de someter a las 27 muestras de suelos a rigurosos ensayos de laboratorio, los mismos representan a la totalidad del tramo investigado.

Tabla 12. Clasificación e incidencia de la humedad en el suelo de fundación

HUMEDAD NATURAL		FRECUENCIAS (HUMEDAD NATURAL)			FRECUENCIAS ACUMULADAS		
		ABSOLUTAS	RELATIVAS	PORCENTAJES (%)	ABSOLUTAS	RELATIVAS	PORCENTAJES (%)
SECO	SECO	0	0.00	0.0	0.0	0.00	0.0
LIG. HUM.	LIGERAMENTE HUMEDO	3	0.11	11.1	3.0	0.11	11.1
HUM.	HUMEDO	24	0.89	88.9	27.0	1.00	100.0
MUY HUM.	MUY HUMEDO	0	0.00	0.0	27.0	1.00	100.0
ALT. SAT.	ALTAMENTE SATURADO	0	0.00	0.0	27.0	1.00	100.0
SAT.	SATURADO	0	0.00	0.0	27.0	1.00	100.0
TOTAL DE CASOS EVALUADOS		27	1.00	100.0	-	-	-

Fuente; (Elaboración propia)

El diagrama circular que sigue a continuación, muestra la condición de humedad del suelo de fundación y su nivel de incidencia, en la totalidad del tramo evaluado. Los suelos que constituyen el terreno de fundación en un 11.1% presentan la condición de ligeramente húmedo, es decir con una humedad natural inferior a 15%, mientras que, el 88.9% presenta la condición de húmedo, es decir, la humedad natural del suelo es muy superior a la humedad óptima de compactación. Por otra parte, las condiciones del suelo como seco, muy húmedo, altamente saturado y saturado no se presentan en el caso de nuestro estudio, tal como se puede apreciar en el diagrama circular de sectores.

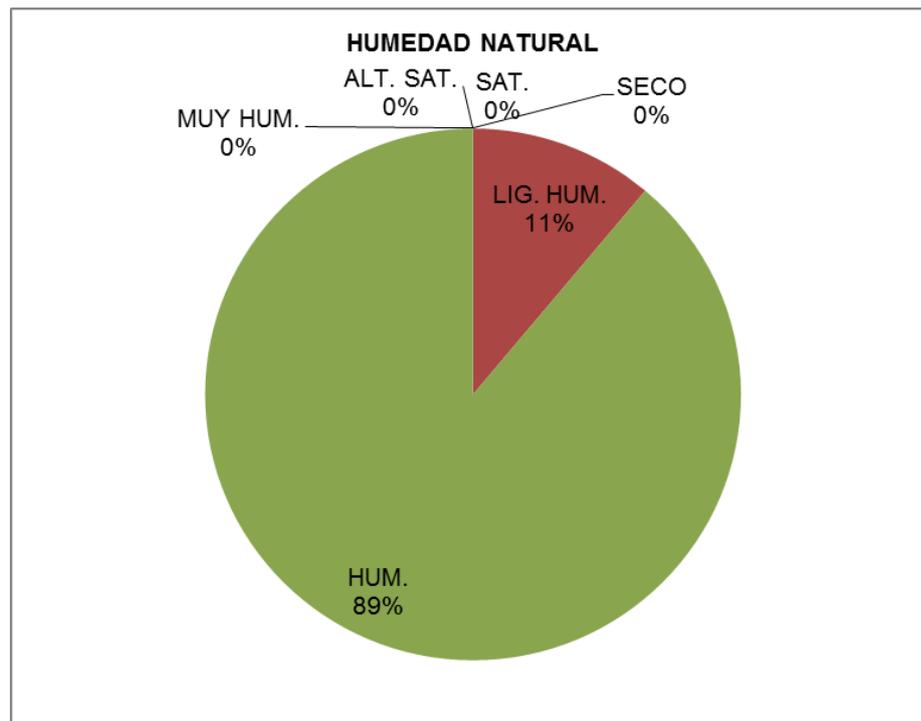


Figura 31. Representación gráfica de la clasificación e incidencia de la humedad en el suelo de fundación

Fuente: (Elaboración propia)

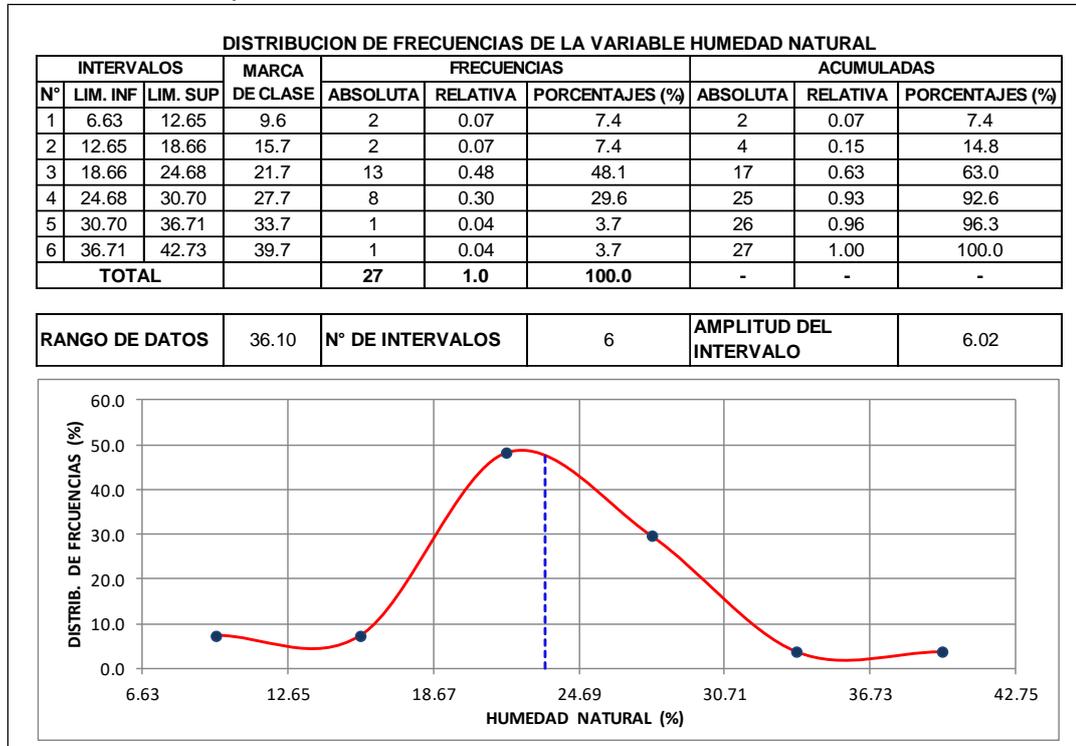
En la tabla y grafica que sigue a continuación se hace un análisis de la distribución de frecuencias con los datos obtenidos de la variable humedad natural, para conocer la manera en que los datos se encuentran distribuidos en relación a su media aritmética, para lo cual toma como referente de comparación la distribución normal o campana de Gauss, en lo que hace relación al sesgo y la curtosis.

La distribución de valores de la variable humedad natural, tiende a ser simétrica debido a que el coeficiente de asimetría está muy próximo a cero, el mismo es de -0.01, en este caso la media aritmética es ligeramente inferior que la mediana y este a su vez de la moda, entonces la distribución tiene un ligero sesgo o asimetría negativa, debido a la presencia de valores extremos bien bajos, Lo cual indica que la distribución de valores se da casi en la misma cantidad a ambos lados de la media aritmética y que tiene un mínimo alargamiento o sesgo.

Respecto al grado de apuntamiento de la variable humedad, se considera mesocurtica, debido a que tiene un apuntamiento similar a la distribución normal o

campana de Gauss, lo cual indica que existe una concentración normal de valores en la región central de la distribución.

Tabla 13. Curva de frecuencias de la variable humedad natural

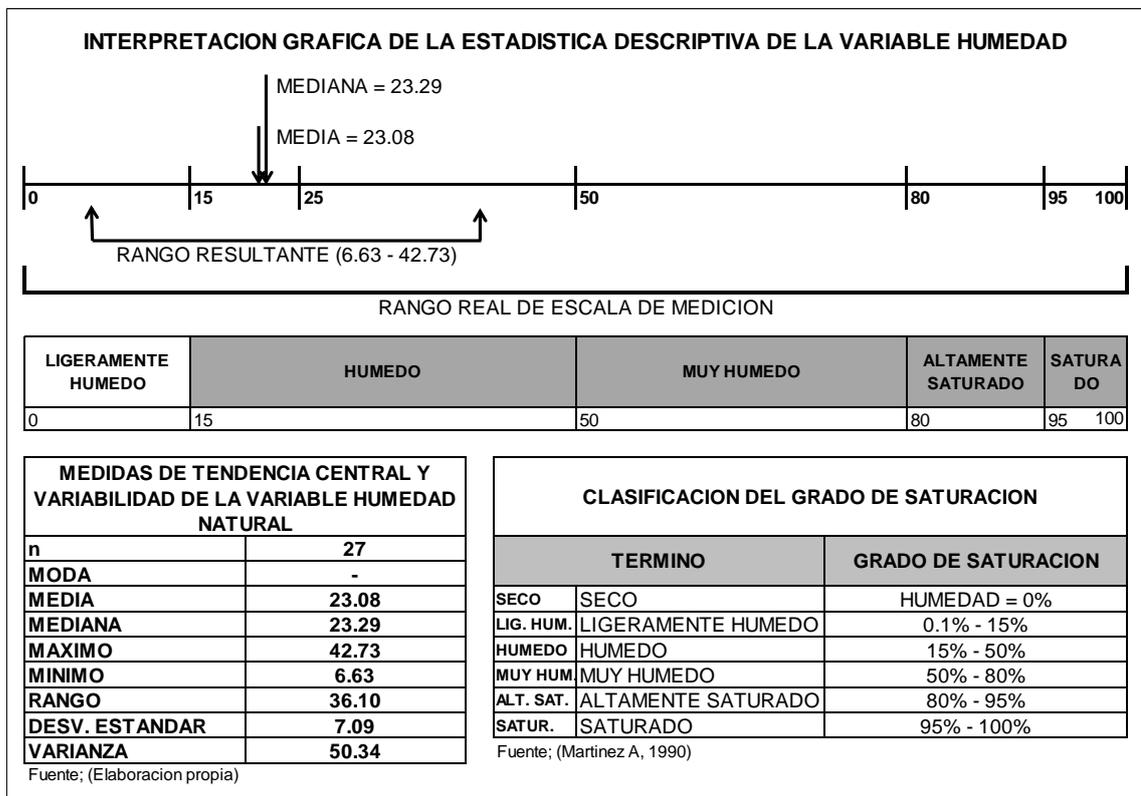


Fuente: (Elaboración propia)

En la tabla y grafica que sigue a continuación, se ilustra la amplitud del rango resultante de la variable humedad natural, y la ubicación de las medidas de concentración y dispersión respecto a la escala real de medición. El recorrido de la variable humedad es de 36.1%, el cual inicia en 6.63% y finaliza en 42.73%, la media aritmética se sitúa en 23.08% al cual se considera como el valor característico de la humedad, la moda en 23.48% es decir el dato que se repite con mayor frecuencia, mientras que la mediana se sitúa en 23.29%, lo cual indica que la mitad del suelo de fundación presenta una humedad natural superior a 23.29%. A su vez presenta una desviación estándar de 7.09.

