

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**“ DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO EN SUELOS
SATURADOS HACIENDO USO DEL ENSAYO DCP EN P. J.
MANUEL ARÉVALO EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE”**

TESISTA:

Bach. QUEZADA MORILLO SAÍN BARTOLOMÉ

ASESOR:

ING. CIRILO LINO OLASCUAGA CRUZADO

NUEVO CHIMBOTE – PERU

DICIEMBRE 2015

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“ DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO EN SUELOS
SATURADOS HACIENDO USO DEL ENSAYO DCP EN P. J. MANUEL
ARÉVALO EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

REVISADOR POR:

**ING. CIRILO LINO OLASCUAGA CRUZADO
ASESOR**

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

**“ DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO EN SUELOS
SATURADOS HACIENDO USO DEL ENSAYO DCP EN P. J. MANUEL
ARÉVALO EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE”**

**REVISADO Y APROBADO POR EL SIGUIENTE JURADO EVALUADOR EL
DÍA 16 DE DICIEMBRE DEL 2015:**

Ing. Felipe Villavicencio González
Presidente

Ing. Cirilo Lino Olascuaga Cruzado
Secretario

Ing. Edgar Sparrow Alamo
Integrante



DEDICATORIA

A **DIOS** por ser lo más extraordinario, por estar siempre a mi lado, por darme sabiduría y así poder elegir el camino correcto de la vida y por darme unos padres tan ejemplares y maravillosos.

A mis padres **Constantino e Itale** que fueron mi guía, mi sendero en todo momento, gracias a sus esfuerzos, sus consejos y sus valores ayudaron a mi formación profesional y a mi vida, a ser cada día una mejor persona.

A mis hermanos Kelvin, Kleyder, y Romina, por ser los mejores, por sus consejos y su apoyo que me brindaron en todo momento.

A mi hijo Derek, porque sin saberlo, tú me das las fuerzas para seguir adelante, te quiero, te amo, te adoro.



AGRADECIMIENTO

A Dios por mantener a nuestra familia unida y con buena salud, por protegernos de todo lo malo y darnos la fuerza necesaria para seguir adelante.

Doy gracias a la vida por la oportunidad de haber podido realizar este trabajo, y por haberme permitido conocer a muchas personas que colaboraron para hacer de nuestros sueños una realidad.

A todos los docentes de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Santa, por brindarme todos sus conocimientos y experiencias.

A todas las personas que de una u otra manera me apoyaron para la realización de esta tesis, pues por más pequeña o grande que haya sido su intervención ha sido muy valiosa y considerada, a todos muchas gracias.

Quezada Morillo Saín Bartolomé



ÍNDICE

	PÁG.
INTRODUCCION	1
CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES	
1.1 ASPECTO INFORMATIVO.....	3
1.1.1 TITULO.....	3
1.1.2 PERSONAL INVESTIGADOR.....	3
1.1.3 TIPO DE INVESTIGACION.....	3
1.1.4 UBICACIÓN.....	3
1.2 PLAN DE INVESTIGACIÓN.....	4
1.2.1 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	4
1.2.1.1 PLANTEAMIENTO.....	4
1.2.1.2 JUSTIFICACIÓN.....	5
1.2.2 OBJETIVOS.....	5
1.2.3.1 OBJETIVO GENERALES.....	5
1.2.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
1.2.3 HIPOTESIS.....	6
1.2.4 VARIABLES.....	6
1.2.4.1 VARIABLE INDEPENDIENTE.....	6
1.2.4.2 VARIABLE DEPENDIENTE.....	6
1.2.5 DISEÑO DESCRIPTIVO, ESQUEMA.....	6
1.2.6 ESTRATEGIA DE TRABAJO.....	7
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	
2.1 PAVIMENTOS.....	9



2.1.1	DISEÑO DE PAVIMENTOS.....	11
2.1.2	ETAPAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS.....	11
2.1.2.1	RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.....	12
2.1.2.2	PREDISEÑO.....	12
2.1.2.3	DISEÑO FINAL.....	12
2.1.3	FUNCIONES DEL PAVIMENTO.....	13
2.1.3.1	USUARIO.....	13
2.1.3.2	ESTRUCTURA.....	13
2.1.3.3	MEDIO AMBIENTE.....	14
2.1.4	PRINCIPIOS DE DISEÑO.....	14
2.1.4.1	DIFERENCIAS CON OTROS PROBLEMAS DE DISEÑO.....	14
2.1.4.2	RESPUESTAS Y COMPORTAMIENTO.....	15
2.1.4.3	FACTORES DE DISEÑO.....	15
2.1.5	MÉTODOS DE DISEÑO.....	19
2.1.5.1	PAVIMENTOS FLEXIBLES.....	19
2.1.5.2	PAVIMENTOS RIGIDOS.....	21
2.1.6	PARÁMETROS DE DISEÑO MÉTODO AASHTO 1993.....	22
2.2	SUELOS.....	24
2.2.1	CARACTERÍSTICAS.....	24
2.2.1.1	TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO.....	24
2.2.1.2	FORMACIÓN.....	26
2.2.1.3	ESTRUCTURA.....	27
2.2.2	PROPIEDADES ÍNDICE.....	29



2.2.2.1	CONTENIDO DE HUMEDAD.....	29
2.2.2.2	GRANULOMETRÍA.....	30
2.2.2.3	LIMITE LÍQUIDO.....	30
2.2.2.4	LIMITE PLÁSTICO.....	31
2.2.2.5	ÍNDICE PLÁSTICO.....	31
2.2.2.6	GRAVEDAD ESPECÍFICA.....	31
2.2.2.7	DENSIDAD SECA MÁXIMA – HUMEDA ÓPTIMA..	32
2.2.2.8	DENSIDAD DE CAMPO.....	34
2.2.3	CLASIFICACIÓN.....	35
2.2.3.1	SISTEMA DE CLASIFICACIÓN AASHTO.....	36
2.2.3.2	SISTEMA DE CLASIFICACIÓN SUCS.....	41
2.2.3.3	COMPARACIÓN ENTRE EL SISTEMA SUCS Y AASHTO.....	43
2.2.4	PROPIEDADES MECÁNICAS.....	44
2.2.4.1	RESISTENCIA AL CORTE.....	44
2.2.4.2	RELACIÓN DE SOPORTE CALIFORNIA – CBR...	46
2.2.4.3	PENETRACIÓN DINÁMICA DE CONO – DCP.....	48
 CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS		
3.1	MÉTODO DE DISEÑO.....	59
3.2	UNIVERSO O POBLACIÓN.....	59
3.3	SELECCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	60
3.4	ENSAYO DE CAMPO.....	60
3.2.1	ENSAYO ESTÁNDAR PARA EL USO DEL PENETRÓMETRO DE CONO DINÁMICO (DCP) NORMA	60



D 6951- 03.....	
3.2.1.1 EQUIPOS Y MATERIALES.....	60
3.2.1.2 PROCEDIMIENTO.....	61
3.2.1.3 RESULTADOS DEL ENSAYO.....	63
3.2.2 OBTENCIÓN DE MUESTRAS DE SUELO.....	63
3.2.2.1 MUESTRAS ALTERADAS.....	63
3.5 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	64
3.3.1 LIMITES DE ATTERBERG.....	64
3.3.1.1 LIMITE LIQUIDO (L.L.), ASTM D – 4318, MTC E 110.....	64
3.3.1.2 LIMITE PLÁSTICO (L.P.), ASTM D – 4318, MTC E 111.....	65
3.3.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, ASTM D – 4318, MTC E 107.....	65
3.3.3 MÉTODO UTILIZADO PARA DETERMINAR EL PESO UNITARIO O DENSIDAD MÁXIMA (PROCTOR MODIFICADO) Y HUMEDAD ÓPTIMA. ASTM D – 1557, MTC E 115.....	66
3.3.3.1 DESCRIPCIÓN.....	66
3.3.3.2 EQUIPO Y MATERIALES.....	66
3.3.3.3 RESULTADOS DEL ENSAYO.....	66
3.3.4 RELACION DE SOPORTE DEL SUELO EN EL LABORATORIO (CBR DE LABORATORIO), NORMA ASTM D-1883, MTC E 132.....	67



