

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS (AASHTO 93, BOUSSINESQ, ABACOS DE COLORADO), PARA EL CÁLCULO DEL ESPESOR DE MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE EN LA CARRETERA Dv. LAS VEGAS-TARMA, PROVINCIA DE TARMA – REGIÓN JUNÍN”

INFORME DE INGENIERÍA

PRESENTADA PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

POR:

BACH.: ANTONIO CÉSAR ARENAS VÁSQUEZ

ASESOR: Ing. MÁXIMO ALCIBIADES VILCA COTRINA

MORALES – PERÚ

2017

TOMO I

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS (AASHTO 93, BOUSSINESQ, ABACOS DE COLORADO), PARA EL CÁLCULO DEL ESPESOR DE MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE EN LA CARRETERA Dv. LAS VEGAS-TARMA, PROVINCIA DE TARMA – REGIÓN JUNIN”

INFORME DE INGENIERÍA

PRESENTADA PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

POR:

BACH.: ANTONIO CÉSAR ARENAS VÁSQUEZ

ASESOR: Ing. MÁXIMO ALCIBIADES VILCA COTRINA

MORALES – PERÚ

2017

TOMO II

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS (AASHTO 93, BOUSSINESQ, ABACOS DE COLORADO), PARA EL CÁLCULO DEL ESPESOR DE MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE EN LA CARRETERA Dv. LAS VEGAS-TARMA, PROVINCIA DE TARMA – REGIÓN JUNÍN”

INFORME DE INGENIERÍA




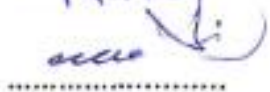
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

POR:

BACH.: ANTONIO CÉSAR ARENAS VÁSQUEZ

SUSTENTADO Y APROBADO ANTE EL HONORABLE JURADO:

Presidente	:	Ing. M.Sc VÍCTOR EDUARDO SAMAMÈ ZATTA.....	
Secretario	:	Ing. JUVENAL VICENTE DIAZ AGIP.....	
Miembro	:	Ing. M.Sc. RUBÈN DEL ÀGUILA PANDURO.....	
Asesor	:	Ing. MÀXIMO ALCIBIADES VILCA COTRINA.....	

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres: ARENAS VÁSQUEZ ANTONIO CÉSAR	
Código de alumno : 063103	Teléfono: 942652411
Correo electrónico : arenas1507@gmail.com	DNI: 44330805

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de: INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
Escuela Académico Profesional de: INGENIERIA CIVIL

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	()	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	(X)		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título : ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS (ASHTO 93, BOUSSINESQ, ABRAMS DE COLORADO), PARA EL CÁLCULO DEL ESPESOR DE HESORQUEMIENTO DE SUBGRANTE EN LA CARRETERA D.V. LAS UEGAS - TACNA, PROVINCIA DE TACNA - Región Sur.
Año de publicación:

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica.

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12º del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".



Firma del Autor

8. Para ser llenado por la Biblioteca central o especializada

Fecha de recepción del documento por el Sistema de Bibliotecas:

03 / 11 / 2012

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN TARAPOTO
UNIDAD DE BIBLIOTECA CENTRAL



.....

Prof. Alicia Morales Grández Chávez
JEFE DE LA UNIDAD DE BIBLIOTECA CENTRAL

Firma de Unidad de Biblioteca

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a mi padre que sé que me cuida y me guía desde el cielo, también a mi familia que es fiel testigo del esfuerzo y dedicación que puse para lograr este objetivo, ya que en todo momento siento su apoyo y aliento, empujándome a ser una mejor persona y un buen profesional.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a mi familia, por haber estado ahí en los buenos y malos momentos que pase a lo largo de toda mi vida, siendo los responsables de mi formación moral y ética, teniéndolos siempre como ejemplo de honradez y generosidad.

También quiero agradecer a mi asesor por haberme brindado su tiempo y sus consejos para ver por fin realizado el presente trabajo, y a mis profesores por su dedicación en las aulas, ya que el conjunto de todos sus conocimientos y experiencias compartidas me llevan un paso más cerca de ser un profesional de éxito.

Por último quiero dar las gracias a mis compañeros y amigos que siempre me alentaron a culminar este trabajo, pues sé que desean lo mejor para mí y saben que soy capaz de cumplir todas los objetivos que me trace en la vida.

INDICE

RESUMEN	1
ABSTRACT	2
I. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1 ANTECEDENTES DE PROBLEMA	4
1.2 ALCANCES.....	6
1.3 LIMITACIONES	7
1.4 JUSTIFICACIÓN	7
II. MARCO TEORICO	8
2.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS.....	8
2.2 OBJETIVOS:.....	10
2.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	10
2.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	10
2.3 MARCO TEÓRICO	11
2.3.1 SUELOS DE FUNDACIÓN:.....	11
2.3.2 SUBRASANTE.....	12
2.3.3 SUELOS INADECUADOS.....	13
2.3.4 GRANULOMETRÍA	14
2.3.5 CONTENIDO DE HUMEDAD.....	16
2.3.6 LÍMITES DE ATTERBERG	16
2.3.7 ÍNDICE DE PLASTICIDAD	17
2.3.8 ÍNDICE DE CONSISTENCIA	18
2.3.9 ÍNDICE DE LIQUIDÉZ.....	19
2.3.10COMPRESIBILIDAD DEL SUELO.....	19
2.3.11CLASIFICACIÓN DE SUELOS	20
2.3.12SUELOS COLAPSABLES	28

2.3.13	SUELOS EXPANSIVOS.....	29
2.3.14	RESISTENCIA DEL SUELO	29
2.3.15	CONPACTACIÓN	30
2.3.16	PRUEBA PROCTOR.....	30
2.3.17	RELACIÓN DE SOPORTE CALIFORNIA (CBR)	33
2.3.18	DEFLECTOMETRÍA	35
2.3.19	MÉTODO DE AASHTO-93	55
2.3.20	NÚMERO ESTRUCTURAL (SN)	56
2.3.21	MÓDULO DE RESILENCIA (M_R).....	58
2.3.22	PERIODO DE DISEÑO	59
2.3.23	ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD	59
2.3.24	ANÁLISIS DE TRÁFICO.....	61
2.3.25	CONFIABILIDAD Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR.....	66
2.3.26	COEFICIENTE DE DRENAJE (C_d)	67
2.3.27	MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE	69
2.3.28	MODELO DE BOUSSINESQ	70
2.3.29	MODULO ELASTICO (E)	73
2.3.30	ESFUERZO VERTICAL ADMISIBLE (σ)	74
2.3.31	RECOMENDACIONES DEL ESTADO DE COLORADO (USA)	74
2.4	PROPUESTA.....	75
III.	MATERIALES Y MÉTODOS	76
3.1	MATERIALES Y RECURSOS.....	76
3.2	MÉTODOS.....	77
IV.	RESULTADOS	77
4.1	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO BASADO EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN (VIGA BENKELMAN).....	77
4.2	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA VIA EXISTENTE A NIVEL DE SUBRASANTE.....	86

4.3	DETERMINACIÓN DE LOS SECTORES DE MEJORAMIENTO	113
4.4	CÁLCULO DEL ESPESOR DEL MEJORAMIENTO	114
	MÉTODO 01: MÉTODO AASHTO 93	114
	MÉTODO 02: MÉTODO DE BOUSSINESQ.....	118
	MÉTODO 03: MÉTODO DE LOS ABACOS DEL ESTADO DE COLORADO (USA)	122
V.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	123
	MÉTODO 01: MÉTODO AASHTO 93	124
	MÉTODO 02: MÉTODO DE BOUSSINESQ.....	125
	MÉTODO 03: MÉTODO DE LOS ABACOS DEL ESTADO DE COLORADO (USA)	126
	VENTAJAS Y DESVENTAJAS.....	127
VI.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	129
6.1	CONCLUSIONES.....	129
6.2	RECOMENDACIONES.....	130
VII.	BIBLIOGRAFÍA.....	131
VIII.	ANEXOS	133
7.1	DEFLECTOMETRÍA	133
7.2	ANÁLISIS DE TRÁFICO.....	133
7.3	MÉTODO AASHTO 93	133
7.4	MÉTODO DE BOUSSINESQ.....	133
7.5	ENSAYOS DE CALICATAS.....	133
7.6	PLANOS	133

INDICE DE CUADROS

CUADRO 1:	NUMERACIÓN Y ABERTURA DE TAMICEZ	14
CUADRO 2:	CURVA GRANULOMÉTRICA.....	15

CUADRO 3: ÍNDICE DE CONSISTENCIA-ESTADO DEL SUELO	19
CUADRO 4: ÍNDICE DE CONSISTENCIA-ESTADO DEL SUELO	20
CUADRO 5: CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS – AASHTO	22
CUADRO 6: CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS – S.U.C.S.....	22
CUADRO 7: SÍMBOLOS DE GRUPOS SEGÚN S.U.C.S.....	24
CUADRO 8: NOMBRES DE GRUPOS SEGÚN S.U.C.S. - SUELOS DE GRANO GRUESO.....	25
CUADRO 9: NOMBRES DE GRUPOS SEGÚN S.U.C.S. PARA SUELOS DE GRANO FINO - INORGÁNICO	26
CUADRO 10: NOMBRES DE GRUPOS SEGÚN S.U.C.S. PARA SUELOS DE GRANO FINO - ORGÁNICO	27
CUADRO 11: ÍNDICE DE PLASTICIDAD – POTENCIAL DE EXPANSIÓN.....	29
CUADRO 12: ESPECIFICACIONES PARA LA PRUEBA PROCTOR ESTÁNDAR (ASTM 698-91)32	
CUADRO 13: ESPECIFICACIONES PARA LA PRUEBA PROCTOR MODIFICADO (ASTM 1557- 91).....	32
CUADRO 14: CLASIFICACIÓN DE LA SUBRASANTE SEGÚN C.B.R.....	33
CUADRO 15: CLASIFICACIÓN DE LA SUBRASANTE - C.B.R. (MTC)	34
CUADRO 16: FACTOR DE ESTACIONALIDAD	42
CUADRO 17: COEFICIENTES DE CORRELACIÓN PARA EL CÁLCULO DE R_5 EN EL MODELO DE HOGG.....	52
CUADRO 18: COEFICIENTES DE CORRELACIÓN PARA LA DETERMINACIÓN DE L_0 EN EL MODELO DE HOGG	53
CUADRO 19: COEFICIENTES NUMÉRICOS DE “ M ” EN LA CORRELACIÓN PARA LA DETERMINACIÓN DE S_0/S EN EL MODELO DE HOGG	54
CUADRO 20: COEFICIENTES NUMÉRICO QUE ADOPTA “ I ” PARA LA DETERMINACIÓN DEL E_0 EN EL MODELO DE HOGG	54
CUADRO 21: PERIODOS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DEL TIPO DE CARRETERA.....	59
CUADRO 22: ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD.....	59
CUADRO 23: FACTORES DE CRECIMIENTO.....	63
CUADRO 24: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL	64

CUADRO 25: VALORES DEL NIVEL DE CONFIANZA R DE ACUERDO AL TIPO DE CAMINO	66
CUADRO 26: FACTORES DE DESVIACIÓN NORMAL	67
CUADRO 27: CAPACIDAD DE DRENAJE	68
CUADRO 28: VALORES m_i PARA MODIFICAR LOS COEFICIENTES ESTRUCTURALES O DE CAPA DE BASE Y SUB-BASES SIN TRATAMIENTO, EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.	68
CUADRO 29: ESPESOR PARA TRATAMIENTO DE SUELOS EXPANSIVOS	75
CUADRO 30: COEFICIENTES DE CORRELACIÓN PARA EL CÁLCULO DE R_5 EN EL MODELO DE HOGG	83
CUADRO 31: COEFICIENTES DE CORRELACIÓN PARA LA DETERMINACIÓN DE L_0 EN EL MODELO DE HOGG	84
CUADRO 32: COEFICIENTES NUMÉRICOS DE “ M ” EN LA CORRELACIÓN PARA LA DETERMINACIÓN DE S_0/S EN EL MODELO DE HOGG	84
CUADRO 33: COEFICIENTES NUMÉRICO QUE ADOPTA “ I ” PARA LA DETERMINACIÓN DEL E_0 EN EL MODELO DE HOGG	85

INDICE DE GRÁFICOS

GRAFICO 1: SUELO DE FUNDACIÓN	11
GRAFICO 2: DEFINICIÓN DE LOS LÍMITES DE ATTERBERG	17
GRAFICO 3: CARTA DE PLASTICIDAD	23
GRAFICO 4: VARIACIÓN DE RELACIÓN DE VACÍOS-PRESIÓN EN SUELOS COLAPSABLES	28
GRAFICO 5: TIPOS DE FALLA DEL SUELO	29
GRAFICO 6: ESQUEMA DE LA VIGA BENKELMAN	37
GRAFICO 7: ESQUEMA Y PARÁMETROS DEL MODELO DE HOGG	47
GRAFICO 8: CURVAS DE DEFLEXIÓN EN EL MODELO DE HOGG PARA LA CONFIGURACIÓN DE LA CARGA DE LA VIGA BENKELMAN	49
GRAFICO 9: NOMOGRAMA PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL BASADO EN EL MODELO DE HOGG (VIGA BENKELMAN)	50
GRAFICO 10: ÁBACO DE DISEÑO AASHTO PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES	57
GRAFICO 11: UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN DE CONTROL VEHICULAR	114

RESUMEN

En el presente trabajo hacemos un análisis comparativo de los métodos (AASHTO 93, BOUSSINESQ, y ABACOS DE COLORADO), para el cálculo del espesor de mejoramiento de la subrasante en la carretera Dv. LAS VEGAS- TARMA, PROVINCIA DE TARMA – REGIÓN JUNIN, con la evaluación de las características físicas y mecánicas de un tramo de carretera con el fin de determinar el espesor de mejoramiento que esta requiere a nivel de subrasante. Para lo cual se ejecutaron ensayos tanto destructivos como no destructivos.

Basados en estos ensayos se procederá a realizar el cálculo del espesor de mejoramiento suficiente para obtener una buena respuesta elástica y la disipación de las cargas a la que será sometido el tramo de carretera en estudio.

Dichos cálculos se realizaran a través de tres métodos que son:

METODO AASHTO 93

METODO DE BOUSSINESQ

METODO DE LOS ABACOS DEL ESTADO DE COLORADO

Estos métodos analizaran los parámetros que cada uno toma en cuenta para determinar la dimensión de mejoramiento requerida para cada sector homogéneo, el cual será determinado de acuerdo a las características que presente cada tramo adyacentes.

Los resultados arrojados por cada método serán comparados entre sí, resaltando sus características, parámetros, ventajas y desventajas que cada uno de estos presenta al momento de realizar el cálculo.

Luego se procederá a sacar las conclusiones y a emitir recomendaciones que tienen por objetivo reflejar cuales tendrían que ser las consideraciones que hay que tener en cuenta en un futuro al momento de realizar un cálculo de esta naturaleza, pudiendo tomar la mejor decisión posible, adoptando espesores que sean eficientes y al mismo tiempo económicamente viables.

PALABRAS CLAVE: SUBRASANTE, AASHTO 93, BOUSSINESQ, ABACOS DEL ESTADO DE COLORADO, MEJORAMIENTO.

ABSTRACT

In the following work we make a comparative analysis of the methods (AASHTO 93, BOUSSINESQ, and ABACOS DE COLORADO) for the calculation of the thickness of the sub grade improvement on the road LAS VEGAS-TARMA Division, TARMA PROVINCE - JUNIN REGION, with the physical and mechanical characteristics evaluation of a section of road in order to determine the thickness of improvement that this requires at the sub grade level. For which both destructive and non-destructive tests were performed.

Based on these tests the calculation of the sufficient improvement thickness will be carried out to obtain a good elastic response and the dissipation of the loads to which the road section under study will be subjected.

These calculations are performed through three methods which are:

METHOD AASHTO 93

BOUSSINESQ METHOD

METHOD OF THE COLORADO STATE ABACOS

These methods will analyze the parameters that each one takes into account to determine the improvement dimension required for each homogeneous sector, which will be determined according to the characteristics presented by each adjacent section.

The results of each method will be compared to each other, highlighting the characteristics, parameters, advantages and disadvantages that each of these presents at the time of the calculation.

Then the conclusions will be drawn and recommendations will be issued, which are intended to reflect what should be considered in the future when calculating this type, and can make the best decision possible, adopting thicknesses that Efficient and at the same time economically viable.

KEYWORDS: SUBJECT, AASHTO 93, BOUSSINESQ, COLORADO STATE ABACOS, IMPROVEMENT.



I. INTRODUCCIÓN

Constituyendo el sistema de transporte vial un factor medular sostenible para la integración, tanto económica, como social y cultural entre los habitantes del territorio Peruano, y siendo nuestro territorio tan variado, debido a sus diversos accidentes morfológicos; se presentan una gran variedad de escenarios, donde las características de los suelos resultan siendo muy diversas, los que constituyen un reto para la ingeniería vial al momento de proyectar y ejecutar una obra de esta índole.

A lo largo de la historia, las obras viales ejecutadas, han demostrado que por distintas razones se han construido sobre suelos que no cumplen con las características técnicas necesarias para garantizar la estabilidad de su estructura, por tal motivo requieren un manejo consensuado de criterios Geotécnicos que permitan calificar las características físicas-mecánicas que lo componen, con el fin de conocer su comportamiento estructural de soporte para servir como terreno de fundación de una estructura.

En ese contexto, se hace necesaria la evaluación de la condición estructural de los suelos que conforman el terreno de fundación de todo tipo de estructuras de obras civiles proyectadas por el hombre.

En el caso particular de una obra de ingeniería vial, el proceso de evaluación de la respuesta del suelo ante la solicitud de carga del tránsito se hace de suma importancia, tomando en cuenta la magnitud del área de estudio, se genera una gran diversidad de muestras, las cuales deben ser analizadas con especial cuidado y criterio a fin de determinar el valor de resistencia o de respuesta de diseño para cada área homogénea.

En tal medida, al realizar los trabajos de evaluación del suelo a nivel de SUBRASANTE, se detecta la existencia de suelos inadecuados de baja capacidad de soporte con presencia de humedad muy alta que resultan inadecuados, que requieren la sustitución o su respectiva estabilización, donde la alternativa a elegir está condicionada por un análisis técnico-económico comparativo.

En general, el MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES en su Manual Para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Transito en el (ítem 5.7 Mejoramiento de Subrasante), recomienda para cuando se presenten subrasantes

clasificadas como muy pobre y pobre ($\text{CBR} < 6\%$), se proceda a eliminar el material inadecuado y colocar un material granular de reemplazo con CBR mayor a 10% e IP menor a 10; con lo cual se permite el uso de una amplia gama de materiales naturales locales de bajo costo, que cumplan la condición.

Utilizando los criterios y métodos que se pretenden exponer y analizar más adelante en el presente informe, se determinara **EL ESPESOR DE MEJORAMIENTO DE SUELOS A NIVEL DE SUBRASANTE REQUERIDO**, a fin de garantizar la resistencia estructural del pavimento durante toda su vida útil, teniendo como área de estudio para este análisis, el tramo en Rehabilitación de la Carretera Dv. LAS VEGAS – TARMA con una longitud total de 32.6 Km, tomando como muestra los primeros 7 kilómetros.

1.1 ANTECEDENTES DE PROBLEMA

Dentro de toda obra de Ingeniería Civil, se debe tener un especial cuidado de las condiciones del suelo en el cual se van a cimentar las estructuras, ya que la experiencia nos ha enseñado que la durabilidad de éstas no depende solamente del diseño y de la calidad de los materiales utilizados en su construcción, sino también de la calidad del suelo al cual dicha estructura distribuye sus cargas.

Por este motivo, las diferentes razones por las que una superficie de cimentación se llega a considerar como INADECUADA, está condicionada por las características geográficas y climatológicas en los que estos terrenos se encuentran, así como su origen y las características hidráulicas que ellas posean al ser sometidas a ciertas condiciones de drenaje.

En consecuencia la funcionabilidad de la estructura del pavimento, depende fundamentalmente de la calidad de los suelos subyacentes, los cuales son los que soportan íntegramente las diferentes solicitudes de carga vehicular a los que son sometidos.

Muchos tramos de carreteras han sufrido de estos llamados suelos inadecuados, los cuales no cumplen con las condiciones técnicas necesarias para garantizar el buen funcionamiento de la estructura del pavimento diseñado, mostrando asentamientos diferenciales o deterioro prematuro de la superficie de rodadura.

Uno de los sectores que presentó problemas de suelos inadecuados es el tramo II de la Carretera INTEROCEÁNICA SUR que discurre por el departamento de Cusco a lo

largo de 300 km., que empieza en Urcos y culminan en el Puente Inambari, cruzando distintos centros poblados que se van a ver beneficiados con la interconexión vial, no sólo con otras localidades de nuestro país sino con ciudades del Brasil. Dos de esos centros poblados son Kcauri y Pampacamara, ubicados en el distrito de Ccatcca, provincia de Quispicanchi, donde el estudio de suelos desarrollado por CONIRSA arrojaba como resultado una subrasante pobre con una capacidad de soporte (CBR) de 2.1%, el cual lo clasifica como un suelo inadecuado que tiene que ser sometido a un proceso de mejoramiento.

En este caso la determinación de los espesores del mejoramiento a adoptar se vio limitada por el nivel bajo de las construcciones, lo cual condicionaba el levantamiento de la rasante, ya que las excavaciones no se podían profundizar debido a la existencia de servicios de agua y alcantarillado a poca profundidad. Dichos parámetros se deberían tomar en cuenta al momento del cálculo con el fin de encontrar el espesor óptimo, y así no afectar la viabilidad del proyecto.

Con esto nos podemos dar cuenta que la determinación de espesores no sólo consiste en el cálculo matemático, el cual arroja valores exactos basados en las características físico-mecánicas del suelo, sino que también hay otros factores que pueden llegar a condicionar la metodología de cálculo que se debe optar para llegar a determinar soluciones que respondan a los requerimientos tanto técnicos, como sociales y económicos, los cuales presentan diversas variaciones de acuerdo a la zona de trabajo en el cual se desarrolle la Obra.

Otro de los condicionantes que determinan márgenes de tolerancia que se deben tener en cuenta al momento de diseñar el espesor de un mejoramiento, es el que la capa de terreno mejorada estará en contacto directo con el terreno natural, lo cual contribuye a su contaminación y por ende a la reducción de las características físico-mecánicas que fueron tomadas en cuenta al momento del cálculo.

En general, toda zona en la cual se desarrolla un proyecto, siempre va estar condicionada por factores Técnicos, Sociales y Económicos, que van determinando los parámetros que condicionaran su diseño y ejecución.

En este caso el área elegida para el estudio comprende el tramo en Rehabilitación de la Carretera Dv. LAS VEGAS – TARMA con una longitud total de 32.6 Km que forma parte de la Carretera Dv. LAS VEGAS – TARMA – LA MERCED – PTE RAITHER,

pertenece a la Red Vial Nacional PE – 22 A, ubicada en el departamento de Junín provincia de Tarma.

Dentro de las características geográficas y climatológicas que presenta la carretera objeto del estudio, tenemos:

UBICACIÓN

La carretera Dv. Las Vegas – Tarma se ubica en la Provincia de Tarma Departamentos de Junín.

El inicio del tramo se ubica en el KM 0+000, empalme con la carretera La Oroya – Huánuco, Ruta PE-3N, y concluye en el ingreso a la ciudad de Tarma.

ALTITUD

El trazo de la carretera Dv Las Vegas - Tarma varía desde 4198 m.s.n.m. hasta los 3088 m.s.n.m.

CLIMA

El clima en la zona del proyecto es de frío a templado, y lluvioso y con amplitud térmica moderada. La media anual de temperatura máxima y mínima es de 22°C y 3°C, respectivamente. La precipitación media acumulada anual para el periodo es 551.2 mm.

1.2 ALCANCES

Dentro de los alcances del presente informe, tenemos los siguientes:

Realizar el Estudio de Suelos, que nos determinen las características físico-mecánicas de la Subrasante del tramo en estudio.

Realizar la evaluación de las deflexiones producidas en la superficie de la Subrasante, por acción de las cargas vehiculares mediante el uso del deflectómetro denominado Viga Benkelman.

Determinación de los sectores críticos, en base a los estudios de suelos y pruebas de deflectometría realizadas.

Diseñar los Espesores de Mejoramiento requerido, utilizando la METODOLOGÍA AASHTO 93, el MODELO DE BOUSSINESQ y las recomendaciones del ESTADO DE COLORADO (USA).

Elaborar un cuadro comparativo en base a los distintos Métodos empleados, con un análisis de los parámetros utilizados por cada uno de ellos.

1.3 LIMITACIONES

El presente informe de ingeniería a desarrollar contempla con anterioridad las siguientes limitaciones:

El tiempo de trabajo en el cual se desarrolló la toma de muestras, se vio reducido por las condiciones climáticas típicas de alturas mayores a los 3000 m.s.n.m., las cuales restringían la exploración a cielos abierto y la extracción de muestras de suelo, por la presencia permanente de lluvias y heladas.

El no poder contar con el uso del equipo FWD el cual es mucho más confiable, nos ha limitado o restringido al uso Viga Benkelman para la evaluación de los módulos elásticos, ya que el FWD es un equipo de poca difusión en nuestro país por los elevados costos en que este incide.

Carencia equipos para ensayos más sofisticados, como el ENSAYO TRIAXIAL y el ENSAYO DE PLACA DE CARGA.

La poca información teórica disponible referente a este tema, ya que todos los métodos de cálculo se encuentran enfocados al cálculo de la estructura del pavimento, mas no al del mejoramiento de suelo a nivel de subrasante.

La falta de experiencia realizando trabajos en climas extremos como los presentes a alturas mayores a 4000 m.s.n.m.

1.4 JUSTIFICACIÓN

En general las metodologías encontradas referentes al diseño de espesores, solo están enfocadas a la determinación exacta de las capas que componen la estructura del pavimento, y no, a la del material a sustituir en el caso de encontrar terrenos inadecuados a nivel de subrasante.

Por lo que esto genera que se traten de adaptar estos conceptos a la determinación de los espesores de mejoramiento, siendo estos resultados muy aproximados que van variando según el criterio adoptado para este cálculo; lo que conlleva en muchos casos a sobredimensionar los proyectos afectando de esta manera el costo de los mismos provocando así su inviabilidad o en caso contrario a subdimensionarlos lo que

acarrearía deficiencias y deterioro del paquete estructural del pavimento debido a las diversas solicitudes de carga vehicular a la que estas son expuestas, afectando el grado de serviciabilidad en el tiempo de vida útil para el cual fueron diseñadas, perdiendo así gran parte de la inversión realizada.

Otro de los aspectos que muchas veces no se toman en cuenta al momento de dimensionar el espesor de los mejoramientos es el de tener en consideración que la capa mejorada va estar expuesta a contacto directo con el terreno natural, lo que podría provocar su contaminación y por ende su deficiente funcionamiento al estar variando parte de su composición de diseño.

También es importante señalar que el espesor de la capa de suelo a mejorar puede sufrir una considerable modificación de sus dimensiones, dependiendo del método de mejoramiento que se pueda estar adoptando, al estar utilizando procedimientos de estabilización de suelos poco convencionales los cuales cada vez se vuelven de mayor difusión y utilización.

II. MARCO TEORICO

Enmarcado en los distintos conceptos recopilados a través de los tiempos en base a experiencias pasadas que vinieron concientizando a la humanidad a cerca de la importancia de los Suelos, al momento de ser utilizados como suelo de fundación, para recibir la transmisión de las solicitudes de carga a las cuales está sometida una estructura, nos agenciamos de dichos conceptos con el fin de poseer bases teóricas sólidas al momento de evaluar los suelos que serán materia de estudio en el desarrollo del presente informe.

Para tales fines no solo haremos mención de los conceptos ya conocidos, sino también a la experiencia de trabajos anteriores relacionados con el tema en estudio.

De esta manera nuestro trabajo tendrá un enfoque óptimo que podrá evaluar los parámetros de análisis de una manera objetiva, con el fin de obtener resultados y conclusiones que determines espesores de capas mejoradas que vayan acorde con la realidad de la calidad de suelo sobre el que se va cimentar y sea capaz de responder satisfactoriamente a las sollicitaciones de cargas cumpliendo las exigencias técnicas actuales.

2.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS

En referencia a los trabajos realizados por diferentes profesionales en el ámbito de la investigación de las estructuras de Ingeniería Vial, en relación a las características de los elementos que conforman los pavimentos usados en las vías terrestres, contamos con una amplia gama de escritos que hablan de los diferentes aspectos que componen dicho pavimento.

Pero en cambio con respecto a la determinación de el espesor de un mejoramiento de suelo a nivel de subrasante, la información encontrada está limitada a solo algunos aspectos relacionados con el análisis de un mejoramiento, por lo que hace dificultoso el tener una orientación clara del enfoque que debemos adoptar al momento de realizar la esquematización conveniente para alcanzar un análisis claro de los parámetros que enmarcan el presente informe.

A continuación hacemos mención de algunos trabajos que sirven de referencia al momento de definir algunos conceptos utilizados en el análisis de las características que condicionan los parámetros de nuestro estudio.

CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE CON LA INFORMACIÓN DEL DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO, Ing. Carlos Hernando Higuera Sandoval, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, Artículo de la Revista de la Facultad de ingeniería, 16 de Noviembre del 2009.

DIAGNÓSTICO DE VÍA EXISTENTE Y DISEÑO DEL PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA VÍA NUEVA MEDIANTE PARÁMETROS OBTENIDOS DEL ESTUDIO EN FASE I DE LA VÍA ACCESO AL BARRIO CIUDADELA DEL CAFÉ – VIA LA BADEA, Ing. Eduardo Mba Lozano e Ing. Ricardo Tabares Gonzales, Universidad Nacional de Colombia, Monografía Para Optar por el Título de Especialista en Vías y Transporte, Manizales, Noviembre del 2005.

MEJORAMIENTO DE LA SUB-RASANTE POR MEDIO DE CATALIZADOR LÍQUIDO NATURAL EN TERRACERÍA, Bach. David Roberto Santos Castellano, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de ingeniería Civil, Tesis Para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Guatemala, Julio del 2012.

RELACIÓN ENTRE EL MÓDULO RESILIENTE HALLADO POR RETROCÁLCULO Y EL MÓDULO RESILIENTE ENCONTRADO EN ENSAYOS DE LABORATORIO, Ing.

Mario Helberto Leal Noriega, Universidad Nacional de Colombia, Facultad de ingeniería Civil, Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería – Geotecnia, Bogotá-Colombia, 2010.

DISEÑO DE MEZCLA SUELO-AGREGADO-EMULSIÓN COMO ALTERNATIVA PARA MEJORAMIENTO DE CAMINOS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO, Bach. Erick Daniel Calidonio Molina, Bach. Samuel de Jesús Carrillo Calderón, Christian Balmore Meléndez Contreras, Universidad de el Salvador, Facultad Multidisciplinaria de Occidente, Departamento de Ingeniería Civil y Arquitectura, Tesis Para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Santa Ana-EL Salvador, Septiembre del 2010.

TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS DE CONCRETO UTILIZANDO SOBRECAPAS DE REFUERZO, Bach. Javier Paúl Morales Olivares, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, Tesis Para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, PIURA-PERÚ, Enero del 2005.

2.2 OBJETIVOS:

Se pretende alcanzar los siguientes objetivos:

2.2.1 OBJETIVO GENERAL

Hacer un análisis comparativo de los métodos (AASHTO 93, BOUSSINESQ, ABACOS DE COLORADO), para el cálculo del espesor de mejoramiento de subrasante en la carretera Dv. Las Vegas-Tarma, provincia de Tarma – región Junín.