Las tres medidas de tendencia central indican que la condición natural del suelo es húmeda, el mismo es muy superior a la humedad óptima de compactación.

Tabla 14. Interpretación grafica de la estadística descriptiva de la variable humedad natural



Fuente: (Elaboración propia)

En la figura que sigue a continuación, se presenta la distribución y ocurrencia de las condiciones de humedad del terreno de fundación a lo largo del trazo del camino. El mismo da cuenta que el suelo presenta la condición húmeda, en un 88.9% del total, en tres sub tramos el primero inicia el Km 00+000 hasta el Km 00+270 y el segundo en el Km 00+525 hasta el Km 01+253 y finalmente el tercero en el Km 01+660 hasta el Km 06+311. Sin embargo, el 11.1% de la condición ligeramente húmeda se presenta en dos sub tramos, desde el Km 00+270 al Km 00+525 y desde el Km 01+253 al Km 01+660. Por otro lado, hay que destacar, que el suelo de fundación no presenta las demás condiciones de humedad, como son; seca, muy húmedo, altamente saturado y saturado.

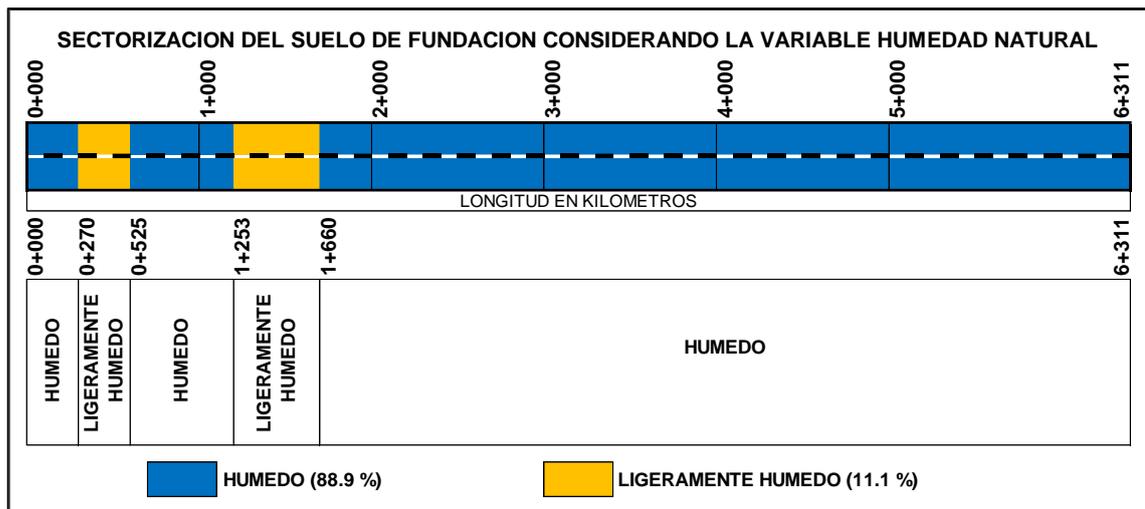


Figura 32. Sectorización del suelo de fundación, en sub tramos homogéneos tomando como criterio la variable humedad natural

Fuente: (Elaboración propia)

4.2.1.2 ANALISIS ESTADISTICO DE LA VARIABLE TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DEL SUELO DE FUNDACION

En la composición de los suelos intervienen diferentes fracciones granulométricas como grava, arena, limo y arcilla. Cada una de estas fracciones al ser compactada alcanzando su máxima densidad, es decir dentro de una mezcla de suelos, las partículas gruesas (entre gravas y arenas gruesas) suministran fricción y resistencia al impacto y al desgaste, las intermedias (arenas finas) sirve de acuñamiento del material grueso, mientras que los limos actúan como relleno para impedir el movimiento de las partículas gruesas, en cambio las arcillas suministran poros diminutos de modo que las películas de agua sean suficientemente delgadas para que produzcan alta cohesión. La mayor parte de los suelos naturales se componen de una mezcla de dos o más de estos elementos y pueden contener por añadidura, material orgánico parcial o completamente descompuesto. A la mezcla de estos suelos se le da el nombre del elemento que parezca tener mayor influencia en su comportamiento y los otros elementos se usan como adjetivos.



Los suelos bien graduados contienen una buena proporción de partículas de todos los tamaños, variando de gruesas a finas. En cambio, en los suelos uniformes todas las partículas son aproximadamente del mismo tamaño. Los suelos de granulometría discontinua son mezclas de partículas de tamaño grueso uniforme y de partículas finas también de tamaño uniforme, faltando partículas de tamaño intermedio entre las gruesas y finas. Todos los suelos que no están bien graduados, se denominan genéricamente mal graduados.

Cuanto menor es la gama de tamaños de las partículas presentes, es decir, cuanto más uniforme es el suelo y cuantas más pequeñas y angulosas son las partículas, menor es la compacidad mínima, es decir, mayor es la oportunidad de formar una agrupación floja de partículas. Cuanto mayor es la gama de tamaños presente, mayor será la compacidad máxima, es decir, los huecos entre las partículas más gruesas pueden rellenarse con las más pequeñas.

La granulometría representa la distribución de los tamaños que posee el suelo, los mismos son determinados mediante el tamizado. El análisis granulométrico del suelo tiene por finalidad determinar la proporción de sus diferentes elementos constituyentes, clasificados en función de su tamaño.

De acuerdo al tamaño de las partículas de suelo se definen los siguientes términos:

Tabla 15. Clasificación de suelos en relación al tamaño de sus partículas

Tipo de Material		Tamaño de las partículas
Grava		75 mm – 4.75 mm
Arena		Arena gruesa: 4.75 mm – 2.00 mm
		Arena media: 2.00 mm – 0.425mm
		Arena fina: 0.425 mm – 0.075 mm
Material Fino	Limo	0.075 mm – 0.005 mm
	Arcilla	Menor a 0.005 mm

Fuente: (Barriga Dall'Orto, 2013)

Con la finalidad de determinar las proporciones de los distintos tamaños de grano existentes en el suelo de fundación, dicho de otro modo, su granulometría, se realizó el ensayo análisis granulométrico por tamizado (ASTM D-422, MTC E 107), El detalle de los resultados obtenidos se presenta en la tabla que sigue a continuación;

Tabla 16. Clasificación e incidencia del tamaño de sus partículas del suelo de fundación

TAMAÑO DE PARTICULAS		FRECUENCIAS DE TAMAÑO DE PARTICULAS			FRECUENCIAS ACUMULADAS		
		ABSOLUTAS	RELATIVAS	PORCENTAJES (%)	ABSOLUTAS	RELATIVAS	PORCENTAJES (%)
FINO	FINO	25	0.93	92.6	25.0	0.93	92.6
ARENA	ARENA	2	0.07	7.4	27.0	1.00	100.0
GRAVA	GRAVA	0	0.00	0.0	27.0	1.00	100.0
TOTAL DE CASOS EVALUADOS		27	1.00	100.0	-	-	-

Fuente: (Elaboración propia)

La representación gráfica del diagrama circular, ilustra la incidencia del suelo de fundación en virtud al tamaño de los elementos constituyentes, los mismos clasificados en función de su tamaño nos indica que el 92.6%, está constituido de partículas finas, entre limos y arcillas, y el restante 07.4% está conformado de arenas, entre tanto, no se evidencio la presencia de suelos gravosos. En consecuencia, casi en la totalidad del tramo el suelo de fundación está constituido de limos y arcillas, es decir suelos de textura fina y consistencia blanda. Por otra parte, hay que tener en cuenta que al suelo se considera fino si más del 50% de sus partículas pasa la malla N° 200, según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