3.3.4.1	DESCRIPCIÓN.....	67
3.3.4.2	EQUIPO.....	67
3.3.4.3	PROCEDIMIENTO.....	69
3.3.4.4	RESULTADOS DEL ENSAYO.....	72
3.5	DISEÑO DE PAVIMENTOS.....	72
3.6.1	DISEÑO DE PAVIMENTO A CONSIDERAR.....	72
3.6.2	DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO...	73
3.6.3	METODO AASHTO VERSIÓN 93.....	85
3.6.1.1	DISEÑO DE ESPESORES.....	85
3.6.1.2	MEMORIA DE CÁLCULO DEL SN.....	86
CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN		
4.1	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	90
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		
5.1	CONCLUSIONES.....	106
5.2	RECOMENDACIONES.....	108
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA		
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	110
ANEXOS		
		111



RESUMEN

El siguiente trabajo de investigación consiste en determinar e interpretar los resultados del ensayo DCP en un suelo saturado in situ y el CBR determinado en laboratorio para un diseño óptimo de una estructura de pavimento en el P. J. Manuel Arévalo en la ciudad de Chimbote.

La presente investigación también incursiona en la aplicación de una herramienta, cuyo estudio y aplicación se viene desarrollando desde 1959. El Cono Dinámico de Penetración, DCP, que se ha constituido en un instrumento de uso práctico y económico para la evaluación de subrasantes para el diseño de la estructura del pavimento.



ABSTRACT

The following research is to determine and interpret test results DCP saturated soil in situ and laboratory CBR set for optimum design of pavement structure in the PJ Manuel Arévalo in the city of Chimbote.

This research also ventures into the application of a tool, the study and application has been developing since 1959. The Dynamic Cone Penetration, DCP, which has become an instrument of practical and economic use for the evaluation of the design subgrade of the pavement structure.



INTRODUCCION

El presente trabajo de investigación se basa fundamentalmente en determinar una estructura de pavimento en suelo saturado para el cual se necesita el CBR, parámetro aplicado en el diseño de pavimentos flexibles, en general es considerada como un proceso complejo que adicionalmente requiere de bastante tiempo para su obtención. Como respuesta a estas dificultades surgen diferentes dispositivos como el DCP (Cono Dinámico de Penetración) que facilitan y proporcionan mayor practicidad a los ensayos convencionales.

De acuerdo al reglamento de grados y títulos de la Universidad Nacional Del Santa, el presente estudio se encuentra dividido en cinco capítulos:

El Primer Capítulo está dedicado a los aspectos generales; aspecto informativo y el plan de investigación, justificación del problema, objetivos, hipótesis y variables, diseño experimental y estrategia de trabajo.

El Segundo Capitulo lo constituye el marco teórico, el cual sustenta, analiza y expone algunas teorías, sobre los pavimentos, los suelos y los ensayos para determinar el CBR como son el DCP y el CBR de laboratorio.

El Tercer Capítulo informa sobre los materiales y métodos del presente estudio, pues se eligió el método de investigación aplicada - correlacional, universo o población, estrategia de estudio.

El Capítulo Cuarto presenta los resultados y discusión del estudio, presentando cuadros y gráficos, analizándolos para comprobar que, el CBR in situ (DCP) es el más adecuado que el CBR de laboratorio para el diseño de la estructura del pavimento en suelos saturados.

El Capítulo Quinto se presenta a detalle las conclusiones y recomendaciones.

Finalmente se presenta las referencias bibliográficas y los anexos.



CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES



CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1. ASPECTOS INFORMATIVOS

1.1.1. TÍTULO:

“DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO EN SUELOS SATURADOS HACIENDO USO DEL ENSAYO DCP EN P. J. MANUEL AREVALO EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE”

1.1.2. PERSONAL INVESTIGADOR

TESISTA:

Bach. Quezada Morillo Saín Bartolomé

ASESOR:

Ing. Cirilo Lino Olascuaga Cruzado

1.1.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN:

Aplicada – Correlacional

1.1.4. UBICACION:

DISTRITO : CHIMBOTE
PROVINCIA : SANTA
REGIÓN : ANCASH
LOCALIDAD : P.J. MANUEL ARÉVALO



1.2. PLAN DE INVESTIGACION

1.2.1. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA:

1.2.1.1. PLANTEAMIENTO

En la zona del distrito de Chimbote, existen diferentes tipos de pavimentos, en un 90%, existentes de pavimento flexible (elaborados de carpeta asfáltica) y un 10% de pavimento rígido (elaborado de concreto), por ello el análisis de este proyecto se centra en las distintas calles de pavimento flexible, en las cuales se observa que un 25 % de estos antes mencionados presentan deterioro por desgaste. Motivo por el cual se origina un estruncamiento en el tránsito vial y el 45% presenta asentamiento o hundimientos notorios que en su mayoría se deben al elevado nivel freático que es perjudicial al tránsito vial y un 30 % restantes presentan fallas transversales, longitudinales y diagonales que se muestran en el pavimento.

De tal manera que el diseño de la estructura del pavimento requiere de datos de ensayos en condiciones reales, en tal sentido se propone el ensayo DCP para el cálculo del CBR ya que es uno de los parámetros de diseño de pavimentos. Y nos formulamos el siguiente problema.

¿Será más eficaz el uso del DCP frente al CBR de laboratorio en la determinación del esfuerzo al corte en suelos saturados, para el diseño de la estructura del pavimento en el P.J. Manuel Arévalo del Distritos de Chimbote, Santa, Ancash?



1.2.1.2. JUSTIFICACIÓN:

La presencia del nivel freático superficial en diferentes zonas de Chimbote es uno de las principales causas para la deformación y deterioro de las vías vehiculares (flexibles); por tanto en el siguiente informe se estará presentando cuadros comparativos con el objetivo de demostrar y verificar que los valores del DCP en suelos saturados está muy por debajo del CBR obtenido en laboratorio, a fin de obtener una estructura de pavimento concordante con la realidad.

1.2.2. OBJETIVOS

1.2.3.1. OBJETIVO GENERAL:

- ✓ Diseño de una estructura de pavimento en un suelo saturado con parámetros determinados in situ con el ensayo DCP.

1.2.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- ✓ Desarrollar el ensayo DCP en suelos saturados.
- ✓ Interpretar los resultados del DCP y el CBR determinado en laboratorio.
- ✓ Saber y conocer el uso y aplicación adecuada del ensayo DCP.
- ✓ Plantear un óptimo diseño de la estructura del pavimento flexible.



1.2.3. HIPÓTESIS:

"Si se determina el valor de CBR con el ensayo DCP en suelos saturados in situ y el valor de CBR en laboratorio, entonces se obtendrá un parámetro para el óptimo diseño de la estructura del pavimento".

1.2.4. VARIABLES

1.2.4.1. VARIABLE DEPENDIENTE

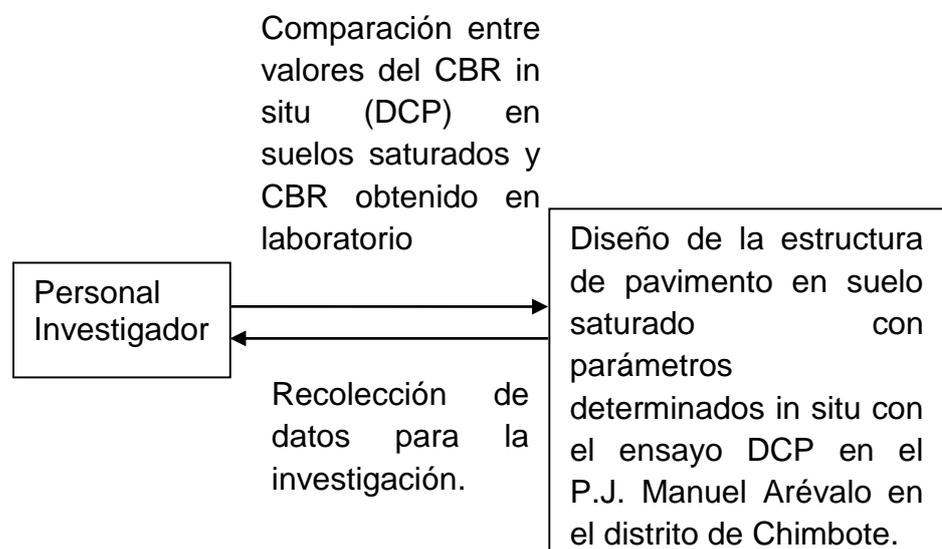
- ✓ Diseño de la estructura de pavimento en suelos saturados.