2.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Determinar los sectores con problemas a nivel de subrasante que produzcan fallas de estabilidad en la Carretera Dv. LAS VEGAS – TARMA.

Efectuar la evaluación de la condición superficial y estructural del pavimento existente, a nivel de subrasante mediante relevamiento de fallas.

Determinar las características físicas-mecánicas de los suelos que componen la subrasante existente de la Carretera Dv. LAS VEGAS – TARMA.

Determinación de los espesores requeridos para las zonas de mejoramientos de subrasante con reemplazo de material seleccionado.

Hacer un análisis comparativo de los parámetros usados y resultados obtenidos por cada uno de los métodos.

2.3 MARCO TEÓRICO

En base a los conceptos teóricos, los cuales se han ido mejorando a través de los tiempos como consecuencia de los desaciertos que siempre han ocurrido y seguirán ocurriendo en el campo de la ingeniería, pero los cuales se tratarán en lo posible de minimizar, justamente agenciándonos de las experiencias y criterios ya adoptados por otros profesionales, tratando de esta manera de obtener resultados mucho más eficientes y acertados.

Por consiguiente a continuación pasamos a definir los conceptos más relevantes, que nos van a encaminar a obtener resultados y conclusiones más precisas en cuanto al análisis de las propiedades físico-mecánicas del suelo se refieren.

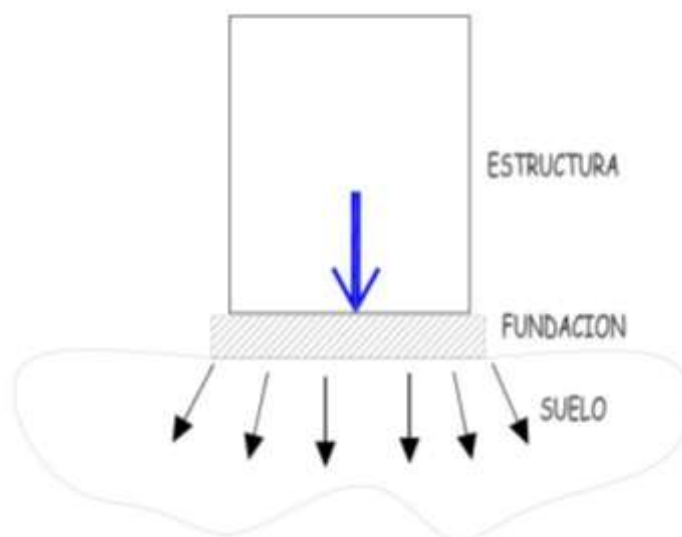
2.3.1 SUELOS DE FUNDACIÓN:

Se denomina suelos de fundación a la capa del suelo bajo la estructura del pavimento, preparada y compactada como fundación para el pavimento. Se trata del terreno natural o la última capa del relleno de la plataforma sobre la que se asienta el pavimento.

Parte del suelo donde se apoya la estructura, es el encargado de recibir y terminar de disipar las cargas que le transmite la fundación.

GRAFICO 1: SUELO DE FUNDACIÓN

FUENTE: "APUNTES DE FUNDACIONES – Delaloye, Horacio"



2.3.2 SUBRASANTE

Es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad en que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto. Esta capa puede estar formada en corte o relleno, y una vez compactada debe tener las secciones transversales y pendientes especificadas en los planos finales de diseño.

El espesor de pavimento dependerá en gran parte de la calidad de la subrasante, por lo que ésta debe cumplir con los requisitos de resistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción por efectos de la humedad, por consiguiente, el diseño de un pavimento es esencialmente el ajuste de la carga de diseño por rueda a la capacidad de la subrasante.

MATERIALES

Tiene que estar libre de vegetación y materia orgánica, de lo contrario, el material deberá reemplazarse por material adecuado para subrasante en el tramo correspondiente o considerar la estabilización de los suelos subyacentes.

En general los materiales apropiados para capa de subrasante, son los suelos de preferencia granulares con porcentajes de hinchamiento según ensayos AASHTO T-193 y que no tengan características inferiores a los suelos que se encuentran en el tramo. Según AASHTO M-145, los suelos clasificados A-8, son materiales inadecuados para la capa de subrasante, ya que son suelos orgánicos constituidos por materiales vegetales o fangosos.

Estos suelos generalmente tienen textura fibrosa, color café oscuro y olor a podredumbre y son altamente compresibles, con muy baja resistencia. Cuando en la subrasante aparezcan áreas con este tipo de material, deberá reemplazarse por otro que llene los requisitos para subrasante, haciendo previamente la remoción del material inapropiado.

COMPACTACIÓN

Para compactar la capa de subrasante, el espesor de ésta debe escarificarse, homogenizarse, mezclarse, conformarse y compactarse en su totalidad, hasta lograr la densidad máxima según AASHTO T-180.

2.3.3 SUELOS INADECUADOS

Se define como suelos inadecuados, a los suelos Orgánicos, Turbas, Blandos y todo suelo que no cumpla con los requerimientos expresados en algunas Especificaciones técnicas EG-2000 resultantes con el diseño de Pavimento con la versión de la AASHTO-93 y con los criterios de clasificación de suelos de acuerdo a los últimos Congresos del Asfalto.

A partir de las propiedades índices y geotécnicas de los suelos de fundación se ha establecido tres criterios de selección, para determinar sectores con presencia de suelos inadecuados.

Capacidad de soporte (Mr)

Es probable que se presenten suelos de baja capacidad de soporte que se encuentren por debajo de este nivel de compactación, siendo así la resistencia ofrecida inferior a la supuesta.

También se encontrará suelos cuya humedad se aleje demasiado del óptimo contenido de humedad de la misma manera esto originará que la compactación de este suelo natural no sea la supuesta en la etapa de Diseño.

Suelos que no cumplen las Especificaciones Generales

Al efectuar cortes, ya sea en el talud o en la plataforma existente se exponen suelos que quedarán a nivel de subrasante y que deben cumplir especificaciones básicas, tales como:

Índice de Plasticidad : <10%

Tipo de suelo : A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-6 y A-3

Suelos que no cumplan estas Especificaciones deberán ser eliminados y reemplazados por suelos adecuados.

Para tal efecto el material de reemplazo deberá poseer un CBR igual ó superior a 20% (al 95 % de MDS). Se debe indicar que este CBR es compatible con los valores de soporte empleados en la metodología de diseño (AASHTO e Instituto del Asfalto). Cabe indicar que el material de base granular existente tiene un CBR superior a 20% y será empleado para los mejoramientos.

2.3.4 GRANULOMETRÍA

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la siguiente correlativamente.

La separación en fracciones se hace sencillamente con mallas, cuando es posible el cribado; pero en suelos de grano muy pequeño, que forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastante más complicados para separar las partículas individuales y ellos da lugar a resultados más confusos, en los que, para lograr las fracciones constituyentes ha de recurrirse a hipótesis no muy satisfactorias, llegándose a resultados finales bastante dudosos.

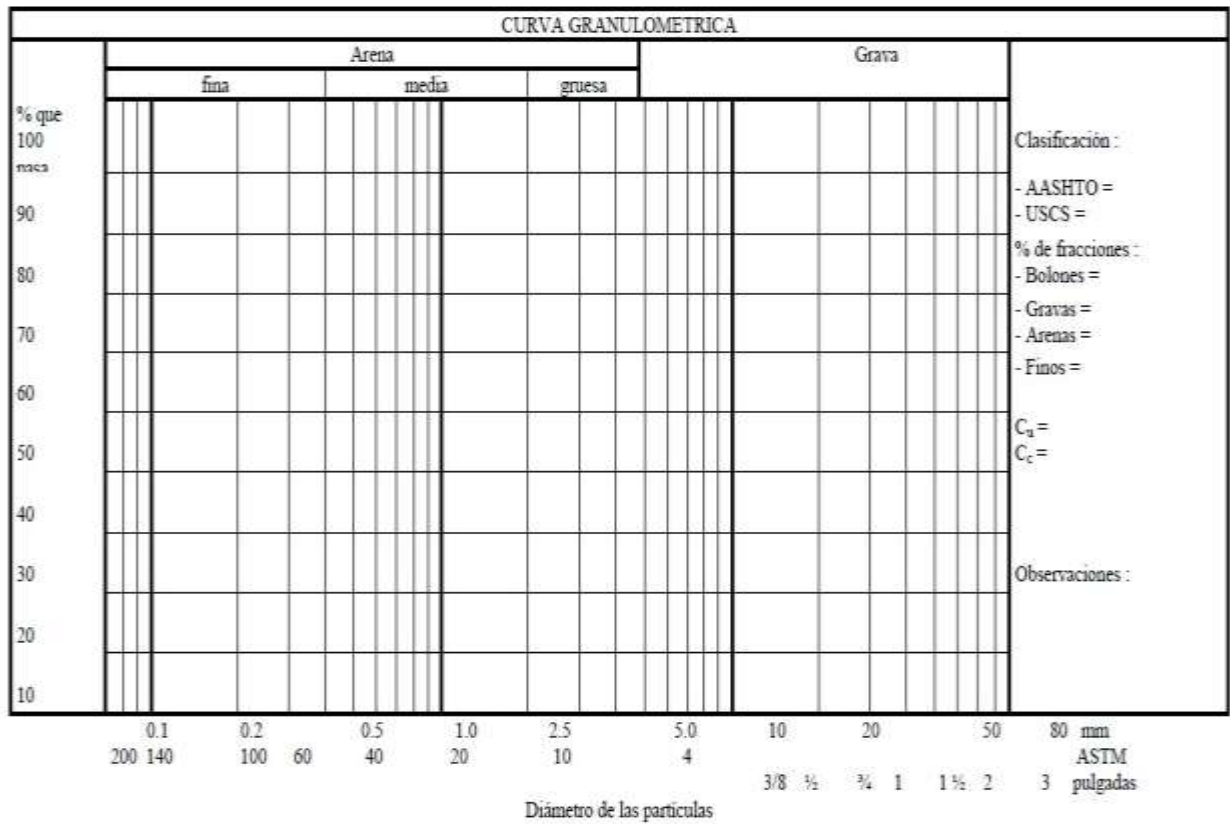
CUADRO 1: NUMERACIÓN Y ABERTURA DE TAMICEZ

FUENTE: "MECÁNCA DE SUELOS Y CIMENTACIONES – Crespo Villalaz, Carlos"

Tamiz (ASTM)	Tamiz (Nch) (mm.)	Abertura real (mm.)	Tipo de suelo
3 "	80	76,12	GRAVA
2 "	50	50,80	
1 1/2 "	40	38,10	
1 "	25	25,40	
3/4 "	20	19,05	
3/8 "	10	9,52	ARENA GRUESA
Nº 4	5	4,76	
Nº 10	2	2,00	ARENA MEDIA
Nº 20	0,90	0,84	
Nº 40	0,50	0,42	
Nº 60	0,30	0,25	ARENA FINA
Nº 140	0,10	0,105	
Nº 200	0,08	0,074	

CUADRO 2: CURVA GRANULOMÉTRICA

FUENTE: “MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES – Crespo Villalaz, Carlos”



El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado.

DIÁMETRO EFECTIVO (D_{10})

Llamado así por Allen Hazen; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso del suelo.

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD (C_u)

Es la relación que existe entre el tamaño tal, que el 60% del peso, del suelo, sea igual o menor y el Coeficiente de Uniformidad.

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

Teniendo en cuenta que en realidad esta relación es un coeficiente de no uniformidad, pues a mayor sea el valor de este al uniformidad del material analizado es menor, eso significa que está bien graduado.

COEFICIENTE DE CURVATURA (C_c)

Es un parámetro que también ayuda a definir la uniformidad y graduación que posee un material, siendo el rango entre 1 y 3 para suelos bien graduados.

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

2.3.5 CONTENIDO DE HUMEDAD

Es la relación del peso del agua al peso de los sólidos en una determinada masa de suelo, expresada, generalmente, en porcentaje:

$$W = \frac{P_w}{P_s} * 100$$

El contenido de humedad se determina pesando una muestra representativa del suelo en su estado húmedo, secando luego dicha muestra, a peso constante en un horno a una temperatura de 100°C a 110°C y pesándola después. La diferencia entre el peso de la muestra antes y después de secada al horno representa el peso del agua que contenía la muestra. Este peso del agua expresado como porcentaje del peso seco de la muestra nos da el contenido de humedad. El contenido de humedad del suelo puede variar desde cero está perfectamente seco hasta un máximo determinado y variable cuando está completamente saturado

HUMEDAD NATURAL (W_n): Es la relación del peso del agua al peso de los sólidos en una determinada masa de suelo que se encuentra en su estado natural. El procedimiento para su determinación es el mismo usado para el Contenido de Humedad.

2.3.6 LÍMITES DE ATTERBERG

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, éste puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, se comportara como un material *plástico*, *semisólido* o *sólido*, dependiendo de su contenido de agua. Éste, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico se define como *límite líquido (LL)*. Igualmente, los contenidos de agua, en por ciento, con el que el suelo cambia de estado plástico a un semisólido y de un semisólido a un sólido se define como el *límite plástico (LP)* y el *límite de contracción (LC)*, respectivamente. Éstos se denominan *límites de Atterberg*.

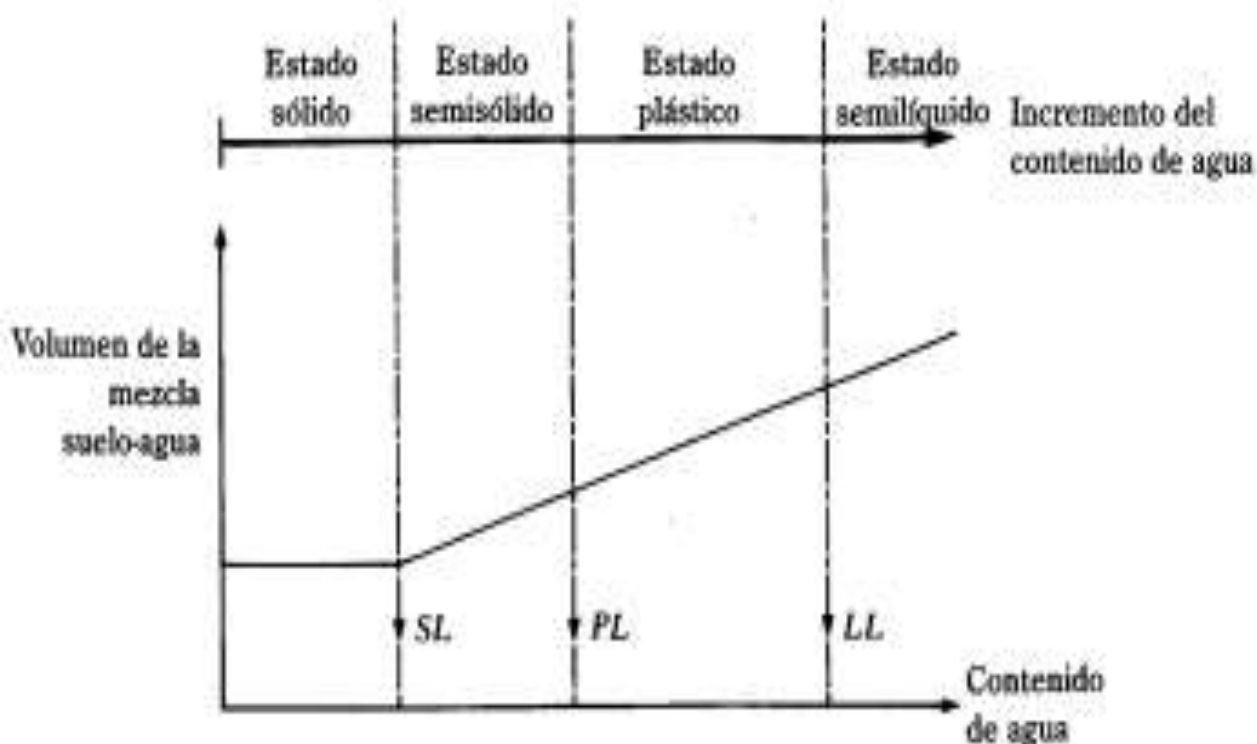
El *límite líquido* de un suelo es determinado por medio de la copa de Casagrande (Designación de Prueba D-4318 de la ASTM) y se define como el contenido de agua con el cual se cierra una ranura de $\frac{1}{2}$ " in (12.7 mm) mediante 25 golpes.

El *límite plástico* se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de $\frac{1}{8}$ " pulg. (3.18 mm) de diámetro (Designación de Prueba D-4318 de la ASTM).

El *límite de contracción* se define como el contenido de agua con el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de agua (Designación de Prueba D-427 de la ASTM).

GRAFICO 2: DEFINICIÓN DE LOS LÍMITES DE ATTERBERG

FUENTE: "PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIÓN – Braja M. Das"



2.3.7 ÍNDICE DE PLASTICIDAD

Se denomina *Índice de Plasticidad* o *Índice Plástico (IP)* a la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico tal como lo definan los ensayos.

Tanto el límite líquido como el límite plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla del suelo, sin embargo, el índice plástico, depende, generalmente, de la cantidad de arcilla del suelo.

Comparando el índice de plasticidad con el que marquen las especificaciones respectivas, se puede decir si un determinado suelo presenta las características adecuadas para cierto uso.

$$IP = LL - LP$$

2.3.8 ÍNDICE DE CONSISTENCIA

Esta apreciación corresponde a determinar el estado del suelo mediante el valor del índice de consistencia, el cual corresponde a la diferencia entre el límite líquido y el contenido de humedad, todo dividido por el índice de plasticidad.

$$I.C. = \frac{LL - W_n}{IP}$$

El *Índice de Consistencia* o *Consistencia Relativa* puede ser tomada como una medida de la consistencia del suelo, relacionada con la cantidad de agua que es capaz de absorber.

Si la *Consistencia Relativa* resulta negativa, o sea cuando la humedad del suelo sea mayor que la de su límite líquido, el amasado del suelo lo transforma en un barro viscoso. Consistencias relativas muy cercanas a cero indica un suelo con esfuerzo a ruptura (q_u) a compresión axial no confinada comprendido entre 0.25 y 1.0 kg/cm². Si la *Consistencia Relativa* es aproximadamente igual a uno, ello indica que su q_u puede estar comprendida entre 1.0 y 5.0 kg/cm². En general, el esfuerzo de corte de un suelo crece a medida que I.C. varía de 0 a 1.

De acuerdo a José A. Jiménez Salas en su libro de Mecánica de Suelos y sus aplicaciones en la Ingeniería realizó un estudio referente a los índices de consistencia determinando unas características del suelo de acuerdo a los rangos establecidos.

Con la mencionada tabla que adjuntamos se relacionan los valores que se pueden obtener a partir del índice de consistencia, debido a la participación de suelos que han estado sujetos a saturación a lo largo de tiempo prolongado en algunos casos, o de manera cíclica para saturaciones de precipitaciones por épocas o la percolación de las aguas pluviales o aniegos de rotura de alguna tubería de saneamiento que se infiltran hacia el subsuelo como es caso de nuestra obra:

CUADRO 3: ÍNDICE DE CONSISTENCIA-ESTADO DEL SUELO**FUENTE:** “MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES – Crespo Villalaz, Carlos”

ÍNDICE DE CONSISTENCIA	ESTADO DEL SUELO
< 0.00	Líquido
0.00 – 0.25	Semi líquido
0.25 – 0.50	Plástico muy blando
0.50 – 0.75	Plástico blando
0.75 – 1.00	Plástico duro
> 1.00	Sólido

2.3.9 ÍNDICE DE LIQUIDÉZ

En los suelos plásticos, el Índice de Liquidez es indicativo de la historia de los esfuerzos a que ha estado sometido el suelo.

Si el valor del Índice de Liquidez es cercano a cero, se considera que el suelo está preconsolidado, y si es cercano a uno entonces se le considera como normalmente consolidado. La expresión para obtener el Índice de Liquidez es:

$$I_L = \frac{W_n - L.P.}{I.P.}$$

Siendo: I_L = Índice de Liquidez

W_n = Contenido de Humedad

$L.P.$ = Límite Plástico

$I.P.$ = Índice Plástico

Si la humedad inicial de un suelo corresponde a un Índice de Liquidez igual a 0.2 ó a más, el suelo, aun siendo altamente plástico, tendrá poca o nula expansión.

2.3.10 COMPRESIBILIDAD DEL SUELO

Entendemos por compresibilidad a la propiedad que tienen algunos suelos de cambiar su forma o volumen cuando les aplican cargas externas.

En suelos gravosos cuando se les aplica cargas externas hay una deformación en su esqueleto sólido inclusive existe quiebra de sus granos finos habiendo variación en sus volúmenes y por eso debemos de tener presente los siguientes 03 casos:

Compresión : Cuando hay disminución de volumen

Dilatación : Cuando hay aumento de volumen

Deformación : Cuando el suelo cambia de forma sin variar su volumen.

Para arcillas normalmente consolidadas el valor de C_c puede ser estimado, en forma aproximada, utilizando la expresión siguiente:

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

Según **Carlos Crespo Villalaz**, en su texto *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, muestra un cuadro en el cual determina el grado de Compresibilidad de un suelo en función del Índice de Compresibilidad:

CUADRO 4: ÍNDICE DE CONSISTENCIA-ESTADO DEL SUELO

FUENTE: “MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES – Crespo Villalaz, Carlos”

Cc	Compresibilidad
0.00 - 0.19	Baja
0.20 - 0.39	Media
0.00 - 0.40	Alta

Con esta expresión podemos calcular inmediatamente la Compresibilidad de un suelo en el cual se considera como inadecuado cuando el índice de compresibilidad (C_c) es mayor o igual a 0.20.

2.3.11 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe ir precedido por otro de clasificación completa.

Por lo tanto el ordenamiento de los diferentes suelos en grupos que tienen propiedades semejantes, se hace de suma importancia, cuyo propósito es el de facilitar la identificación de las actitudes de un suelo por comparación con otros de la misma clase cuyas propiedades se conocen.

Los sistemas de clasificación de suelos dividen a estos en grupos y sub grupos en base a propiedades ingenieriles tales como la *distribución granulométrica*, el *límite líquido* y el *límite plástico*. Los sistemas principales de clasificación actualmente en uso son (1) el Sistema *AASHTO* (*American Association of State Highway and Transportation Official*) y (2) el *Unified Soil Classification System* (también ASTM). El sistema de clasificación AASHTO se usa principalmente para clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.

Sistema de Clasificación AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Official*)

El Sistema de Clasificación de Suelos AASHTO fue propuesto originalmente por el Highway Research Board's Committee sobre clasificación de materiales para subrasante y caminos de tipo granular (1945).

De acuerdo con la actual forma de este sistema, los suelos pueden clasificarse según ocho grupos principales, A-1 al A-8, en base a su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos comprendidos en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son de grano fino.

La turba, el lodo y otros suelos altamente orgánicos quedan clasificados en el grupo A-8. Éstos son identificados por inspección visual.

El sistema de clasificación AASHTO (para suelos A-1 al A-7) se presenta en el cuadro 5 Note que el grupo A-7 incluye dos tipos de suelos. Para el tipo A-7-5, el índice de plasticidad es menor o igual que el límite líquido menos 30. Para el tipo A-7-6, el índice de plasticidad es mayor que el límite líquido menos 30.

Para la evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo como material para subrasante de un camino, se desarrolló también un número denominado *índice de grupo*. Entre mayor es el valor de índice de grupo para un suelo, será menor el uso del suelo como subrasante. Un índice de grupo de 20 o más indica un material muy pobre para ser usado al respecto. La fórmula para el índice de grupo GI es:

$$GI = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

Dónde: F200 = por ciento que pasa la malla n° 200, expresado como un número entero

LL = límite líquido

PI = índice de plasticidad

Al calcular el índice de grupo para un suelo de los grupos A-2-6 o A-2-7, use sólo la ecuación de índice de grupo parcial relativa al índice de plasticidad:

$$GI = 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

El índice de grupo es redondeado al número entero más cercano y se escribe al lado del grupo en paréntesis.

CUADRO 5: CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS – AASHTO

FUENTE: “PRINCIPIO DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES – Braja M. Das”

Clasificación general	Suelos granulosos 35% máximo que pasa por tamiz de 0.08 mm							Suelos finos más de 35% pasa por el tamiz de 0.08 mm				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
Análisis granulométrico												
% que pasa por el tamiz de :												
2 mm	máx. 50											
0,5 mm	máx. 30	máx. 50	min. 50									
0,08 mm	máx. 15	máx. 25	máx. 10	máx. 35	máx. 35	máx. 35	máx. 35	min. 35	min. 35	min. 35	min. 35	min. 35
Límites Atterberg												
Límite de liquidez				máx. 40	min. 40	máx. 40	min. 40	máx. 40	máx. 40	máx. 40	min. 40	min. 40
Índice de plasticidad	máx. 6	máx. 6		máx. 10	máx. 10	min. 10	min. 10	máx. 10	máx. 10	min. 10	min. 10	min. 10
											IP ≤ LL-30	IP > LL-30
Índice de grupo	0	0	0	0	0	máx. 4	máx. 4	máx. 8	máx. 12	máx. 16	máx. 20	máx. 20
Tipo de material	Piedras, gravas y arena		Arena fina	Gravas y arenas limosas o arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Estimación general del suelo como subrasante	De excelente a bueno						De pasable a malo					

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos fue originalmente propuesto por A. Casagrande en 1942 y después revisado y adoptado por el Bureau of Reclamation de Estados Unidos y por el cuerpo de Ingenieros.

Este sistema se usa en prácticamente todo trabajo de geotecnia.

CUADRO 6: CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS – S.U.C.S.

FUENTE: “PRINCIPIO DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES– Braja M. Das”

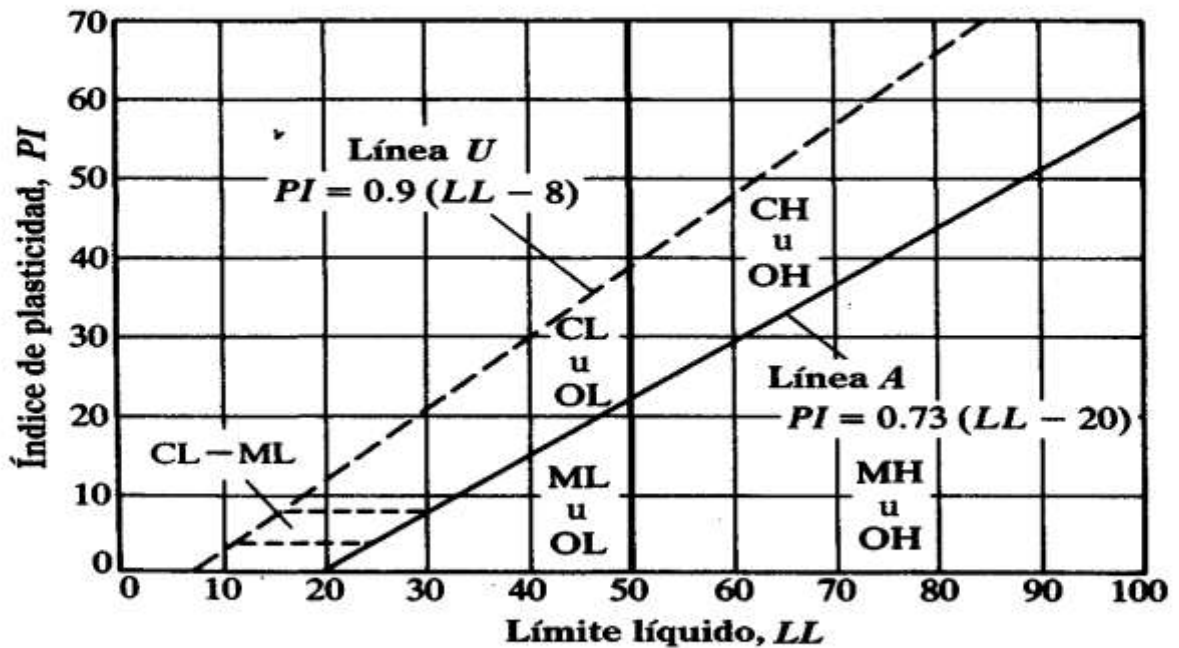
Símbolo	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos orgánicos y arcilla	Turba y suelos orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduados	Mal graduados

En el Sistema Unificado, los siguientes símbolos se usan como identificación.

La carta de plasticidad y el CUADRO 7 muestran el procedimiento para determinar los símbolos de grupo para varios tipos de suelo. Al clasificar un suelo se debe proporcionar el nombre del grupo que describe generalmente al suelo, junto con el símbolo respectivo. Las tablas 2.3, 2.4, 2.5, respectivamente, dan los criterios para obtener los nombres de grupos para suelo de grano grueso, para suelo inorgánico de grano fino y para suelo orgánico de grano fino. Esas tablas se basan en la designación D-2487 de la ASTM.

GRAFICO 3: CARTA DE PLASTICIDAD

FUENTE: "PRINCIPIO DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES– Braja M. Das"



CUADRO 7: SÍMBOLOS DE GRUPOS SEGÚN S.U.C.S.

FUENTE: "PRINCIPIO DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES– Braja M. Das"

División principal	Criterios	Símbolo de grupo	
Suelo de grano grueso, $R_{200} > 50$ Suelo con grava, $R_4 > 0.5R_{200}$	$F_{200} < 5, C_u \geq 4, 1 \leq C_z \leq 3$	GW	
	$F_{200} < 5, C_u < 4$ y/o C_z no entre 1 y 3	GP	
	$F_{200} > 12, PI < 4$, o límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)	GM	
	$F_{200} > 12, PI > 7$, y límites de Atterberg en o arriba de la línea A (figura 1.7)	GC	
	$F_{200} > 12, LL < 50, 4 \leq PI \leq 7$, y límites de Atterberg en o arriba de la línea A	GC-GM ^a	
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de GW y los criterios de plasticidad de GM	GW-GM ^a	
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de GW y los criterios de plasticidad de GC	GW-GC ^a	
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de GP y los criterios de plasticidad de GM	GP-GM ^a	
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de GP y los criterios de plasticidad de GC	GP-GC ^a	
	Suelo arenoso, $R_4 \leq 0.5R_{200}$	$F_{200} < 5, C_u \geq 6, 1 \leq C_z \leq 3$	SW
$F_{200} < 5, C_u < 6$, y/o C_z no entre 1 y 3		SP	
$F_{200} > 12, PI < 4$, o límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)		SM	
$F_{200} > 12, PI > 7$, y límites de Atterberg sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)		SC	
$F_{200} > 12, LL > 50, 4 \leq PI \leq 7$, y límites de Atterberg sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)		SC-SM ^a	
$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de SW y los criterios de plasticidad de SM		SW-SM ^a	
$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de SW y los criterios de plasticidad de SC		SW-SC ^a	
$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de SP y los criterios de plasticidad de SM		SP-SM ^a	
$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de SP y los criterios de plasticidad de SC		SP-SC ^a	
Suelo de grano fino (inorgánico), $R_{200} \leq 50$		$PI < 4$, o límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)	ML
	$PI > 7$, y límites de Atterberg sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)	CL	
	$4 \leq PI \leq 7$, y límites de Atterberg arriba de la línea A (figura 1.7)	CL-ML ^a	
	Límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)	MH	
Suelo limoso y arcilloso, $LL \geq 50$	Límites de Atterberg en o arriba de la línea A (figura 1.7)	CH	
Suelo de grano fino (orgánico)	Limo orgánico y arcilla, $LL < 50$	$\frac{LL_{\text{no secado en horno}}}{LL_{\text{secado en horno}}} < 0.75$	OL
	Limo orgánico y arcilla, $LL \geq 50$	$\frac{LL_{\text{no secado en horno}}}{LL_{\text{secado en horno}}} < 0.75$	OH

Nota: F_{200} = por ciento que pasa la malla no. 200; R_{200} = por ciento retenido en la malla no. 200; R_4 = por ciento retenido en la malla no. 4; C_u = coeficiente de uniformidad; C_z = coeficiente de graduación; LL = límite líquido; PI = índice de plasticidad; límites de Atterberg basados en la fracción menos no. 40.