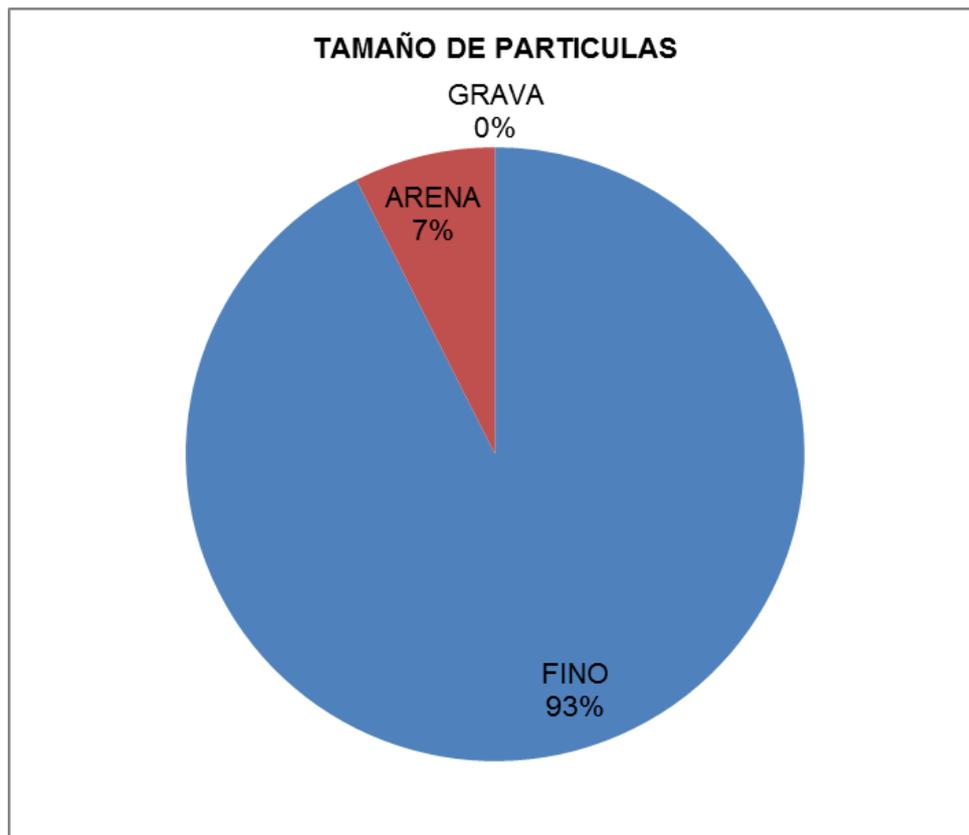
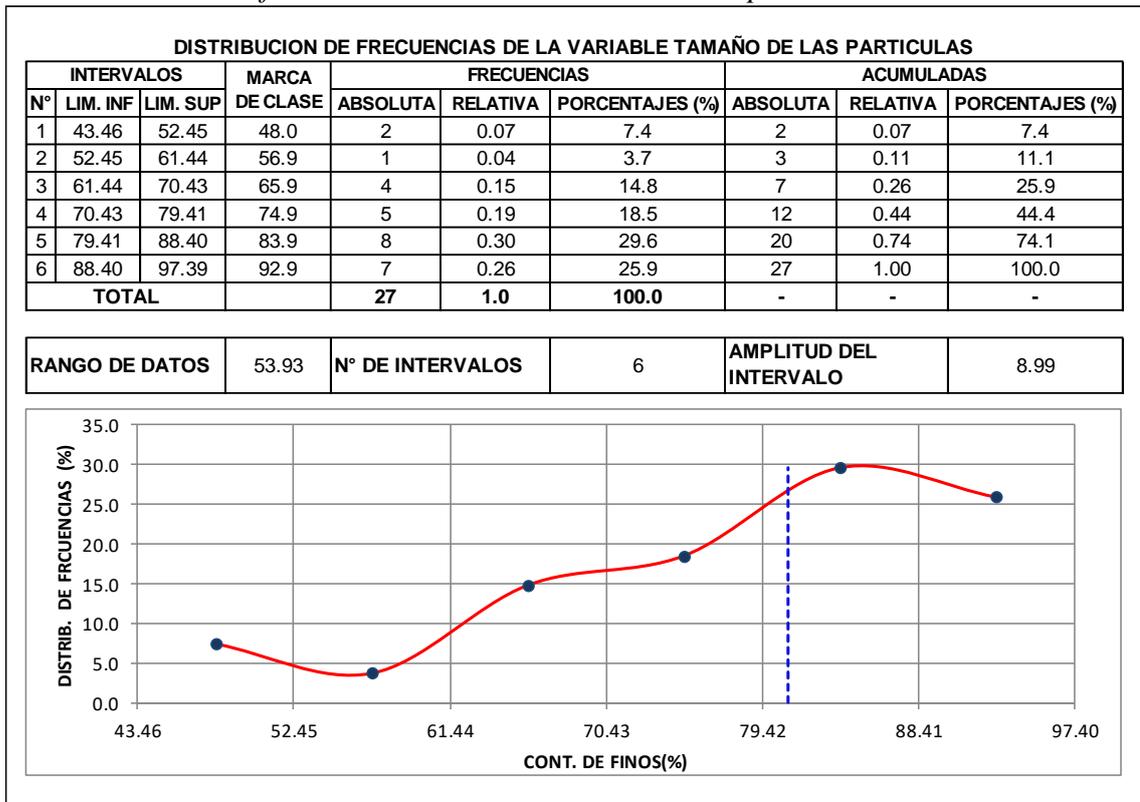


Figura 33. Representación gráfica de la clasificación e incidencia del suelo de fundación, en virtud del tamaño de sus partículas

Fuente: (Elaboración propia)

La curva de frecuencias, nos ilustra la concentración o el grado de dispersión y la forma de distribución de los resultados obtenidos en la escala real de medición. La proporción característica o la media aritmética de sus elementos constituyentes es de 78.03% de partículas finas. Además, la mitad del suelo de fundación, entre sus elementos constituyentes, lo conforman los limos y arcillas en una proporción de 80.92%. Es decir, en una determinada masa de suelo del terreno de fundación, los limos y arcillas representan el 81% de la masa total. La presencia de partículas finas en la totalidad de casos evaluados varía de 43.46% hasta 97.39%, con un recorrido de 53.93%, que da una desviación estándar de 14.72. El grado de asimetría es -0.59, el valor negativo del coeficiente de asimetría nos indica que el alargamiento de la cola de distribución de frecuencias es hacia el lado izquierdo, lo cual indica que hay una menor cantidad de valores al lado izquierdo de la media aritmética.

Tabla 17. Curva de frecuencias de la variable tamaño de partículas



Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 18. Medidas de tendencia central y variabilidad de la variable tamaño de partículas

MEDIDAS DE TENDENCIA CENTRAL Y VARIABILIDAD DE LA VARIABLE TAMAÑO			
MEDIDAS DE TENDENCIA CENTRAL Y VARIABILIDAD	TAMAÑO DE PARTICULAS (%)		
	GRAVA	ARENA	FINO
n	27	27	27
MODA	-	-	-
MEDIA	0.45	21.52	78.03
MEDIANA	0.00	19.08	80.92
MAXIMO	6.90	56.02	97.39
MINIMO	0.00	2.61	43.46
RANGO	6.90	53.41	53.93
DESV. ESTANDAR	1.35	14.22	14.72
VARIANZA	1.82	202.15	216.65

Fuente: (Elaboración propia)

La siguiente figura, representa la distribución y ocurrencia de los suelos de acuerdo al tamaño de sus constituyentes, a lo largo de la totalidad del tramo evaluado.

Los suelos finos constituyen el 92.6% del terreno de fundación, han sido identificados

en los siguientes sub tramos, Km 00+000 – Km 00+270, Km 00+740 – Km 06+311, mientras que las arenas constituyen el restante 07.4% de los mismos, se han identificado la presencia de estos en el sub tramo que inicia en el Km 00+270 y finaliza el Km 00+740.

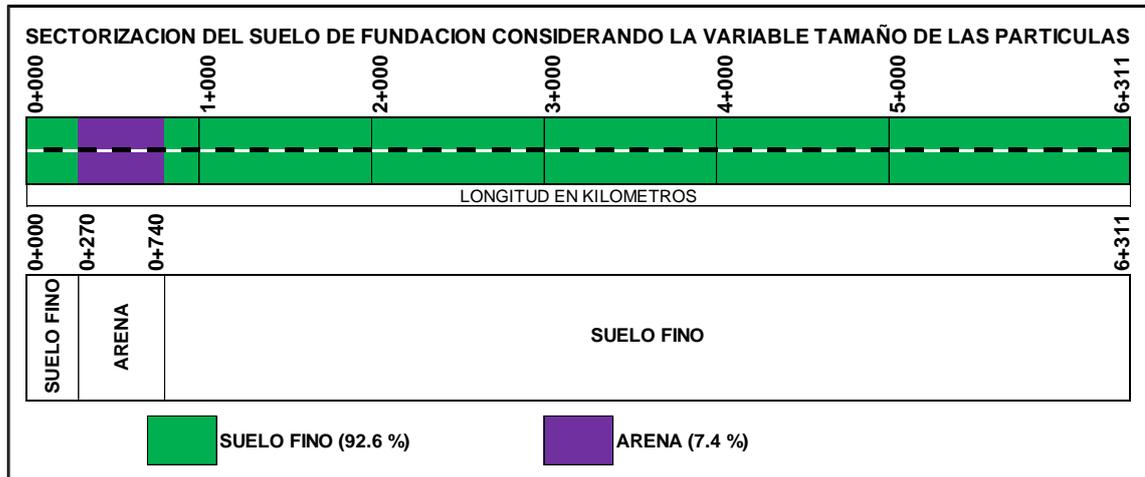


Figura 34; Sectorización en sub tramos homogéneos del suelo de fundación, tomando como criterio la variable tamaño de las partículas

Fuente; (Elaboración propia)

4.2.1.3 ANALISIS ESTADISTICO DE LA VARIABLE INDICE DE PLASTICIDAD DEL SUELO DE FUNDACION

Es la propiedad de estabilidad que presentan los suelos hasta cierto límite de humedad sin disgregarse. La plasticidad de los suelos no depende de los elementos gruesos que contiene, sino únicamente de sus elementos finos, por lo que el análisis granulométrico no permite apreciar esta característica, circunstancia que hace necesario determinar los límites de Atterberg.

Los límites de Atterberg establece cuan sensible es el comportamiento del suelo en relación con su contenido de humedad (agua).

La plasticidad de los suelos se debe al efecto lubricante de la película de agua que hay entre partículas adyacentes. Por tanto, esta depende de los factores que influyen sobre la superficie y el grosor de aquella película, es decir, del tamaño y la forma de las partículas individuales y de la naturaleza química de su superficie. No obstante, el espesor de la película depende en primer lugar de la humedad del suelo, y las características plásticas del suelo que se estudia, generalmente, determinando la cantidad de agua necesaria para llevarlos a estados de plasticidad arbitrariamente definidos.