1.2.4.2. VARIABLE INDEPENDIENTE

- ✓ El valor del esfuerzo al corte de terreno obtenido in situ mediante el ensayo de Cono Dinámico de Penetración (DCP) y en laboratorio en la localidad de Chimbote.

1.2.5. DISEÑO EXPERIMENTAL

1.2.5.1. DISEÑO CORRELACIONAL, ESQUEMA:





1.2.6. ESTRATEGIA DE TRABAJO

- Recopilación y análisis de información sobre estudios relacionados.
- Toma de muestras de suelo en campo y ensayo en laboratorio.
- Toma de datos mediante observación directa en campo.
- Diseñar la estructura del pavimento.



CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1. PAVIMENTO

El pavimento es una estructura de varias capas construida sobre la subrasante del camino para resistir y distribuir esfuerzos originados por los vehículos y mejorar las condiciones de seguridad y comodidad para el tránsito. Por lo general está conformada por las siguientes capas: base, subbase y capa de rodadura.



Fig. 2.1.1 Esquema típico de la estructural de un pavimento

- **Capa de rodadura:** Es la parte superior de un pavimento, que puede ser de tipo bituminoso (flexible) o de concreto portland (rígido) o de adoquines, cuya función es sostener directamente el tránsito.
- **Base:** Es la capa inferior a la capa de rodadura, que tiene como principal función de sostener, distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito. Esta capa será de material granular drenante ($CBR \geq 80\%$) o será tratada con asfalto, cal o cemento.
- **Subbase:** Es una capa de material especificado y con un espesor de diseño, el cual soporta a la base y a la carpeta. Además se utiliza



como capa de drenaje y controlador de la capilaridad del agua. Dependiendo del tipo, diseño y dimensionamiento del pavimento, esta capa puede variarse. Esta capa puede ser de material granular (CBR $\geq 40\%$) o tratada con asfalto, cal o cemento.

Los tipos de pavimentos son los siguientes:

- Pavimentos flexibles
- Pavimentos semirrígidos
- Pavimentos rígidos.

El pavimento flexible es una estructura compuesta por capas granulares (subbase, base) y como capa de rodadura una carpeta constituida con materiales bituminosos como aglomerantes, agregados y de ser el caso aditivos. Principalmente se considera como capa de rodadura asfáltica sobre capas granulares: mortero asfáltico, tratamiento superficial bicapa, micropavimentos, macadam asfáltico, mezcla asfálticas en frío y mezclas asfálticas en caliente.

El pavimento semirrígido es una estructura de pavimento compuesta básicamente por capas asfálticas con un espesor total bituminoso (carpeta asfáltica en caliente sobre la base tratada con asfalto); también se considera como pavimento semirrígido la estructura compuesta por carpeta asfáltica sobre base tratada con cal. Dentro del tipo de pavimento semirrígido se ha incluido los pavimentos adoquinados.

El pavimento rígido es una estructura de pavimento compuesto específicamente por una capa de subbase granular, no obstante esta capa puede ser de base granular, o puede ser estabilizada con cemento asfalto o cal, y una capa de rodadura de losa de concreto de cemento



hidráulico como aglomerante, agregados y de ser el caso aditivos. Dentro de los pavimentos rígidos existen tres categorías:

- Pavimento de concreto simple con juntas.
- Pavimento de concreto con juntas y refuerzo de acero en forma de fibras o mallas.
- Pavimento de concreto con refuerzo continuo.

2.1.1. DISEÑO DE PAVIMENTOS

El diseño de pavimentos es el proceso por el cual los componentes estructurales (superficie de rodadura, base, subbase, relleno, subrasante, mejoramientos, etc.) de un segmento o vía son determinados para que la vía tenga un comportamiento adecuado para el usuario. Para el diseño se toma en cuenta la naturaleza del suelo de fundación, las consideraciones ambientales, densidad, composición del tráfico, y las condiciones de mantenimiento y construcción.

En forma resumida, el diseño de la estructura del pavimento es: Establecer espesores y propiedades físico mecánicas requeridas por los materiales que componen la estructura para mantener la vía bajo un cierto nivel de deterioro, confort, transitabilidad y seguridad.

2.1.2. ETAPAS DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS

Las etapas del diseño del pavimento dependen en gran medida si se trata de una estructura nueva o si es más bien un mejoramiento o



rehabilitación de una vía existente a continuación se presenta la secuencia del diseño de pavimento de una vía nueva.

2.1.2.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

- Identificar los requerimientos, expectativas o especificaciones del cliente.
- Recopilación de información existente.
- Estudio de la sub rasante.
- Estudio de canteras.

2.1.2.2. PREDISEÑO

- Definir el tipo de la superficie de rodadura y los componentes estructurales.
- Definir la estrategia de mantenimiento.
- Selección de los materiales.
- Estudio del tráfico.
- Estudio de las condiciones ambientales y de drenaje.
- Sectorización del tramo.
- Diseño de los espesores de cada capa.

2.1.2.3. DISEÑO FINAL

- Análisis del ciclo de vida (incluido mantenimiento y construcción).
- Determinación del tipo de pavimento y de los espesores finales.



- Informe final.

2.1.3. FUNCIONES DEL PAVIMENTO

Las principales funciones que cumpla una estructura de pavimento son las siguientes:

2.1.3.1. USUARIO

- Proporcionar a los usuarios circulación segura, cómoda y confortable, con adecuada regularidad (rugosidad), y suficiente resistencia a la fricción.
- Proporcionar a los vehículos acceso bajo cualquier condición de clima.
- Reducir los costos de operación vehicular, reducir el tiempo de viaje y reducir los accidentes.

2.1.3.2. ESTRUCTURA

- Reducir y distribuir la carga de tráfico para que ésta no dañe la subrasante y/o suelo de fundación.
- Proteger la subrasante y el suelo de fundación del clima (agua , congelamiento).
- Controlar la presencia del agua la presencia y efectos del agua a nivel del suelo de fundación.



- Capacidad de carga suficiente de los materiales que componen la estructura para resistir el tránsito y el clima.

2.1.3.3. MEDIO AMBIENTE

- Cumplir requerimientos medio ambientales y estéticos.
- Limitar el ruido y la contaminación del aire.
- Tener suficiente durabilidad para que no se deteriore antes del tiempo debido a las variables ambientales (agua, oxidación, efectos de la temperatura)

2.1.4. PRINCIPIOS DE DISEÑO

2.1.4.1. DIFERENCIAS CON OTROS PROBLEMAS DE DISEÑO

Las estructuras de pavimento son diseñadas considerando que fallarán en forma progresiva y no súbitamente, es decir, por fatiga o por acumulación de deformación en los componentes de la estructura y la subrasante. En el caso de los pavimentos el comportamiento varía a lo largo del tiempo como consecuencia de la modificación en las propiedades de los materiales, el efecto ambiental y los cambios en las condiciones de carga del tráfico, este aspecto obliga a que se tenga que efectuar el pronóstico del comportamiento futuro considerando las variaciones de las propiedades del material con el tiempo (Ullidtz, 1987).



Por lo tanto, durante el diseño debemos ser capaces de pronosticar el deterioro estructural y funcional del pavimento durante el periodo de vida útil, de tal forma que sea posible corregir en la etapa del diseño aquellos aspectos que reducirán la vida útil del pavimento, o en su defecto prever las actividades de mantenimiento que deberán efectuarse a fin de mantener la condición del mismo.