^a Caso en la frontera; clasificación doble.

CUADRO 8: NOMBRES DE GRUPOS SEGÚN S.U.C.S. - SUELOS DE GRANO GRUESO

FUENTE: "PRINCIPIO DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES– Braja M. Das"

Criterios			
Símbolo de grupo	Fracción de grava (%)	Fracción de arena (%)	Nombre del grupo
GW		<15	Grava bien graduada
		≥15	Grava bien graduada con arena
GP		<15	Grava mal graduada
		≥15	Grava mal graduada con arena
GM		<15	Grava limosa
		≥15	Grava limosa con arena
GC		<15	Grava arcillosa
		≥15	Grava arcillosa con arena
GC-GM		<15	Grava arcillo limosa
		≥15	Grava arcillo limosa con arena
GW-GM		<15	Grava bien graduada con limo
		≥15	Grava bien graduada con limo y arena
GW-GC		<15	Grava bien graduada con arcilla
		≥15	Grava bien graduada con arcilla y arena
GP-GM		<15	Grava mal graduada con limo
		≥15	Grava mal graduada con limo y arena
GP-GC		<15	Grava mal graduada con arcilla
		≥15	Grava mal graduada con arcilla y arena
SW	<15		Arena bien graduada
		≥15	Arena bien graduada con grava
SP	<15		Arena mal graduada
		≥15	Arena mal graduada con grava
SM	<15		Arena limosa
		≥15	Arena limosa con grava
SC	<15		Arena arcillosa
		≥15	Arena arcillosa con grava
SM-SC	<15		Arena arcillo limosa
		≥15	Arena arcillo limosa con grava
SW-SM	<15		Arena bien graduada con limo
		≥15	Arena bien graduada con limo y grava
SW-SC	<15		Arena bien graduada con arcilla
		≥15	Arena bien graduada con arcilla y grava
SP-SM	<15		Arena mal graduada con limo
		≥15	Arena mal graduada con limo y grava
SP-SC	<15		Arena mal graduada con arcilla
		≥15	Arena mal graduada con arcilla y grava

Nota: Fracción de arena = por ciento de suelo que pasa la malla no. 4 pero se retiene sobre la malla no. 200 = R_{200}
- R_4 ; fracción de grava = por ciento de suelo que pasa la malla de 3 pulg pero se retiene en la malla no. 4 = R_4 .

CUADRO 9: NOMBRES DE GRUPOS SEGÚN S.U.C.S. PARA SUELOS DE GRANO FINO - INORGÁNICO
FUENTE: "PRINCIPIO DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES– Braja M. Das"

Símbolo de grupo	Criterios				Nombre del grupo
	R_{200}	Fracción de arena		Fracción de arena	
		Fracción de grava	Fracción de grava		
CL	<15				Arcilla delgada
	15 a 29	≥ 1			Arcilla delgada con arena
		<1			Arcilla delgada con grava
	≥ 30	≥ 1	<15		Arcilla delgada arenosa
		≥ 1	≥ 15		Arcilla delgada arenosa con grava
		<1		<15	Arcilla delgada con mucha grava
<1			≥ 15	Arcilla delgada con mucha grava y con arena	
ML	<15				Limo
	15 a 29	≥ 1			Limo con arena
		<1			Limo con grava
	≥ 30	≥ 1	<15		Limo arenoso
		≥ 1	≥ 15		Limo arenoso con grava
		<1		<15	Limo con mucha grava
<1			≥ 15	Limo con mucha grava y con arena	
CL-ML	<15				Arcilla limosa
	15 a 29	≥ 1			Arcilla limosa con arena
		<1			Arcilla limosa con grava
	≥ 30	≥ 1	<15		Arcilla limosa arenosa
		≥ 1	≥ 15		Arcilla limosa arenosa con grava
		<1		<15	Arcilla limosa con mucha grava
<1			≥ 15	Arcilla limosa gravosa con arena	
CH	<15				Arcilla gruesa
	15 a 29	≥ 1			Arcilla gruesa con arena
		<1			Arcilla gruesa con grava
	≥ 30	≥ 1	<15		Arcilla gruesa arenosa
		≥ 1	≥ 15		Arcilla gruesa arenosa con grava
		<1		<15	Arcilla gruesa con mucha grava
<1			≥ 15	Arcilla gruesa con mucha grava y con arena	
MH	<15				Limo elástico
	15 a 29	≥ 1			Limo elástico con arena
		<1			Limo elástico con grava
	≥ 30	≥ 1	<15		Limo elástico arenoso
		≥ 1	≥ 15		Limo elástico arenoso con grava
		<1		<15	Limo elástico con mucha grava
<1			≥ 15	Limo elástico con mucha grava y con arena	

Nota: R_{200} = por ciento de suelo retenido en la malla no. 200; fracción de arena = por ciento de suelo que pasa la malla no. 4 pero se retiene en la malla no. 200 = $R_{200} - R_4$; fracción de grava = por ciento de suelo que pasa la malla de 3 pulg pero se retiene en la malla no. 4 = R_4 .

CUADRO 10: NOMBRES DE GRUPOS SEGÚN S.U.C.S. PARA SUELOS DE GRANO FINO - ORGÁNICO
FUENTE: "PRINCIPIO DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES– Braja M. Das"

Símbolo de grupo	Plasticidad	R_{200}	Criterios			Nombre del grupo	
			Fracción de arena				
			Fracción de grava	Fracción de grava	Fracción de arena		
OL	$PI \geq 4$ y límites de Atterberg en o arriba de la línea A	<15				Arcilla orgánica	
		15 a 29	≥ 1			Arcilla orgánica con arena	
			<1			Arcilla orgánica con grava	
		≥ 30	≥ 1	<15		Arcilla orgánica arenosa	
			≥ 1	≥ 15		Arcilla orgánica arenosa con grava	
			<1		<15	Arcilla orgánica con mucha grava	
	$PI < 4$ y límites de Atterberg debajo de la línea A		<1			≥ 15	Arcilla orgánica con mucha grava y con arena
			<15				Limo orgánico
		15 a 29	≥ 1				Limo orgánico con arena
			<1				Limo orgánico con grava
		≥ 30	≥ 1	<15			Limo orgánico arenoso
			≥ 1	≥ 15			Limo orgánico arenoso con grava
			<1		<15		Limo orgánico con mucha grava
			<1			≥ 15	Limo orgánico con mucha grava y con arena
OH	Límites de Atterberg en o arriba de la línea A	<15				Arcilla orgánica	
		15 a 29	≥ 1			Arcilla orgánica con arena	
			<1			Arcilla orgánica con grava	
		≥ 30	≥ 1	<15		Arcilla orgánica arenosa	
			≥ 1	≥ 15		Arcilla orgánica arenosa con grava	
			<1		<15	Arcilla orgánica con mucha grava	
	Límites de Atterberg debajo de la línea A		<1			≥ 15	Arcilla orgánica con mucha grava y con arena
			<15				Limo orgánico
		15 a 29	≥ 1				Limo orgánico con arena
			<1				Limo orgánico con grava
		≥ 30	≥ 1	<15			Limo orgánico arenoso
			≥ 1	≥ 15			Limo orgánico arenoso con grava
			<1		<15		Limo orgánico con mucha grava
			<1			≥ 15	Limo orgánico con mucha grava y con arena

Nota: R_{200} = por ciento de suelo retenido en la malla no. 200; fracción de arena = por ciento de suelo que pasa la malla no. 4 pero se retiene en la malla no. 200 = $R_{200} - R_4$; fracción de grava = por ciento de suelo que pasa la malla de 3 pulg pero se retiene en la malla no. 4 = R_4 .

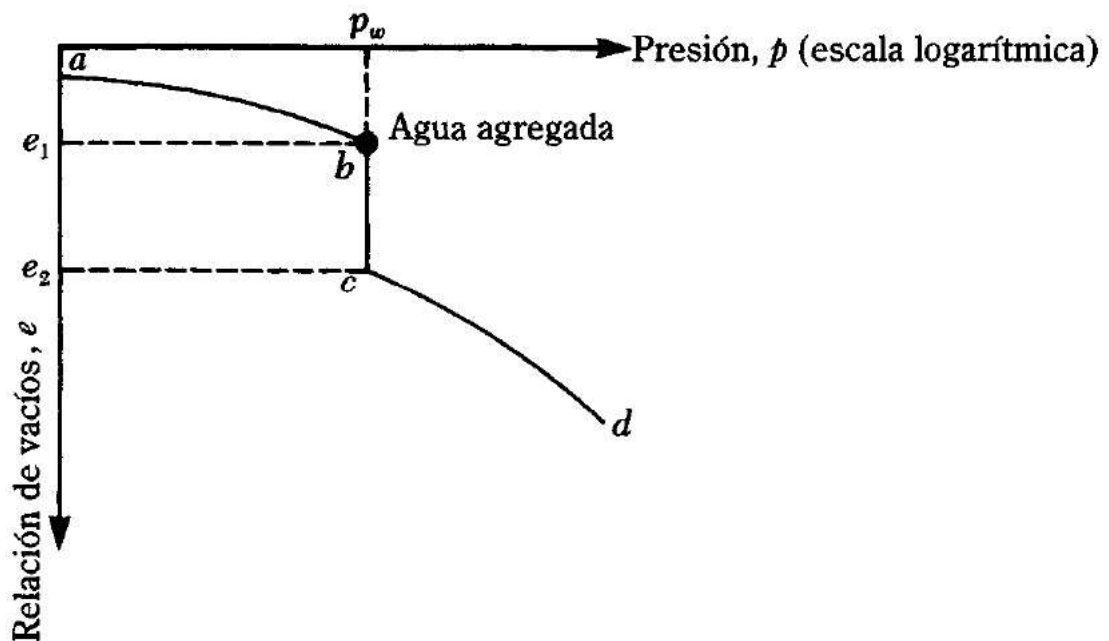
2.3.12 SUELOS COLAPSABLES

Los *suelos colapsables*, llamados a veces *suelos metaestables*, son suelos no saturados que sufren un gran cambio de volumen al saturarse. Este cambio puede o no ser el resultado de la aplicación de carga adicional.

El comportamiento de los suelos colapsables bajo carga se explica mejor por medio del gráfico 4, relación de vacíos-presión (e versus $\log. p$) para suelos colapsables.

GRAFICO 4: VARIACIÓN DE RELACIÓN DE VACÍOS-PRESIÓN EN SUELOS COLAPSABLES.

FUENTE: "PRINCIPIO DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES – Braja M. Das"



La rama ab se determina de la prueba de consolidación sobre un espécimen con su contenido de humedad natural. A la presión p_w , la relación de vacíos de equilibrio es e_1 . Sin embargo, si se introduce agua al espécimen hasta saturarlo, la estructura del suelo se colapsará.

Después de la saturación, la relación de vacíos de equilibrio a la misma presión p_w es e_2 ; cd es la rama de la curva bajo carga adicional después de la saturación. Las cimentaciones construidas sobre tales suelos llegan a sufrir grandes y repentinos asentamientos cuando el suelo bajo cimentación se satura con una humedad no anticipada, que puede provenir de varias fuentes.

Por consiguiente, la identificación de los suelos colapsables durante una exploración de campo es crucial.

2.3.13 SUELOS EXPANSIVOS

Son arcillas plásticas que se expanden considerablemente cuando se agrega agua y luego se contraen con la pérdida de agua. Las cimentaciones construidas sobre esas arcillas están sometidas a grandes fuerzas de levantamiento causadas por la expansión. Esas fuerzas provocan levantamiento, agrietamiento y ruptura de la cimentación dispuesta sobre dicho terreno.

En general, las arcillas potencialmente expansivas, tienen límites líquidos e índices de plasticidad mayores a aproximadamente 40 y 15, respectivamente.

La susceptibilidad de un suelo al colapso por expansión, según el criterio de Holtz y Gibbs, puede obtenerse en función del índice plástico.

CUADRO 11: ÍNDICE DE PLASTICIDAD – POTENCIAL DE EXPANSIÓN
FUENTE: “EXPEDIENTE TÉCNICO-REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA Dv. LAS VEGAS_TARMA”

ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	POTENCIAL DE EXPANSIÓN
IP > 32	MUY ALTO
23 < IP < 45	ALTO
12 < IP < 34	MEDIO
IP < 20	BAJO

2.3.14 RESISTENCIA DEL SUELO

En Mecánica de Suelos, la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin fallar.

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene gran importancia para el ingeniero.

En segundo lugar, ocurre que la resistencia de los suelos a otro tipos de esfuerzos, como los de compresión (pura, naturalmente), es tan alta, que tampoco la resistencia es de interés práctico, pues los suelos sometidos a compresión en cualquier caso real, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

GRAFICO 5: TIPOS DE FALLA DEL SUELO

FUENTE: "MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES - Crespo Villalaz, Carlos."

TIPOS DE FALLA

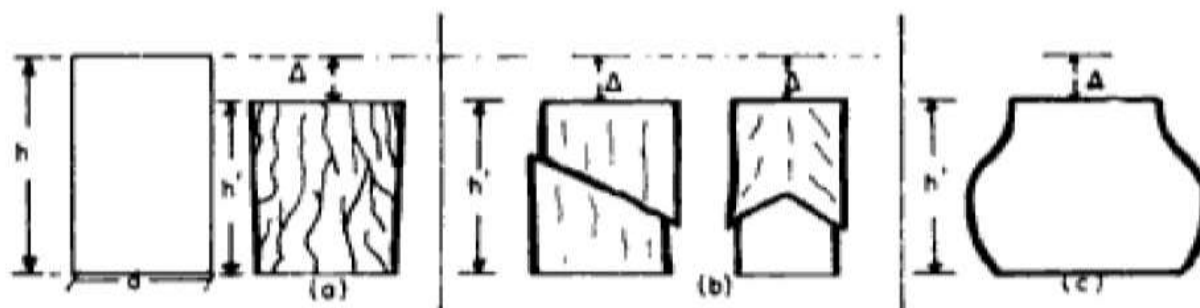


Figura 11.1a

Figura 11.1b

Figura 11.1c

En el primer caso (*fig. 11.1a*) se dice que hay un disgregamiento de las partículas. En el segundo caso (*fig. 11.1b*) se dice que la masa se desliza a lo largo de ciertas líneas de rotura, o si la masa es plástica se produce lo que se denomina fluencia plástica (*fig. 11.1c*). Estos movimientos dentro de la masa de suelo tienden a ser contrarrestados por la llamada *Resistencia al Corte*.

2.3.15 COMPACTACIÓN

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo- deformación de los suelos, por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia 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.

2.3.16 PRUEBA PROCTOR

La prueba de Proctor se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por un procedimiento definido, para diferentes contenidos de humedad. Esta prueba tiene por objeto:

Determinar el peso volumétrico seco máximo $\gamma_{s, \text{máx.}}$ que puede alcanzar un material, así como la humedad óptima ω_o a que deberá hacerse la compactación.

Determinación del grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción o cuando ya se encuentran construidos los caminos, aeropuerto y calles, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar con el peso volumétrico máximo Proctor.

La Prueba Proctor reproduce en el Laboratorio el tipo de compactación uniforme de la parte inferior hacia la superficie de la capa compactada. ⁽²⁾

En todos los suelos, al incrementarse su humedad se aplica un medio lubricante entre sus partículas que permiten un cierto acomodo de éstas cuando se sujetan a un esfuerzo de compactación.

Si se agrega una pequeña cantidad de agua a un suelo y luego éste se compacta, el suelo tendrá un cierto peso específico. Si el contenido de agua del mismo suelo es incrementado gradualmente y la energía de compactación es la misma, el peso específico del suelo se incrementará gradualmente.

La razón es que el agua actúa como un lubricante entre partículas del suelo y, bajo compactación ésta ayuda a reacomodar las partículas sólidas a un estado más denso. El incremento en peso específico seco con el incremento del contenido de agua en un suelo alcanzará un valor límite más allá del cual cantidades adicionales de agua conducirán a una reducción del peso específico seco. El contenido de agua para el cual se obtiene el *peso específico seco máximo* se llama *contenido de agua óptimo*.

Las pruebas estándar de laboratorio usadas para evaluar los pesos específicos secos máximos y los contenidos óptimos de agua para varios suelos son:

Prueba *Proctor estándar* (ASTM D-698)

Prueba *Proctor modificada* (ASTM D-1557)

El suelo se compacta en un molde en varias capas por medio de un pizón. El contenido de agua, ω , del suelo se cambia y se determina el peso específico seco, γ_s , de compactación en cada prueba.

El peso específico seco máximo de compactación y el correspondiente contenido óptimo de agua se determinan graficando γ_s versus ω (%). Las especificaciones estándar para los tipos de pruebas Proctor se dan en los cuadros 12 y 13.

CUADRO 12: ESPECIFICACIONES PARA LA PRUEBA PROCTOR ESTÁNDAR (ASTM 698-91)

FUENTE: "PRINCIPIO DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES - Braja M., Das"

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	4 pulg (101.6 mm)	4 pulg (101.6 mm)	6 pulg (152.4 mm)
Volumen del molde	0.0333 pie ³ (944 cm ³)	0.0333 pie ³ (944 cm ³)	0.075 pie ³ (2124 cm ³)
Peso del pizón	5.5 lb (2.5 kg)	5.5 lb (2.5 kg)	5.5 lb (2.5 kg)
Altura de caída del pizón	12 pulg (304.8 mm)	12 pulg (304.8 mm)	12 pulg (304.8 mm)
Número de golpes de pizón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	3	3	3
Energía de compactación	12,400 pie-lb/pie ³ (600 kN·m/m ³)	12,400 pie-lb/pie ³ (600 kN·m/m ³)	12,400 pie-lb/pie ³ (600 kN·m/m ³)
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla No. 4 (4.57 mm). Puede usarse si 20% o menos por peso de material es retenido en la malla No. 4.	Porción que pasa la malla de $\frac{3}{8}$ -pulg (9.5 mm). Puede usarse si el suelo retenido sobre la malla No. 4 es más del 20% y 20% o menos por peso es retenido en la malla de $\frac{3}{8}$ -pulg (9.5 mm).	Porción que pasa la malla de $\frac{3}{4}$ -pulg (19.0 mm). Puede usarse si más de 20% por peso del material es retenido en la malla de $\frac{3}{8}$ -pulg (9.5 mm) y menos de 30% por peso es retenido en la malla de $\frac{3}{4}$ -pulg (19.00 mm).

CUADRO 13: ESPECIFICACIONES PARA LA PRUEBA PROCTOR MODIFICADO (ASTM 1557-91)

FUENTE: "PRINCIPIO DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES - Braja M., Das"

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	4 pulg (101.6 mm)	4 pulg (101.6 mm)	6 pulg (152.4 mm)
Volumen del molde	0.0333 pie ³ (944 cm ³)	0.0333 pie ³ (944 cm ³)	0.075 pie ³ (2124 cm ³)
Peso del pizón	10 lb (4.54 kg)	10 lb(4.54 kg)	10 lb(4.54 kg)
Altura de caída del pizón	18 pulg (457.2 mm)	18 pulg (457.2 mm)	18 pulg (457.2 mm)
Número de golpes de pizón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	5	5	5
Energía de compactación	56,000 pie-lb/pie ³ (2700 kN·m/m ³)	56,000 pie-lb/pie ³ (2700 kN·m/m ³)	56,000 pie-lb/pie ³ (2700 kN·m/m ³)
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla No. 4 (4.57 mm) Puede usarse si 20% o menos por peso de material es retenido en la malla No. 4.	Porción que pasa la malla de $\frac{3}{8}$ -pulg (9.5 mm). Puede usarse si el suelo retenido en la malla No. 4 es más de 20% y 20% o menos por peso es retenido en la malla de $\frac{3}{8}$ -pulg (9.5 mm).	Porción que pasa la malla de $\frac{3}{4}$ -pulg (19.0 mm). Puede usarse si más de 20% por peso del material es retenido en la malla de $\frac{3}{8}$ -pulg (9.5 mm) y menos de 30% por peso es retenido en la malla de $\frac{3}{4}$ -pulg (19.00 mm).

2.3.17 RELACIÓN DE SOPORTE CALIFORNIA (CBR)

El valor relativo de soporte de un suelo (C.B.R.) es un índice de su resistencia al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de compactación y humedad, y se expresa como el tanto por ciento de la carga necesaria para introducir un pistón de sección circular en una muestra de suelo, respecto a la precisa para que el mismo pistón penetre a la misma profundidad en una muestra tipo de piedra triturada. Por lo tanto, si P es la carga en Kg. Necesaria para hacer penetrar el pistón en el suelo, P_1 la precisa para penetrar la misma cantidad en muestra tipo, el valor relativo de soporte del suelo será:

$$C.B.R. = \frac{P}{P_1} * 100$$

La carga registrada para la penetración 2.54 mm. (0.10") se debe expresar como un porcentaje de la carga estándar de 1360 Kg. y si la prueba estuvo bien ejecutada, el porcentaje así obtenido es el Valor Relativo de Soporte Normal (C.B.R) correspondiente a la muestra ensayada.

Con el fin de saber si la prueba estuvo bien ejecutada, se dibuja la curva carga-penetración, anotando en las abscisas las penetraciones y en las ordenadas las cargas registradas para cada una de dichas penetraciones.

Si esta curva es defectuosa es debido probablemente a que la carga inicial para empezar la prueba fue mayor de los 10 kilogramos especificados y por lo tanto debe repetirse la prueba.

Con el resultado del C.B.R. de esta prueba se puede clasificar el suelo usando la siguiente tabla que indica el empleo que puede dársele al material por lo que al C.B.R. se refiere:

CUADRO 14: CLASIFICACIÓN DE LA SUBRASANTE SEGÚN C.B.R.

FUENTE: "MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES - Crespo Villalaz, Carlos"

C.B.R.	CLASIFICACIÓN
0 – 5	Sub-rasante muy mala
5 – 10	Sub-rasante mala

10 – 20	Sub-rasante regular a buena
20 – 30	Sub-rasante muy buena
30 – 50	Sub-base buena
50 – 80	Base buena
80 - 100	Base muy buena

Serán estudiados para la determinación del C.B.R. de la subrasante, las capas superficiales de terreno natural o capa de la plataforma en relleno, constituida por los últimos 1.50 m de espesor debajo del nivel de la subrasante proyectada, salvo que los planos del proyecto o las especificaciones especiales indiquen un espesor diferente.

La subrasante correspondiente al fondo de las excavaciones en terreno natural o de la última capa del terraplén, será clasificada en función al C.B.R. representativo para diseño, en una de las cinco categorías siguientes:

CUADRO 15: CLASIFICACIÓN DE LA SUBRASANTE - C.B.R. (MTC)

FUENTE: “MANUAL PARA EL DISEÑO DE CARRETERAS PAVIMENTADAS DE BAJO VOLUMEN DE TRANSITO”

Clasificación	CBR_{diseño}
S ₀ : Subrasante muy pobre	< 3%
S ₁ : Subrasante pobre	3% - 5%
S ₂ : Subrasante regular	6% - 10%
S ₃ : Subrasante buena	11% - 19%
S ₄ : Subrasante muy buena	>20%

Una vez que se haya clasificado los suelos por el sistema AASHTO para carreteras, se elaborará un perfil estratigráfico para cada sector homogéneo o tramo en estudio, a partir del cual se determinará los suelos que controlarán el diseño y se establecerá el programa de ensayos y/o correlaciones para establecer el CBR que es el valor soporte

o resistencia del suelo, referido al 95% de la MDS (Máxima Densidad Seca) y a una penetración de 2.54 mm.

Para calcular el Valor Soporte Relativo del suelo de fundación, se efectuarán ensayos de California Bearing Ratio (CBR) para cada tipo de suelo y de control cada 2 Km de espaciamiento como máximo.

Para la obtención del valor CBR diseño, se debe considerar lo siguiente:

Cuando existan 6 o más valores de CBR por tipo de suelo representativo o por sección de características homogéneas de suelos, determinar el valor de soporte california CBR de diseño en base al percentil 75%, valor que es el menor al 75% del total de los valores analizados.

Cuando existan menos de 6 valores de CBR por tipo de suelo representativo o por sección de características homogéneas de suelos, considerar lo siguiente:

Si los valores son parecidos o similares, tomar el valor promedio.

Si los valores no son parecidos o no son similares, tomar el valor crítico (más bajo).

Una vez definido el valor del CBR de diseño, para cada sector de características homogéneas, se clasificará a qué categoría de subrasante pertenece el sector o subtramo.

OTRAS CONSIDERACIONES:

En caso la subrasante sea clasificada como pobre ($CBR < 6\%$), se procederá a eliminar el material inadecuado y se colocará un material granular con CBR mayor a 10%, en los espesores definidos en el Mejoramiento de subrasante.

2.3.18 DEFLECTOMETRÍA

La deflectometría es el estudio de las deformaciones verticales de la superficie de una calzada, a consecuencia de la acción de una determinada carga o sollicitación.

Se ha indicado que las fallas estructurales fundamentales dependen de la magnitud y frecuencia de las deformaciones recuperables y de la acumulación de las deformaciones permanentes en las estructuras, bajo la acción de las cargas móviles y/o estáticas. En consecuencia, es lógico que el criterio dominante para valorar la

capacidad estructural se base en la deformabilidad de las calzadas bajo cargas normalizadas.

De esta manera, la deflexión es una medida de la respuesta del conjunto “pavimento-subrasante” frente a una determinada sollicitación, indicando la adecuabilidad del mismo desde el punto de vista estructural. Esta capacidad estructural cumple en el diseño de refuerzos un rol en cierta forma semejante a la determinación del C.B.R. de suelos de subrasante en el diseño de estructuras nuevas.

La existencia de una correlación entre deflexiones y la presencia o rápido desarrollo de fallas por fatiga y la posibilidad de establecer un orden de valores tolerables en relación al tránsito, constituyen la base de su difundida utilización.

El campo de aplicación de estas mediciones es muy amplio empleándose principalmente para:

Determinar la vida útil remanente de un pavimento.

Evaluar estructuralmente los pavimentos (tiene la ventaja de evaluar todas las condiciones localizadas, como drenaje, calidad pobre de la base, etc.) con miras a su rehabilitación.

Evaluar los métodos de diseño de pavimentos con miras a su conservación.

En determinadas regiones, seleccionar la carga por rueda permitida en periodos críticos (generalmente deshielos).

En los métodos empíricos las deflexiones convenientemente procesadas se relacionan con los valores admisibles, mientras que en los métodos más modernos, basados en la Teoría de la Elasticidad, se utilizan para ajustar los módulos elásticos de las capas estructurales y calibrar los modelos.

Existe una gran variedad de equipos destinados a medir las deflexiones de un pavimento, encontrándose desde los más simples y versátiles (Viga Benkelman) hasta los más sofisticados y costosos, pero de gran rendimiento operacional (Deflectógrafo La Croix).

Una vez más, se debe tener presente el campo de aplicación de los mismos, ya que dichos equipos miden la deflexión bajo una carga que puede ser estática, o a baja velocidad, o bien dinámica.

En muchos casos, los resultados obtenidos deben correlacionarse con los correspondientes a la Viga Benkelman, ya que, habiéndose acumulado una gran experiencia con ésta, a lo largo de más de 25 años de mediciones muchos métodos de diseño se basan en las determinadas con tal equipo.

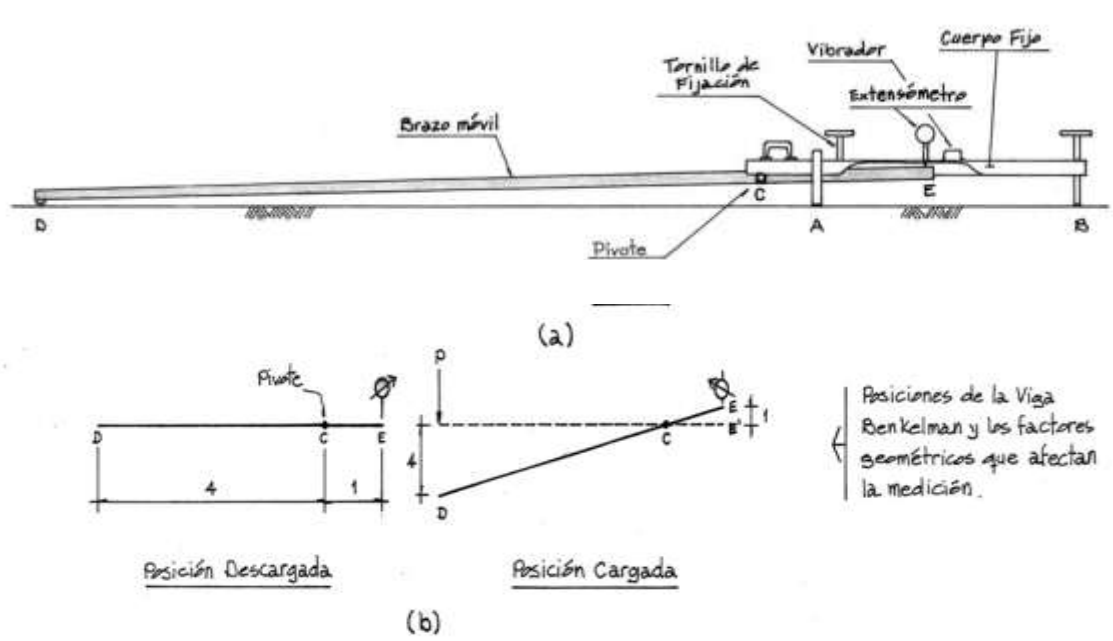
MEDICIÓN DE DEFLEXIONES USANDO LA VIGA BENKELMAN.

La Viga Benkelman, es un dispositivo mecánico que mide los desplazamientos de un punto de contacto entre las ruedas duales de un camión, bajo el eje de carga, con una determinada presión de inflado en los neumáticos y una carga pre-establecida en el eje, es decir, se mide la flecha máxima de la línea de deformación bajo una carga constante.

Está constituida por una palanca de gran longitud, que pivota alrededor de un eje de rotación horizontal, situado en un punto fijo, que divide la palanca en dos brazos desiguales, generalmente en la relación 2:1 ó 4:1.

En uno de los extremos de la palanca, que corresponde al brazo de mayor longitud, se encuentra la punta de prueba, diseñada para situarse entre las llantas de la rueda dual. En el otro extremo se sitúa el palpador de un flexímetro o comparador, soportado por un bastidor independiente de la palanca, tal como se muestra en el gráfico siguiente:

GRAFICO 6: ESQUEMA DE LA VIGA BENKELMAN
FUENTE: "ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M."



El deflectómetro Benkelman funciona según el principio de la palanca. Es un instrumento completamente mecánico y de diseño simple. Según se esquematiza en el gráfico 6, la viga consta esencialmente de dos partes: (1) Un cuerpo de sostén que se sitúa directamente sobre el terreno mediante tres apoyos (dos delanteros fijos "A" y uno trasero regulable "B") y (2) Un brazo móvil acoplado al cuerpo fijo mediante una articulación de giro o pivote "C", uno de cuyos extremos apoya sobre el terreno (punto "D") y el otro se encuentra en contacto sensible con el vástago de un extensómetro de movimiento vertical (punto "E"). Adicionalmente el equipo posee un vibrador incorporado que al ser accionado, durante la realización de los ensayos, evita que el indicador del dial se trabe y/o que cualquier interferencia exterior afecte las lecturas, como se verá más adelante.