El índice de plasticidad indica la magnitud del intervalo de humedades en el cual el suelo posee consistencia plástica y permite clasificar bastante bien un suelo. Un índice de plasticidad grande corresponde a suelos muy arcillosos. En tal sentido, los suelos en relación a su índice de plasticidad pueden clasificarse en, No plástico cuando su índice de plasticidad es igual a cero; cuando el índice de plasticidad es menor a 7%, el suelo presenta baja plasticidad; cuando el índice plástico está comprendido entre 7% y 20% se dice que el suelo es medianamente plástico, y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 20% se dice que es altamente plástico.

Tabla 19. Clasificación de los suelos en relación a su índice de plasticidad

Índice de Plasticidad	Plasticidad	Característica
IP > 20	Alta	suelos muy arcillosos
IP ≤ 20 IP > 7	Media	suelos arcillosos
IP < 7	Baja	suelos poco arcillosos plasticidad
IP = 0	No Plástico (NP)	suelos exentos de arcilla

Fuente: (Barriga Dall'Orto, 2013)

Se debe tener en cuenta, en los suelos, el contenido de arcilla, de acuerdo a su magnitud, puede ser un elemento riesgoso en un suelo de sub rasante y en una estructura de pavimento, debido fundamentalmente a su gran sensibilidad al agua.

La información obtenida ha sido resumida en tablas y diagramas de frecuencia, para determinar las medidas de tendencia central, variabilidad y de forma que representan al conjunto de datos que fue caracterizado.

Los datos obtenidos considerando su índice de plasticidad, fueron agrupados en cuatro categorías, No plástico, baja plasticidad, plasticidad media y plasticidad alta, el detalle de los mismos se presenta en la tabla que sigue a continuación.

Tabla 20. Clasificación e incidencia de la plasticidad en el suelo de fundación

PLASTICIDAD		FRECUENCIAS DE INDICE DE PLASTICIDAD			FRECUENCIAS ACUMULADAS		
		ABSOLUTAS	RELATIVAS	PORCENTAJES (%)	ABSOLUTAS	RELATIVAS	PORCENTAJES (%)
NP	NO PLASTICO	0	0.00	0.0	0.0	0.00	0.0
BAJA	PLASTICIDAD BAJA	6	0.22	22.2	6.0	0.22	22.2
MEDIA	PLASTICIDAD MEDIA	13	0.48	48.1	19.0	0.70	70.4
ALTA	PLASTICIDAD ALTA	8	0.30	29.6	27.0	1.00	100.0
TOTAL DE CASOS EVALUADOS		27	1.00	100.0	-	-	-

Fuente: (Elaboración propia)

Los resultados que se exponen en el diagrama circular de sectores, representan las categorías de suelo y su grado de incidencia, los mismos expresados en tanto por ciento, y a su vez agrupados con relación a su grado de índice de plasticidad. Los suelos categorizados con índice plasticidad baja representan el 22.2%, mientras que los categorizados como plasticidad media representan el 48.1%, en tanto que el 29.6% categoriza como plasticidad alta, y ningún caso en la categoría no plástico (NP). Sin embargo, se considera que el 77.7% del total del suelo de fundación, presenta índice de plasticidad media y alta, en consecuencia cerca de las tres cuartas partes del terreno de fundación lo constituyen suelos altamente sensibles a los cambios de humedad, los mismos representan un riesgo como suelo de fundación.

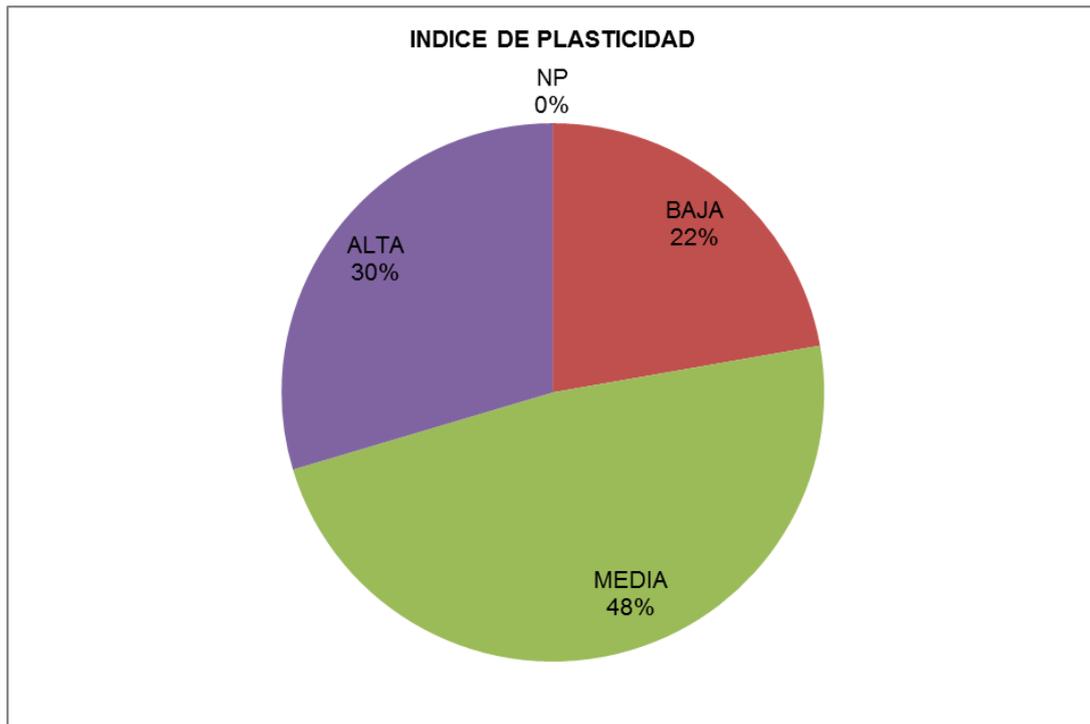


Figura 35. Representación gráfica de la clasificación e incidencia del índice de plasticidad del suelo de fundación

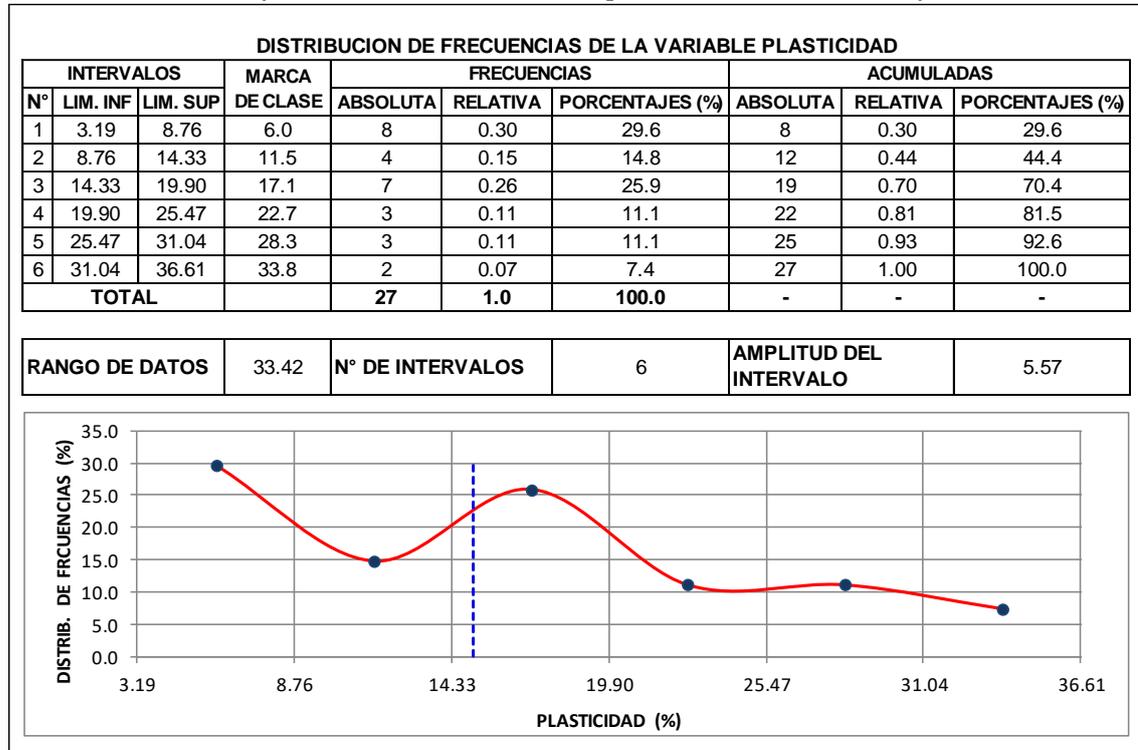
Fuente: (Elaboración propia)

En la figura, que sigue a continuación se representa, la curva de frecuencias de la variable índice de plasticidad, allí se observa la forma en que se encuentran distribuidos los datos en relación a su media aritmética, o sus medidas de tendencia central y se toman como referente de comparación a la distribución normal o campana de Gauss en lo que hace referencia a la asimetría y la curtosis. La distribución de frecuencias de los resultados obtenidos se considera asimétrico, por presentar 0.31 de grado de asimetría y con signo positivo, el cual nos indica que la deformación o alargamiento es hacia el lado derecho, los valores extremos altos de la cola derecha influye en la media aritmética y por tanto la media aritmética es mayor que la mediana y de la clase modal.

El grado de apuntamiento que presenta la distribución de la variable índice de plasticidad, se considera platicurtica, por presentar curva achatada, el cual evidencia una baja concentración de valores alrededor de la media aritmética, los mismos se

encuentran distribuidos hacia ambos extremos con un sesgo más amplio hacia la cola del lado derecho.