2.1.4.2. RESPUESTAS Y COMPORTAMIENTO

Aunque en apariencia las estructuras de pavimento son simples en realidad son complejas, debido a la gran cantidad de variables que influyen sobre el comportamiento del mismo; por este motivo los métodos de diseño, por lo general, consideran una serie de simplificaciones para poder analizar la respuesta y comportamiento de un pavimento.

La respuesta estará dada en términos esfuerzos y deformaciones en cada capa del pavimento, mientras que el comportamiento en términos de las condiciones estructurales y funcionales será obtenido a partir de relaciones mecánicas-empíricas con la respuesta del pavimento y el grado de deterioro.

En los últimos años se han producido grandes avances en el conocimiento y pronóstico del comportamiento de las estructuras de pavimentos formulando diversos modelos de respuesta, basados en modelos mecánicos ajustados a las mediciones de comportamiento real o las simulaciones obtenidas en laboratorio,



siendo el estado del arte los métodos de diseño mecanísticos-empíricos.

2.1.4.3. FACTORES DE DISEÑO

La relación entre los diferentes factores que afectan el pavimento es compleja, por lo general se puede indicar que el factor que mayor incidencia tiene en el comportamiento de la estructura del pavimento es el tráfico, luego se tiene el medio ambiente que modifica el comportamiento de los materiales y luego la estructuración, la construcción y el mantenimiento. En la siguiente figura se presenta la relación entre estos factores y su influencia en la serviciabilidad o en la condición de la vía.

Los factores de diseño pueden ser divididos en cuatro categorías: tráfico y carga, medio ambiente, materiales, y criterios de falla.

Los factores de diseño son mostrados en el siguiente cuadro. Sin embargo, se debe indicar que los métodos de diseño consideran solamente parte de ellos en el proceso de diseño debido a las simplificaciones introducidas en la metodología o en otros casos por la complejidad del análisis si se tuviese que considerar todas las variables o factores que afectan el diseño de un pavimento.



Tabla 2.1.1 factores de diseño de pavimentos

Tipo	Facto	Pavimento Flexible	Pavimento Rígido
Tráfico y carga	Número de vehículos por tipo	x	x
	Carga por eje: ejes simples, eje simple dual, eje tándem y eje tridem	x	x
	Número de repeticiones: Trafico y por cada tipo de eje (espectro de cargas) o en ejes equivalentes	x	x
	Área de contacto del neumático:	x	
	Presión de contacto del neumático	x	
	Velocidad del vehículo	x	
Medio ambiente	Temperatura del medioambiente y en cada capa	x	x
	Medio Gradiente térmico: variación horaria de la temperatura		x



	Precipitación pluvial	x	x
	Nivel freático	x	
	Radiación solar	x	
Materiales	Capacidad de soporte de la subrasante: módulo resiliente, CBR, módulo de reacción	x	x
	Características de los mejoramientos	x	
	Bases y subbases granulares: CBR, Módulo resiliente y módulo de poisson	x	
	Materiales estabilizados: Resistencia a la compresión, módulo les resiliente	x	x
	Mezcla asfáltica en caliente: módulo dinámico, propiedades de fatiga y parámetros de deformación permanente	x	
	Concreto hidráulico: coeficiente de expansión, módulo de rotura, propiedades de fatiga y módulo de elasticidad		x
	Acero de refuerzo: esfuerzo de fluencia		x
	Mezclas asfálticas en frío	x	
Criterios de falla y condiciones de servicio	Fisuras por fatiga	x	x
	Ahuellamiento	x	
	Máxima deflexión	x	
	Fisuras	x	x
	Erosión o bombeo		x



	Rugosidad	x	x
	Deslizamiento	x	x
	Falla en juntas		x
Construcción y Conservación	Variaciones de calidad en la construcción	x	x
	Proceso constructivo	x	x
	Mantenimiento rutinario	x	
	Mantenimientos periódicos y rehabilitaciones	x	x

Fuente: J. Menéndez, Ingeniería de Pavimentos, Pág. 12

2.1.5. METODOS DE DISEÑO

Los métodos de diseño han evolucionado con el tiempo, pasando de ser puramente empíricos a ser más analíticos. Los métodos de diseño cambian con el tiempo más lentamente que el desarrollo tecnológico de los pavimentos debido a que requieren ser adecuadamente verificados y calibrados para tener la certeza de que los diseños resultantes funcionarán de la forma en que se plantea en el diseño. Esta evolución se ha visto acelerada con la posibilidad de ejecutar ensayos de campo y laboratorio más precisos y que reproducen mejor las condiciones reales de servicio, adicionalmente la capacidad de procesamiento de las computadoras se ha incrementado dando la oportunidad de resolver modelos más complejos con un mayor número de variables y por ende más realístico.

2.1.5.1. PAVIMENTOS FLEXIBLES



Los métodos de diseño de pavimentos en orden de evolución se pueden agrupar de la siguiente manera:

a) Métodos empíricos:

Se basan en relaciones entre ensayos y espesores de capa basadas principalmente en observaciones, solamente se pueden aplicar a condiciones similares a las cuales se realizaron las observaciones. Un ejemplo de este método es el denominado método CBR.

b) Métodos de esfuerzo cortante o deflexión límite:

Este tipo de métodos se basa en el principio de definir los espesores del pavimento de tal manera que los esfuerzos cortantes o la deflexión se controla para que no exceda determinados límites y por lo tanto no se produzcan fallas por fatiga. La mayor limitación de este tipo de métodos es que aún en casos de que los pavimentos desarrollen esfuerzos o deflexiones menores a los admisibles las condiciones funcionales de la vía pueden fallar o en el caso de las deflexiones los esfuerzos al interior de la estructura pueden ser excesivos.

c) Métodos de regresión basados en pistas de prueba:

Este tipo de métodos desarrolla las relaciones entre las variables de diseño y los espesores del pavimento basados en tramos o



pistas de prueba. Estas secciones o tramos de prueba son construidas para cubrir un determinado rango de variación que permita tener relaciones entre tráfico, carga por eje, tipo de material, clima, y el suelo de fundación con la condición estructural o funcional del pavimento. El método AASHTO (AASHTO 1993) es un ejemplo de este tipo de métodos.

d) Métodos mecanísticos-empíricos:

Este tipo de métodos se basa en ecuaciones fundamentales del comportamiento de los materiales y del comportamiento de la estructura de tal forma que se pueda obtener de forma analítica (mecanística) el resultado. Sin embargo debido a que estas expresiones requieren, en la mayor cantidad de casos, calibraciones para ser ajustadas a las condiciones reales se denominan mecanísticos empíricos. Son ejemplos de este tipo de método el desarrollado por NCHRP (NCHRP et al. 2004), o el desarrollado por Shell (Shell, 1978).

2.1.5.2. PAVIMENTOS RIGIDOS

a) Soluciones analíticas

Este tipo de soluciones están orientadas a calcular los esfuerzos y deflexiones en el concreto. Se tienen soluciones exactas y otras aproximadas más sofisticadas. Dentro de estos métodos se pueden mencionar. Fórmula de Goldbeck análisis de Westergaard



considerando las cimentaciones líquidas, análisis de Pickett basado en cimentaciones sólidas.

b) Soluciones numéricas

Este tipo de soluciones permite considerar que las losas y el suelo de soporte no tienen contacto en toda la superficie como suele suceder con los esfuerzos por temperatura. Se trata de métodos más sofisticados y requieren ser resueltos mediante programas. Dentro de estos se tienen los métodos de elementos discretos y métodos de elementos finitos.

c) Otros métodos

Debido a que tanto los métodos analíticos como las soluciones numéricas tienen ciertas limitaciones en reproducir aspectos que también influyen en el desempeño del pavimento tales como la fatiga del concreto, el bombeo de los pavimentos con juntas. Adicionalmente en el diseño se ha venido incorporando conceptos probabilísticos tal como es el AASHTO y el método de PCA.