El extremo "D" o "punta de la viga" es de espesor tal que puede ser colocado entre una de las llantas dobles del eje trasero de un camión cargado. Por el peso aplicado se produce una deformación del pavimento, consecuencia de lo cual la punta baja una cierta cantidad, con respecto al nivel descargado de la superficie.

Como efecto de dicha acción el brazo DE gira en torno al punto fijo "C", con respecto al cuerpo AB, determinando que el extremo "E" produzca un movimiento vertical en el vástago del extensómetro apoyado en él, generando así una lectura en el dial indicador. Si se retiran luego las llantas cargadas, el punto "D" se recupera en lo que a deformación elástica se refiere y por el mismo mecanismo anterior se genera otra lectura en el dial del extensómetro.

La operación expuesta representa el "principio de medición" con la Viga Benkelman. Lo que se hace después son sólo cálculos en base a los datos recogidos. Así, con las dos lecturas obtenidas es posible determinar cuánto deflectó el pavimento en el lugar subyacente al punto "D" de la viga, durante el procedimiento descrito.

Es de anotar que en realidad lo que se mide es la recuperación del punto "D" al remover la carga (rebote elástico) y no la deformación al colocar ésta. Para calcular la deflexión deberá considerarse la geometría de la viga, toda vez que los valores dados por el extensómetro (EE') no están en escala real sino que dependen de la relación de brazos existentes.

Los desplazamientos de los extremos de la palanca son registrados a través del flexímetro, guardando lógicamente la misma relación que los brazos de la misma.

La viga se apoya en dos patas delanteras y en una trasera de posición regulable. Un pequeño vibrador asegura un estrecho y continuo contacto entre flexímetro y palanca. Un volante permite trabar la palanca, para el traslado de la viga.

La deflexión es parte de carácter elástico, pero también intervienen esfuerzos plásticos. Los primeros desaparecen en cuanto se remueve la carga mientras que los segundos son permanentes, y su acumulación a través de las reiteraciones de las cargas produce las distorsiones o ahuellamiento en la superficie del pavimento. Por este motivo, debe distinguirse:

La deflexión total (d_t): Flecha hacia debajo de la deformación producida por la carga.

La deflexión recuperable (d_r): Flecha hacia arriba de la recuperación de la superficie que se produce al retirar la carga.

La deflexión permanente (d_p): Diferencia entre la posición original de la superficie antes de aplicar la carga y después de retirarla.

En general, se ha concentrado la atención en la medida de las deflexiones recuperables, o sea en la deformabilidad de las estructuras por elasticidad instantánea y retardada.

Ello se debe a la mejor reproductibilidad de los resultados, la más fácil interpretación de los resultados y su correlación con la performance de las estructuras puestas en evidencia por los resultados del AASHTO Road Test.

Lógicamente las condiciones del ensayo deben ser estandarizadas. Por tal motivo, previo a la ejecución de las tareas de campo, se elaboraron instrucciones particulares.

Se ha adoptado como carga de ensayo un eje de 18.000 libras (8.2 Ton.), que constituye la de más amplia difusión y experiencia. Las llantas de la rueda dual especificadas fueron de 10x20, 12 lonas, infladas a una presión de 80 lb/plg² (5.6 Kg/cm²).

El significado de las medidas de deflexiones puede ser ampliado introduciendo junto a ellas la magnitud de la curvatura de la línea de deflexión en la zona donde ella es mayor, es decir, bajo el eje vertical de la carga.

Dicha curvatura se la expresa generalmente por el denominado "Radio de Curvatura", por el "Índice de Curvatura" o bien por la "Pendiente de la Deformada".

RADIO DE CURVATURA

El grado de curvatura de la línea elástica de deflexión es una característica de fundamental importancia, que determina la magnitud de la deformación lineal por tracción que sufren las capas asfálticas al flexionar bajo las cargas.

Las primeras tentativas para expresar numéricamente la curvatura se basaron en relacionar la deflexión máxima con el diámetro del área superficial deformada (Índice de curvatura), lo que resulta aleatorio por las dificultades para fijar el punto donde la línea de deflexión es tangencial a la horizontal.

Un análisis de los diversos procedimientos de medición permite comprobar que uno de los más simples y expeditos es el basado en la comprobación experimental que comprueba que la línea de deflexión se aproxima a una parábola hasta una distancia algo mayor de 25 cm.

Del eje de carga, para sufrir luego una inflexión y tender asintóticamente hacia la horizontal. La curvatura de la parábola queda definida por su parámetro, que en la zona de máxima curvatura se confunde prácticamente con el radio del círculo osculador en dicho punto.

Por lo tanto, considerando una deflexión auxiliar a 25 cm., se puede determinar el radio de curvatura con la fórmula siguiente:

$$R = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})}$$

Donde:

R = Radio de Curvatura.

D_0 =Deflexión recuperable en el eje vertical de la carga.

D_{25} =Deflexión recuperable a 25 cm. Del eje de carga.

De esta manera la medición conjunta de ambas deflexiones permite una inmediata determinación del radio de curvatura, con exactitud suficiente para fines prácticos, y con la ventaja de la rapidez en la ejecución de los ensayos.

En definitiva, las deflexiones recuperables están asociadas a las fallas por fatiga. En relación con las tensiones de flexión en las capas asfálticas, responsables de su

fisuración, las deflexiones deben ser contempladas juntamente con los radios de curvatura, ya que aún para deflexiones bajas dichas tensiones pueden alcanzar valores críticos en algunos casos. Por último, en la evaluación de ambos parámetros, deflexión y radio de curvatura, se deben tener en cuenta las características de la estructura del pavimento, particularmente de las capas asfálticas; a igualdad de D y R, a mayor rigidez y/o espesor de dichas capas, los esfuerzos de tracción en las mismas serán mayores.

A dichas mediciones es necesario aplicarles ciertos factores de corrección, los cuales se mencionan a continuación:

Corrección por descenso de las patas delanteras de la viga por acción de la carga.

Corrección de las deflexiones por efecto de la temperatura.

Corrección por Periodo estacional.

$$D_{Corregida} = \frac{D_{Medida} * FE}{\left(\frac{P_{Medida}}{8.2}\right) * \left(\frac{(T_{Mezcla} - 20)}{1,000} + 1\right)}$$

Dónde:

$D_{Corregida}$ = Deflexión Corregida a Carga de 8.2 Tn. y a 20° C

FE = Factor de Estacionalidad

P_{Medida} = Carga aplicada en el Ensayo (Tn.)

T_{Mezcla} = Temperatura de la Capa Asfáltica durante el Ensayo (°C)

E = Espesor de la Capa de Mezcla Asfáltica (cm)

FACTOR DE ESTACIONALIDAD

La capacidad de deformación de los suelos está influenciada por el grado de saturación que experimentan, por lo tanto, es deseable que la medición de deflexiones se realice durante la estación de lluvias, durante la cual los suelos se encuentran en la situación más crítica. De no ser así, se debe efectuar la corrección de las medidas a fin de tomar en cuenta dicho aspecto.

Para fines prácticos se propone el uso de los siguientes factores de corrección, considerando el tipo de suelo de subrasante y la época en que se realizaron los ensayos.

CUADRO 16: FACTOR DE ESTACIONALIDAD

FUENTE: “ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M.”

TIPOS DE SUELO DE SUBRASANTE	ESTACIÓN LLUVIOSA	ESTACIÓN SECA
Arenosa-permeable	1.0	1.1 a 1.3
Arcillosa-sensible al agua	1.0	1.2 a 1.4

VARIABILIDAD DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL: (DEFLECTOGRAMA)

La introducción y generalización de las medidas de deflexiones ha permitido un aporte de interés en el campo de la mecánica de calzadas al revelar la desuniformidad de su capacidad estructural, aún en aquellas consideradas como correctamente proyectadas y construidas, lo que obliga a su estudio con criterio probabilístico.

Una primera desuniformidad, en el sentido transversal se revela en muchos casos por las mayores deflexiones de la huella externa con respecto a la interna de un mismo carril, atribuidas principalmente a una reducción del confinamiento lateral asociada a la terminación del pavimento, y a condiciones más adversas del suelo, principalmente en lo que hace a su contenido de humedad y grado de densificación.

Por este motivo, las determinaciones se han conducido en la huella externa del carril considerado crítico a una distancia del borde variable en función del ancho de la calzada, según las recomendaciones indicadas en la Norma de Ensayo.

La desuniformidad en el sentido longitudinal se revela en la gran dispersión de valores individuales, aún para determinaciones muy próximas entre sí (por ejemplo, 20 m), debido a la variabilidad de las propiedades de los materiales y del proceso constructivo.

Dado que para interpretar los resultados no se puede considerar los valores individuales, surge la necesidad de establecer una deflexión que represente adecuadamente cada sección o tramo de pavimento, y, por ende, de una evaluación estadística.

Con este propósito los resultados obtenidos se vuelcan en un Gráfico en función de las progresivas, que se denomina Deflectograma, permitiendo una visión global del conjunto de datos obtenidos. El deflectograma constituye un elemento fundamental para el análisis de la variabilidad de la capacidad estructural.

En este sentido cabe destacar que el principal objetivo de la medición de deflexiones radica en poder diferenciar secciones de distinta capacidad estructural en un mismo tramo. Por lo tanto, es en base al deflectograma que se procede a:

Diferenciar secciones de distinta capacidad estructural y/o comportamiento considerando deflexiones, fallas observadas y estructura del pavimento, las que son procesadas estadísticamente luego.

Eliminar valores extremos aislados, no representativos y que distorsionan los resultados.

Obtenidos los parámetros estadísticos, ubicar las perforaciones requeridas para interpretar los resultados, en zonas representativas de buen y mal comportamiento.

Delimitar secciones en las que se requiere intensificar los estudios o realizar estudios especiales.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LOS RESULTADOS

Los estudios de deflexiones recuperables han demostrado que las deflexiones medidas en una sección de pavimento, presenta una distribución de frecuencias que se asemejan a una distribución normal.

Por ende, a partir de las deflexiones individuales, asumiendo que se hallan distribuidas de acuerdo a la ley de gauss se han determinado los siguientes parámetros estadísticos que son:

Deflexión Máxima

Deflexión Mínima

Deflexión Media (\bar{D})

Desviación Estándar ($\bar{\sigma}$)

Coefficiente de variación (CV)

Percentil 75%

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIONES.

La evaluación estructural de pavimentos consiste, básicamente, en la determinación de la capacidad portante del sistema pavimento-subrasante en una estructura vial existente, en cualquier momento de su vida de servicio, para establecer y cuantificar las necesidades de rehabilitación, cuando el pavimento se acerca al fin de su vida útil o cuando el pavimento va a cambiar su función (un nuevo tipo de avión en un aeropuerto existente, por ejemplo). Las necesidades de evaluar estructuralmente los pavimentos de una red aumentan a medida que se completa el diseño y la construcción de una red vial nacional o regional y consecuentemente aumenta la necesidad de su preservación y rehabilitación.

Ante un problema de evaluación estructural, el Ingeniero Vial tradicionalmente ha recurrido a la perforación de calicatas, a la toma de muestras para su ensayo en el laboratorio, y al análisis de cada uno de sus componentes (materiales) por separado, para incorporarlos luego en el sistema (pavimento) y deducir acerca de las características estructurales del mismo. Esta metodología es cara, lenta, altera el equilibrio del sistema al perforar y es "destructiva".

La alternativa presentada en este estudio es "no destructiva" y se basa en la interpretación de las deflexiones medidas en la superficie de un pavimento. Las deflexiones en la superficie de un pavimento reflejan una respuesta global del sistema pavimento-subrasante bajo una carga dada. Su medición es simple, rápida, económica y "no destructiva", es decir, no se alteran el equilibrio ni la integridad del sistema.

La metodología no destructiva se fundamenta en que la forma y dimensión de la curva de deflexiones encierran una valiosa información acerca de las características estructurales del pavimento y su subrasante. Para interpretar esta información en forma cuantitativa, se compara al pavimento-subrasante reales con un modelo matemático utilizando las deflexiones medidas para determinar los parámetros estructurales del sistema. Una vez determinados, estos parámetros estructurales, puede usarse como insumo para establecer las necesidades de refuerzo. Podría decirse entonces que la metodología de evaluación estructural, por métodos no destructivos, es un proceso de diseño inverso ya que utiliza la respuesta del sistema para establecer sus características estructurales, lo cual es generalmente opuesto a un proceso de diseño.

Otra característica de la metodología de evaluación no destructiva, es que por constituir la "muestra de ensayo" el pavimento mismo, esta representa el fiel reflejo de la compleja interacción entre sus componentes (capas de materiales y subrasante), y además esta "muestra" puede ser ensayada en cualquier momento de su vida sin disturbarla ni destruirla.

MEDICIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS

Para medir las deflexiones en la superficie del pavimento se ha utilizado una "Viga Benkelman" bajo la carga de un eje posterior del orden de las 18 kilolibras y presión de inflado de 75 a 85 psi. La Viga Benkelman, que funciona como una palanca que rota alrededor de un eje fijo, fue usada para medir las deflexiones a varias distancias del eje de la carga (curva de deflexiones).

El modelo conocido como el "**Modelo de Hogg**" constituye la base matemática de la metodología. En este modelo, las capas del pavimento están caracterizadas por una placa de espesor delgado y una cierta rigidez a la flexión. La subrasante está representada por un medio elástico, lineal, homogéneo e isotrópico.

La metodología consiste, básicamente, en comparar las curvas de deflexiones medidas, con las curvas de deflexiones teóricas, obtenidas "cargando" el modelo de Hogg con la misma configuración y magnitud de carga utilizada en los ensayos de campo. La concordancia entre una curva experimental con algunas de las teóricas corresponde generalmente a una única combinación de parámetros elásticos del modelo, que de esa manera pasan a caracterizar al pavimento evaluado. La metodología se complementa con otros conceptos de la teoría de capas elásticas y con observaciones experimentales para determinar ciertas propiedades de ingeniería de los materiales que pueden usarse para establecer las necesidades de refuerzo.

Un aspecto gravitante en las metodologías de evaluación de pavimentos es el concerniente a los modelos teóricos usados para representar a la estructura real y su funcionamiento. De cuan adecuados sean éstos para reproducir, en forma satisfactoria, la compleja realidad de un pavimento y de la posibilidad de representarlos matemáticamente, a fin de implementar soluciones que brinden resultados de uso directo, depende el potencial de posibilidades prácticas que puede brindar una metodología.

Los intentos de representar, mediante modelos teóricos, sistemas de pavimentos flexibles datan de no hace más de 50 años, cuando **Burmister** desarrolla su teoría para modelos de capas elásticas basándose en los conceptos desarrollados por **Boussinesq** en 1885.

Desde entonces, y con el advenimiento y uso de las computadoras, un avance sustancial se ha producido en los últimos años, habiéndose desarrollado una variedad de alternativas que van desde esquemas de capas elásticas lineales y no lineales, hasta modelos viscoelásticos ó dinámicos, diseñados en un constante afán de lograr simulaciones cada vez más compatibles con la realidad.

Tales refinamientos permiten acercamientos teóricos para el análisis cualitativo de los fenómenos involucrados en el complejo comportamiento de un pavimento, pero para efectos de evaluación estructural, donde priman resultados tangibles, su uso práctico a nivel de Ingeniero de Campo, es totalmente limitado.

Un modelo adecuado y suficiente para usos de evaluación estructural de pavimentos debe cumplir con los siguientes requisitos:

El modelo tiene que ser lo suficientemente simple como para ser usado por el Ingeniero de Campo sin problemas de interpretación y/o implementación.

Las propiedades de los materiales usados en la caracterización del modelo deben poder evaluarse en el laboratorio o correlacionarse con las características más comunes definidas por la ingeniería vial.

Las propiedades del pavimento existente, evaluadas mediante el modelo, deben ser tales que puedan usarse directamente en el "rediseño" del pavimento (diseño del refuerzo, evaluación de la vida útil, etc.)

El número de variables usadas en la definición del modelo debe ser lo suficientemente bajo que garantice la existencia de una solución única para cada caso estudiado.

Como ya fue mencionado, el método de evaluación propuesto está basado en la interpretación de curvas de deflexiones reemplazando la estructura real con un modelo teórico. Para tal fin se hace uso del "**Modelo de Hogg**", el cual cumple con los requisitos mencionados constituyéndose de esa manera en base del esquema de análisis.

EL MODELO ELÁSTICO DE HOGG

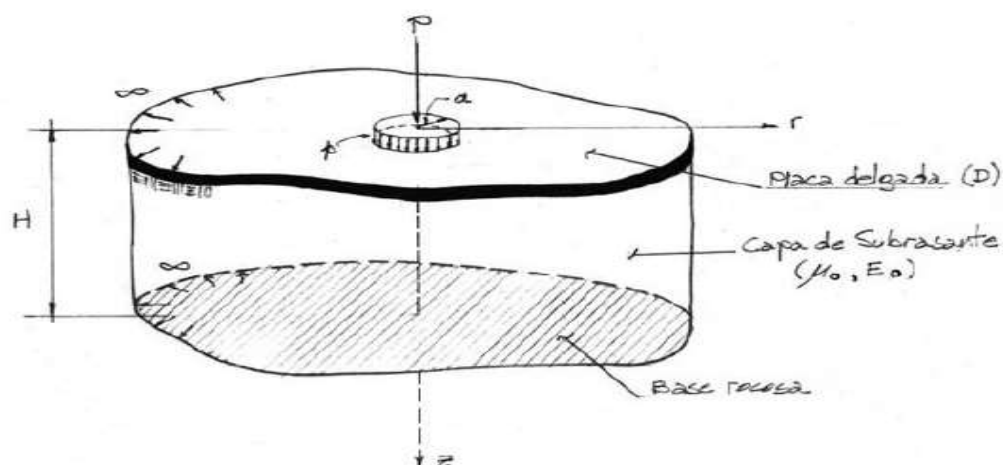
En el año 1944, A.H.A. Hogg presentó la solución matemática del modelo que se conoce por su nombre.

Este modelo representa al pavimento como una placa delgada con una cierta rigidez a la flexión y horizontalmente infinita, sustentada por una capa elástica homogénea e isotrópica, de espesor que puede ser infinito o limitado por una base rígida, horizontal y perfectamente rugosa.

El GRÁFICO 7 describe la geometría y los parámetros del modelo de Hogg.

GRAFICO 7: ESQUEMA Y PARÁMETROS DEL MODELO DE HOGG

FUENTE: "ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M."



PARAMETROS BASICOS DEL MODELO	$D = \frac{E_1 t^3}{12(1 - \mu_1^2)} \quad (t-m)$	Rigidez a la flexión de la placa
	$l_0 = \left(\frac{D(1 + \mu_0)(3 - 4\mu_0)^{1/3}}{2(1 - \mu_0) E_0} \right) \quad (cm)$	Longitud característica
	$E_0 \quad (Kg/cm^2)$	Módulo de elasticidad de la Subrasante
	$\mu_0 \quad (Adimensional)$	Módulo de Poisson de la Subrasante
	$H \quad (cm)$	Profundidad del estrato rocoso.
Parámetros de Evaluación	l_0, E_0, D	Se obtienen conociendo - dos valores de deflexiones medidas.

FIGURA 2.1 : Esquema y Parámetros del Modelo de Hogg

Deflexiones en el Modelo de Hogg

La expresión matemática desarrollada para el cálculo de las deformaciones en la superficie del sistema viene dada por una integral infinita de funciones Bessel y funciones angulares hiperbólicas, la cual, para el caso de una carga uniformemente distribuida circular de radio "a" tiene la siguiente forma:

$$\Delta_{(z=0,r)} = \left(\frac{(1 + \mu_0)(3 - 4\mu_0) \cdot p \cdot a}{2(1 - \mu_0) \cdot E_0} \right) \int_0^{\infty} \frac{J_0\left(\frac{m \cdot r}{L_0}\right) \cdot J_1\left(\frac{m \cdot a}{L_0}\right)}{m^4 + m \cdot \phi \frac{m \cdot h}{L_0}} dm$$

Donde μ_0 , E_0 , p , L_0 , están definidos en la figura 2.1, "r", es la distancia horizontal en la superficie de la placa desde el eje de carga y " ϕ " viene dada por la siguiente expresión:

$$\phi = \frac{\sinh(m) \cdot \cosh(m) + \frac{m}{3 - 4\mu_0}}{\sinh^2(m) - \frac{m^2}{(3 - 4\mu_0)^2}}$$

Siendo "m" la variable de integración.

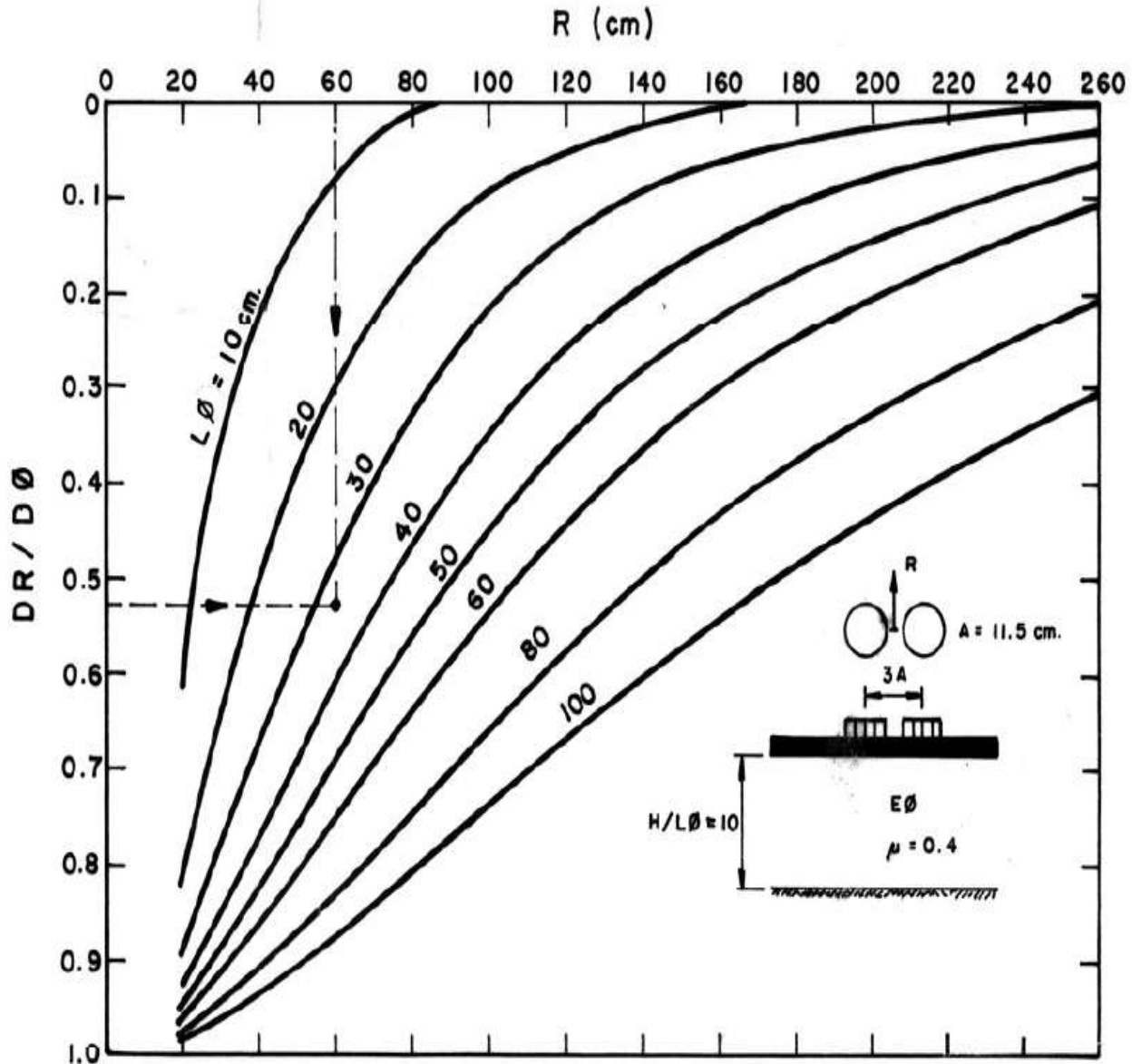
Hoffman en 1977 presentó la solución computarizada para la ecuación, lo que permitió la confección de nomogramas y tablas para el cálculo de deformaciones teóricas, en cualquier punto de la superficie del sistema.

Características y Utilización del Modelo

El modelo presentado y los conceptos desarrollados en torno a él, hacen posible caracterizar los materiales del sistema pavimento-subrasante en base al análisis e interpretación de las curvas de deflexiones.

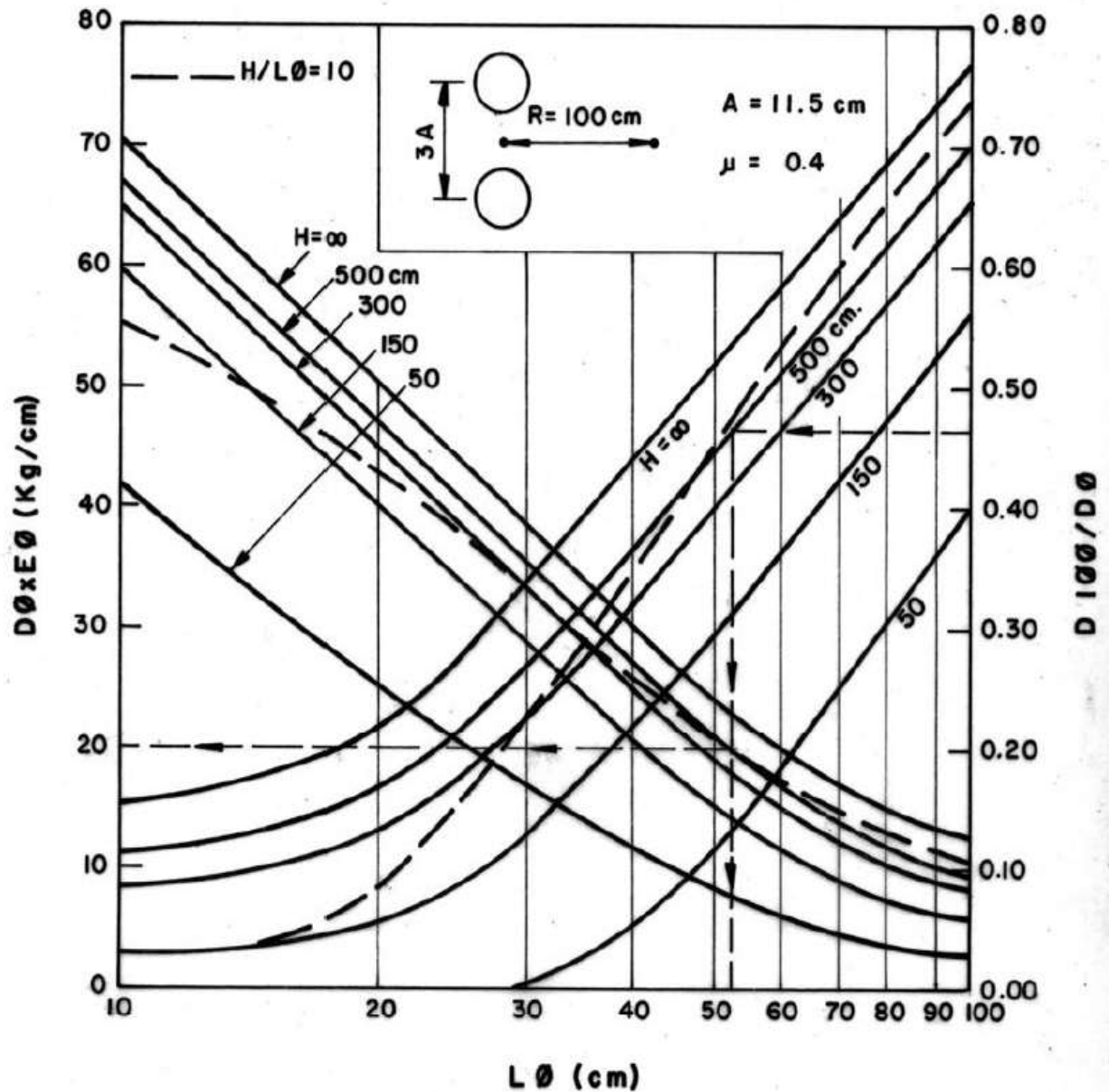
Para hacer uso del **Modelo de Hogg** no se necesita conocer el espesor de las capas del pavimento, ya que las curvas de deflexiones de superficie teóricas, diseñadas mediante la ecuación, dependen solamente de la longitud elástica L_0 (ver figura), lo que constituye una ventaja toda vez que, la experiencia demuestra, en la gran mayoría de los pavimentos evaluados, ó se desconoce el espesor o es difícil controlar su variación.

GRAFICO 8: CURVAS DE DEFLEXIÓN EN EL MODELO DE HOGG PARA LA CONFIGURACIÓN DE LA CARGA DE LA VIGA BENKELMAN
FUENTE: "ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M."



En el modelo se introduce, mediante la variable h una capa rígida a una profundidad finita. En el procedimiento de evaluación ésta representa a una capa rocosa existente o funciona como un factor de ajuste que limita la extensión horizontal de las curvas de deflexiones teóricas, que de otra manera serían infinitas, lo que se contradice con las curvas experimentales. Por otro lado, la extensión finita de las curvas de deflexiones medidas puede obedecer a una conducta no-lineal de los materiales del pavimento y subrasante y no implica necesariamente que realmente exista una capa rígida. Para la utilización del modelo se sugiere la introducción de una capa rígida a una profundidad igual a 10 veces la Longitud Elástica del pavimento ($h = 10L_0$).

GRAFICO 9: NOMOGRAMA PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL BASADO EN EL MODELO DE HOGG (VIGA BENKELMAN)
FUENTE: "ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M."



Las curvas y nomogramas, como los presentados en el gráfico 7 y 8, constituyen la implementación práctica del modelo para la evaluación estructural de pavimentos.

El gráfico 7 muestra las curvas de deflexiones adimensionales (DR/D_0) obtenidas con el modelo de Hogg para una carga que simula la llanta doble utilizada con la Viga Benkelman. Así, por ejemplo, si se mide un $D_0 = 60 \times 10^{-2}$ mm, y un $DR = 32 \times 10^{-2}$ mm. a

una distancia R de 60 cm, se obtiene un valor $DR/D_0=0.53$ que corresponde a un valor $L_0=34$ cm.

El gráfico 8 muestra un nomograma preparado en base a las soluciones rigurosas del modelo de Hogg, para determinar el Módulo de Elasticidad de la subrasante (E_0). Este nomograma es para deflexiones medidas con la Viga Benkelman, para una carga de eje de 18 kilolibras, una huella circular de llanta de 11.5 cm, para $R=100$ cm, y para distintos espesores "h" de la profundidad de la capa rocosa. Así, por ejemplo, para $D_0=50 \times 10^{-2}$ mm. $D_{100}/D_0=0.46$ y $h=500$ cm, se obtiene $L_0=52$ cm, $D_0E_0=20$ kg/cm y $E_0=20/D_0$, es decir, $E_0=20/0.05=400$ kg/cm².

Cálculo de las deflexiones

Una vez tomados los datos de campo, el cálculo de las deflexiones para cada estación consiste en sustraer la lectura final (punto de referencia de deflexión cero) a cada una de las otras, representando las respectivas diferencias la deformación en dichos puntos, las cuales en conjunto definen la curva de deflexión de superficie del pavimento.