Tabla 21. Curva de frecuencias de la variable plasticidad del suelo de fundación



Fuente: (Elaboración propia)

En la siguiente tabla se muestra el rango resultante de las mediciones efectuadas, en la escala real de medición, complementadas con las medidas de posición y de dispersión, que nos permite la descripción de un conjunto de observaciones. La categoría representativa del suelo de fundación es de plasticidad media, al presentar una media aritmética de 16.03%, y un rango resultante de 33.42%, que varía de 3.19% a 36.61%. Hay que hacer notar que, la mitad de los suelos que conforman el terreno de fundación tienen un índice de plasticidad superior a 15.09%, los mismos dan cuenta de la alta incidencia de suelos de plasticidad media y alta. Los valores medidos presentan una desviación estándar con respecto a la media aritmética de 9.22, lo cual indica un alto grado de dispersión.

Tabla 22. Interpretación gráfica de la estadística descriptiva de la variable plasticidad del suelo



Fuente: (Elaboración propia)

Las tablas y gráficos anteriores dan cuenta del grado de incidencia de la categoría de suelos en base a su índice de plasticidad, los mismos expresados en tanto por ciento, sin dar detalles de su distribución y presencia en el terreno. Sin embargo, en la figura que sigue a continuación se muestra la ocurrencia de los mismos a lo largo de la totalidad del tramo evaluado. La sectorización del suelo de fundación en virtud a su índice de plasticidad están dispuestos en sub tramos consecutivos e intercalados entre las tres categorías identificadas. Los suelos con plasticidad media y alta representan el 77.8% del total, los mismos están emplazados en los siguientes sub tramos, Km 00+000 – Km 00+270, Km 00+525 – Km 01+253, Km 01+660 – Km 02+920, Km 03+160 – Km 03+930, Km 04+220 – Km 04+780, Km 05+015 – Km 06+311. Mientras que, los suelos de plasticidad baja representan el restante 22.2%, los mismos quedan emplazadas en los sub tramos que se indican a continuación, Km 00+270 – Km 00+525, Km

01+253 – Km 01+660, Km 02+920 – Km 03+160, Km 03+930 – Km 04+220, Km 04+780 – Km 05+015. Para finalizar, hay que destacar la ausencia total de suelos no plásticos.

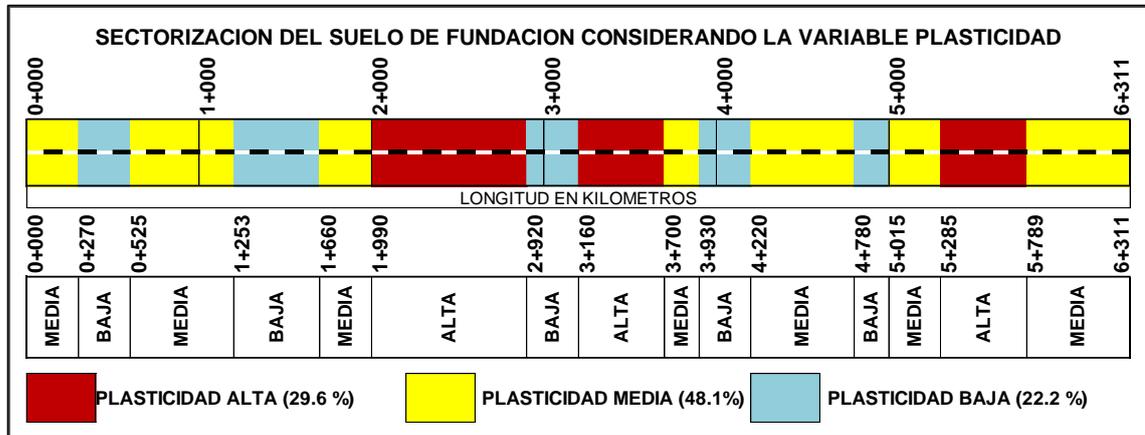


Figura 36. Sectorización en sub tramos homogéneos del suelo de fundación, tomando como criterio la variable plasticidad
Fuente: (Elaboración propia)

4.2.1.4 ANALISIS ESTADISTICO DE LA VARIABLE RESISTENCIA O INDICE CBR DEL SUELO DE FUNDACION

El comportamiento mecánico del suelo es el factor más importante a tener en cuenta para el diseño y construcción de carreteras, así, surge la necesidad de caracterizar mecánicamente el suelo sobre el cual se emplazara la infraestructura vial. La capacidad portante del suelo se define como la carga que este es capaz de soportar sin que se produzcan asentamientos excesivos. El indicador más empleado en carreteras para determinar la capacidad portante de un suelo es el índice CBR (California Bearing Ratio). El índice CBR se define como la relación entre la presión necesaria para que el pistón penetre en el suelo una determinada profundidad y la necesaria para conseguir esa misma penetración en una muestra patrón de grava machacada, expresada en tanto por ciento.

Los suelos se caracterizan y/o clasifican en categorías de sub rasante, de acuerdo al valor del índice de CBR, tal como se detalla en la tabla que sigue a continuación.

Tabla 23. Categorías de subrasante, en relación al índice CBR del suelo

Categorías de Subrasante	CBR
S ₀ : Subrasante Inadecuada	CBR < 3%
S ₁ : Subrasante Pobre	De CBR ≥ 3% A CBR < 6%
S ₂ : Subrasante Regular	De CBR ≥ 6% A CBR < 10%
S ₃ : Subrasante Buena	De CBR ≥ 10% A CBR < 20%
S ₄ : Subrasante Muy Buena	De CBR ≥ 20% A CBR < 30%
S ₅ : Subrasante Excelente	CBR ≥ 30%

Fuente: (Barriga Dall'Orto, 2013)

El suelo de fundación o los materiales de sub rasante, sobre los cuales se colocará la estructura del pavimento, que a su vez servirá de soporte de los mismos y las cargas ocasionadas por el tránsito vehicular, deben tener características aceptables de modo que no se vea afectada por la carga que proviene del tránsito. Los suelos por debajo del nivel superior de la subrasante, en una profundidad no menor de 0.60m, deberán ser suelos adecuados y estables, es decir con índice CBR mayor o igual a 6%. En caso el suelo, debajo del nivel superior de la subrasante, tuviera un índice CBR menor a 6%, categorizados como suelos pobres e inadecuados, correspondería estabilizar para cualquier condición de tiempo y de servicio, para lo cual, se debe evaluar según la naturaleza del suelo, alternativas que no solo permitan dotar resistencia a la acción destructora y deformante de las cargas, sino también asegurar la permanencia de ese estado a través del tiempo. Entre las alternativas de solución a considerar están, la estabilización mecánica, el reemplazo del suelo de cimentación, estabilización química de suelos, estabilización con geosintéticos, elevación de la

rasante, cambiar el trazo vial eligiéndose la más conveniente desde el punto de vista técnico y económico.

Las tablas de frecuencias y graficas estadísticas que siguen a continuación, presentan datos resumidos de los resultados obtenidos. Los mismos dan una visión panorámica para establecer el comportamiento, es decir la determinación aproximada de los valores centrales, la variabilidad que presentan y la forma de su distribución con relación al valor central.

Para un mejor entendimiento sobre los resultados obtenidos, se presenta una tabla de frecuencias, en los que al suelo de fundación se agrupan en seis categorías considerando como criterio de calificación al índice CBR, desde aquellos que categorizan como inadecuados hasta excelentes, es decir de acuerdo a su capacidad de resistir cargas, para cuyo caso al suelo se le puede categorizar en Inadecuada, Insuficiente, Regular, Buena, Muy buena y Excelente.

Tabla 24. Categorización del suelo de fundación de acuerdo al índice CBR y tablas de frecuencias con todos los casos evaluados

CATEGORIAS DE SUB RASANTE	FRECUENCIAS (RESISTENCIA)			FRECUENCIAS ACUMULADAS		
	ABSOLUTAS	RELATIVAS	PORCENTAJES (%)	ABSOLUTAS	RELATIVAS	PORCENTAJES (%)
S0 SUB RASANTE INADECUADA	7	0.26	25.9	7.0	0.26	25.9
S1 SUB RASANTE INSUFICIENTE	9	0.33	33.3	16.0	0.59	59.3
S2 SUB RASANTE REGULAR	9	0.33	33.3	25.0	0.93	92.6
S3 SUB RASANTE BUENA	1	0.04	3.7	26.0	0.96	96.3
S4 SUB RASANTE MUY BUENA	1	0.04	3.7	27.0	1.00	100.0
S5 SUB RASANTE EXCELENTE	0	0.00	0.0	27.0	1.00	100.0
TOTAL DE CASOS EVALUADOS	27	1.00	100.0	-	-	-

Fuente: (Elaboración propia)

En el diagrama circular que sigue a continuación se ilustra el nivel de incidencia de las diferentes categorías de suelos como terreno de fundación, de un total de 27 casos evaluados obteniéndose la siguiente distribución. El 25.6% categoriza como sub rasante Inadecuada, un 33.3% categoriza como sub rasante Insuficiente, mientras que un 33.3%

clasifica como sub rasante Regular, solamente el 7.4% categoriza como sub rasante Buena y Muy Buena y ningún caso categoriza como sub rasante Excelente.

Es decir, el suelo de fundación sobre los cuales se colocara la estructura del pavimento, que a su vez servirá de soporte de los mismos y las cargas ocasionadas por el tránsito vehicular, deben tener características aceptables de modo que no se vea afectada por la carga que proviene del tránsito, considerando este criterio se concluye que el 59.3% del terreno de fundación está conformado por suelos inadecuados, y solamente el 40.7% conforman suelos de regular a muy buenos.