2.1.6. PARÁMETROS DE DISEÑO MÉTODO AASHTO 1993

Para efectos de determinar el espesor del esfuerzo del pavimento requerido. Los parámetros de diseño que se consideran son las propiedades de los materiales, el tipo de tránsito, condiciones de ambiente, etc.

La fórmula general que gobierna el número estructural de diseño, presenta la siguiente expresión:



$$\log W_{18} = Z_R S_o + 9.36 \log(SN+1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \log(M_R) - 8.07$$

Ecuación 2.1

Donde:

W18: Número total de Ejes Equivalentes, para el periodo de diseño (ESAL)

ZR: Desviación estándar normal

So: Error de combinación estándar

SN: Número Estructural

ΔPSI : Diferencia de servicialidad (Serviciabilidad inicial pi – Serviciabilidad final pf)

MR: Modulo resiliencia de la subrasante

El número estructural de resistencia del pavimento flexible viene dado por la fórmula:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D \dots \text{Ecuación 2.2}$$

Donde:

a1: Coeficiente estructural de la capa de rodadura

D1: Espesor de la capa de rodadura (cm)

a2: Coeficiente estructural de la capa de base granular

D2: Espesor de la capa de base granular (cm)

m2: Coeficiente que refleja el drenaje de la capa 2

a3: Coeficiente estructural de la capa de subbase granular

D3: Espesor de la capa de subbase granular (cm)

m3: Coeficiente que refleja el drenaje de la capa 3

El número estructural es el valor abstracto que representa la resistencia total de la estructura de un pavimento para una determinada categoría de subrasante, condición de tráfico e índice de servicio al final de la vida útil.

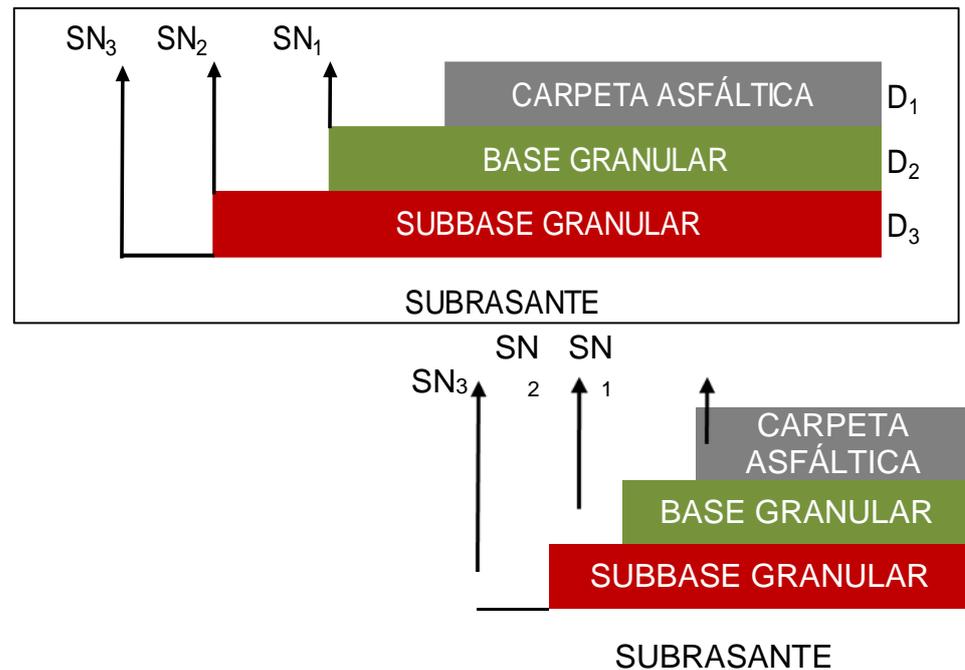


Fig. 2.1.2 Esquema típico del Numero Estructural (SN_i) y espesores (D_i) de estructura de un pavimento.

2.2. SUELOS

Los suelos finos están constituidos de partículas compuestas de fragmentos diminutos de roca, minerales y minerales de arcilla, con



textura granular. De acuerdo al sistema de clasificación unificado estas partículas tienen un tamaño inferior a 0.075 mm, que corresponden a la categoría del limo y la arcilla, por lo que toda fracción de suelo que pasa el tamiz Nro. 200 es considerado como suelo fino.

2.2.1. CARACTERISTICAS

2.2.1.1. TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO.

En la naturaleza se puede encontrar la más completa variedad de tamaños de partículas de suelos, desde el tamaño máximo que puede considerarse como partícula de suelos hasta el tamaño más pequeño, del orden de 1×10^{-6} mm o sea en una escala de 1 a 1 billón aproximadamente.

Ante tal diversidad, y con el objeto de racionalizar el conocimiento para describir los suelos por el tamaño de sus partículas en la tabla 2.2.1 se exponen los criterios de organizaciones que han desarrollado rangos de tamaños del suelo.

Uno de los aspectos fundamentales en el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos es su resistencia al esfuerzo cortante.

Tabla 2.2.1: Rangos de tamaños de las partículas del suelo.

Organización	Tamaño del grano (mm)
--------------	-----------------------



	Grava	Arena	Limo	Arcilla
M.I.T (Massachusetts Institute of Technology)	> 2	2 - 0.06	0.06 - 0.002	< 0.002
U.S.D.A (U.S. Department of Agriculture)	> 2	2 - 0.05	0.05 - 0.002	< 0.002
AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)	76.2 - 2	2-0.075	0.075 - 0.002	< 0.002
Unified Soil Classification System (U.S. Army Corps of Engineers; U.S. Bureau of Reclamation; American Society for Testing and Materials)	76.2 - 4.74	4.74 - 0.075	Finos < 0.075	

2.2.1.2 FORMACIÓN



La acción de los agentes atmosféricos sobre la parte más superficial de la corteza terrestre, ha dado lugar a la formación de una delgada capa superficial llamada suelo. Este proceso conocido como meteorización, ocasiono la disgregación y descomposición de la roca superficial produciendo una acumulación de materiales sin cimentación o muy poco cementados. Esta capa generalmente se encuentra en estado sólido, incluye líquidos y gases en su masa.

Mediante el estudio de la Geología, el proceso de formación, meteorización y sedimentación clasifica a las rocas en tres grupos básicos: ígneas, sedimentarias y metamórfica. Las rocas ígneas formadas por el enfriamiento del magma fundido, mientras que la meteorización de la corteza terrestre dio lugar a la formación de productos sueltos que se sedimentaron en la superficie. En los sitios en los cuales los movimientos de la corteza originaron calor e incremento de presiones, se produjo la metamorfosis de algunas rocas ígneas o sedimentarias originando las rocas metamórficas.

La historia geológica revela que la tierra está cambiando continuamente, de manera que levantamientos y otros movimientos de la corteza permitieron sedimentación adicional y presiones que facilitaron el endurecimiento y consolidación o por el contrario expusieron los sedimentos, solo o con rocas ígneas o sedimentarias subyacentes, a un nuevo proceso de meteorización. Las obras de ingeniería son solo un proceso más que se suman al



cambio continuo geológico y para dicho efecto se aplican técnicas adecuadas que evitan problemas debido a este cambio.