Modelo de carga

La carga en el ensayo con la Viga Benkelman proviene del eje trasero simple con llanta doble de un camión. La carga del eje es del orden de los 18,000 libras y la presión de inflado es de 75 a 85 psi.

En el modelo de carga (ver figura 2.5) se asume que la presión de inflado es igual a la presión de contacto, que la huella de contacto de cada llanta es circular y de radio "A" y, que hay una distancia de "3A" entre los centros de cada llanta, Por equilibrio se establece la siguiente relación:

$$A = \sqrt{\frac{P}{\pi p}}$$

Donde:

- A= Radio de la huella circular de contacto.
- P= Carga sobre una llanta.
- p= Presión de inflado.

Determinación de R₅

R_5 es la distancia "R" del centro geométrico de la llanta doble en dirección longitudinal, en la cual se obtiene que la relación $D_R/D_0 = 0.5$ en la curva de deflexiones. Para el modelo de HOGG se ha establecido que R_5 puede determinarse usando la siguiente ecuación:

$$R_5 = R \frac{A^C - B}{\left(A \left(\frac{D_0}{D_R} - 1 \right) \right)^C - B}$$

Donde:

R = Distancia a la que se mide la deflexión D_R (Ejemplo: $R= 60$ cm).

D_0 = Deflexión Máxima

D_R = Deflexión a la distancia R

A, B y C = Coeficientes de correlación cuyo valor se indica en el cuadro 17

CUADRO 17: COEFICIENTES DE CORRELACIÓN PARA EL CÁLCULO DE R_5 EN EL MODELO DE HOGG

FUENTE: "ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M."

H/ L_0	μ	A	B	C
∞	Cualquier Valor	3.115	0	0.584
10 $D_R/D_0 > 0.7$	0.5	2.460	0	0.592
10 $D_R/D_0 < 0.7$	0.5	371.1	2	0.219
10 $D_R/D_0 > 0.426$	0.4	2.629	0	0.548
10 $D_R/D_0 < 0.426$	0.4	2283.4	3	0.2004

El valor R_5 sirve de insumo para determinar la longitud elástica (L_0) del pavimento según se explica a continuación.

Determinación de la Longitud Elástica (L_0)

La longitud elástica (L_0) del pavimento puede calcularse usando la ecuación:

$$L_0 = \frac{Y \cdot R_5 + \sqrt{(Y \cdot R_5)^2 - 4 \cdot A \cdot X \cdot R_5}}{2}$$

Donde:

R_5 = Calculado en la ecuación (2.4)

A = Radio de la huella circular de carga

X, Y = Coeficiente de correlación cuyo valor se indica en El cuadro 18

CUADRO 18: COEFICIENTES DE CORRELACIÓN PARA LA DETERMINACIÓN DE L_0 EN EL MODELO DE HOGG

FUENTE: “ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M.”

H/ L_0	μ	X	Y
10	0.5	0.183	0.620
10	0.4	0.192	0.602
∞	Cualquier Valor	0.180	0.525

El valor de L_0 sirve de insumo para determinar el módulo de elasticidad de la subrasante (E_0) según se explica a continuación.

Determinación del Módulo de Elasticidad de la Subrasante (E_0)

La determinación del módulo de elasticidad de la subrasante constituye un punto central de la metodología de evaluación. Para desarrollar soluciones numéricas programables en computadora, esta determinación se efectúa en dos pasos:

Primer Paso: El primer paso consiste en establecer la relación teórica entre la rigidez para carga puntual y la rigidez para carga distribuida sobre un área, para un cociente dado del valor A/L_0 . La rigidez se define como el cociente entre la carga y la deflexión ($S = P/D_0$).

La relación teórica se calcula por medio de la ecuación:

$$\frac{S_0}{S} = 1 - M \left(\frac{A}{L_0} - 0.10 \right)$$

Donde:

S_0 = Rigidez para carga puntual
 S = Rigidez para carga de área
 M = Coeficiente numérico que adopta los siguientes valores:

CUADRO 19: COEFICIENTES NUMÉRICOS DE “ M ” EN LA CORRELACIÓN PARA LA DETERMINACIÓN DE S_0/S EN EL MODELO DE HOGG
FUENTE: “ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M.”

H/L_0	μ	M
10	0.5	0.52
10	0.4	0.48
∞	Cualquier Valor	0.44

Segundo Paso: Una vez determinado el valor de S_0/S , se calcula el módulo de elasticidad de la subrasante por medio de la siguiente ecuación:

$$E_0 = \left(\frac{K \times I \times P}{L_0 \times D_0} \right) \frac{S_0}{S}$$

Donde:

K = Coeficiente numérico que depende del coeficiente de Poisson de la subrasante y que adopta los siguientes valores:

Para $\mu = 0.5$; $K= 1.5$

Para $\mu = 0.4$; $K= 1.633$

P = Carga total en la llanta doble

L_0 = Longitud elástica

D_0 = Deflexión máxima

I = Coeficiente numérico que adopta los siguientes valores:

CUADRO 20: COEFICIENTES NUMÉRICOS QUE ADOPTA “ I ” PARA LA DETERMINACIÓN DEL E_0 EN EL MODELO DE HOGG
FUENTE: “ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M.”

H/L_0	μ	I
10	0.5	0.1614
10	0.4	0.1689
∞	Cualquier Valor	0.1925

Relación entre el CBR (%) y el Módulo de Elasticidad de Subrasante (E_0)

A pesar que el módulo E_0 es un parámetro mecánico fundamental del subsuelo, se ha establecido, además, una relación entre este valor y el valor del CBR de la subrasante, para facilitar el diseño del refuerzo requerido o para chequear diseños usando métodos tradicionales. Esta relación ha sido establecida experimentalmente, comparando los valores de E_0 obtenidos de la metodología de evaluación estructural, usando deflexiones medidas con la Viga Benkelman y valores de CBR obtenidos en sitio.

De numerosas comparaciones de este tipo se ha podido establecer la siguiente relación:

$$E_0 = (100 \text{ a } 160) \times \text{CBR}$$

Para E_0 expresado en Kg/cm^2 y CBR en porcentaje.

Resulta interesante notar que esta relación es similar a la obtenida por Heukelom y Klomp, durante ensayos de propagación y análisis de ondas vibratorias realizadas en Holanda para determinar lo que denominaron el "E dinámico" de los suelos. El coeficiente numérico (100 a 160) de la relación (2.10) se denomina "factor de CBR" y se recomienda utilizar un factor de 100 a 110 para ensayos rutinarios a menos que exista alguna razón que justifique su cambio.

2.3.19 MÉTODO DE AASHTO-93

La aplicación del Método AASHTO-72 se mantuvo hasta mediados del año 1983, cuando se determinó que, aun cuando el procedimiento que se aplicaba alcanzaba sus objetivos básicos, podían incorporársele algunos de los adelantos logrados en los análisis y el diseño de pavimentos que se habían conocido y estudiado desde ese año 1972. Por esta razón, en el período 1984-1985 el Subcomité de Diseño de Pavimentos junto con un grupo de Ingenieros Consultores comenzó a revisar el "Procedimiento Provisional para el Diseño de Pavimentos AASHTO-72", y a finales del año 1986 concluye su trabajo con la publicación del nuevo "Manual de Diseño de Estructuras de Pavimentos AASHTO '86", y sigue una nueva revisión en el año 1993, por lo cual, hoy en día, el método se conoce como Método AASHTO-93.

Lo cambios más importantes considerados en la actualización de este método son los siguientes:

Incorporación de un "Factor de Confiabilidad" -fundamentado en un posible cambio del tráfico a lo largo del período de diseño, que permite al Ingeniero Proyectista utilizar el concepto de análisis de riesgo para los diversos tipos de facilidades viales a proyectar.

Sustitución del Valor Soporte del Suelo (Si), por el Módulo Resiliente (Método de Ensayo AASHTO T274), el cual proporciona un procedimiento de laboratorio racional, o mejor aún de carácter científico que se corresponde con los principios fundamentales de la teoría elástica para la determinación de las propiedades de resistencia de los materiales.

Empleo de los módulos resilientes para la determinación de los coeficientes estructurales, tanto de los materiales naturales o procesados, como de los estabilizados.

Establecimiento de guías para la construcción de sistemas de sub-drenajes, y modificación de las ecuaciones de diseño, que permiten tomar en cuenta las ventajas que resultan, sobre el comportamiento de los pavimentos, como consecuencia de un buen drenaje.

Sustitución del "Factor Regional" -valor indudablemente bastante subjetivo- por un enfoque más racional que toma en consideración los efectos de las características ambientales -tales como humedad y temperatura- sobre las propiedades de los materiales.

El método AASHTO-93 está basado en la determinación del Número Estructural "SN" sobre la capa subrasante o cuerpo del terraplén, que debe soportar el nivel de carga exigido por el proyecto.

A continuación se describe las variables que se consideran en el método AASHTO-93.

2.3.20 NÚMERO ESTRUCTURAL (SN)

Para el cálculo del Número Estructural "SN" se dispone del Ábaco de diseño AASHTO (GRAFICO 9) y de la ecuación siguiente:

$$\text{Log}W_{18} = Z_R \cdot S_0 + 9.36 \cdot \text{Log}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\text{Log} \frac{(\Delta PSI)}{4.2 - 1.5}}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \text{Log}M_R - 8.07$$

Donde:

W_{18} = Tráfico equivalente o ESAL's.

Z_R = Factor de desviación normal para un nivel de confiabilidad R

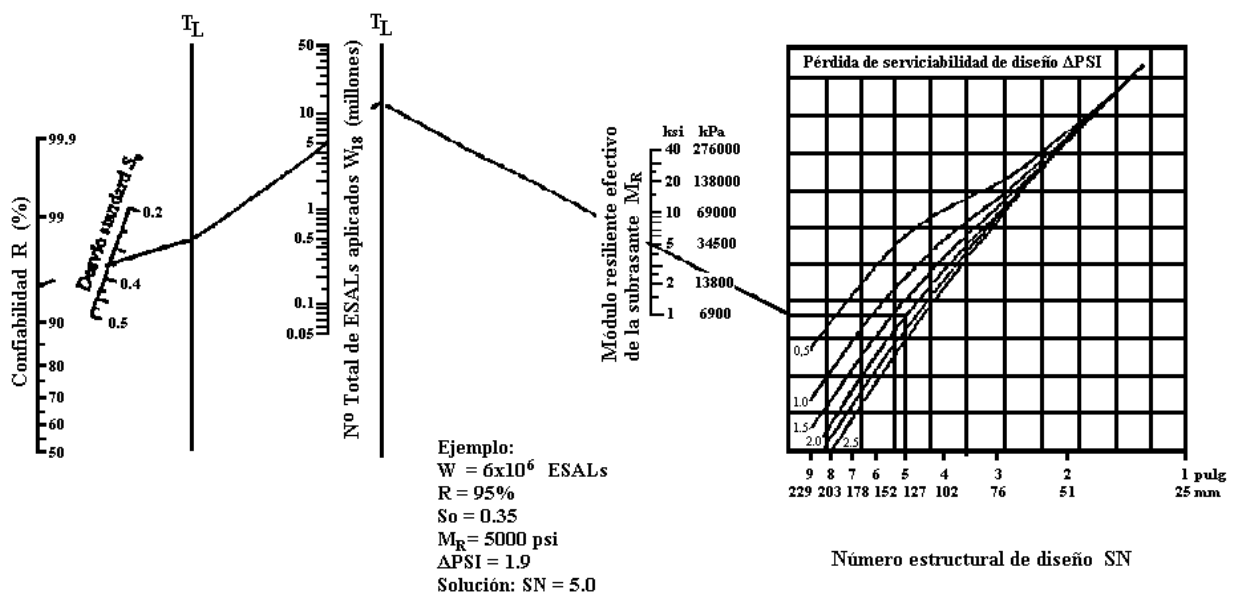
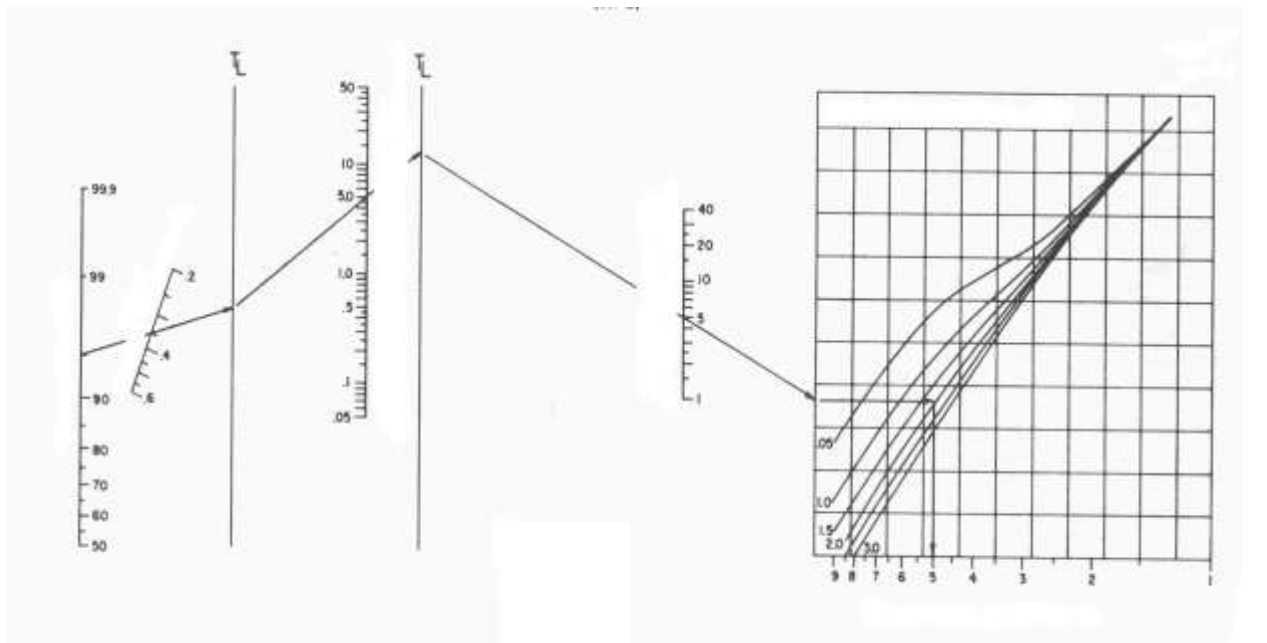
S_0 = Desviación estándar

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado

M_R = Módulo de resiliencia efectivo de la subrasante

SN = Número estructural

GRAFICO 10: ÁBACO DE DISEÑO AASHTO PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.
FUENTE: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.



2.3.21 MÓDULO DE RESILENCIA (M_R)

En ingeniería, se llama resiliencia de un material a la energía de deformación (por unidad de volumen) que puede ser recuperada de un cuerpo deformado cuando cesa el esfuerzo que causa la deformación. La resiliencia es igual al trabajo externo realizado para deformar un material hasta su límite elástico.

El módulo resiliente M_R es la respuesta al ensayo dinámico, definido como el cociente entre la tensión desviadora axial repetida σ_d y la deformación axial recuperable ϵ_a .

También se puede definir al módulo resiliente, como una medida de las propiedades elásticas de un suelo, pero tomando en consideración la existencia de características no lineales en su comportamiento, fundamentalmente su dependencia con el nivel de esfuerzos.

Considerando que en la mayoría de las agencias, instituciones y empresas dedicadas al diseño de pavimentos no cuentan con el equipo para realizar la prueba de módulo resiliente, se han desarrollado investigaciones tendientes a establecer correlaciones entre éste y otras características como el valor relativo de soporte y el valor de resistencia R.

Estimando los valores "normales" de módulo resiliente de los materiales, a partir de propiedades conocidas, tales como CBR, plasticidad, contenido de arcilla, etc. Luego, mediante la aplicación de relaciones empíricas se estima el módulo resiliente para diferentes épocas del año. Estas relaciones pueden ser del tipo: Módulo Resiliente en invierno = 20 a 30% del Módulo en verano.

Las ecuaciones de correlación recomendadas son las siguientes:

Para materiales de sub-rasante con CBR igual o menor a 7,2%

$$MR = 1.500 * CBR$$

Para materiales de sub-rasante con CBR mayor de 7,2% pero menor o igual a 20,0%

$$MR = 3.000 * (CBR)^{0.65}$$

Para materiales de sub-rasante con valores de CBR mayores a 20,0%, se deberán emplear otras formas de correlación, tal como la recomendada por la propia Guía de Diseño AASHTO-93:

$$MR = 4.326 \cdot \ln(CBR) + 241$$

Nota: El valor resultante de estas correlaciones se mide en unidades de lb/pulg² -psi-.

2.3.22 PERIODO DE DISEÑO

Se define como el tiempo elegido al iniciar el diseño, para el cual se determinan las características del pavimento, evaluando su comportamiento para distintas alternativas a largo plazo, con el fin de satisfacer las exigencias del servicio durante el periodo de diseño elegido, a un costo razonable.

Generalmente el periodo de diseño será mayor al de la vida útil del pavimento, porque incluye en el análisis al menos una rehabilitación o recrecimiento, por lo tanto éste será superior a 20 años. Los periodos de diseño recomendados por la AASHTO se muestran en el cuadro 20.

CUADRO 21: PERIODOS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DEL TIPO DE CARRETERA

FUENTE: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

Tipo de Carretera	Periodo de Diseño (Años)
Urbana de tránsito elevado.	30 – 50
Interurbana de tránsito elevado	20 – 50
Pavimentada de baja intensidad de tránsito	15 – 25
De baja intensidad de tránsito, pavimentación con grava	10 – 20

2.3.23 ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD

Se define el Índice de Serviabilidad como la condición necesaria de un pavimento para proveer a los usuarios un manejo seguro y confortable en un determinado momento. Inicialmente esta condición se cuantificó a través de la opinión de los conductores, cuyas respuestas se tabulaban en la escala de 5 a 1:

CUADRO 22: ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD

FUENTE: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

Índice de Serviabilidad (<i>PSI</i>)	Calificación
5 – 4	Muy buena
4 – 3	Buena
3 – 2	Regular

2 - 1	Mala
1 - 0	Muy mala

Actualmente, una evaluación más objetiva de este índice se realiza mediante una ecuación matemática basada en la inventariación de fallas del pavimento:

$$\text{Pavimento Flexible: } p = 5,03 - 1,91 * \log[1 + S_v] - 0,01 * [C_f + P]^{0,5} - 1,38 \cdot RD^2$$

Donde:

S_v : Variación de las cotas de la rasante en sentido longitudinal en relación a la rasante inicial (Rugosidad en sentido longitudinal).

C_f : Suma de las áreas fisuradas en pies² y de las grietas longitudinales y transversales en pies lineales, por cada 1000 pies² de pavimento.

P : Área bacheada en pies² por cada 1000 pies² de pavimento.

RD : Profundidad media de ahuellamiento en pulgadas. Mide la rugosidad transversal.

Antes de diseñar el pavimento se deben elegir los índices de servicio inicial y final. El índice de servicio inicial p_o depende del diseño y de la calidad de la construcción. En los pavimentos flexibles estudiados por la AASHTO, el pavimento nuevo alcanzó un valor medio de $p_o = 4,2$.

El índice de servicio final p_t representa al índice más bajo capaz de ser tolerado por el pavimento, antes de que sea imprescindible su rehabilitación mediante un refuerzo o una reconstrucción.

El valor asumido depende de la importancia de la carretera y del criterio del proyectista, se sugiere para carreteras de mayor tránsito un valor de $p_t \geq 2,5$ y para carreteras de menor tránsito $p_t = 2,0$.

PÉRDIDA O DISMINUCIÓN DEL ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD

Los valores anteriormente descritos nos permiten determinar la disminución del índice de servicio, que representa una pérdida gradual de la calidad de servicio de la carretera, originada por el deterioro del pavimento. Por tanto:

$$\Delta PSI = p_o - p_t$$

Donde:

PSI = Índice de Servicio Presente

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado

p_o = Índice de servicio inicial

p_t = Índice de servicio final

2.3.24 ANÁLISIS DE TRÁFICO

Las cargas de los vehículos son transmitidas al pavimento mediante dispositivos de apoyo multiruedas para determinar la carga total sobre una superficie mayor, con el fin de reducir las tensiones y deformaciones que se producen al interior de la superestructura.

El tráfico es uno de los parámetros más importantes para el diseño de pavimentos. Para obtener este dato es necesario determinar el número de repeticiones de cada tipo de eje durante el periodo de diseño, a partir de un tráfico inicial medido en el campo a través de aforos.

El número y composición de los ejes se determina a partir de la siguiente información:

Periodo de diseño.

Distribución de ejes solicitantes en cada rango de cargas.

Tránsito medio diario anual de todos los vehículos TMDA ó TPDA.

Tasas de crecimiento anuales de cada tipo de vehículos.

Sentido del tráfico.

Número de carriles por sentido de tráfico.

Porcentaje del tránsito sobre el carril más solicitado.

Índice de serviciabilidad.

Factores de equivalencia de carga.

TRÁNSITO MEDIO DIARIO ANUAL:

El TMDA representa el promedio aritmético de los volúmenes diarios de tránsito aforados durante un año, en forma diferenciada para cada tipo de vehículo.

CLASIFICACIÓN DE LOS VEHÍCULOS:

Automóviles y camionetas

Buses
Camiones de dos ejes
Camiones de más de dos ejes
Remolques
Semirremolques

TASA DE CRECIMIENTO

Representa el crecimiento promedio anual del TMDA. Generalmente las tasas de crecimiento son diferentes para cada tipo de vehículo.

PROYECCIÓN DEL TRÁNSITO

El tránsito puede proyectarse en el tiempo en forma aritmética con un crecimiento constante o exponencial mediante incrementos anuales.

FACTOR DE CRECIMIENTO

Una forma sencilla de encontrar el factor de crecimiento es adoptar una tasa de crecimiento anual y utilizar el promedio del tráfico al principio y al final del periodo de diseño:

$$FC = 0,5 \cdot [1 + (1+r)^P]$$

Donde:

r = tasa de crecimiento anual en decimales

P = periodo de diseño en años.

La Asociación del Cemento Portland utiliza el tráfico a la mitad del periodo de diseño:

$$FC = (1+r)^{0,5 \cdot P}$$

La AASHTO recomienda calcular el factor de crecimiento para el tráfico de todo el periodo de diseño:

$$FC = \frac{(1+r)^P - 1}{r}$$

Los valores del factor de crecimiento para diferentes tasas anuales y periodos de diseño se muestran en la tabla siguiente, de acuerdo al criterio de la AASHTO:

CUADRO 23: FACTORES DE CRECIMIENTO**FUENTE:** AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

Período de diseño, años (n)	Tasa de crecimiento anual, g en porcentajes							
	Sin crecimiento	2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.1
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.2	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.8	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.9	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.9	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.5	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.18	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.7	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34	37.45	45.6
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.3	29.78	33.06	36.79	41	45.76	57.28
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

DISTRIBUCIÓN DIRECCIONAL

A menos que existan consideraciones especiales, se considera una distribución del 50% del tránsito para cada dirección.

En algunos casos puede variar de 0,3 a 0,7 dependiendo de la dirección que acumula mayor porcentaje de vehículos cargados.

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL

En una carretera de dos carriles, uno en cada dirección, el carril de diseño es uno de ellos, por lo tanto el factor de distribución por carril es 100%. Para autopistas multicarriles el carril de diseño es el carril exterior y el factor de distribución depende del número de carriles en cada dirección que tenga la autopista.

En la tabla siguiente se muestran los valores utilizados por la AASHTO:

CUADRO 24: FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL

FUENTE: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

N°. carriles en cada	Porcentaje de ejes simples equivalentes de 18 kips en el carril
1	100
2	80 – 100
3	60 – 80
4 ó más	50 - 75

TRÁNSITO EQUIVALENTE

Los resultados obtenidos por la AASHTO en sus tramos de prueba mostraron que el daño que producen distintas configuraciones de ejes y cargas, puede representarse por un número equivalente de pasadas de un eje simple patrón de rueda doble de 18 kips (80 KN u 8,2 Ton.) que producirá un daño similar a toda la composición del tráfico.

FACTORES EQUIVALENTES DE CARGA (LEF)

La conversión del tráfico a un número de ESAL's de 18 kips (Equivalent Single Axis Loads) se realiza utilizando factores equivalentes de carga LEFs (Load Equivalent Factor). Estos factores fueron determinados por la AASHTO en sus tramos de prueba, donde pavimentos similares se sometieron a diferentes configuraciones de ejes y cargas, para analizar el daño producido y la relación existente entre estas configuraciones y cargas a través del daño que producen.

El factor equivalente de carga LEF es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad ocasionada por una determinada carga de un tipo de eje y la producida por el eje patrón de 18 kips.

$$LEF = \frac{\text{N}^\circ \text{ de ESALs de 18 kips que producen una pérdida de serviciabilidad } \Delta PSI}{\text{N}^\circ \text{ de ejes de X kips que producen la misma pérdida de serviciabilidad}}$$

Los factores equivalentes de carga de la AASHTO están tabulados en función de cuatro parámetros: tipo de eje (simple, tándem, tridem), índice de serviciabilidad final (2, 2,5 y 3), carga por eje, y número estructural *SN* del pavimento (de 1 a 6").

FACTOR DE CAMIÓN

Para expresar el daño que produce el tráfico, en términos del deterioro que produce un vehículo en particular, hay que considerar la suma de los daños producidos por cada eje de ese tipo de vehículo. De este criterio nace el concepto de Factor de Camión, que se define como el número de ESAL's por número de vehículo. Este factor puede ser calculado para cada tipo de camiones, o para todos los vehículos como un promedio de una determinada configuración de tráfico.

$$\text{Factor de Camión} = \text{TF} = \frac{\text{N}^\circ \text{ ESALs}}{\text{N}^\circ \text{ de camiones}}$$

Se ha demostrado que el eje delantero tiene una mínima influencia en el daño producido en el pavimento, por ejemplo en el ahuellamiento, la fisuración y la pérdida de serviciabilidad su participación varía de 0,13 al 2,1 %. Por esta razón el eje delantero no está incluido en los factores de equivalencia de carga, lo cual no afecta a la exactitud del cálculo.

Para el cálculo del tránsito, el método considera los ejes equivalentes simples de 18 kips (8,2 ton) acumulados durante el período de diseño, en el carril de diseño, utilizando la ecuación siguiente:

$$W_{18} = F_d \cdot F_C \cdot \bar{W}_{18}$$

Donde:

W_{18} = Tránsito acumulado en el primer año, en ejes equivalentes sencillos de 18 Kips (8,2 ton), en el carril de diseño.

F_d = Factor de distribución direccional; (50% para la mayoría de las carreteras).

\bar{W}_{18} = Ejes Equivalentes acumulados en ambas direcciones.

F_C = Factor de distribución por carril.

Una vez calculados los ejes equivalente acumulados en el primer año se deberá estimar, sobre la base de la tasa de crecimiento anual y del período de diseño en años, el total de ejes equivalentes acumulados, los cuales se multiplican por el factor de camión para obtener los ESAL's de diseño.

NÚMERO TOTAL DE EJES SIMPLES EQUIVALENTES (ESAL's)

Se calcula para el carril de diseño utilizando la siguiente ecuación:

$$ESALs' = \left(\sum_{i=1}^m P_i \cdot F_i \cdot P \right) \cdot (TPD) \cdot (FC) \cdot F_d \cdot F_c \cdot 365$$

Donde:

P_i = Porcentaje del total de repeticiones para el i-ésimo grupo de vehículos o cargas.

F_i = Factor de equivalencia de carga por eje, del i-ésimo grupo de eje de carga.

P = Promedio de ejes por camión pesado.

TPD = Tránsito promedio diario.

FC = Factor de crecimiento para un período de diseño en años.

F_d = Factor direccional.

F_c = Factor de distribución por carril.

2.3.25 CONFIABILIDAD Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR

El nivel de confianza o confiabilidad es uno de los parámetros importantes introducidos por la AASHTO al diseño de pavimentos, porque establece un criterio que está relacionado con el desempeño del pavimento frente a las solicitaciones exteriores. La confiabilidad se define como la probabilidad de que el pavimento diseñado se comporte de manera satisfactoria durante toda su vida de proyecto, bajo las solicitaciones de carga e intemperismo, o la probabilidad de que los problemas de deformación y fallas estén por debajo de los niveles permisibles. Para elegir el valor de este parámetro se considera la importancia del camino, la confiabilidad de la resistencia de cada una de las capas y el tránsito de diseño pronosticado.

CUADRO 25: VALORES DEL NIVEL DE CONFIANZA R DE ACUERDO AL TIPO DE CAMINO

FUENTE: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

Tipo de Camino	Zonas urbanas	Zonas rurales
Autopista	85 – 99.9	80 – 99.9
Carreteras de primer orden	80 – 99	75 – 95
Carreteras secundarias	80 – 95	75 – 95
Caminos vecinales	50 - 80	50 - 80

La esquematización del comportamiento real del pavimento y la curva de diseño propuesta por la AASHTO tienen la misma forma pero no coinciden. La falta de coincidencia se debe a los errores asociados a la ecuación de comportamiento

propuesta y a la dispersión de la información utilizada en el dimensionamiento del pavimento. Por esta razón la AASHTO adoptó un enfoque regresional para ajustar estas dos curvas. De esta forma los errores se representan mediante una desviación estándar S_o , para compatibilizar los dos comportamientos. El factor de ajuste entre las dos curvas se define como el producto de la desviación normal Z_R , por la desviación estándar S_o . Los factores de desviación normal Z_R se muestran en la siguiente tabla:

CUADRO 26: FACTORES DE DESVIACIÓN NORMAL

FUENTE: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

Confiabilidad	Z_R	Confiabilidad	Z_R
50	0	92	-1.405
60	-0.253	94	-1.555
70	-0.524	95	-1.645
75	-0.674	96	-1.751
80	-0.841	97	-1.881
85	-1.037	98	-2.054
90	-1.282	99	-2.327

Una vez elegido un nivel de confianza y obtenidos los resultados del diseño, éstos deberán ser corregidos por dos tipos de incertidumbre: la confiabilidad de los parámetros de entrada, y de las propias ecuaciones de diseño basadas en los tramos de prueba.

Para este fin, se considera un factor de corrección que representa la desviación estándar, de manera reducida y simple, este factor evalúa los datos dispersos que configuran la curva real de comportamiento del pavimento.

El rango de desviación estándar sugerido por AASHTO se encuentra entre los siguientes valores:

$$0,40 \leq S_o \leq 0,50 \quad (S_o = \text{desviación estándar})$$

2.3.26 COEFICIENTE DE DRENAJE (C_d)

El valor de este coeficiente depende de dos parámetros: la capacidad del drenaje, que se determina de acuerdo al tiempo que tarda el agua en ser evacuada del pavimento, y

el porcentaje de tiempo durante el cual el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación, en el transcurso del año.