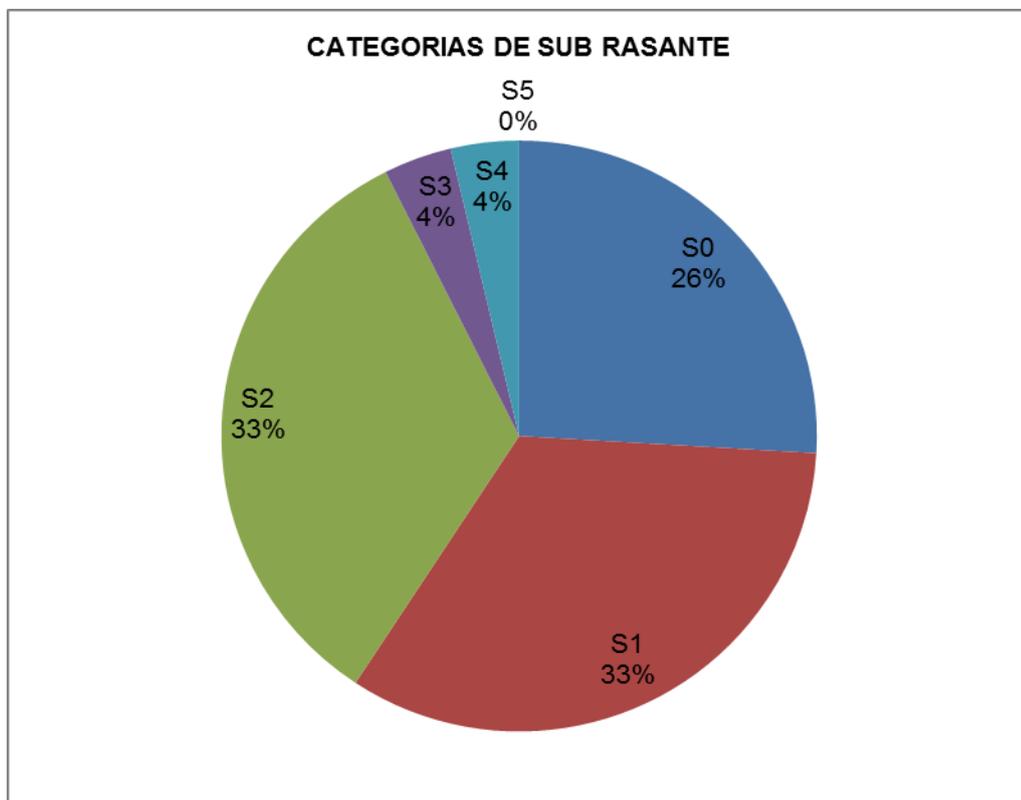


Figura 37. Representación gráfica de la clasificación e incidencia del suelo de fundación, en relación al índice CBR

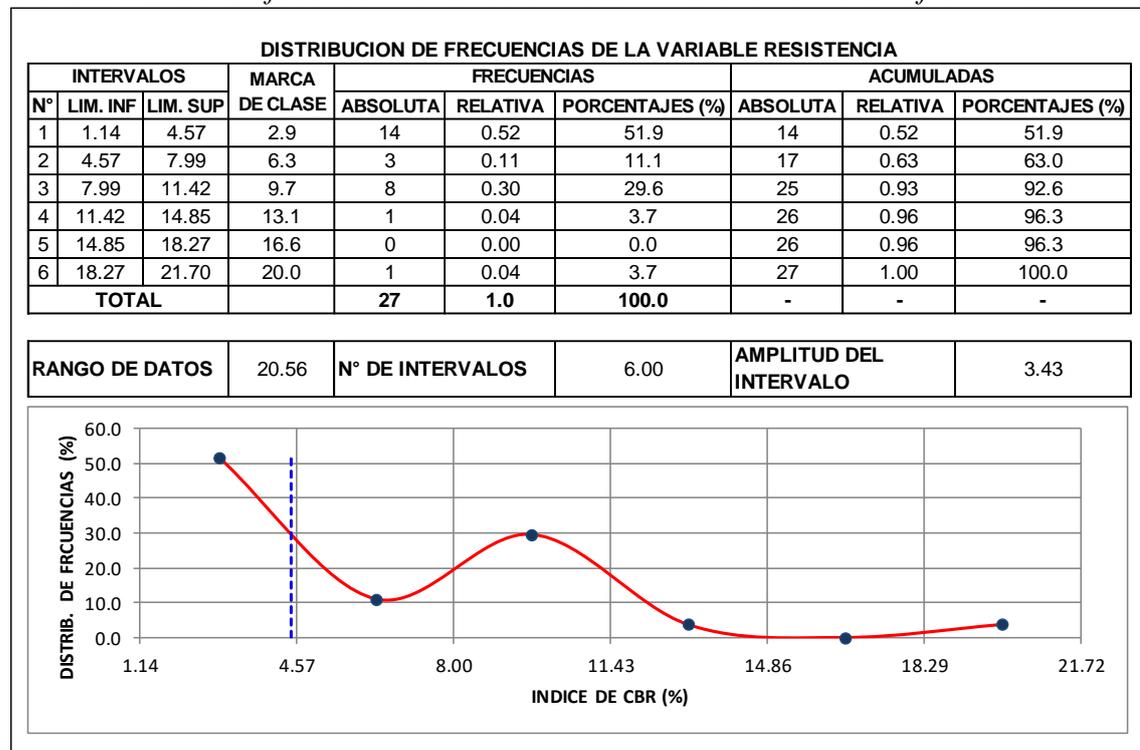
Fuente: (Elaboración propia)

En la figura, que sigue a continuación se representa, la curva de frecuencias de la variable resistencia, allí se observa la forma en que se encuentran distribuidos los datos en relación a la media aritmética, o las medidas de tendencia central y se toman como referente de comparación a la distribución normal o campana de Gauss en lo que hace

referencia a la asimetría y la curtosis. La distribución de los resultados obtenidos carece de simetría debido a la presencia de valores extremos altos, la presencia de estos valores influye en la media aritmética y por tanto toma un valor mayor que la mediana y de la clase modal, dando como resultado un coeficiente de asimetría de 1.13. Es decir la distribución es asimétrica positiva o tiene un ligero sesgo positivo.

En cuanto, al grado de apuntamiento que tiene la distribución, podría considerarse como platicúrtica, por presentar datos dispersos hacia la cola del lado derecho, es decir hay poca concentración de datos alrededor de la media aritmética.

Tabla 25. Curva de frecuencias de la variable resistencia del suelo de fundación

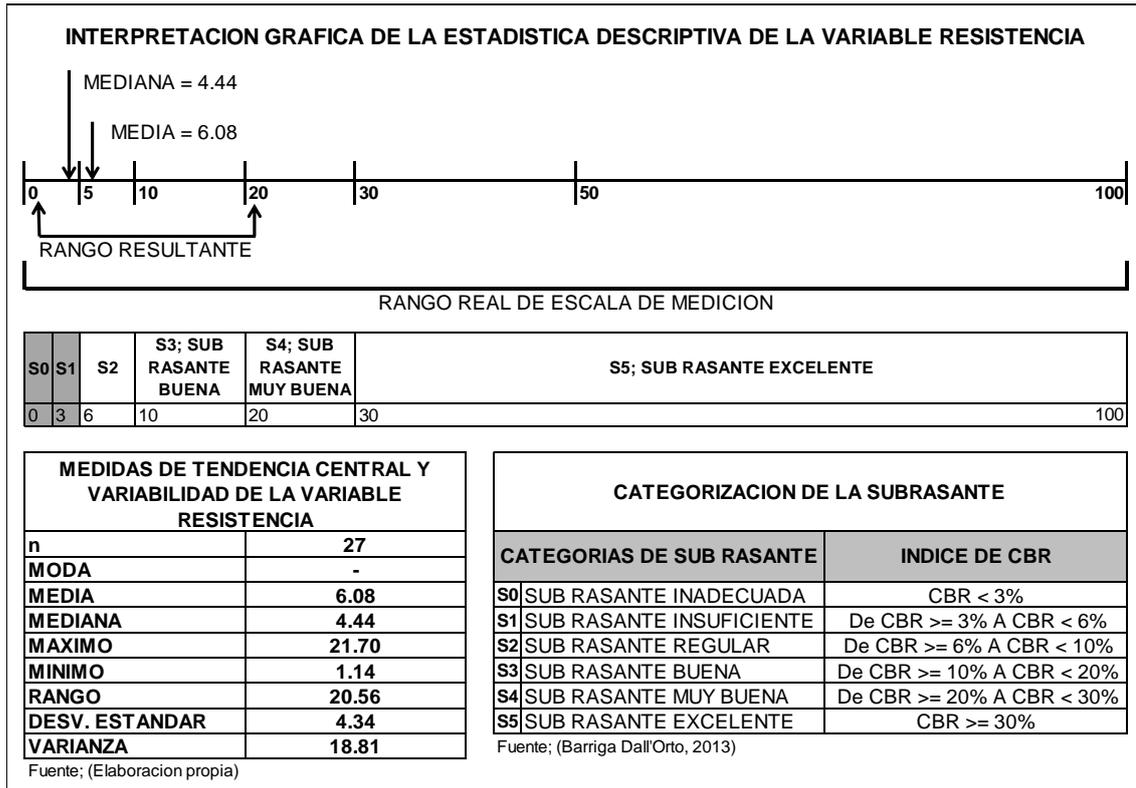


Fuente: (Elaboración propia)

En la tabla que sigue a continuación, se muestra la escala real de medición y el rango resultante, en el cual se ubican las principales medidas de tendencia central y las de variabilidad. Los datos analizados tienen una amplitud de 20.56%, y una desviación estándar de 4.34. El índice CBR promedio de los datos obtenidos es 6.08%. Sin embargo, la mitad de los casos evaluados presentan un índice CBR menor a 4.44%.

Finalmente se concluye destacando que los valores obtenidos varían de 1.14% a 21.70%, con valor promedio de 6.08%, pero la mitad de los valores obtenidos presenta un índice CBR menor a 4.44%, Es decir los suelos que conforman el suelo de fundación presentan índice de CBR con valores muy bajos.