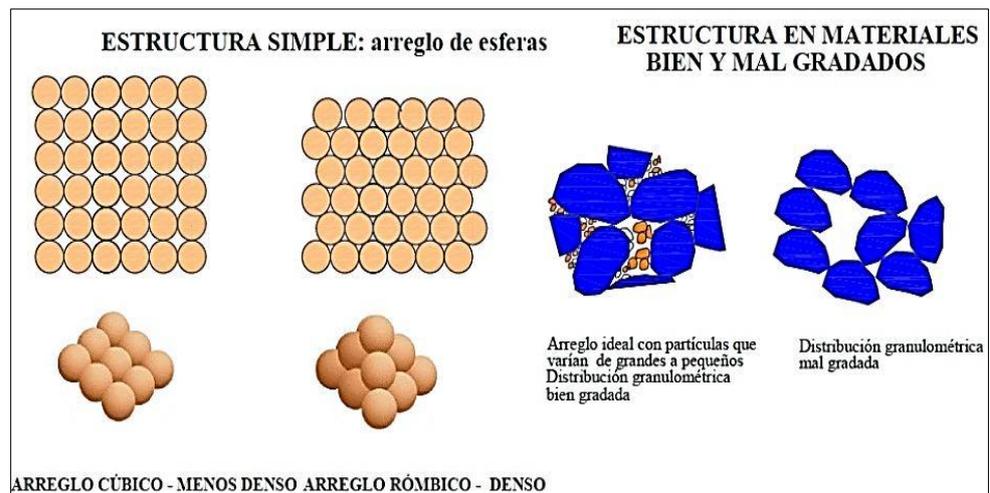
2.2.1.3 ESTRUCTURA

La estructura o textura de un suelo depende del arreglo geométrico o acomodo de sus partículas minerales como a las fuerzas entre partículas que pueden actuar sobre ellas. La estructura incluye la buena o mala gradación, el arreglo entre partículas, la relación de vacíos, los ligantes y las fuerzas electroquímicas asociadas. El efecto de la estructura de un suelo actúa frente a los cambios externos tales como cargas, filtraciones de agua, cambios de temperatura, entre otros.

El ordenamiento de las partículas de un suelo grueso se le conoce como estructura simple o no cohesiva y se produce cuando las fuerzas gravitacionales son claramente predominantes, las partículas se disponen apoyándose una entre otras, teniendo cada una varios puntos de apoyo.

Una estructura simple se forma cuando las partículas sedimentan en forma independiente en una suspensión suelo-agua, en contraposición a la sedimentación por floculación que es la que se realiza en los suelos finos. Las partículas de tamaño mayor a 0.01 mm sedimentan automáticamente, ya que este tamaño es lo suficientemente grande para que las fuerzas gravitacionales prevalezcan sobre la superficiales.

El arreglo óptimo de un material bien gradado sería el ideal y deseable para materiales de construcción ya que es aplicable en problemas de ingeniería como son por ejemplo en el relleno de vías y capas de pavimentos. Un material mal gradado presentaría un mayor espacio de vacíos lo cual no es favorable.



En la figura 2.2.1 se presenta la distribución del arreglo de dichos suelos y su gradación:

La estructura simple o no cohesiva puede estar mal arreglada, caso en el que se denomina suelta o de baja compacidad, o bien arreglada caso en el que se llama densa o de alta compacidad.

Cuando la estructura es suelta se tendrá el peso unitario mínimo (γ_{\min}) y la relación de vacíos máxima (e_{\max}). Por el contrario el arreglo óptimo dará lugar al peso unitario máximo (γ_{\max}) y a la relación de vacíos mínima (e_{\min}). En la tabla 2.2.2 se muestra algunos intervalos típicos de las relaciones de vacíos y pesos unitarios secos para diferentes suelos.

**Tabla 2.2.2: Valores típicos de emáx, emín y pesos unitarios para varios suelos.**

Tipo de Suelo	SUELTO		DENSO	
	Peso unitario seco (KN/m ³)	e _{máx.}	Peso unitario seco (KN/m ³)	e _{min.}
Grava	16.0 – 18.0	0.62 – 0.44	18.0 – 20.0	0.44 – 0.30
Arena gruesa	15.0 – 17.5	0.73 – 0.50	17.5 – 19.6	0.50 – 0.33
Arena arcillosa	14.0 – 16.5	0.86 – 0.58	16.5 – 18.5	0.58 – 0.40
Arena limosa	12.6 – 15.5	1.05 – 0.68	15.5 – 17.5	0.68 – 0.49
Arena fina	14.0 – 18.5	0.86 – 0.40	15.5 – 18.0	0.68 – 0.44
Grava arenosa	15.0 – 18.0	0.73 – 0.44	18.0 – 22.0	0.44 – 0.18
Arena gravosa	15.0 – 18.0	0.73 – 0.44	18.0 – 22.5	0.44 – 0.16
Limo	14.0 – 15.5	0.86 – 0.68	15.5 – 17.5	0.68 – 0.49

2.2.2. PROPIEDADES ÍNDICE

El estudio del suelo, implica: determinar su propiedad índice, clasificarlo, conocer el comportamiento del agua en este, su resistencia a esfuerzos externos y los límites respecto a su cambio de volumen. Una vez conocidas sus propiedades y comportamiento, pueden diseñarse estructuras que se ajusten a las condiciones específicas de cada suelo.

2.2.2.1. CONTENIDO DE HUMEDAD

Esta propiedad física del suelo es de gran utilidad en la construcción civil y se obtiene de una manera sencilla, pues el comportamiento y la resistencia de los suelos en la construcción están regidos, por la cantidad de agua que contienen. El contenido



de humedad de un suelo es la relación del cociente del peso de las partículas sólidas y el peso del agua que guarda, esto se expresa en términos de porcentaje.

Es un ensayo usual de laboratorio para determinar la cantidad de agua presente en una cantidad de suelo en términos de su peso en seco. Si la determinación de este se hace en un suelo tal como se obtuvo en el terreno, se denomina humedad natural.

2.2.2.2. GRANULOMETRÍA

La clasificación granulométrica de los suelos en general, consiste en la separación en fracciones que presentan el mismo rango de tamaño de las partículas y usualmente están dadas en porcentajes con relación al peso total del material.

En suelos que tienen una importante cantidad de partículas finas resulta difícil disgregar los grumos en partículas individuales, para lo cual en éste estudio cabe mencionar que para todas las muestras se realizó el ensayo utilizando el mismo procedimiento que consiste en una granulometría por tamizado con muestras lavadas y posteriormente secadas en horno 24 horas a temperatura constante de 105°C.

2.2.2.3. LIMITE LÍQUIDO

Se les conoce como límites de Atterberg a todos los valores de frontera para los cuales el suelo cambia de estado.



El límite líquido es la frontera para pasar del estado semilíquido al estado plástico.

2.2.2.4. LIMITE PLÁSTICO

Es la frontera para pasar del estado plástico al estado semisólido.

Existen suelos en los cuales no puede determinarse el límite plástico, por lo tanto se los denomina suelos no plásticos (NP).

2.2.2.5. ÍNDICE PLÁSTICO

Es la diferencia numérica entre el Límite Líquido y el Límite plástico, nos indica la margen de variación del contenido de humedad en el cual el suelo está en estado plástico semi-sólido.

Los suelos que tienen índice de plasticidad alto son altamente compresibles. Es evidente que el índice de plasticidad es una medida de la cohesión; índices de plasticidad altos denotan un alto grado de cohesión; suelos que no tienen índice de plasticidad tales como las arenas de baja cohesión, son suelos no plásticos.

2.2.2.6. GRAVEDAD ESPECÍFICA

Se define como gravedad específica o densidad específica de sólidos, a la relación entre la densidad de los sólidos y la densidad del agua. Los rangos generales de valores de G_s para varios suelos están dados en la tabla 2.2.3.

Tabla 2.3: Valores típicos de Gravedad Específica de varios suelos

	Tipo de Suelo	Gravedad específica (G)
Inorgánico	Grava	2,65
	Arena gruesa a media	2,65
	Arena fina (limosa)	2,65
	Loess, polvo de piedra y limo arenoso	2,67
Inorgánico	Arena algo arenosa	2,65
	Limo arenoso	2,66
	Limo	2,67 – 2,70
	Arena arcillosa	2,67
	Limo arcillo arenoso	2,67
	Arcilla arenosa	2,70
	Arcilla limosa	2,75
	Arcilla	2,72 – 2,80
Orgánico	Limos con trazos de materia orgánica	2,30
	Lodos aluviales orgánicos	2,13 – 2,60
	Turba	1,50 – 2,15

FUENTE: Djoenaidi (1985) apud Bardet, 1997

2.2.2.7. DENSIDAD SECA MÁXIMA – HUMEDAD ÓPTIMA

La compactación, en general, es la densificación del suelo por desalojo de aire, mediante la aplicación de energía mecánica. El grado de compactación de un suelo es medido en términos de su peso unitario seco.