Dicho porcentaje depende de la precipitación media anual y de las condiciones de drenaje, la AASHTO define cinco capacidades de drenaje, que se muestran en la siguiente tabla:

CUADRO 27: CAPACIDAD DE DRENAJE

FUENTE: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

Calidad del Drenaje	Tiempo que tarda el agua en ser Evacuada
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy malo	Agua no drenada

De acuerdo a las capacidades de drenaje la AASHTO establece los factores de corrección m_2 (bases) y m_3 (sub-bases granulares sin estabilizar), los cuales están dados en el cuadro 27, en función del porcentaje de tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

CUADRO 28: VALORES m_i PARA MODIFICAR LOS COEFICIENTES ESTRUCTURALES O DE CAPA DE BASE Y SUB-BASES SIN TRATAMIENTO, EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

FUENTE: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

Condición del drenaje ¹	Porcentaje del tiempo que la estructura del pavimento está expuesta a grados de humedad próxima a la saturación			
	Menos de 1 %	1 – 5 %	5- 25%	Más de 25%
Excelente	1.40 – 1.35	1.35 – 1.30	1.30 – 1.20	1.2
Bueno	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.15 – 1.00	1
Regular	1.25 – 1.15	1.15 – 1.05	1.00 – 0.80	0.8
Pobre	1.15 – 1.05	1.05 – 0.80	0.80 – 0.60	0.6
Muy pobre	1.05 – 0.95	0.95 – 0.75	0.75 – 0.40	0.4

2.3.27 MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE

La capa de subrasante mejorada puede ser una modificación de la subrasante existente (sustitución del material inadecuado o estabilización con cemento, cal o aditivos químicos) o podrá ser una nueva capa construida sobre la subrasante existente. La alternativa a elegir será determinada de acuerdo al análisis técnico-económico comparativo.

En general, se recomienda que cuando se presenten subrasantes clasificadas como muy pobre y pobre (CBR < 6%), se proceda a eliminar el material inadecuado y a colocar un material granular de reemplazo con CBR mayor a 10% e IP menor a 10; con lo cual se permite el uso de una amplia gama de materiales naturales locales de bajo costo, que cumplan la condición. La función principal de esta capa mejorada será dar resistencia a la estructura del pavimento.

El espesor de una capa de subrasante mejorada no debe ser menor del espesor determinado mediante el método que a continuación se describe:

Tal como se indicó el Número Estructural (SN), según AASHTO está dado por la siguiente ecuación:

$$SN_0 = a_1 \times D_1 + a_2 \times D_2 \times m_2 + a_3 \times D_3 \times m_3$$

Se añade a la ecuación SN la capa de subrasante mejorada, expresada en términos de $a_4 \times D_4 \times m_4$, donde:

a_4 : Coeficiente estructural de la capa de subrasante mejorada, se recomiendan los siguientes valores:

$a_4 = 0.024$, para reemplazar la subrasante muy pobre y pobre, por una subrasante regular con CBR 6 – 10%.

$a_4 = 0.030$, para reemplazar la subrasante muy pobre y pobre, por una subrasante buena con CBR 11 – 19%.

$a_4 = 0.037$, para reemplazar la subrasante muy pobre y pobre, por una subrasante muy buena con CBR > = 20%.

$a_4 = 0.035$, para mejorar la subrasante muy pobre y pobre a una subrasante regular, con la adición mínima de 3% de cal en peso de los suelos.

D₄: Espesor de la capa de subrasante mejorada (cm).

m₄: Coeficiente que refleja el drenaje de la capa 4, según el cuadro 28 se determina el valor de m₄.

Nueva ecuación:

$$\mathbf{SN_r = a_1 \times D_1 + a_2 \times D_2 \times m_2 + a_3 \times D_3 \times m_3 + a_4 \times D_4 \times m_4} \quad \mathbf{0}$$

$$\mathbf{SN_r = SN_o + a_4 \times D_4 \times m_4}$$

Con los valores determinados a₄ y m₄, se puede calcular el espesor efectivo D₄ de la subrasante mejorada, con la siguiente expresión:

$$D_4 = \frac{SN_r - SN_o}{a_4 \times m_4}$$

SN_r = Número estructural requerido del pavimento con subrasante regular, buena o muy buena, según se requiera mejorar.

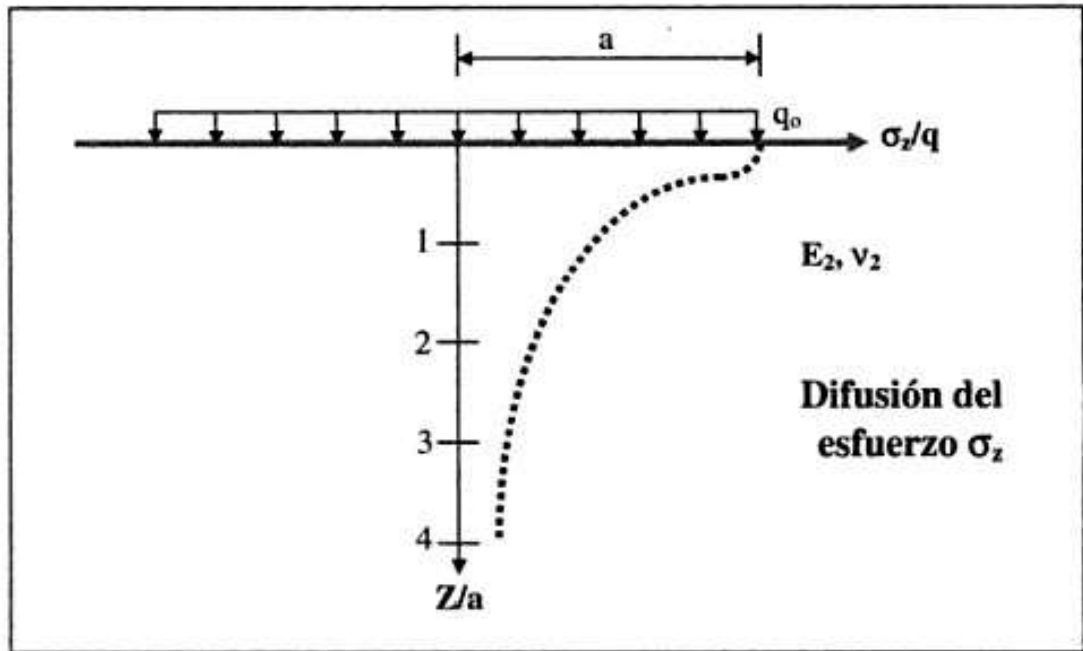
SN_o = Número estructural del pavimento con subrasante muy pobre o pobre

2.3.28 MODELO DE BOUSSINESQ

La presión ejercida por un neumático (*q_o*) es del orden de 0,2 a 0,7 MPa, el cual es un valor elevado para que lo soporte el suelo natural; por tal razón la calzada debe repartir esta presión para llevarla a un nivel tolerable a través de modelos que trabajan las siguientes hipótesis:

La carga aplicada a la calzada se esquematiza por una presión *q_o* sobre un círculo de radio *a* (figura 3.1).

El suelo soporte se supone elástico con módulo de Young *E₂*, relación de Poisson *v₂*. Este suelo sólo puede resistir, sin deformarse exageradamente, un esfuerzo vertical admisible (*σ_z*)_{ad}, inferior a la presión *q_o*.



Se busca que a una profundidad H del suelo la presión vertical esté suficientemente difusa para no sobrepasar el esfuerzo vertical admisible $(\sigma_z)_{ad}$. Boussinesq resolvió este problema al proponer que a una profundidad z el esfuerzo vertical σ_z es igual a:

$$\sigma_z = q_0 \left[1 - \frac{\left(\frac{z}{a}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{z^2}{a^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}}\right]$$

Por ejemplo, si se supone que a nivel del suelo soporte el esfuerzo vertical admisible $(\sigma_z)_{ad}$ es igual a $q_0/10$, el espesor H está dado por $\sigma_z/q_0 = 0,1$.

$$\sigma_z = q_0 \left[1 - \frac{\left(\frac{H}{a}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{H^2}{a^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}}\right]$$

Al reemplazar y despejar la fórmula tenemos:

$$\frac{\sigma_z}{q_o} = \left[1 - \frac{\left(\frac{H}{a}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{H^2}{a^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\frac{1}{10} = \left[1 - \frac{\left(\frac{H}{a}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{H^2}{a^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\frac{H}{a} = 3,7$$

A partir de esta hipótesis de Boussinesq, se concluye que:

σ_z es proporcional a q_o e independiente del módulo E_2 del masivo.

El espesor H de la calzada es proporcional al radio del círculo de carga.

Si el esfuerzo admisible σ_z sobre el masivo es muy pequeño comparado con la presión aplicada q_o , se conduce a adoptar espesores muy altos.

Se puede asimilar el valor de H al valor de la calzada asimilando H' a H o E_1 a E_2 .

El módulo E_1 del cuerpo granular de la capa será superior al módulo E_2 del suelo de soporte, por lo que el espesor H' que se debe dar a la calzada será:

$$H' = f\left(\frac{E_1}{E_2}\right) \times H \text{ o } f\left(\frac{E_1}{E_2}\right) \leq 1$$

La determinación de la función f supone la utilización de modelos de bicapas (Burmister).

El valor del módulo de Young de la capa granular es aproximadamente de dos a cuatro veces el valor del módulo de Young del suelo soporte ($E_1 = 2$ a $4 E_2$).

2.3.29 MODULO ELASTICO (E)

El módulo elástico también se conoce como módulo de Young en honor a Thomas Young, quien publicó el concepto a principios del siglo XVIII. Un material es elástico si puede volver a su tamaño o forma original después de ser estirado o exprimido (siempre y cuando la aplicación o la acción no deforme permanentemente el material). Casi todos los materiales son elásticos hasta cierto punto, y la elasticidad, junto con la forma geométrica, es parte de la flexibilidad de un objeto. Un módulo de elasticidad puede calcularse para cualquier material sólido y es la relación del esfuerzo a la deformación.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Donde:

E = Módulo de Elasticidad

σ = Esfuerzo

ε = Deformación

Un concepto clave a recordar es que el módulo de elasticidad no es lo mismo que la fuerza. La resistencia se mide por la tensión necesaria para romper un material, mientras que las medidas de elasticidad como de bien un material vuelve a su forma original. Cuanto menor sea el MPa o kPa (pascal), más elástico el objeto o tipo de suelo es.

Otras correlaciones que se pueden utilizar para determinar este parámetro, basados en el ensayo CBR, que es de relativamente fácil ejecución, a comparación de otros ensayos que pueden resultar mucho más costosos, son:

$$E_{SR} = 100 * CBR \quad (Kg/cm^2)$$

$$E_{SR} = 130 * CBR^{0.714} \quad (Kg/cm^2)$$

$$E_{SR} = 10 * CBR \quad (MPa)$$

Para suelos blandos con $CBR < 10\%$

$$E_{SR} = 6.5 * CBR^{0.65} \quad (MPa)$$

$$E_{SR} = 5 * CBR \quad (MPa)$$

2.3.30 ESFUERZO VERTICAL ADMISIBLE (σ)

El esfuerzo vertical admisible se puede definir como la cantidad de esfuerzo a la que puede ser sometido un suelo debido a la repetición de carga por acción del tránsito, esto para el caso específico de cimentación de carreteras.

Dicho esfuerzo se encuentra directamente relacionado con el módulo de elasticidad del suelo y con el número de repeticiones de carga admisible por este suelo, en ese contexto los límites admisibles se pueden obtener con las ecuaciones que se muestran a continuación:

$$\sigma_z = \frac{C * E_{SR}}{1 + 0.7 * \log_{10} N} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Donde:

σ_z = Esfuerzo Vertical Admisible

CBR = Relación de Soporte California (%)

N = Numero Admisible de Repeticiones de Carga

$C = 0.008$ (Jeuffroy)

$C = 0.007$ (Dormon & Herhoven)

$C = 0.006$ (ACUM & FOX)

2.3.31 RECOMENDACIONES DEL ESTADO DE COLORADO (USA)

Los suelos que son excesivamente expansivos deben recibir una consideración especial. Una solución es cubrir estos suelos con una profundidad suficiente de material selecto para superar los efectos negativos de la expansión. Los suelos expansivos a menudo pueden mejorarse mediante compactación a contenidos de agua sobre el óptimo. En otros casos, puede ser más económico para el tratamiento de suelos expansivos mediante la estabilización con un agente adecuado de estabilización, tal como cal.

Un tratamiento de suelos expansivos se realiza mediante el siguiente método sub excavación. Sub excavando el suelo expansivo (densos lutitas inalteradas secos y arcillas densas secos) y rellenándolo con suelo impermeable al 95 por ciento de la densidad máxima seca muy por encima de su óptimo contenido de humedad, en conformidad con la Denominación AASHTO T 99. Este tratamiento se debe realizar a

través de la zona de corte y las transiciones de corte para llenar hasta que la profundidad del relleno es aproximadamente igual a la profundidad de tratamiento.

El cuadro 27 de tratamiento de suelos expansivos es para ser utilizado como una guía para determinar la profundidad de tratamiento revisado por el Departamento de Carreteras Memo # 323 Colorado, (Construcción) Hinchazón de Suelos, 01/05/1966. Actuaciones en la interestatal y Sistema Nacional de Carreteras requerirán tratamiento de suelos expansivos. El tratamiento puede tomar la forma de sub excavación y reemplazarlo con suelo impermeable o sub excavación y recompackado con control de humedad de la misma tierra.

CUADRO 29: ESPESOR PARA TRATAMIENTO DE SUELOS EXPANSIVOS
FUENTE: M – E – Pavement Desing Manual 2015.

CARRETERAS PRINCIPALES

Índice de Plasticidad	Profundidad de tratamiento por debajo del nivel de la Subrasante
10 - 20	0.60 m
20 - 30	0.90 m
30 - 40	1.20 m
40 - 50	1.50 m
Más de 50	1.80 m

CARRETERAS SECUNDARIAS

Índice de Plasticidad	Profundidad de tratamiento por debajo del nivel de la Subrasante
10 - 30	0.60 m
30 - 50	0.90 m
Más de 50	1.20 m

2.4 PROPUESTA

Elaborar el Informe de Ingeniería denominado **“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS (AASHTO 93, BOUSSINESQ, ABACOS DE COLORADO), PARA EL CÁLCULO DEL ESPESOR DE MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE EN LA CARRETERA Dv. LAS VEGAS-TARMA, PROVINCIA DE TARMA - REGION JUNIN”**

Consideraciones a tratar:

El área de estudio elegida para este análisis, comprende el tramo en Rehabilitación de la Carretera Dv. LAS VEGAS – TARMA con una longitud total de 32.6 Km, con presencia de un sector crítico entre las progresivas del Km 0+000 al Km 6+500; donde se procederá a analizar los siguientes aspectos:

Analizar las características físico-mecánicas de los suelos que conforman la SUBRASANTE del área de estudio, tales como Índice Plástico, Clasificación del Suelo, Índice de Consistencia, Índice de Liquidez, Suelos expansivos, Suelos Compresibles y Capacidad de Soporte (en relación al CBR de Diseño).

Evaluar las deflexiones producidas en la superficie de la Subrasante, por acción de las cargas vehiculares mediante el uso del deflectómetro denominado Viga Benkelman, a fin de conocer la capacidad de recuperación del terreno (rebote elástico) al remover una carga, determinando así el número de mejoramientos y sus correspondientes áreas (anchos y longitudes).

Determinar en base a parámetros reales el espesor del material inadecuado a reemplazar, utilizando la METODOLOGÍA AASHTO 93, el MODELO DE BOUSSINESQ y las recomendaciones del ESTADO DE COLORADO para determinar el espesor del material a sustituir.

Realizar el análisis comparativo de los resultados obtenidos usando las metodologías antes mencionadas, a fin de establecer los parámetros de variación que condicionan el espesor de dichos mejoramientos.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MATERIALES Y RECURSOS

RECURSOS HUMANOS

Asesor (Docente de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura)

Co-Asesor (Ing. Especialista en Suelos y Pavimentos)

Bachiller

Digitador

Técnico de Laboratorio de Suelos

Auxiliar de Laboratorio de Suelos

MATERIALES Y EQUIPOS

Laboratorio de Mecánica de Suelos

Viga Benkelman

Camión para la Viga Benkelman

Material de Oficina (papel, lapicero, regla, etc.)

Material Bibliográfico

Computadora

Fotocopiadora

Impresora

Cámara fotográfica

3.2 MÉTODOS

La elaboración del presente informe de Ingeniería es del tipo y nivel descriptivo aplicativo y se seguirá la siguiente secuencia:

Revisión Bibliográfica para desarrollar el informe de ingeniería.

Evaluación de los sectores críticos, identificados por medio de los ensayos de laboratorio correspondientes a la determinación de las características físico-mecánicas del terreno a nivel de Subrasante.

Cálculo de los espesores de Mejoramientos a Nivel de Subrasante requeridos en cada sector por mejorar.

Análisis comparativo de los resultados obtenidos.

Redacción, revisión y aprobación del informe de ingeniería.

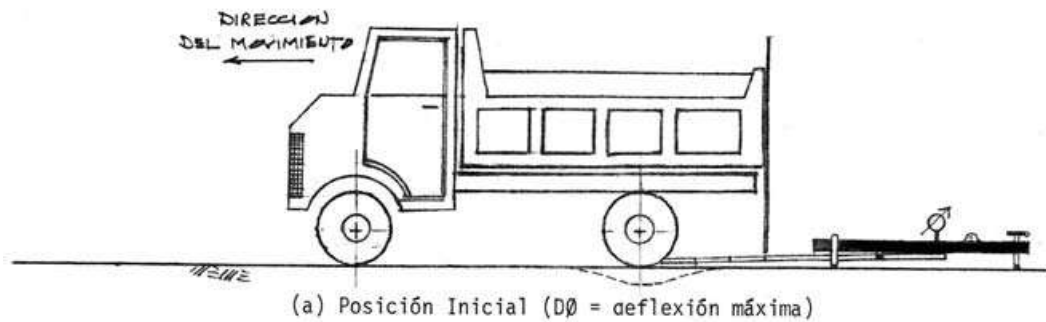
Sustentación del informe de ingeniería.

IV. RESULTADOS

4.1 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO BASADO EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN (VIGA BENKELMAN)

RECOLECCIÓN DE DATOS:

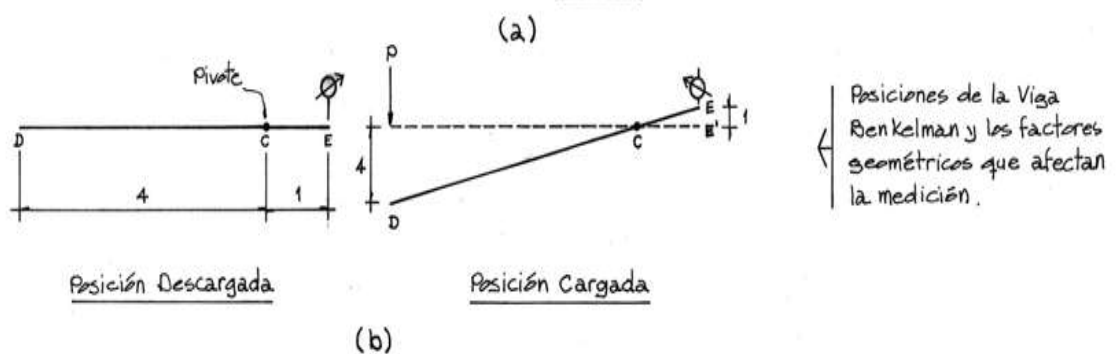
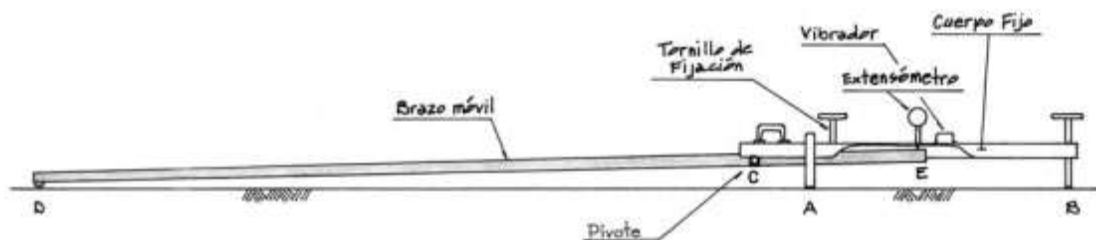
Para medir las deflexiones en la superficie de la subrasante se ha utilizado una "Viga Benkelman" bajo las siguientes condiciones de carga:



Peso total del eje posterior: 8,200 Kg.

Presión de Inflado de las Llantas posteriores: 80 psi

La Viga Benkelman utilizada posee una relación de brazos de 1:4



Con la cual se tomaron varias lecturas, a diferente distancia del eje de las llantas duales posteriores:

L_0 : Lectura bajo el eje de las llantas duales.

L_{25} : Lectura a 0.25 m del eje de las llantas duales.

L_{50} : Lectura a 0.50 m del eje de las llantas duales.

L_{100} : Lectura a 1.00 m del eje de las llantas duales.

L_{max} : Lectura a 5.00 m del eje de las llantas duales (Disipada la Carga).

NOTA: Las lecturas se hicieron en las llantas duales del eje posterior del camión, adoptando la posición externa a la vía.

CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS

También se procedió a la medición de la temperatura en la zona al momento de la recolección de dato.

Temperatura Promedio = 13.8 °C

Factor de estacionalidad = 1 (Estación lluviosa – Suelo Arcilloso, sensible al agua).

Cuadro 16

DISTRIBUCIÓN

La recolección de datos se efectuó a cada 10.00 m de distancia, en ambos carriles de la vía, asegurando de esta manera un esquema detallado de las condiciones estructurales en las que se encuentra la subrasante del tramo en estudio.

PROCESAMIENTO DE DATOS:

Una vez recolectado los datos de campo, procedemos con el procesamiento de estos siguiendo la siguiente secuencia:

CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES

De acuerdo a las lecturas tomadas a diferentes distancias del eje de las llantas duales, se procede con el cálculo de las deflexiones producidas en el extremo del brazo de la Viga Benkelman que estuvo en contacto con el terreno, teniendo en cuenta la relación de brazos del tipo de dispositivo utilizado.

En este caso se utilizó un dispositivo con una relación de brazos igual a 1:4, como se mostró en el gráfico anterior, por lo que dichas deflexiones pueden ser calculadas con la siguiente expresión:

$$D_n = 4 * (L_{max} - L_n)$$

D_n = Deflexión a una distancia “n” del eje de las llantas duales.

L_n = Lectura a una distancia “n” del eje de las llantas duales.

CORRECCIÓN DE LA DEFLEXIONES

Las correcciones aplicadas a las deflexiones anteriormente calculadas están condicionadas por la siguiente fórmula:

$$D_{Corregida} = \frac{D_{Medida} * FE}{\left(\frac{P_{Medida}}{8.2}\right) * \left(\frac{(T_{Mezcla} - 20)}{1,000} + 1\right)}$$

Dónde:

$D_{Corregida}$ = Deflexión Corregida a Carga de 8.2 Tn. y a 20° C

FE = 1 (Factor de Estacionalidad)

P_{Medida} = 8.2 Tn (Carga aplicada en el Ensayo Tn.)

T_{Mezcla} = (No se evaluó a nivel de Carpeta Asfáltica) Temperatura de la Capa Asfáltica durante el Ensayo (°C)

Con estas consideraciones la Fórmula de corrección queda reducida a:

$$D_{Corregida} = \frac{D_{Medida} * 1}{\left(\frac{8.2}{8.2}\right) * 1}$$

$$D_{Corregida} = D_{Medida}$$

Por lo tanto la Deflexión Medida es igual a la Deflexión Corregida.

CÁLCULO DEL RADIO DE CURVATURA

El radio de curvatura es un parámetro que nos ayuda a tener una idea del comportamiento elástico del tramo en estudio, el cual lo podemos calcular por la siguiente fórmula:

$$R = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})}$$

Donde:

R = Radio de Curvatura.

D_0 =Deflexión recuperable en el eje vertical de la carga.

D_{25} =Deflexión recuperable a 25 cm. Del eje de carga.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LOS RESULTADOS

Para una mejor interpretación de los resultados obtenidos individualmente para cada punto evaluado y tener una concepción mucho más amplia del comportamiento de recuperación elástica que presenta el suelo, nos auxiliamos de parámetros estadísticos, que nos brindan una idea más clara de los sectores con características homogéneas, para de esta manera poder definir la longitud de los tramos a mejorar.

Los parámetros estadísticos tomados en cuenta para el presente informe son los siguientes:

Deflexión Máxima

Deflexión Mínima

Deflexión Media (\bar{D})

Desviación Estándar ($\bar{\sigma}$)

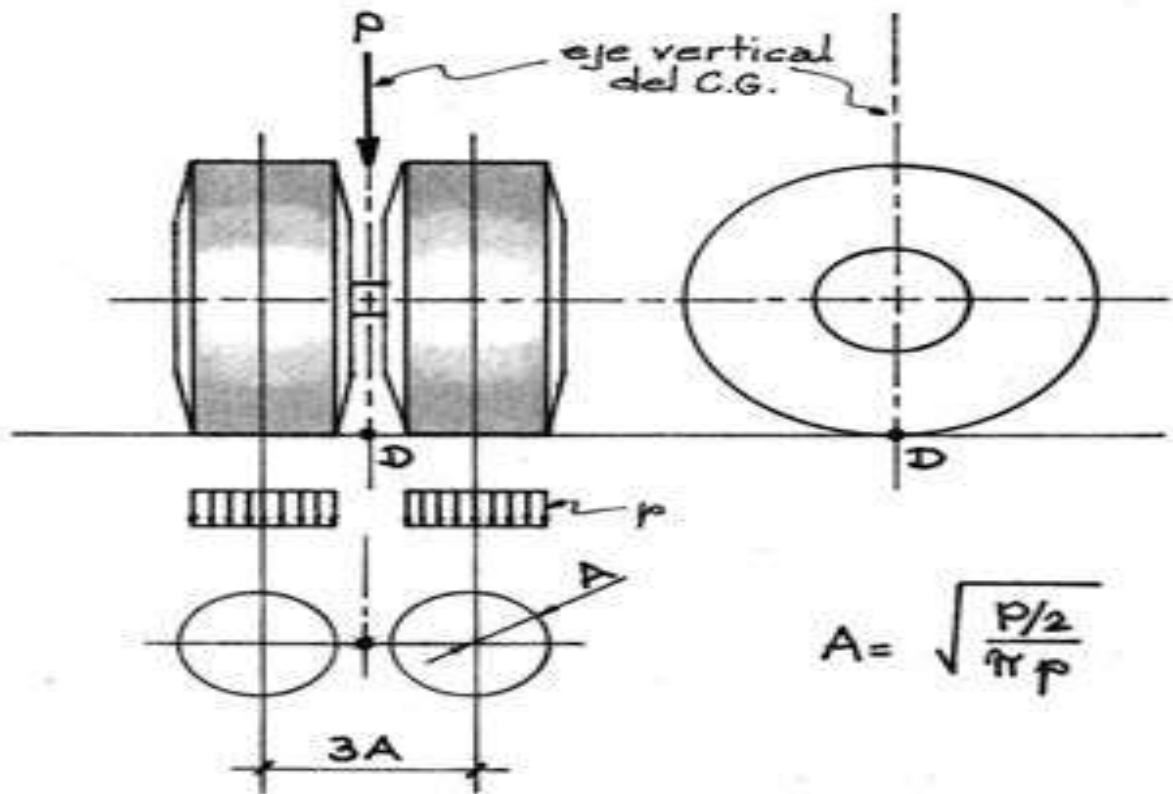
Coefficiente de variación (CV)

Percentil 75%

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUBRASANTE

De acuerdo a los datos proporcionados por el Análisis Deflectométrico antes realizado, procedemos a evaluar la resistencia de los suelos que comprenden el tramo en estudio, basado en la interpretación de los datos defelctométricos recolectados, considerando el siguiente procedimiento:

Determinación del Radio de la huella circular de contacto



$$P = \frac{P_{Total}}{4} = \frac{8200Kg}{4} = 2050Kg \times \frac{2.2lb}{1Kg} = 4510lb$$

$$A = \sqrt{\frac{P}{\pi p}}$$

Donde:

A = Radio de la huella circular de contacto (plg.)

P = Carga sobre una llanta. (lb.)

p = Presión de inflado. (psi)

$$A = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} = \sqrt{\frac{4510}{\pi(80)}} = 4.24" = 10.75cm$$

Determinación de R_5

R_5 es la distancia "R" del centro geométrico de la llanta doble en dirección longitudinal, en la cual se obtiene que la relación $DR/D_0 = 0.5$ en la curva de deflexiones. Para el modelo de HOGG se ha establecido que R_5 puede determinarse usando la siguiente ecuación:

$$R_5 = R \frac{A^C - B}{\left(A \left(\frac{D_0}{D_R} - 1 \right) \right)^C - B}$$

Donde:

R = Distancia a la que se mide la deflexión D_R (Ejemplo: $R= 60$ cm).

D_0 = Deflexión Máxima

D_R = Deflexión a la distancia R

A, B y C = Coeficientes de correlación cuyo valor se indica en el cuadro 17

CUADRO 30: COEFICIENTES DE CORRELACIÓN PARA EL CÁLCULO DE R_5 EN EL MODELO DE HOGG

FUENTE: “ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M.”

H/L ₀	μ	A	B	C
∞	Cualquier Valor	3.115	0	0.584
10 $D_R/D_0 > 0.7$	0.5	2.460	0	0.592
10 $D_R/D_0 < 0.7$	0.5	371.1	2	0.219
10 $D_R/D_0 > 0.426$	0.4	2.629	0	0.548
10 $D_R/D_0 < 0.426$	0.4	2283.4	3	0.2004

El valor R_5 sirve de insumo para determinar la longitud elástica (L_0) del pavimento según se explica a continuación.

Determinación de la Longitud Elástica (L_0)

La longitud elástica (L_0) del pavimento puede calcularse usando la ecuación:

$$L_0 = \frac{Y \cdot R_5 + \sqrt{(Y \cdot R_5)^2 - 4 \cdot A \cdot X \cdot R_5}}{2}$$

Donde:

R_5 = Calculado en la ecuación anterior
 A = Radio de la huella circular de carga
 X, Y = Coeficiente de correlación cuyo valor se indica en El cuadro 18

CUADRO 31: COEFICIENTES DE CORRELACIÓN PARA LA DETERMINACIÓN DE L_0 EN EL MODELO DE HOGG
FUENTE: “ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M.”

H/ L_0	μ	X	Y
10	0.5	0.183	0.620
10	0.4	0.192	0.602
∞	Cualquier Valor	0.180	0.525

El valor de L_0 sirve de insumo para determinar el módulo de elasticidad de la subrasante (E_0) según se explica a continuación.

Determinación del Módulo de Elasticidad de la Subrasante (E_0)

La determinación del módulo de elasticidad de la subrasante constituye un punto central de la metodología de evaluación. Para desarrollar soluciones numéricas programables en computadora, esta determinación se efectúa en dos pasos:

Primer Paso: El primer paso consiste en establecer la relación teórica entre la rigidez para carga puntual y la rigidez para carga distribuida sobre un área, para un cociente dado del valor A/L_0 . La rigidez se define como el cociente entre la carga y la deflexión ($S = P/D_0$).

La relación teórica se calcula por medio de la ecuación:

$$\frac{S_0}{S} = 1 - M \left(\frac{A}{L_0} - 0.10 \right)$$

Donde:

S_0 = Rigidez para carga puntual
 S = Rigidez para carga de área
 M = Coeficiente numérico que adopta los siguientes valores:

CUADRO 32: COEFICIENTES NUMÉRICOS DE “ M ” EN LA CORRELACIÓN PARA LA DETERMINACIÓN DE S_0/S EN EL MODELO DE HOGG

FUENTE: “ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M.”