Tabla 26. Interpretación grafica de la estadística descriptiva de la variable resistencia del suelo



Fuente: (Elaboración propia)

La figura que sigue a continuación, indica la distribución de los suelos a lo largo del tramo evaluado, los mismos se agrupan en categorías de acuerdo a su índice CBR. El porcentaje de incidencia de las diferentes categorías de suelos ya se definió en tablas anteriores, pero las mismas no precisaban los sectores donde se presentan a lo largo del trazo del camino. En efecto, los suelos categorizados como inadecuadas e insuficientes representan el 59.3%, los mismos están emplazadas en los siguientes sub tramos Km 00+000 – Km 00+270, Km 00+740 – Km 01+253, Km 01+660 – Km 03+700, Km 05+550 – Km 06+311. Mientras que, los suelos categorizados de regulares a muy

buenos que representan el 40.7% del total, están emplazados en los sub tramos que se citan a continuación Km 00+270 – Km 00+740, Km 01+253 – Km 01+660, Km 03+700 – Km 05+550.

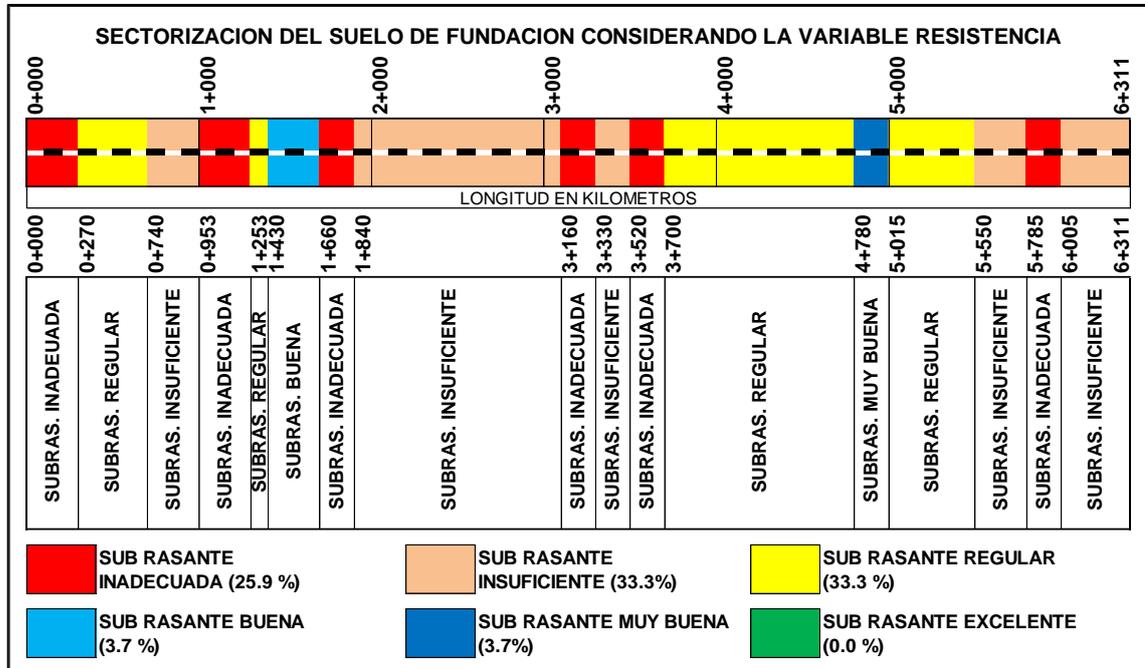


Figura 38. Sectorización en sub tramos homogéneos del suelo de fundación, tomando como criterio la variable resistencia
Fuente: (Elaboración propia)



V. CONCLUSIONES

Del estudio realizado se pueden extraer como principales conclusiones, las siguientes, agrupadas en función a los objetivos planteados.

1.- Determinación de propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación.

Las propiedades, que han sido objeto del presente estudio, son la humedad natural, el tamaño de las partículas, la plasticidad y la resistencia. A continuación un breve resumen de los resultados obtenidos.

- El 89% del suelo de fundación presenta, humedad natural superior a 15%, lo que clasifica como húmedo, solamente el 11% del total presenta una humedad inferior al 15%. Es decir, cerca del 90% del total del tramo evaluado, la condición natural del suelo es húmeda, siendo este además muy superior a la humedad óptima de compactación.
- El 93% del suelo de fundación está constituido por limos y arcillas, y solo el 7% está conformado de arenas. En conclusión, cerca del 90% de la totalidad del tramo está constituida por suelos finos.
- El 78% de la totalidad del tramo evaluado, está conformado por arcillas, de los cuales 48% clasifica como arcilla de plasticidad media, y 30% como arcilla de alta plasticidad, mientras que un 22% del total, el suelo de fundación está conformado de limos. En otras palabras, cerca del 80% del tramo, lo conforman las arcillas, de plasticidad media y alta, y el restante 20% está conformado por limos.
- El 59% del tramo evaluado presenta un índice CBR inferior a 6%, de los cuales 26% del suelo de fundación, categoriza como subrasante inadecuada, y 33% como subrasante insuficiente. Así mismo, un 33% del mismo categoriza como subrasante regular, y solamente el restante 8% categoriza como sub rasante buena y muy buena. Es decir, el 60% del suelo de fundación categoriza como sub rasante



inadecuada e insuficiente, y el restante 40% como subrasante regular, buena y muy buena.

2.- Identificar, describir y clasificar geotécnicamente el suelo de fundación

- El suelo de fundación en la totalidad del tramo evaluado, está conformado superficialmente, por una capa de suelos granulares, con espesor promedio de 0.29m, los mismos, conforman una delgada capa de rellenos, que fueron extraídos de áreas de préstamo, para estabilizar, mejorar y nivelar la superficie de rodadura del camino existente. Según SUCS, estos rellenos están constituidos principalmente por gravas arcillosas (GC).

- El segundo estrato, está constituida principalmente de suelos finos, los mismos subyacen a la capa de rellenos existentes, en promedio se sitúan a partir de 0.29m hasta la profundidad explorada de 1.50m. Estos depósitos aluviales están dispuestos en forma estratificada, predominan suelos de textura fina, de color gris a gris blanquecino, se encuentran sueltos, presentan humedad, son de consistencia blanda, predominan las arcillas de plasticidad media y alta, por tanto, poseen un carácter potencial de expansividad y retracción. Según SUCS, debido a que más de la mitad de los materiales evaluados pasan a través del tamiz núm. 200, pertenecen a la categoría de suelos de grano fino, que pertenecen a los grupos de Arcillas de baja a media plasticidad (CL) y de alta plasticidad (CH), Limos de baja a media plasticidad (ML) y de alta plasticidad (MH), y con poca incidencia limos y arcillas orgánicas de baja plasticidad (OL).

3.- Identificar y describir los criterios y parámetros geotécnicos que definen la idoneidad del suelo de fundación.



- **La humedad**, puede tener efectos perjudiciales en el suelo de fundación, cuanto mayor será la presencia de agua, menor será la interacción entre partículas adyacentes, y su comportamiento se parecerá más al de un líquido. Por ejemplo, La arcilla cuando se deseca puede tener una resistencia próxima a la de un concreto pobre, pero, también puede transformarse en fango al sumergirlo en agua. Así pues, el aumento de humedad de un suelo reduce por lo general, la resistencia del mismo. Razón por el cual, un suelo de fundación para que sirva de soporte a la estructura del pavimento, en condiciones óptimas de resistencia, la humedad natural debe ser inferior a la humedad óptima de compactación.

- **El tamaño**, de los suelos finos son de comportamiento muy variable, siendo geotécnicamente inestables. Por ejemplo, las arcillas son materiales geotécnicamente problemáticos, al depender su comportamiento de la composición mineralógica y las condiciones geoquímicas y ambientales del medio, mientras que los suelos granulares suelen comportarse de forma estable y resistente en diferentes condiciones, ante la imposición de cargas. En consecuencia, para fundar una obra vial o como material de sub rasante, el suelo debe tener una adecuada granulometría. Es decir, deben estar constituidos de diferentes tamaños de partículas como, gravas, arenas, limos y arcillas, dentro de esta mezcla de partículas las gravas y arenas suministran fricción y resistencia, las intermedias acunamiento de las estructuras y las más finas el sostén de delgadas películas de agua, que desarrollan una fuerte cohesión.

- **La plasticidad**, Es una de las propiedades más importantes de los suelos finos, y permite identificar suelos compresibles y con potencial de expansión. El índice de plasticidad indica la magnitud del intervalo de humedades en el cual el suelo posee



consistencia plástica. Un índice de plasticidad grande corresponde a un suelo muy arcilloso con un potencial de expansión muy alto. En un suelo de fundación o material de sub rasante, un índice de plasticidad elevado es un elemento riesgoso, por su gran sensibilidad a la humedad, que da lugar a cambios de volumen. En tal sentido, un índice de plasticidad pequeño es más apropiado como materiales de apoyo de cimentaciones para cualquier tipo de estructuras o como material de sub rasante.

- Determinar **la resistencia** del suelo, es una cuestión fundamental para la cimentación de estructuras y terraplenes, es decir, cuantificar la capacidad portante del suelo de fundación, para asegurar su estabilidad frente a las cargas que le impondrá la infraestructura del camino. El indicador más empleado en carreteras para determinar la capacidad portante de un suelo es el índice CBR. En consecuencia, se consideran como materiales aptos e idóneos para fundar terraplenes de vías o como capas de subrasante, a suelos cuyo índice CBR sea mayor o igual a 6%. Mientras que, los suelos con Índice CBR inferior a 6%, son considerados como insuficientes e inadecuados, en cuyo caso, será indispensable plantear la estabilización de los mismos.

4.- Identificar y describir las unidades morfológicas y litoestratigraficas sobre las cuales quedara emplazada la infraestructura vial.