Las variables determinantes de la compactación que se pueda lograr en un determinado material, son la humedad que posee el suelo, el tipo de suelo y el nivel de energía en la compactación.

Para el presente estudio investigativo, los ensayos de laboratorio usados para obtener la densidad seca máxima y el contenido de humedad óptimo en la compactación son el Proctor Modificado.



Un resumen del ensayo de compactación aplicado para éste estudio, con sus criterios y procedimientos respectivos se presenta en la tabla 2.2.4.

Tabla 2.2.4: Especificaciones del ensayo Proctor Modificado

Ensayo Proctor Modificado ASTM D1557, MTC E 115 - 2000			
Concepto	Procedimiento A	Procedimiento B	Procedimiento C
Molde	101.6mm (4in)	101.6mm (4in)	152.4 mm (6in)
Volumen del molde	944cm ³ (1/30ft ³)	944cm ³ (1/30ft ³)	2124cm ³ (0.075ft ³)
Peso del martillo	4.54kg (10lb)	4.54kg (10lb)	4.54kg (10lb)
Altura de caída del martillo	457.2mm (18in)	457.2mm (18in)	457.2mm (18in)
Número de golpes	25	25	56
Numero de capas	5	5	5
Energía de Compactación	2700kNm/m ³ (56000ft-lbf/ft ³)	2700kNm/m ³ (56000ft-lbf/ft ³)	2700kNm/m ³ (56000ft-lbf/ft ³)
Material a ser usado	Porción que pasa por el tamiz No.4. Se usa si 20% o menos por peso es retenido en el tamiz No.4	Porción que pasa por el tamiz 3/8. Se usa si el suelo retenido en el tamiz No.4 es más del 20% y 20% o menos	Porción que pasa por el tamiz 3/4. Se usa si más de 20% por peso del material es retenido en el tamiz 3/8, y



		por peso es retenido en el tamiz 3/8	menos del 30% por peso es retenido en el tamiz 3/4
--	--	--------------------------------------	--

FUENTE: MTC E 115 – 2000

2.2.2.7.1. ENERGÍA DE COMPACTACIÓN

La energía de compactación es otro factor influyente y depende directamente del número de golpes por capa, número de capas, peso del martillo y altura de caída del martillo e inversamente del volumen del molde. Si esta energía aumenta, el peso unitario seco máximo también aumenta y la humedad óptima disminuye. Esto ocurre para todo suelo, pero hay que notar sin embargo, que el grado de compactación no es directamente proporcional a la energía de compactación.

Siguiendo las variables determinantes y obteniendo resultados favorables de compactación, un suelo rinde los siguientes beneficios:

- Aumenta la resistencia a corte y por consiguiente, mejora la estabilidad y capacidad de carga de pavimentos.
- Disminuye la compresibilidad y así reduce los asentamientos.
- Disminuye la relación de vacíos y por consiguiente, reduce la permeabilidad.
- Reduce el potencial de expansión, contracción o expansión por congelamiento.

2.2.2.8. DENSIDAD DE CAMPO



En la construcción de carreteras durante la compactación de suelos, es necesario determinar el grado de compactación alcanzado por la máquina compactadora, para ello se debe conocer y controlar el peso unitario del suelo seco y el contenido de agua de relleno compactado o de los materiales colocados en las diferentes capas de una carretera, a fin de comparar estos resultados con el peso unitario máximo del suelo seco y el contenido óptimo de agua obtenidos en el laboratorio mediante el método de compactación Proctor Modificado, para de esta manera saber si se está cumpliendo con las especificaciones.

2.2.3. CLASIFICACIÓN

En la construcción de carreteras, la clasificación de los suelos y el conocimiento del mismo es un aspecto muy importante ya que es, finalmente, el suelo el que soporta las cargas que han de ser aplicadas y de su calidad pueden derivarse parámetros de diseño que influyen en el proyecto final.

El objetivo de la clasificación de suelos es de ordenar, formar y definir grupos en base a su granulometría, esto nos facilita la comparación de sus propiedades, mecánicas, químicas y físicas entre diferentes tipos de suelos. Quedando entonces como propiedades utilizables: la granulometría, para clasificar fundamentalmente la fracción gruesa de un suelo, y la plasticidad para clasificar la fracción fina. Se tiene adicionalmente el aporte específico que proporciona el olor, como medio



para identificar el contenido orgánico de un suelo, al realizar una descripción inicial del mismo.

Existen dos métodos estándar de clasificación de suelos según su granulometría que son:

- Sistema de clasificación según AASHTO (Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte). La clasificación AASHTO se usa en vías.
- Sistema de clasificación según SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). La clasificación SUCS se usa para cimentaciones

Debido a que existe mucha similitud entre los diferentes métodos y a que los métodos de clasificación de suelos SUCS y AASHTO, son lo más ampliamente usados, esta investigación tendrá en cuenta solamente estos sistemas de clasificación.

2.2.3.1. SISTEMA DE CLASIFICACIÓN AASHTO

La Tabla 2.2.5 muestra el sistema en uso de clasificación AASHTO.

El sistema se aplica para clasificar suelos que van a ser utilizados en construcción de subrasantes de carreteras, caminos y pavimentos, donde los suelos de partículas gruesas se consideran entre excelentes y buenos mientras que los limo-arcillosos quedan entre medianos a malos. Cabe mencionar que éste sistema no se utiliza para la construcción de cimentaciones.

El sistema divide a todos los suelos, basándose en las determinaciones de laboratorio sobre la distribución de partículas



por tamaño (análisis granulométrico), en la plasticidad (Límites líquido e índice de plasticidad) a los que asigna símbolos desde A-1 hasta A-8, en tres grupos:

2.2.3.1.1. MATERIALES GRANULARES

Suelos de partículas gruesas, que contienen hasta un 35% de finos:

A-1, con los subgrupos: (A-1-a y A-1-b) material bien gradado

A-2, con los subgrupos: (A-2-4, A-2-5, A-2-6 y A-2-7)

A-3, sin subgrupos. Material mal gradado.

2.2.3.1.2. MATERIALES LIMO – ARCILLOSOS

Suelos de partículas finas, que contienen por encima de un 35% de finos:

A-4, A-5, A-6, y A-7, con un subgrupo para el A-7 en: A-7-5 y A-7-6.

El grupo A-8 corresponde a la turba, que son suelos altamente orgánicos.

Además de conocer la granulometría del material, el límite líquido, el índice plástico es necesario tener en cuenta el índice de grupo (IG) para la evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo como material para subrasante de un camino.



2.2.3.1.3. ÍNDICE DE GRUPO

Es un índice normado por AASHTO de uso corriente para clasificar suelos, está basado en gran parte en los límites de Atterberg. El índice de grupo de un suelo se define mediante la fórmula:

$$IG = 0.2 (a) + 0.005 (ac) + 0.01(bd) \dots \text{Ecuación 2.1}$$

Dónde:

a = F-35 (F = Fracción del porcentaje que pasa el tamiz N° 200 - 74 micras). Expresado por un número entero positivo comprendido entre 1 y 40.

b = F-15 (F = Fracción del porcentaje que pasa el tamiz N° 200 - 74 micras). Expresado por un número entero positivo comprendido entre 1 y 40.

c = LL - 40 (LL = límite líquido). Expresado por un número entero comprendido entre 0 y 20.

d = IP-10 (IP = índice plástico). Expresado por un número entero comprendido entre 0 y 20 o más.

El índice de Grupo es un valor entero positivo, comprendido entre 0 y 20 o más. Cuando el IG calculado es negativo, se reporta como cero. Un índice cero significa un suelo muy bueno y un índice \geq a 20, un suelo no utilizable para caminos.

Cuando el suelo es NP o cuando el límite líquido no puede ser determinado, el Índice de Grupo se debe considerar cero. Si un

suelo es altamente orgánico (turba) puede ser clasificada como A-8 solo con una inspección visual generalmente, es de color oscuro, fibroso y olor putrefacto.