H/L ₀	μ	M
10	0.5	0.52
10	0.4	0.48
∞	Cualquier Valor	0.44

Segundo Paso: Una vez determinado el valor de S_0/S , se calcula el módulo de elasticidad de la subrasante por medio de la siguiente ecuación:

$$E_0 = \left(\frac{K \times I \times P}{L_0 \times D_0} \right) \frac{S_0}{S}$$

Donde:

K = Coeficiente numérico que depende del coeficiente de Poisson de la subrasante y que adopta los siguientes valores:

Para $\mu = 0.5$; $K = 1.5$

Para $\mu = 0.4$; $K = 1.633$

P = Carga total en la llanta doble

L_0 = Longitud elástica

D_0 = Deflexión máxima (m)

I = Coeficiente numérico que adopta los siguientes valores:

CUADRO 33: COEFICIENTES NUMÉRICO QUE ADOPTA “I” PARA LA DETERMINACIÓN DEL E_0 EN EL MODELO DE HOGG

FUENTE: “ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIÓN – Hoffman, Mario S.-Del Águila, Pablo M.”

H/L ₀	μ	I
10	0.5	0.1614
10	0.4	0.1689
∞	Cualquier Valor	0.1925

Relación entre el CBR (%) y el Módulo de Elasticidad de Subrasante (E_0)

Esta relación ha sido establecida experimentalmente, comparando los valores de E_0 obtenidos de la metodología de evaluación estructural, usando deflexiones medidas con la Viga Benkelman y valores de CBR obtenidos en sitio.

De numerosas comparaciones de este tipo se ha podido establecer la siguiente relación:

$$E_0 = (100 \text{ a } 160) \times \text{CBR}$$

Para E_0 expresado en Kg/cm^2 y CBR en porcentaje.

Resulta interesante notar que esta relación es similar a la obtenida por Heukelom y Klomp, durante ensayos de propagación y análisis de ondas vibratorias realizadas en Holanda para determinar lo que denominaron el "E dinámico" de los suelos. El coeficiente numérico (100 a 160) de la relación (2.10) se denomina "factor de CBR" y se recomienda utilizar un factor de 100 a 110 para ensayos rutinarios a menos que exista alguna razón que justifique su cambio.

$$E_0 = 110 \times \text{CBR}$$

$$\text{CBR (\%)} = E_0 / 110$$

Todos estos cálculos se hicieron agenciados de la hoja de cálculo Excel, cuyos resultados presentamos a continuación: **(ANEXO 01)**

4.2 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA VIA EXISTENTE A NIVEL DE SUBRASANTE

En el análisis hecho a nivel de Subrasante en el sector crítico comprendido entre las progresivas del Km 0+000 al Km 6+500 del tramo en Rehabilitación de la Carretera Dv. LAS VEGAS – TARMA, se obtuvieron los siguientes resultados:

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS Y DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FISICO-MECÁNICAS

La siguiente evaluación se hizo a través de la excavación de calicatas exploratorias a cielo abierto, en puntos donde se verificó ocularmente la presencia de problemas a nivel de subrasante, tales como baches y otros.

Se excavaron calicatas de una profundidad que varía entre 0.90 y 2.20 m de altura, en las progresivas que se presentan a continuación:

RESUMEN DE CALICATAS						
CALICATA Nº	PROGRESIVA	CARRIL	FECHA	PROFUNDIDAD	Nº DE ESTRATOS	CAPA DE ESTRATO
1	0+745	IZQUIERDO	19-04-13	1.20 mts	2	1.00 mts
2	0+778	IZQUIERDO	10-04-13	1.50 mts	2	1.25 mts
3	0+785	IZQUIERDO	19-04-13	1.10 mts	2	1.00 mts
4	0+862	DERECHO	10-04-13	1.50 mts	2	1.25 mts
5	0+990	DERECHO	07-05-13	1.50 mts	2	1.10 mts
6	1+145	IZQUIERDO	28-04-13	1.20 mts	2	1.00 mts
7	1+210	DERECHO	06-05-13	1.50 mts	2	1.40 mts
8	1+275	IZQUIERDO	27-04-13	1.20 mts	4	0.60 mts
9	1+425	IZQUIERDO	27-04-13	1.50 mts	2	1.35 mts
10	1+470	EJE	25-04-13	1.55 mts	3	0.40 mts
11	1+515	IZQUIERDO	25-04-13	1.50 mts	2	1.20 mts
12	1+535	IZQUIERDO	28-04-13	1.50 mts	2	1.25 mts
13	1+625	IZQUIERDO	25-04-13	1.50 mts	3	1.20 mts
14	1+880	DERECHO	25-04-13	1.50 mts	2	1.32 mts
15	1+950	DERECHO	10-04-13	1.50 mts	2	1.25 mts
16	1+995	DERECHO	16-04-13	1.50 mts	2	1.00 mts
17	2+015	IZQUIERDO	10-04-13	1.50 mts	2	1.30 mts
18	2+175	DERECHO	15-04-13	1.50 mts	3	1.20 mts
19	2+200	DERECHO	16-04-13	1.50 mts	2	1.15 mts
20	2+300	EJE	01-05-13	1.50 mts	2	1.25 mts
21	2+400	DERECHO	23-04-13	1.50 mts	4	0.70 mts
22	2+595	IZQUIERDO	23-04-13	1.55 mts	3	0.40 mts
23	3+020	DERECHO	24-04-13	0.90 mts	3	0.50 mts
24	3+120	DERECHO	03-05-13	1.50 mts	2	1.40 mts
25	3+220	DERECHO	10-04-13	1.50 mts	2	1.40 mts
26	3+255	IZQUIERDO	01-05-13	1.50 mts	2	1.30 mts
27	3+355	IZQUIERDO	01-05-13	1.50 mts	2	1.35 mts
28	3+440	DERECHO	14-04-13	1.50 mts	2	1.35 mts
29	3+550	DERECHO	14-04-13	1.50 mts	3	0.80 mts
30	4+020	DERECHO	11-04-13	1.50 mts	3	0.40 mts
31	4+250	IZQUIERDO	13-04-13	1.55 mts	3	0.35 mts
32	4+400	IZQUIERDO	03-05-13	1.50 mts	2	1.40 mts
33	4+550	DERECHO	01-05-13	1.50 mts	2	1.45 mts
34	4+650	DERECHO	01-05-13	1.50 mts	2	1.40 mts
35	4+740	DERECHO	07-05-13	1.50 mts	2	1.45 mts
36	5+010	DERECHO	06-05-13	1.50 mts	2	1.20 mts
37	5+100	DERECHO	03-05-13	1.50 mts	2	1.30 mts
38	5+150	EJE	29-04-13	2.20 mts	2	2.00 mts
39	5+240	DERECHO	29-04-13	1.60 mts	3	0.80 mts
40	5+390	DERECHO	29-04-13	1.60 mts	3	1.33 mts
41	5+525	IZQUIERDO	29-04-13	1.60 mts	2	1.30 mts
42	5+620	DERECHO	29-04-13	1.50 mts	2	1.00 mts
43	5+685	DERECHO	29-04-13	1.60 mts	3	0.75 mts
44	5+760	EJE	03-05-13	1.50 mts	2	1.30 mts
45	5+915	IZQUIERDO	29-04-13	1.50 mts	2	1.20 mts
46	5+995	DERECHO	29-04-13	1.50 mts	2	1.30 mts
47	6+010	IZQUIERDO	30-04-13	1.50 mts	2	1.40 mts
48	6+080	IZQUIERDO	30-04-13	1.50 mts	2	1.40 mts
49	6+115	IZQUIERDO	30-04-13	1.50 mts	2	1.15 mts
50	6+210	DERECHO	06-05-13	1.50 mts	2	1.00 mts
51	6+310	DERECHO	06-05-13	1.50 mts	2	1.00 mts
52	6+480	DERECHO	07-05-13	1.50 mts	2	1.25 mts

En este proceso se verificó los estratos del terreno subyacente al nivel de la subrasante, con la recopilación de muestras alteradas e inalteradas para la realización de los siguientes ensayos de laboratorio:

Análisis Granulométrico por Tamizado.....(MTC E 107)

Humedad Natural.....	(MTC E 108)
Límites de Atterberg	
Límite Líquido.....	(MTC E 110)
Límite Plástico.....	(MTC E 111)
Índice de Plasticidad.....	(MTC E 111)
Clasificación de Suelos método SUCS	
Clasificación de Suelos método AASHTO	
Proctor Modificado.....	(MTC E 115)
California Bearing Ratio.....	(MTC E 132)
Pasante Malla N° 200.....	(MTC E 202)

Los cuales se presentan de manera detallada en el **ANEXO 05**, y cuya descripción se expresa en los cuadros siguientes, por cada una de las calicatas.

CALICATA 01 - Km 0+745 - IZQUIERDO - 1.20 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota – 0.20m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6 (4) siendo arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de color marrón muy fino poco compacto saturado de comprensibilidad media lo cual indica que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante; para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considerada mala, con la observación de tratarse de arcillas en su componente siendo impermeables y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.20 considerada como media y un IP del orden de 12.85 significando una expansibilidad media debido al alto % de finos que pasa en la malla n° 200 (54.4%) y con una humedad natural de 26.3% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 02 - Km 0+778 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.25 m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota – 0.25m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-4 (5) siendo Arcilla inorgánica de color negro de baja plasticidad muy fino, contiene una humedad natural de 30.4% y un índice de liquidez de 1.27 determinando así que el terreno se encuentra en estado saturado y es inadecuado para el soporte de la sub rasante; para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considerada mala, con la observación de tratarse de arcillas en su componente siendo impermeables y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.16 considerada como baja y un IP del orden de 7.89 y con una humedad natural de 30.4% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 03 - Km 0+785 - IZQUIERDO - 1.10 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.10 m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota – 0.10 m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6 (6) siendo Arcilla de mediana plasticidad de color amarillo muy fino compacto de compresibilidad media; para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considerada mala, con la observación de tratarse de arcillas en su componente siendo impermeables y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.21 considerada como media y un IP del orden de 12.60 significando una expansibilidad media debido al alto % de finos que pasa en la malla n° 200 (63.0%) y con una humedad natural de 25.5% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 04 - Km 0+862 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.25 m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota – 0.25 m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-7-6 (9) siendo Arcilla inorgánica de mediana plasticidad de color rojo muy fina poco compacto, índice de liquidez de 1.11 determinando así que el terreno se encuentra en estado saturado y

es inadecuado para el soporte de la sub rasante; para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considerada mala, con la observación de tratarse de arcillas en su componente siendo impermeables y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.27 considerada como media y un IP del orden de 16.69 significando una expansibilidad media debido al alto % de finos que pasa en la malla n° 200 (64.9%) y con una humedad natural de 41.9% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 05 - Km 0+990 - DERCHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.40m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota – 0.40m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6 (6) siendo Limo inorgánica de baja a mediana plasticidad de color negro muy fino poco compacto saturado de compresibilidad media lo cual indica que su valor como terreno de apoyo es pobre para el soporte de la sub rasante; para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considerada mala, con la observación de tratarse de limos y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.27 considerada como media y un IP del orden de 10.44 significando una expansibilidad media debido al alto % de finos que pasa en la malla n° 200 (65.5%) y con una humedad natural de 38.3% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 06 - Km 1+145 - IZQUIERDO - 1.20 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota – 0.20m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-4 (5) siendo Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de color marrón muy fino poco compacto saturado de compresibilidad baja; para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considerada mala, con la

observación de tratarse de arcillas y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.18 considerada como baja y un IP del orden de 9.42 significando una expansibilidad media debido al alto % de finos que pasa en la malla n° 200 (67.3%) y con una humedad natural de 30.1% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 07 - Km 1+210 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.10m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota – 0.10m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6 (6) siendo Limo inorgánico de baja plasticidad de color rojizo muy fino poco compacto saturado (material no apto para el soporte de la sub rasante); para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considerada mala, con la observación de tratarse de limos y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.20 considerada como media y un IP del orden de 8.95 significando una expansibilidad media debido al alto % de finos que pasa en la malla n° 200 (72.4%) y con una humedad natural de 25.0% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 08 - Km 1+275 - IZQUIERDO - 1.20 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.30m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota – 0.30m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-4 (1) siendo Arcilla de baja plasticidad con poca grava con exceso de humedad de color amarillo con un índice de liquidez de 1.45 lo cual determina que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante, para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considerada mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.15 considerada como baja y un IP del orden de 7.18 y con una humedad

natural de 30.1% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 09 - Km 1+425 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.15m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota – 0.20m m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6 (6) siendo Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad muy fino poco compacto de color marrón claro con trazos de color negro saturado de compresibilidad media y un índice de liquidez de 0.73 determinando que el terreno es plástico e inadecuado para el soporte de la sub rasante, para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considerada mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.21 considerada como media y un IP del orden de 11.09 y con una humedad natural de 30.0% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 10 - Km 1+470 - EJE - 1.55 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.15m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.15m hasta -0.40 m tenemos un suelo del tipo A-7-6 (17) siendo Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad de color amarillo muy fino poco compacto saturado, para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considerada mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.31 considerada como media y un IP del orden de 18.55 y con una humedad natural de 31.3% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

De la cota -0.40m hasta -1.00m tenemos Material granular de baja o mediana plasticidad de color amarillo compacto.

CALICATA 11 - Km 1+515 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.20m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-4-(2) siendo Limo inorgánico de baja plasticidad muy fino, color amarillo poco compacto saturado con un índice de liquidez de 1.49 determinando así que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante, para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considerada mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.18 considerada como baja y un IP del orden de 7.07y con una humedad natural de 33.3% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 12 - Km 1+535 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.25m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.25m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-4-(2) siendo Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de color negro muy fino poco compacto saturado (material inadecuado para el soporte de la subrasante), para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.17 considerada como baja y un IP del orden de 7.24 y con una humedad natural de 27.8% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 13 - Km 1+625 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.15m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.15m hasta -0.20m tenemos Material granular de baja o mediana

plasticidad de color amarillo compacto.

De la cota -0.20m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6-(6) siendo Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad muy fino poco compacto de color marrón claro con trazos de color negro saturado de compresibilidad media y un índice de liquidez de 0.73 determinando que el terreno es plástico. Y es inadecuado para el soporte de la sub rasante, para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.21 considerada como media y un IP del orden de 11.09% y con una humedad natural de 30.0% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 14 - Km 1+880 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.18m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.18m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-4 (6) siendo Limo inorgánico de baja plasticidad de color amarillo con trazos de color beige muy fino poco compacto de compresibilidad media lo cual indica que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante, para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.21 considerada como media y un IP del orden de 9.05% y con una humedad natural de 33.7% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 15 - Km 1+950 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.25m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.18m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6(6) siendo Arcilla inorgánica de mediana plasticidad de color negro muy fino poco compacto de

comprensibilidad media y un índice de liquidez de 1.26 determinando así que el terreno se encuentra saturado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.20 considerada como media y un IP del orden de 11.53% y con una humedad natural de 35.1% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 16 - Km 1+995 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.30m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.30m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6(3) Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad de color marrón claro arcilloso con trazos de color negro poco compacto con índice de liquidez de 1.04 determinando así que el terreno está saturado y es inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.21 considerada como media y un IP del orden de 10.10% y con una humedad natural de 33.7% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 17 - Km 2+015 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.20m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6(5), Arcilla inorgánica de mediana plasticidad de color rojo, poco compacto de compresibilidad media e índice de liquidez de 1.09 determinando así que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de

tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.20 considerada como media y un IP del orden de 11.36% y con una humedad natural de 33.3% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 18 - Km 2+175 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.15m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.15m hasta -0.30m tenemos Material gravilla con arcilla de mediana plasticidad de color amarillo poco compacto.

De la cota -0.30m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-4(6), Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de color marrón claro muy fino poco compacto con índice de liquidez de 1.15 determinando así que el terreno está saturado y es inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.18 considerada como baja y un IP del orden de 9.1% y con una humedad natural de 31.3% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 19 - Km 2+200 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.35m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.35m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6(4), Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de color negro muy fino poco compacto con índice de liquidez de 0.89 determinando así que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.21 considerada como baja y un IP del orden de 11.64% y con una humedad natural de 32.4% bastante elevada con relación a su humedad optima

teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 20 - Km 2+300 - EJE - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.25m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.25m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6(5), Arcilla de baja a media plasticidad de color amarillo con poca grava muy fino poco compacto saturado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.20 considerada como baja y un IP del orden de 11.52% y con una humedad natural de 27.7% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 21 - Km 2+400 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.20m hasta -0.40m tenemos Material gravilla con mediana humedad.

De la cota -0.40m hacia abajo tenemos un suelo del tipo A-6(9), Arcilla inorgánica de mediana plasticidad de color amarillo poco compacto saturado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.21 considerada como baja y un IP del orden de 12.37% y con una humedad natural de 30.1% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 22 - Km 2+595 - IZQUIERDO - 1.55 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.15m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.15 m hasta -0.55 m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-4(3), Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad de color amarillo con poca grava poco compacto saturado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.19 considerada como baja y un IP del orden de 9.67% y con una humedad natural de 23.6% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad..

De la cota -0.55m hasta -1.5m tenemos Material de grava arcillosa de mediana a baja plasticidad de color amarillo compacto de baja humedad.

CALICATA 23 - Km 3+020 - DERECHO – 0.90 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.10m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.10 m hasta -0.90 m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-6(9), Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad de color marrón oscuro muy fino poco compacto saturado determinando así que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.23 considerada como media y un IP del orden de 14.56% y con una humedad natural de 36.5% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad..

De la cota -0.90m hacia abajo tenemos Material rocoso.

CALICATA 24 - Km 3+120 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.10m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.10 m hasta -1.50 m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-6(7), Limo inorgánico de color amarillo muy fino saturado poco compacto valor como

terreno de apoyo inadecuado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.28 considerada como media y un IP del orden de 13.80% y con una humedad natural de 40.2% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 25 - Km 3+220 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.10m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.10 m hasta -1.50 m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-6(8), Limo inorgánico de mediana plasticidad de color rojo muy fino e índice de liquidez de 1.11 lo cual indica que el terreno está saturado y es inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.29 considerada como media y un IP del orden de 14.52% y con una humedad natural de 43.5% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 26 - Km 3+255 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.20 m hasta -1.50 m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-6(8), Limo inorgánico de mediana plasticidad de color marron con trazos de color negro muy fino poco compacto saturado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.27 considerada como media y un IP del orden de 13.90% y con una humedad natural de 35.6% bastante elevada con relación a su

humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 27 - Km 3+355 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.15m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.15 m hasta -1.50 m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-6(6), Arcilla inorgánico de baja a media plasticidad de color marrón con trozos de color negro muy fino con poca grava poco compacto saturado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.23 considerada como media y un IP del orden de 13.46% y con una humedad natural de 36.9% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 28 - Km 3+440- DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.15m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.15 m hasta -1.50 m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-6(7) Limo inorgánico muy fino de color marrón café lo cual indica que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.31 considerada como media y un IP del orden de 16.54% y con una humedad natural de 35.1% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 29 - Km 3+550 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad

compacto.

De la cota -0.20m hasta -0.40m tenemos Material de relleno color amarillode baja plasticidad poco compacto.

De la cota -0.40 m hasta -1.50 m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-6 (4) Arcilla inorgánico de baja a media plasticidad de color marrón café poco compacto con un índice de liquidez de 1.04 determinando así que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.22 considerada como media y un IP del orden de 13.14% y con una humedad natural de 34.5% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 30 - Km 4+020 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.25m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.25 m hasta -0.65 m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-6 (3) Arcilla inorgánico de baja a media plasticidad de color negro poco compacto con un índice de liquidez de 0.82 determinando así que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.20 considerada como media y un IP del orden de 10.90% y con una humedad natural de 30.0% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

De la cota -0.65m hasta -1.50m tenemos Material de grava arcillosa con humedad natural alta, poco compacto.

CALICATA 31 - Km 4+250 - IZQUIERDO - 1.55 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.15m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.15 m hasta -0.50 m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-6 (4) Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de color marrón, poco compacto, saturado, con un índice de liquidez de 0.80 determinando así que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.21 considerada como media y un IP del orden de 10.89% y con una humedad natural de 30.0% bastante elevada con relación a su humedad óptima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

De la cota -0.50m hasta -1.50m tenemos Material de grava y arena arcillosa de color amarillo, de mediana plasticidad, poco compacto con humedad natural baja.

CALICATA 32 - Km 4+400 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.10m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.10 m hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-6 (1) Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad con poca grava de color amarillo poco compacto saturado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.23 considerada como media y un IP del orden de 14.87%, finos que pasa en la malla n° 200 (35.8%) y con una humedad natural de 33.9% bastante elevada con relación a su humedad óptima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 33 - Km 4+550 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.05m,

tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.05 m hasta -1.45m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-6 (4) Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de color amarillo muy fino poco compacto saturado con un índice de liquidez de 1.00 lo cual determina que el terreno como material de apoyo para la sub rasante es inadecuado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.20 considerada como media y un IP del orden de 12.32%, finos que pasa en la malla n° 200 (53.8%) y con una humedad natural de 32.5% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 34 - Km 4+650 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.10m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.10m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-6 (8) Limo inorgánico de color amarillo poco compacto saturado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.28 considerada como media y un IP del orden de 14.80%, finos que pasa en la malla n° 200 (64.6%) y con una humedad natural de 37.4% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 35 - Km 4+740 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.05m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.05m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-6 (4) Limo inorgánica de baja a mediana plasticidad de color marrón oscuro muy fino poco compacto saturado lo cual indica que su valor como terreno de apoyo es pobre para el

soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.24 considerada como media y un IP del orden de 12.01%, finos que pasa en la malla n° 200 (50.4%) y con una humedad natural de 29.8% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 36 - Km 5+010 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.30m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.30m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-4 (3) Limo inorgánico de baja plasticidad de color marrón oscuro muy fino poco compacto saturado, valor como terreno de apoyo para la sub rasante no apto, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.23 considerada como media y un IP del orden de 7.39%, finos que pasa en la malla n° 200 (54.8%) y con una humedad natural de 30.5% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 37 - Km 5+100 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.20m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-6 (9) Limo inorgánica de baja a media plasticidad de color negro muy fino poco compacto saturado con olora y un indice de liquidez de 0.87 lo cual indica que el valor del terreno como apoyo es inadecuado para la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.29 considerada como media y

un IP del orden de 14.73%, finos que pasa en la malla n° 200 (67.7%) y con una humedad natural de 40.7% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 38 - Km 5+150 - EJE - 2.20 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.20m. hasta -2.0m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-6 (10) Limo inorgánica de baja a media plasticidad de color negro muy fino poco compacto saturado con olor y un índice de liquidez de 1.05 lo cual indica que el valor del terreno como apoyo es inadecuado para la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.30 considerada como media y un IP del orden de 14.85%, finos que pasa en la malla n° 200 (69.1%) y con una humedad natural de 44.1% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

En esta calicata se observó que el nivel freático está ubicado a 1.40 m. medido desde el nivel la sub rasante.

CALICATA 39 - Km 5+240 - DERECHO - 1.60 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.20m. Hasta -0.60m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-6 (6) Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de color amarillo poco compacto saturado lo cual indica que el material es inadecuado para suelo de fundación o subrasante.

De la cota -0.60m. hasta -1.60m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-6 (10) Limo inorgánica de baja a media plasticidad de color negro con trozos de color amarillo muy fino poco compacto saturado con olor y un índice de liquidez de 1.47 lo

cual indica que el valor del terreno como apoyo es inadecuado para la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de Limo y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.29 considerada como media y un IP del orden de 15.56%, finos que pasa en la malla n° 200 (67.0%) y con una humedad natural de 49.5% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

En esta calicata se observó que el nivel freático está ubicado a 1.40 m. medido desde el nivel la sub rasante.

CALICATA 40 - Km 5+390 - DERECHO - 1.60 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.15m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.15m. Hasta -0.27m de profundidad, tenemos un suelo granular de color amarillo y aparentemente compacto.

De la cota -0.27m. hasta -1.60m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-4 (3) Arcilla inorgánica de baja plasticidad muy fino de color amarillo poco compacto saturado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.17 considerada como media y un IP del orden de 9.43%, finos que pasa en la malla n° 200 (55.9%) y con una humedad natural de 28.3% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 41 - Km 5+525 - IZQUIERDO - 1.60 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.30m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.30m. hasta -1.60m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-6 (1)

Arena arcillosa con poca grava de baja a media plasticidad de color negro poco compacto saturado con un índice de liquidez de 1.42 lo cual indica que el terreno es inadecuado como material de apoyo para la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.20 considerada como media y un IP del orden de 12.22%, finos que pasa en la malla n° 200 (39.1%) y con una humedad natural de 37.6% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 42 - Km 5+620 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.40m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.40m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-5 (14) Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de color negro muy fino saturado, con un índice de liquidez de 0.76 determinando así que el terreno es inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.32 considerada como media y un IP del orden de 11.86%, finos que pasa en la malla n° 200 (88.9%) y con una humedad natural de 42.5% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 43 - Km 5+685 - DERECHO - 1.60 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.20m. hasta -0.85m de profundidad, tenemos un suelo del tipo Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de color negro muy fino saturado.

De la cota -0.85m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-6 (20) Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de color amarillo muy fino saturado,

además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.32 considerada como media y un IP del orden de 18.78%, finos que pasa en la malla n° 200 (93.3%) y con una humedad natural de 30.8% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 44 - Km 5+760 - EJE - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.20m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-5 (6) Limo inorgánica de baja a media plasticidad de color negro muy fino poco compacto saturado con olor y un índice de liquidez de 0.92 lo cual indica que el valor del terreno como material de apoyo es inadecuado para la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.28 considerada como media y un IP del orden de 9.53%, finos que pasa en la malla n° 200 (63.5%) y con una humedad natural de 40.7% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 45 - Km 5+915 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.30m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.30m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-6 (7) Arcilla Inorgánica de baja a media plasticidad muy fino de color marrón claro saturado poco compacto, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.16 considerada como baja y un IP del orden de 10.23%, finos que

pasa en la malla n° 200 (84.1%) y con una humedad natural de 28.4% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 46 - Km 5+995 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.20m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-4 (8) Arcilla Inorgánica de baja a media plasticidad muy fino de color marrón claro con trozos de color negro saturado poco compacto, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.17 considerada como baja y un IP del orden de 9.68 %, finos que pasa en la malla n° 200 (91.6%) y con una humedad natural de 25.1% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 47 - Km 6+010 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.20m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.20m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-5 (11) Arcilla Inorgánica de baja a media plasticidad muy fino de color negro saturado poco compacto con olor, material inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.31 considerada como baja y un IP del orden de 13.53 %, finos que pasa en la malla n° 200 (75.3%) y con una humedad natural de 44.4% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 48 - Km 6+080 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.10m,

tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.10m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-5 (13) Arcilla Inorgánica de baja a media plasticidad muy fino de color negro saturado poco compacto con olor, material inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.34 considerada como baja y un IP del orden de 14.84 %, finos que pasa en la malla n° 200 (77.1%) y con una humedad natural de 46.9% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 49 - Km 6+115 - IZQUIERDO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.35m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.35m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-7-5 (12) Arcilla Inorgánica de baja a media plasticidad muy fino de color negro saturado poco compacto con olor, material inadecuado para el soporte de la sub rasante, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.33 considerada como baja y un IP del orden de 13.97 %, finos que pasa en la malla n° 200 (76.9%) y con una humedad natural de 40.3% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 50 - Km 6+210 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.30m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.30m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-4 (5) Arcilla inorgánica de baja plasticidad de color marrón oscuro muy fino poco compacto saturado (material no apto para terreno de apoyo para la sub rasante), además para

estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.20 considerada como baja y un IP del orden de 9.55 %, finos que pasa en la malla n° 200 (64.5%) y con una humedad natural de 31.1% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 51 - Km 6+310 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.50m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.50m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-4 (4) Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad de marrón oscuro muy fino poco compacto de mediana humedad, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.19 considerada como baja y un IP del orden de 9.02 %, finos que pasa en la malla n° 200 (61.2%) y con una humedad natural de 27.9% bastante elevada con relación a su humedad optima teniendo como indicador de presencia de humedad a esa profundidad.

CALICATA 52 - Km 6+480 - DERECHO - 1.50 mts

Para este caso el primer estrato ha sido realizado a una profundidad de 0.25m, tenemos un suelo del tipo A-1-a (0) siendo Grava limo arcilloso de baja plasticidad compacto.

De la cota -0.25m. hasta -1.50m de profundidad, tenemos un suelo del tipo A-4 (3) Limo inorgánico de baja plasticidad muy fino de color marrón poco compacto saturado, además para estos tipos de suelos la clasificación AASHTO para uso de terreno de fundación o de subrasante lo considera mala, con la observación de tratarse de arcilla y que de acuerdo a los ensayos presenta una compresibilidad del orden de 0.19 considerada como baja y un IP del orden de 7.88 %, finos que pasa en la malla n° 200 (61.7%) y con una humedad natural de 27.9% bastante elevada con relación a su humedad optima con de presencia de humedad a esa profundidad.

CUADRO RESUMEN DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

4.3 DETERMINACIÓN DE LOS SECTORES DE MEJORAMIENTO

Para la determinación de los sectores homogéneos de mejoramiento se tomó en cuenta las características físico-mecánicas similares de los tramos adyacentes, así como las condiciones en las que se encuentra la zona en estudio, adoptando tramos con longitudes constructivas, de fácil manejo para la maquinaria que realizará el trabajo de mejoramiento.

Por consiguiente los sectores definidos para el mejoramiento son:

SECTORES HOMOGENEOS DE MEJORAMIENTO				
N°	ZONA DE MEJORAMIENTO		LONGITUD (m)	CARACTERISTICAS
	INICIO	FINAL		
1	0+700.00	01+280.00	580	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, según la clasificación ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 6.15%
2	01+310.00	02+200.00	890	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 6.44%
3	02+240.00	02+920.00	680	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 7.3%
4	02+960.00	03+140.00	180	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 7.25%
5	03+200.00	03+380.00	180	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 6.47%
6	03+420.00	03+550.00	130	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 5.25%
7	03+960.00	04+260.00	300	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 7.3%
8	04+380.00	04+420.00	40	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 7.7%
9	04+510.00	04+590.00	80	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 8.6%
10	04+620.00	04+815.00	195	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 5.8%
11	04+970.00	05+025.00	55	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 4.2%
12	05+070.00	05+140.00	70	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 5.0%
13	05+140.00	05+300.00	160	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, según la clasificación ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 5.6%
14	05+300.00	06+140.00	840	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 4.9%
15	06+170.00	06+420.00	250	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 5.0%
16	06+440.00	06+500.00	60	Sector con contenido de Humedad Alta, limo arcillosa, seguna clasificacion ASSHTO inadecuado y CBR promedio de 5.3%

4.4 CÁLCULO DEL ESPESOR DEL MEJORAMIENTO

El cálculo de los espesores de mejoramiento para cada sector homogéneo del tramo en estudio, se hizo siguiendo los métodos que se describen a continuación:

MÉTODO 01: MÉTODO AASHTO 93

El método AASHTO-93 está basado en la determinación del Número Estructural “SN” sobre la capa subrasante, que debe soportar el nivel de carga exigido por el proyecto.

Para el cálculo del Número Estructural “SN” se dispone del Ábaco de diseño AASHTO y de la siguiente ecuación:

$$\text{Log}W_{18} = Z_R \cdot S_0 + 9.36 \cdot \text{Log}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\text{Log} \frac{(\Delta PSI)}{4.2 - 1.5}}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \text{Log}M_R - 8.07$$

Donde:

W_{18} = Tráfico equivalente o ESAL's.