- El área del proyecto se caracteriza, por presentar una superficie de terreno plano. En medio de estas amplias llanuras, sobresalen elevaciones de terreno con suaves pendientes, formando una cadena de cerros plegados de baja elevación, los mismos surgieron en el terciario, activados por una sucesión de varios eventos tectónicos y volcánicos. Casi la totalidad del trazo de la carretera queda emplazada sobre estos



terrenos llanos, permitiendo el predominio de alineaciones rectas. Sin embargo, el trazo del camino, también atraviesa la cadena de cerros, provocando curvas y grandes pendientes, siendo inevitable esquivarlas en los siguientes sub tramos, Km 01+380–01+500, Km 02+240–02+370, Km 03+810–03+980, Km 06+130–06+190.

- En el área del proyecto se han identificado materiales, cuyo rango de edad van desde el cretáceo superior hasta el reciente, de todos ellos en orden cronológico, del más antiguo al reciente, se reconocieron depósitos de la formación Ayabacas, formación Azángaro y depósitos recientes. Pero la mayor parte del trazo del camino, quedara emplazada sobre las arcillas de la formación Azángaro y, en menor proporción en depósitos cuaternarios sobre todo, al inicio y final del trazo. Aunque, los siguientes sub tramos del camino Km 01+380–01+500, Km 02+240–02+370, Km 03+810–03+980, Km 06+130–06+190, discurren sobre basamento rocoso constituido de calizas masivas de la formación Ayabacas, que dan lugar a zonas de corte en roca para controlar las pendientes elevadas.



VI. RECOMENDACIONES

- 1.- Como una cuestión básica para fundar cimientos de estructuras o terraplenes de vía, se recomienda verificar que las condiciones geológicas del terreno sean estables, esto implica, evaluar si el emplazamiento está exento de riesgos geológicos activos, pudiendo ser estos de naturaleza aleatoria o recurrente.
- 2.- Los cimientos deben ser estables frente a posibles problemas geológico-geotécnicos, que podrían presentarse, por ello se recomienda la adopción de medidas especiales de cimentación y/o mejoras en el suelo de fundación.
- 3.- El suelo de fundación, a lo largo del trazo de la carretera materia del presente estudio, entre los problemas detectados, que podría poner en riesgo la estabilidad de la infraestructura del camino, destacan la presencia de humedad, donde la cantidad de agua es muy superior a la humedad óptima de compactación y presencia mayoritaria de limos y arcillas de alta plasticidad y con gran potencial de expansión, y además por las condiciones, su disposición y naturaleza, estos depósitos presentan una baja capacidad de soporte. Por lo que se recomienda realizar trabajos conducentes a mejorar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación.
- 4.- Para mejorar el suelo de fundación en casi la totalidad del tramo, se recomienda la remoción y sustitución de los limos y arcillas expansivas, por otro material granular integral con o sin presencia de finos preferentemente inactivos, los mismos deben proceder de canteras o zonas de corte. La remoción del material inestable debe realizarse hasta una profundidad en el cual puede ser afectada por el peso del terraplén del camino, estructura del pavimento y las cargas impuestas por el tránsito



vehicular, que en promedio se considera 0.60m desde el nivel superior de la subrasante.

- 5.- Una vez allanado y nivelado el suelo de fundación hasta la cota final de corte, se recomienda conformar la base y cuerpo del terraplén con material granular integral con bastante presencia de fragmentos de roca y/o bolonería con diámetro promedio de hasta 5", el mismo deberá ser conformado en capas de 0.30m y compactadas hasta lograr la densidad especificada para cuerpos de terraplén. Mientras que la corona y/o subrasante del terraplén de vía deberá tener un espesor mínimo de 0.30m, y ser conformado en capas de 0.15m, compactadas al 95% de la máxima densidad seca, con material granular natural o procesada, que debe poseer una gradación adecuada sin partículas mayores a 3" y tener la cantidad apropiada de material fino cohesivo que permita mantener aglutinadas las partículas.
6. En el sub tramo que inicia en el Km 00+270 hasta el Km 00+525, las condiciones naturales del terreno son favorables para conformar la estructura del pavimento directamente sobre el suelo existente. Sin embargo, es pertinente mejorar la capacidad portante del suelo a través de un buen reordenamiento entre partículas, que permitirá la reducción del volumen de vacíos, situación alcanzable con una adecuada compactación, sin ser necesaria cambiar la estructura y composición básica del suelo. Para cuyo caso se recomienda escarificar el suelo existente hasta una profundidad de 0.15m. Los materiales disgregados se humedecerán o airearán hasta alcanzar la humedad óptima de compactación, previa eliminación de partículas mayores de 3" si las hubiera, para luego reconformar y compactar cumpliendo las exigencias de densidad y espesores hasta alcanzar el nivel de subrasante fijado por el proyecto.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bañón, L., & Bevíá, J. (s.f.). Manual de carreteras 2 Construcción y Mantenimiento. Madrid, España.
- Barriga Dall'Orto, S. (2013). Manual de carreteras - suelos, geología, geotecnia y pavimentos sección suelos y pavimentos (Primera ed.). (M. d. transportes, Ed.) Lima, Perú.
- Berry, P., & Reid, D. (s.f.). Mecánica de suelos (Primera ed.). (B. Caicedo, Trad.) Londres, Inglaterra: Mac Graw Hill.
- Consejo superior, d. i. (2010). Sedimentología Del proceso físico a la cuenca sedimentaria (Primera ed.). (A. Arche, Ed.) Madrid, España: Graficas Blanco.
- Cordova, M. (2003). Estadística descriptiva e inferencial (Quinta ed.). Lima: Moshera.
- Crespo, C. (2004). Mecánica de suelos y cimentaciones (Quinta ed.). México D.C., México: Limusa.
- Das, B. (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica (Primera ed.). México, D.F., México: Thomson Learning.
- Dávila, G. (2011). Diccionario geológico (Primera ed.). Lima, Perú: Arth Grouting.
- Dias, J. (s.f.). Estadística y otras amenidades matemáticas (Primera ed.). Lima: Universo.
- Don Leet, L.; Judson, S. (1986). Fundamentos de Geología física (Octava ed.). México D.F., México: Limusa.
- González de vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). Ingeniería geológica (1 ed.). Madrid, España: Pearson Prentice Hall.



- Gutiérrez, M. (2008). Geomorfología (Primera ed.). Madrid, España: Pearson.
- Hernandez, R., Fernandez, C., & Baptista, M. (2014). Metodología de la investigación (Sexta ed.). Mexico D. F., Mexico: McGraw-Hill.
- Juarez, E., & Rico, A. (1974). Mecánica de suelos Tomo I Fundamentos de la mecánica de suelos (Tercera ed.). Mexico D.C., Mexico: Limusa.
- Juarez, E.; Rico, A. (1973). Mecánica de suelos Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos Tomo-II (Primera ed.). Mexico D.F., México: Limusa.
- Lambe, W., & Whitman, R. (2001). Mecánica de suelos (Segunda ed.). (J. Jimenez, Trad.) Mexico D.C., Mexico: Limusa.
- Leoni, A. (1987). Apuntes de la resistencia al corte (Primera ed.). Buenos Aires, Argentina: Universidad Nacional de la plata.
- Levine, D; Krehbiel,T; Berenson, M. (2012). Estadística descriptiva (Primera ed.). Mexico: Pearson.
- Márquez, S. (2005). Estabilización de suelos (Primera ed.). Comodoro Rivadavia, Argentina: Universidad Nacional de la Patagonia.
- Martínez, A. (1990). Geotecnia para ingenieros principios básicos (Primera ed.). Lima: Lluvia editores.
- Martínez, C. (2012). Estadística y muestreo (Decimo tercera ed.). Bogotá D. C.: Ecoe.
- Martínez, H. (2012). Metodología de la investigación (Primera ed.). México D.F., México: Cengage Learning Inc.
- Ochoa, M. A. (2014). Estudio geotécnico de suelos para diseñar la estructura del pavimento en la carretera Ticaco - Candarave, tramo Aricota - Quilahuani (Km



- 146+500 - Km 151+500). Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann - Tacna, Tacna. Tacna: Repositorio Institucional UNJBG - Tacna.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1982). Ingeniería de cimentaciones (Segunda ed.). Mexico D.F., Mexico: Limusa.
- Pomacosi, W. (2016). Evaluacion geotecnica de la carretera EMP. 3S(Puno) - Vilque - Mañazo - EMP. 34A (Huataquita). Universidad Nacional del Altiplano, Puno. Puno: Repositorio institucional UNA - Puno.
- Quispe, C. (2016). Evaluacion Geologica - Geotecnica para el proceso constructivo de la avenida Jallihuaya - Puno. Universidad Nacional del Altiplano, Puno. Puno: Repositorio institucional UNA - PUNO.
- Rico, A., & Del Castillo, H. (1976). La ingenieria de suelos en las vias terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas (Primera ed.). Mexico D. F., Mexico: Limusa.
- Romero Hernandez, J. L. (1980). Manual de tierras (Primera ed.). Madrid, España: Tecnica Bellisco.
- Ruiz, V.; Gonzalez, H. (2002). Geologia aplicada a la ingenieria civil (Primera ed.). Mexico D.F., Mexico: Limusa.
- Salazar, C.; Del Castillo, S. (2018). Fundamentos Basicos de Estadistica (Primera ed.). Quito, Ecuador.
- Tamez, E. (2001). Ingeniería de cimentaciones Conceptos básicos de la práctica (Primera ed.). México D.F., México: TGC Geotecnia.
- Tarbuck, E.; Lutgens, F. (2005). Ciencias de la tierra Una introduccion a la geología física (Octava ed.). Madrid, España: Pearson.



- Terzaghi, K., Peck, R., & Moretto, O. (1973). *Mecanica de suelos en la ingenieria practica* (2 ed.). Buenos Aires, Argentina: El Ateneo.
- Valero, L. (1963). *Mecanica del suelo para ingenieros de carreteras y aeropuertos* (Primera ed.). Madrid, España: British crown copyright.
- Valle, R. (1976). *Carreteras, calles y aeropistas* (Sexta ed.). Buenos Aires, Argentina: El Ateneo.
- Wicander, R.; Monroe, J. (2000). *Fundamentos de geología* (Segunda ed.). México D.F., México: Tomson.



ANEXOS