Z_R = Factor de desviación normal para un nivel de confiabilidad R

S_0 = Desviación estándar

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado

M_R = Módulo de resiliencia efectivo de la subrasante

SN = Número estructural

Los parámetros tomados en cuenta para el cálculo de dicho Número Estructural “SN”, se describen a continuación:

ANÁLISIS DE TRÁFICO (W_{18})

El análisis de tráfico se hizo en el periodo de estudio del proyecto mediante una estación de control ubicada en la localidad de Huasqui, referenciada dentro del tramo en estudio tal como se muestra en el siguiente gráfico:

GRAFICO 11: UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN DE CONTROL VEHICULAR

FUENTE: Expediente Técnico “Rehabilitación de la Carretera Dv. Las Vegas – Tarma”.



Para la determinación el Tránsito Medio Diario Anual (TMDA), el cuál es un factor preponderante para el cálculo del número de Ejes Equivalentes.

CÁLCULO DE LOS VALORES DE EJES EQUIVALENTES DE CARGA (*ESAL*)

Para el cálculo del *ESAL* se emplea la fórmula dada por el AASHTO:

$$ESALs' = \left(\sum_{i=1}^m P_i \cdot F_i \cdot P \right) \cdot (TPD) \cdot (FC) \cdot F_d \cdot F_c \cdot 365$$

Donde:

$$\left(\sum_{i=1}^m P_i \cdot F_i \cdot P \right) \cdot (TPD) = 3559 \quad (\text{Ejes Equivalentes diarios acumulados en ambas direcciones.})$$

$$FC = \frac{(1+r)^p - 1}{r} \quad (\text{Factor de crecimiento de un período de diseño en años.})$$

Donde:

$$r = 3,83\% = 0,0383 \quad (\text{Tasa de Crecimiento anual})$$

$$p = 20 \text{ años} \quad (\text{Periodo de diseño en años})$$

$$FC = \frac{(1+0,0383)^{20} - 1}{0,0383} = 29,25$$

$$F_d = 50\% = 0,5 \quad (\text{Factor direccional.})$$

$$F_C = 100\% = 1 \text{ (Factor de distribución por carril.)}$$

∴ Tomando en cuenta los parámetros anteriores, procedemos a reemplazarlos en la ecuación principal, obteniendo la cantidad de Ejes Equivalentes de Carga.

$$W_{t18} = ESALs' = 3559 \cdot 29,25 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 365 = 1.9E + 07$$

ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD (ΔPSI)

El índice de serviciabilidad inicial (po) y final (pt) considerados para el análisis son los mismos asumidos por el proyecto de acuerdo a las condiciones del pavimento provistas para el servicio.

Índice de Serviciabilidad Inicial: $po=4$ (Buena)

Índice de Serviciabilidad Final: $pt=2$ (Mala)

La variación de las condiciones de servicio proyectada para el comportamiento del tramo en estudio está dado por:

$$\Delta PSI = po - pt = 4 - 2 = 2$$

CONFIABILIDAD (R y Z_R)

El nivel de confianza o confiabilidad es la asumida por el proyecto, el cual establece un **$R=95\%$** , para las condiciones del comportamiento de la estructura del pavimento frente a las diferentes solicitaciones, por lo que tomando como referencia el cuadro 26 del marco teórico, tomamos una desviación normal **$Z_R=-1.645$** , según la AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

DESVIACIÓN ESTÁNDAR (S_o)

El rango de desviación estándar sugerido por AASHTO se encuentra entre los siguientes valores:

$$0,40 \leq S_o \leq 0,50 \quad (S_o = \text{desviación estándar})$$

Entonces asumimos un valor de **$S_o= 0,45$**

MÓDULO DE RESILENCIA

El Módulo de Resiliencia es un parámetro que nos da una idea de la capacidad de recuperación que posee un determinado tipo de suelo al ser sometido a ciertos esfuerzos dentro del rango elástico. Por lo que este se ha calculado de acuerdo a la correlación que existe entre el módulo de resiliencia y el CBR; teniendo en cuenta las siguientes condiciones:

$$\mathbf{MR = 1.500 * CBR..... (para CBR < 7,2\%)}$$

Una vez descritas las variables para el cálculo del Número Estructural (S_N), procedemos a calcular los números estructurales de ambas condiciones:

CONDICIÓN EXISTENTE: Subrasante Muy Pobre..... $CBR < 7,2\%$

CONDICIÓN REQUERIDA: Subrasante Buena..... $CBR \geq 20,0\%$

Procediendo luego al cálculo del espesor mínimo de subrasante mejorada por medio de una adecuación del Método AASHTO 93, definido por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones en el Manual de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Transito el cual describe el siguiente procedimiento:

CÁLCULO DEL ESPESOR MÍNIMO DE SUBRASANTE MEJORADA

Se calculó usando la siguiente fórmula:
$$D_4 = \frac{SN_r - SN_o}{a_4 \times m_4}$$

Donde:

SN_r = Número estructural requerido del pavimento con subrasante regular, buena o muy buena, según se requiera mejorar.

SN_o = Número estructural del pavimento con subrasante muy pobre o pobre.

$a_4 = 0.037$, para reemplazar la subrasante muy pobre y pobre, por una subrasante muy buena con $CBR > = 20\%$.

$m_4 = 1.00$ Coeficiente que refleja el drenaje de la capa 4, según el cuadro 28 se determina el valor de m_4 , para las siguientes condiciones.

Capacidad de Drenaje = BUENO

Exposición a Niveles de Humedad = Mas de 25%

A continuación presentamos el análisis de cada uno de los sectores determinados para su mejoramiento, dentro del tramo en estudio: **(ANEXO 03)**

CUADRO RESUMEN DE SECTORES HOMOGÉNEOS DE MEJORAMIENTO METODO AASHTO 93					
SECTOR	PROGRESIVA		LONGITUD (m)	ESPEJOR CALCULADO (m)	ESPEJOR ADOPTADO (m)
	INICIO	FINAL			
1	00+700	01+280	580.00	0.46	0.50
2	01+310	02+200	890.00	0.43	0.50
3	02+240	02+920	680.00	0.38	0.40
4	02+960	03+140	180.00	0.38	0.40
5	03+200	03+380	180.00	0.43	0.50
6	03+420	03+550	130.00	0.53	0.60
7	03+960	04+260	300.00	0.38	0.40
8	04+380	04+420	40.00	0.38	0.40
9	04+510	04+590	80.00	0.33	0.40
10	04+620	04+815	195.00	0.48	0.50
11	04+970	05+025	55.00	0.64	0.70
12	05+070	05+140	70.00	0.56	0.60
13	05+140	05+300	160.00	0.51	0.60
14	05+300	06+140	840.00	0.56	0.60
15	06+170	06+420	250.00	0.56	0.60
16	06+440	06+500	60.00	0.53	0.60
TOTAL			4,690.00		

NOTA: El cálculo de cada sector homogéneo por medio del Método AASHTO 93 se adjunta en el **(ANEXO 03)**

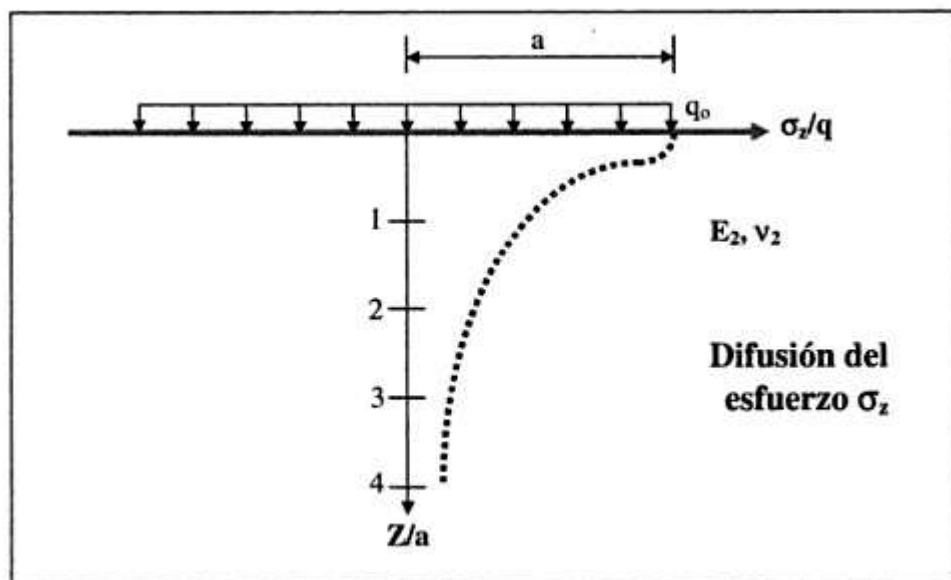
MÉTODO 02: MÉTODO DE BOUSSINESQ

El presente método está basado en la teoría de Boussinesq (1885), que plantea que la distribución de carga en los pavimentos se desarrolla sobre una superficie horizontal de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico. Sin embargo, es bien conocido que un suelo no es homogéneo, ya que las propiedades mecánicas no son las mismas en todos los puntos de su masa, ni isótropo, pues tales propiedades varían para un punto cualquiera, y como su comportamiento esfuerzo-deformación no es lineal, tampoco es linealmente elástico.

En ese contexto, las hipótesis para las cuales se desarrolló la fórmula de Boussinesq, están lejos de representar realmente una masa de suelo, no obstante, simplifica el análisis matemático que impone dicha masa.

Pero bajo estos parámetros, Yoder y Witczak (1975) indicaron que la teoría de Boussinesq puede ser utilizada para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones aproximadas en la subrasante.

Entonces aplicando los conceptos planteados por Boussinesq para el comportamiento de un suelo sometido a una carga tenemos:



Los esfuerzos y deformaciones transmitidas por una carga se disipan a una profundidad determinada, sin afectar el comportamiento elástico del suelo.

Para dicho comportamiento, Boussinesq plantea la siguiente fórmula matemática:

$$\sigma_z = q_0 \left[1 - \frac{\left(\frac{z}{a}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{z^2}{a^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}}\right]$$

Dónde:

σ_z = Esfuerzo Vertical Admisible

q_0 = Presión Ejercida por el Neumático

$z =$ Profundidad de difusión del Esfuerzo

$a =$ Radio de la Carga de Huella Circular

∴ Despejando “z” para encontrar la profundidad a la cual se disipa el esfuerzo, tenemos:

$$z = \frac{a}{\sqrt{\frac{1}{\left(1 - \frac{\sigma_z}{q_0}\right)^{\frac{3}{2}}} - 1}}$$

RADIO DE LA CARGA DE LA HUELLA CIRCULAR “a”

El radio de la carga de la huella circular es la utilizada en la prueba de placa o la de un camión equivalente, por lo tanto el valor asumido para el siguiente cálculo el de:

$$a = 15 \text{ cm}$$

PRESIÓN EJERCIDA POR EL NEUMÁTICO “ q_0 ”

La presión ejercida por el neumático es la de un camión estándar de ejes equivalentes, usado en la prueba de viga benkelman y para el cálculo del tránsito equivalente, cuyo valor es de: $q_0 = 80 \text{ PSI} = 5.6 \text{ Kg/cm}^2$

ESFUERZO VERTICAL ADMISIBLE “ σ_z ”

El esfuerzo vertical admisible lo calcularemos mediante la correlación que existe con el módulo de elasticidad de la subrasante y el número de repeticiones de carga admisible, la cual está determinada por la siguiente fórmula:

$$\sigma_z = \frac{C * E_{SR}}{1 + 0.7 * \log_{10} N} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Donde:

$\sigma_z =$ Esfuerzo Vertical Admisible (Kg/cm^2)

$E_{SR} =$ Módulo de Elasticidad de la Subrasante (Kg/cm^2)

$N =$ Numero Admisible de Repeticiones de Carga = $1.9 * 10^7$ (DATO PROY.)

$C = 0.008$ (Jeuffroy)

$C = 0.007$ (Dormon & Herhoven)

$C = 0.006$ (ACUM & FOX)

MODULO DE ELASTICIDAD DE LA SUBRASANTE “ E_{SR} ”

Para calcular el módulo de elasticidad de la subrasante, en este caso solo se contó con el ensayo del CBR, que es de relativamente fácil ejecución, obteniendo valores de CBR < 10%, por lo que la correlación utilizada para este caso es:

$$E_{SR} = 5 * CBR \quad (MPa) \text{ -Convirtiéndolo a } (Kg/cm^2): E_{SR} = 50.985 * CBR \quad (Kg/cm^2)$$

Donde:

$$CBR = \text{Relación de Soporte California } (\%)$$

∴ Reemplazamos los datos obtenidos en la ecuación de boussinesq despejada para hallar la profundidad de difusión del esfuerzo “z”, obteniendo los siguientes resultados para cada sector homogéneo de mejoramiento:

CUADRO RESUMEN DE SECTORES HOMOGÉNEOS DE MEJORAMIENTO					
METODO DE BOUSSINESQ					
SECTOR	PROGRESIVA		LONGITUD (m)	ESPESOR CALCULADO (m)	ESPESOR ADOPTADO (m)
	INICIO	FINAL			
1	00+700	01+280	580.00	50.347	60.00
2	01+310	02+200	890.00	49.115	50.00
3	02+240	02+920	680.00	45.894	50.00
4	02+960	03+140	180.00	46.066	50.00
5	03+200	03+380	180.00	48.992	50.00
6	03+420	03+550	130.00	54.783	60.00
7	03+960	04+260	300.00	45.894	50.00
8	04+380	04+420	40.00	44.578	50.00
9	04+510	04+590	80.00	41.951	50.00
10	04+620	04+815	195.00	51.952	60.00
11	04+970	05+025	55.00	61.628	70.00
12	05+070	05+140	70.00	56.219	60.00
13	05+140	05+300	160.00	52.934	60.00
14	05+300	06+140	840.00	56.823	60.00
15	06+170	06+420	250.00	56.219	60.00
16	06+440	06+500	60.00	54.508	60.00
TOTAL			4,690.00		

NOTA: El cálculo de cada sector homogéneo por medio del Método de BOUSSINESQ se adjunta en el **(ANEXO 04)**

MÉTODO 03: MÉTODO DE LOS ABACOS DEL ESTADO DE COLORADO (USA)

En el siguiente método utilizaremos un cuadro de profundidades de tratamiento de suelos proporcionado por el Department of Transportation_COLORADO, como una guía para determinar el espesor del suelo a mejorar a partir de la subrasante, ya sea con subexcavación y reemplazo de material o con subexcavación y recompackado del mismo material con control del contenido de humedad.

Estos cuadros determinan el espesor a través del Índice de Plasticidad que contienen los suelos debajo del nivel de subrasante, tal como se muestra a continuación:

CARRETERAS PRINCIPALES

Índice de Plasticidad	Profundidad de tratamiento por debajo del nivel de la Subrasante
10 - 20	0.60 m
20 - 30	0.90 m
30 - 40	1.20 m
40 - 50	1.50 m
Más de 50	1.80 m

CARRETERAS SECUNDARIAS

Índice de Plasticidad	Profundidad de tratamiento por debajo del nivel de la Subrasante
10 - 30	0.60 m
30 - 50	0.90 m
Más de 50	1.20 m

En este contexto y considerando que el tramo en estudio corresponde a una Carretera Secundaria, procedemos a analizar cada sector homogéneo teniendo en cuenta el promedio de todos los Índices de Plasticidad obtenidos en los ensayos para cada punto explorado.

A continuación se muestra un cuadro resumen de todos los sectores analizados, con el respectivo Índice de Plasticidad promedio y el espesor de tratamiento del suelo por debajo del nivel de la subrasante que le corresponde según las recomendaciones del Estado de Colorado.

CUADRO RESUMEN DE SECTORES HOMOGÈNEOS DE MEJORAMIENTO METODO DE LOS ABACOS DEL ESTADO DE COLORADO (USA)					
SECTOR	PROGRESIVA		LONGITUD (m)	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	ESPESOR ADOPTADO (m)
	INICIO	FINAL			
1	00+700	01+280	580	10.75	0.6
2	01+310	02+200	890	10.37	0.6
3	02+240	02+920	680	11.19	0.6
4	02+960	03+140	180	14.18	0.6
5	03+200	03+380	180	13.96	0.6
6	03+420	03+550	130	14.84	0.6
7	03+960	04+260	300	10.93	0.6
8	04+380	04+420	40	14.87	0.6
9	04+510	04+590	80	12.32	0.6
10	04+620	04+815	195	13.41	0.6
11	04+970	05+025	55	7.39	0.6
12	05+070	05+140	70	14.73	0.6
13	05+140	05+300	160	13.28	0.6
14	05+300	06+140	840	12.41	0.6
15	06+170	06+420	250	9.28	0.6
16	06+440	06+500	60	7.88	0.6
TOTAL			4,530.00		

V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Al desarrollar el procedimiento de cálculo por cada uno de los métodos utilizados podemos notar que cada uno de ellos contempla diferentes aspectos que originan que los valores calculados varíen entre ellos, tal como se muestra en el cuadro comparativo siguiente:

CUADRO COMPARATIVO						
SECTOR	PROGRESIVA		LONGITUD (m)	ESPEORES CALCULADOS		
	INICIO	FINAL		METODO AASHTO 93	METODO DE BOUSSINESQ	METODO DE ABACOS DE COLORADO
1	00+700	01+280	580.00	0.46	50.35	0.6
2	01+310	02+200	890.00	0.43	49.12	0.6
3	02+240	02+920	680.00	0.38	45.89	0.6
4	02+960	03+140	180.00	0.38	46.07	0.6
5	03+200	03+380	180.00	0.43	48.99	0.6
6	03+420	03+550	130.00	0.53	54.78	0.6
7	03+960	04+260	300.00	0.38	45.89	0.6
8	04+380	04+420	40.00	0.38	44.58	0.6
9	04+510	04+590	80.00	0.33	41.95	0.6
10	04+620	04+815	195.00	0.48	51.95	0.6
11	04+970	05+025	55.00	0.64	61.63	0.6
12	05+070	05+140	70.00	0.56	56.22	0.6
13	05+140	05+300	160.00	0.51	52.93	0.6
14	05+300	06+140	840.00	0.56	56.82	0.6
15	06+170	06+420	250.00	0.56	56.22	0.6
16	06+440	06+500	60.00	0.53	54.51	0.6
TOTAL			4,690.00			

De acuerdo a los valores mostrados en la tabla anterior nos podemos dar cuenta la diferencia que existe entre los resultados arrojados por cada método, por lo que a continuación analizaremos cuales son los factores que influyen en el valor obtenido con el cálculo en cada método.

MÉTODO 01: MÉTODO AASHTO 93

Este método según podemos apreciar en cuadro anterior, nos brinda los resultados más conservadores, lo que no da espacio a casi ningún margen de seguridad en el cálculo ya que todas estas son aproximaciones a la realidad, pero en cambio es el que analiza con más cuidado e comportamiento de la subrasante teniendo en cuenta factores importantes como los que se describen a continuación:

$$W_{18} = \text{Tráfico equivalente o ESAL's.}$$

Z_R = Factor de desviación normal para un nivel de confiabilidad R
 S_o = Desviación estándar
 ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado
 M_R = Módulo de resiliencia efectivo de la subrasante
 SN = Número estructural

Cada uno de ellos influye de manera directa en el resultado que se obtiene a través del cálculo, siendo uno de los parámetros que se refleja el criterio del ingeniero el nivel de confiabilidad “R” que nos arroja una desviación normal “ Z_R ”, y también el de la desviación estándar “ S_o ” que es un valor asumido por el ingeniero apoyado de las recomendaciones dadas para la aplicación del método y el grado de experiencia que posee.

Otro de los aspectos determinantes es el tráfico equivalente que ya tiene un procedimiento de cálculo conocido y que se detalla con precisión en el (Anexo 04).

Entonces los valores que en realidad nos indican la profundidad que será necesaria alcanzar para una adecuada capacidad de recuperación de la subrasante, siendo esta mejorada con material de préstamo, son el módulo de resiliencia “ M_R ” y el número estructural “ SN ” cuyos valores dependen de la relación de soporte californiana “CBR”.

Este es uno de los métodos más utilizados y difundidos, y es el único que aparece en manual de diseño de carreteras peruano.

MÉTODO 02: MÉTODO DE BOUSSINESQ

Si bien es cierto el método de Boussinesq no es el que mejor refleje el verdadero comportamiento del suelo, pero sus resultados son aceptable ya que están muy por encima de los obtenidos por otros métodos, dándonos así un margen de seguridad amplio.

En este método se toman en consideración parámetros de diseño como:

σ_z = *Esfuerzo Vertical Admisible*

q_0 = *Presión Ejercida por el Neumático*

z = *Profundidad de difusión del Esfuerzo*

a = *Radio de la Carga de Huella Circular*

Siendo el radio de curvatura de la huella circular "a" y la presión ejercida por el neumático "q₀" valores estándar definidos por características de un camión estándar de ejes equivalentes.

En cambio el esfuerzo vertical admisible " σ_z " depende de los siguientes factores:

$$\sigma_z = \text{Esfuerzo Vertical Admisible (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_{SR} = \text{Módulo de Elasticidad de la Subrasante (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$N = \text{Numero Admisible de Repeticiones de Carga} = 1.9 \cdot 10^7 \text{ (DATO PROY.)}$$

$$C = 0.008 \text{ (Jeuffroy)}$$

$$C = 0.007 \text{ (Dormon \& Herhoven)}$$

$$C = 0.006 \text{ (ACUM \& FOX)}$$

Donde el módulo de elasticidad de la subrasante " E_{SR} " depende de la relación de soporte californiana "CBR" y el número admisible de repeticiones de carga "N" está calculado con el tráfico equivalente el cual se detalla en el (Anexo 03).

En donde si influye considerablemente el criterio del ingeniero de suelos es en el valor del coeficiente "C", ya que a menor valor de este mayor será la profundidad del mejoramiento calculado por el método, dándonos así un mayor factor de seguridad.

MÉTODO 03: MÉTODO DE LOS ABACOS DEL ESTADO DE COLORADO (USA)

Este método cuyos valores vienen siendo dados por ábacos obtenidos de tramos experimentales realizados en el estado de colorado, toma como principal característica para la determinación del espesor de un mejoramiento del suelo a nivel de subrasante el índice de plasticidad con el que este cuenta, separándolos por rangos y proporcionando valores para cada uno de ellos.

Otro aspecto que toma en cuenta es la clasificación del tipo de carretera a diseñar debido a la influencia del tráfico en cada una de ellas, separándolas en principales y secundarias.

La utilización de los ábacos propuestos por el estado de Colorado para la determinación del espesor al que debe ser tratado una subrasante en malas condiciones, no es un método muy difundido por lo que casi no se toma en cuenta, cuando en realidad es uno de los que mayor factor de seguridad ofrece al momento de

realizar el cálculo de esta profundidad, estando sus resultados muy por encima de el de otros métodos.

Además nos facilita el proceso constructivo indicándonos profundidades homogéneas para tramos con similar índice de plasticidad.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Al realizar el cálculo de los espesores del mejoramiento a nivel de subrasante por cada uno de los métodos antes indicados, nos dimos cuenta que cada uno de ellos evalúa el comportamiento del suelo de manera distinta, obteniendo por ello valores diferentes para cada método de cálculo. Por lo que cada uno nos ofrece diferentes ventajas y desventajas al momento de tomar decisiones y optar por uno de ellos.

A continuación estableceremos los parámetros, ventajas y desventajas que nos ofrecen cada uno de estos métodos, para tratar de tener una visión clara de cuál es el más conveniente, dependiendo del tipo de proyecto y las condiciones que se nos presente:

METODOS UTILIZADOS	PARAMETROS DE CÁLCULO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
METODO 01 AASHTO 93	W_{18} = Tráfico equivalente o ESAL's. Z_R = Factor de desviación normal para un nivel de confiabilidad R S_0 = Desviación estándar ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado M_R = Módulo de resiliencia efectivo de la subrasante SN = Número estructural CBR = Relación de Soporte California (%)	<ul style="list-style-type: none"> Existe Precisión en el cálculo. Esta reconocido en el manual de diseño de carreteras. Define mejor las condiciones del suelo. Es un método de amplia difusión y utilización. Toma en cuenta las condiciones de drenaje del suelo. Disminuye los costos. 	<ul style="list-style-type: none"> Su cálculo es muy extenso y dificultoso. Proporciona valores muy conservadores.
METODO 02 BOUSSINESQ	σ_z = Esfuerzo Vertical Admisible q_0 = Presión Ejercida por el Neumático z = Profundidad de difusión del Esfuerzo a = Radio de la Carga de Huella Circular E_{SR} = Módulo de Elasticidad de la Subrasante (Kg/cm ²) N = Numero Admisible de Repeticiones de Carga $C = 0.006$ (ACUM & FOX) CBR = Relación de Soporte California (%)	<ul style="list-style-type: none"> Es un procedimiento de rápido cálculo. Proporciona valores con un relativo factor de seguridad. Utiliza valores sacados de las características de un camion de ejes equivalentes. 	<ul style="list-style-type: none"> No caracteriza muy bien las condiciones del suelo. Es un método de poca difusión y aplicación. Aumenta los costos.
METODO 03 ABACOS DE COLORADO	IP = Índice de plasticidad	<ul style="list-style-type: none"> Los valores estan dados por abacos y tablas. Proporciona valores con un amplio factor de seguridad. Facilita el proceso constructivo. Es un procedimiento facil y directo.. 	<ul style="list-style-type: none"> No caracteriza muy bien las condiciones del suelo. Es un método de poca difusión y aplicación. Aumenta los costos.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

El método AASHTO 93 es el más conservador y analista, ya que considera diferentes parámetros para su cálculo, acercándose mucho a la realidad de solicitaciones de carga que presenta un pavimento, proporcionándonos valores bajos sin mucho margen de seguridad, por lo que el ministerio de transportes y comunicaciones recomienda optar por valores mayores o iguales a los obtenidos por este método.

El método de BOUSSINESQ aun siendo el que no representa de manera exacta el comportamiento real de un suelo, nos proporciona valores que van mucho más acorde con la necesidad que se puede presentar al momento de realizar un mejoramiento, ya que nos da un cierto factor de seguridad al ser los resultados mayores a los obtenidos en el método AASHTO 93.

La utilización de los Ábacos del Estado de Colorado para el cálculo de la profundidad de tratamiento del mejoramiento del suelo a nivel de subrasante, viene estando dada por el rápido cálculo que es necesario para tomar decisiones importantes en la etapa de ejecución ya que los valores proporcionados por el estudio suelen ser herrados y también por la homogeneidad que proporciona a los sectores de trabajo ya que nos da profundidades similares en tramos homogéneos que facilitan su rápida ejecución, siendo estas profundidades no muy distantes de las obtenidas por los métodos de AASHTO Y BOUSSINESQ, con aun un mayor margen de seguridad.

El método a utilizar en el cálculo del espesor de un mejoramiento depende mucho de la experiencia adquirida por el ingeniero, para darle seguridad y buen funcionamiento a la estructura del pavimento, cuidando de no excederse en los costos ya que la partida de mejoramiento de suelos abarca un nivel de incidencia importante en el presupuesto de una obra vial.

Todos los métodos son válidos y aplicables dependiendo de las condiciones y el tipo de proyecto que se nos presente, ya que el ministerio de transportes y comunicaciones no establece restricción alguna.

6.2 RECOMENDACIONES

Evaluar correctamente el costo-oportunidad para cada uno de los métodos planteados antes de tomar la decisión de que valores adoptar.

Tomar en cuenta los factores de drenaje, humedad y las condiciones climáticas que ofrece cada tramo.

Hacer un adecuado análisis del tráfico y proyectarlo correctamente, con el fin de saber cuáles serán las solicitudes de carga a futuro a la que será sometida la estructura del pavimento durante toda su vida útil.

Aplicar un factor de seguridad a todos los resultados obtenidos, a fin de garantizar el buen estado de la vía durante toda su vida útil.

VII. BIBLIOGRAFÍA

Braja, D

“PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES”

EDITORIAL THOMSON, S.A. – 4^{ta} EDICIÓN – MEXICO – 2001.

Corredor, G

“EXPERIMENTO VIAL DE LA AASHO Y LAS GUIAS DE DISEÑO AASHTO”,
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA - PROGRAMA DE CAPACITACIÓN
ACADÉMICA – PROVIAS NACIONAL

Colombia, Diciembre de 2002.

Coronado, J

“MANUAL CENTROAMERICANO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS”.

Guatemala, Noviembre de 2002.

Crespo, C

“MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES”

EDITORIAL LIMUSA, S.A. – 5^{ta} EDICIÓN – MEXICO – 2004.

Delaloye, H

“APUNTES DE FUNDACIONES” – PROYECTO ESTRUCTURAL
FACULTAD DE INGENIERÍA – U.N.L.P. – 2003.

Estudio de Rehabilitación de Carreteras del Perú “CONREVIAL”

“MANUAL DE PAVIMENTOS”

Expediente Técnico “REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA Dv. LAS VEGAS – TARMA”

“MANUAL DE PAVIMENTOS”

Juárez, E – Rico, A

"MECÁNICA DE SUELOS" TOMO I

EDITORIAL LIMUSA, S.A. – 4^{ta} EDICIÓN – MEXICO – 2005.

Jiménez, J

"MECÁNICA DE SUELOS Y SUS APLICACIONES A LA INGENIERÍA", EDITORIAL
MADRID DOSSAT, S.A. – ESPAÑA – 1954.

Jones, J

"INVESTIGACIÓN DE SUELOS PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS"

EDITORIAL REVERTE – 1^{ra} EDICIÓN – MEXICO – 1960.

Lambe, W – Whitman, R

"MECÁNICA DE SUELOS"

EDITORIAL LIMUSA, S.A. – MEXICO – 1979.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones

“MANUAL PARA EL DISEÑO DE CARRETERAS PAVIMENTADAS DE BAJO VOLUMEN DE TRANSITO”.

Lima, Perú 2008.

Hoffman, M (Louis Berger International Inc.) -

Del Aguila, P (LAGESA Ingenieros Consultores)

“ESTUDIOS DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS BASADOS EN LA INTERPRETACIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIONES (ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS)”.

Octubre, 1985.

Reyes, F

“DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS”

CENTRO EDITORIAL JAVERIANO, EDITORIAL ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA – 1^{ra} EDICIÓN – BOGOTÁ – 2003.

Rico, A – Del Castillo, H

"LA INGENIERIA DE SUELOS" VOLUMEN 1

EDITORIAL LIMUSA, S.A. – MEXICO – 2005.

Rico, A – Del Castillo, H

"LA INGENIERIA DE SUELOS" VOLUMEN 2

EDITORIAL LIMUSA, S.A. – MEXICO – 2005.

Whitlow, R

“FUNDAMENTOS DE MECÁNICA DE SUELOS”

EDITORIAL CONTINENTAL – MEXICO – 1994.

Universidad Mayor de San Simón – Facultad de Ciencias y Tecnología

“PAVIMENTOS – TEXTO GUIA – CARRETERAS II”.

Cochabamba, Bolivia 2004.

Department of Transportation, COLORADO

“M – E – PAVEMENT DESIGN MANUAL”.

State of Colorado, U.S.A. - 2015.

VIII. ANEXOS

- 7.1 DEFLECTOMETRÌA**
- 7.2 ANÀLISIS DE TRÀFICO**
- 7.3 MÈTODO AASHTO 93**
- 7.4 MÈTODO DE BOUSSINESQ**
- 7.5 ENSAYOS DE CALICATAS**
- 7.6 PLANOS**

ANEXO 01

7.1 DEFLECTOMETRÍA

CARILLDIERECHO

CARILLZOUJERDO

ANEXO 02

7.2 ANÁLISIS DE TRÁFICO

ANEXO 03

7.3 METODO AASHITO 93

ANEXO 04

7.4 METODO DE BOUSSINESQ

ANEXO 05

7.5 ENSAYOS DE CALICATAS

ANEXO 06

7.6 PLANOS