Con base en los requisitos indicados en la tabla 2.5 se ha elaborado una Carta de Plasticidad para clasificar los suelos finos o la fracción fina de un suelo grueso, la cual se muestra en la figura

2.2.2

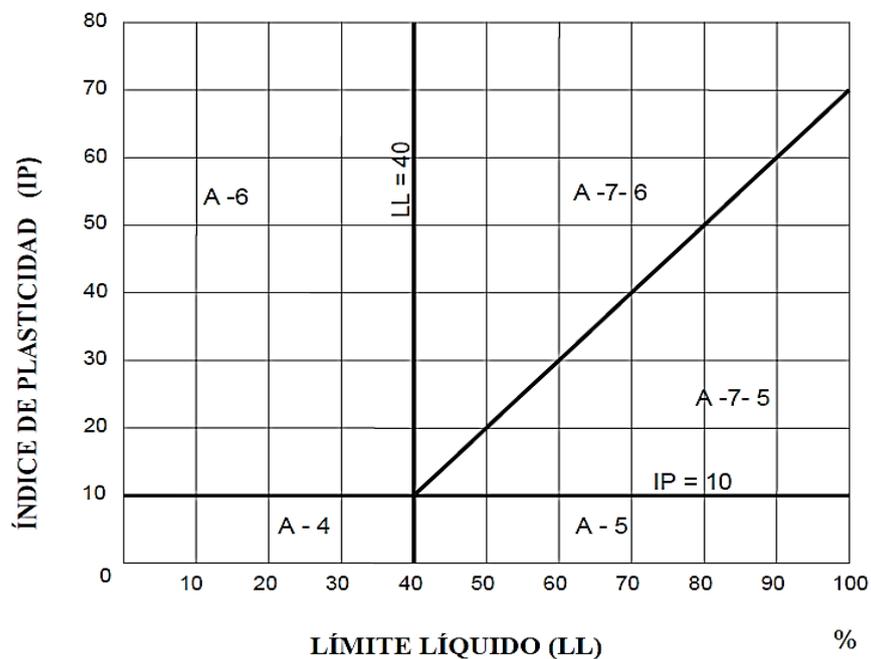


Figura 2.2.2: Carta de Plasticidad para el Sistema AASHTO

Fuente: Márquez.1982



SISTEMA DE CLASIFICACIÓN: AASHTO
(Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte).

Tabla 2.2.5: Sistema de clasificación AASHTO

CLASIFICACIÓN	Materiales granulares										Materiales limo - arcillosos			
	(35 % o menos pasa el tamiz N°200)										(Más de 35 % pasa el tamiz N° 200)			
GENERAL	A-1		A-2		A-3		A-4		A-5		A-6		A-7	
GRUPOS	A-1a	A-1b	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7-5	A-7-6		
% que pasa el tamiz														
N° 10 (2mm)	50 máx.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
N° 40 (0.425mm)	30 máx.	50 máx.	-	-	-	-	51 min.	-	-	-	-	-	-	-
N° 200 (0.075mm)	15 máx.	25 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	10 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características del Material que pasa el tamiz N° 40														
Límite Líquido	-	-	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.		40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	41 min.	41 min.	41 min.
índice de Plasticidad	6 máx.	6 máx.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	N.P	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	11 min.	11 min.	11 min. IP > LL-30; LP> 30
índice de Grupo	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	0	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.	20 máx.	20 máx.	20 máx.
Tipos de Material	fragmentos de piedra grava y		Grava y arena limosa o arcillosa		Suelos Limosos		Suelos Arcillosos							
Calidad (Subrasante)	Excelente a buena										Regular a mala			

Fuente: Bowles, 1982

2.2.3.2. SISTEMA DE CLASIFICACIÓN SUCS



Como puede verse en la tabla 2.2.6 el SUCS divide a los suelos en tres grandes categorías; suelos gruesos, suelos finos y suelos muy orgánicos.

Este procedimiento de clasificación, se recomienda, se usara para clasificar al suelo cuando se requiera una tipificación exacta del material, y está basado en los resultados de ensayos de laboratorio que cuantifican sus características granulométricas y de plasticidad.

Tabla 2.2.6: Sistema de clasificación SUCS

Para tener una representación analógica entre ambos sistemas de clasificación de los suelos, en la siguiente tabla 2.2.7 se presenta una comparación entre los grupos de suelos clasificados por el Sistema AASHTO y SUCS.

Tabla 2.2.7: Analogía AASHTO con el SUCS

GRUPO EN SISTEMA AASHTO		SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS "SUCS"		
		MAS PROBABLE	PROBABLE	POSIBLE PERO IMPROBABLE
A - 1	A - 1 - a	GW , GP	SW , SP	GM , GP
	A - 1 - b	SW , SP , GM , GP	SM	--
A - 2	A - 2 - 4	GM , SM	GC , SC	GM , GP , SW , SP
	A - 2 - 5	GM , SM	--	GW , GP , SW , SP
	A - 2 - 6	GC , SM	GM , SM	GW , GP , SM , SP
	A - 2 - 7	SM , SC , GM , GC	--	GW , GP , SW , SP
A - 3		SP	--	SW , GP
A - 4		ML , OL	CL , SM , SC	GM , GC
A - 5		OH , MH , ML , OL	--	SM , GM
A - 6		CL	ML , OL , SC	GM , SM , GC
A - 7	A - 7 - 5	OH , MH	ML , OL , CH	SM , SC , GM , GC
	A - 7 - 6	CH , CL	ML , OL , SC	OH , MH , GM , SM , GC

Fuente: Gonzales M. Fernando. Fundamentos de la Mecánica de Suelo.

2.2.3.3. COMPARACIÓN ENTRE EL SISTEMA SUCS Y AASHTO

- ✓ Ambos sistemas están basados en la textura y la plasticidad del suelo y dividen a los suelos en dos categorías mayores: el grano grueso y fino, separado por la malla N° 200.
- ✓ AASHTO considera grano fino cuando más del 35% pasa por la malla N° 200 y SUCS considera grano fino cuando más del 50 % pasa por la malla N° 200.



- ✓ El suelo de grano grueso que tiene cerca de 35% de granos finos, tendrá comportamiento de material de grano fino, pues hay suficiente cantidad de finos que llenan vacíos entre los granos gruesos. En este aspecto (de estabilidad), AASHTO parece ser el más apropiado.
- ✓ AASHTO usa la malla N° 10 para separar la grava de la arena. SUCS usa la malla N° 4. La malla 10, como límite de separación, es el límite más alto aceptado para arena. Se usa en tecnología de las bases de carreteras.
- ✓ SUCS separa bien los suelos gravosos de los arenosos. AASHTO no los separa bien.
- ✓ Grupo A-2 del AASHTO, en particular, contiene una gran variedad de suelos.
- ✓ Símbolos como GW, SW, CH del SUCS describen mejor las propiedades del suelo. Símbolos A describen muy poco.
- ✓ Suelos orgánicos: OH, OL, y Pt son previstos en el SUCS, no así en el AASHTO.

2.2.4. PROPIEDADES MECÁNICAS

Uno de los aspectos fundamentales en el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos es su resistencia al esfuerzo cortante.

2.2.4.1. RESISTENCIA AL CORTE

Es la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin que fallen. La resistencia al esfuerzo cortante

se debe, en parte, al rozamiento entre sus partículas cuando hay desplazamiento relativo entre ellas.

$$S = c + \sigma \tan \varphi$$

Ecuación 2.2

Donde:

S = Esfuerzo cortante

c = Cohesión del suelo

σ = Presión normal actuante para producir el deslizamiento

φ = Ángulo de fricción interna

La resistencia al corte de un suelo depende de la densidad y el contenido de humedad al momento del corte. En la figura 2.2.5, nos muestra la resistencia a esfuerzo constante sin drenaje de un suelo cohesivo compactado. Se puede apreciar que la resistencia al corte (líneas continuas en Kg/cm²), para un peso específico constante disminuye cuando aumenta la humedad.

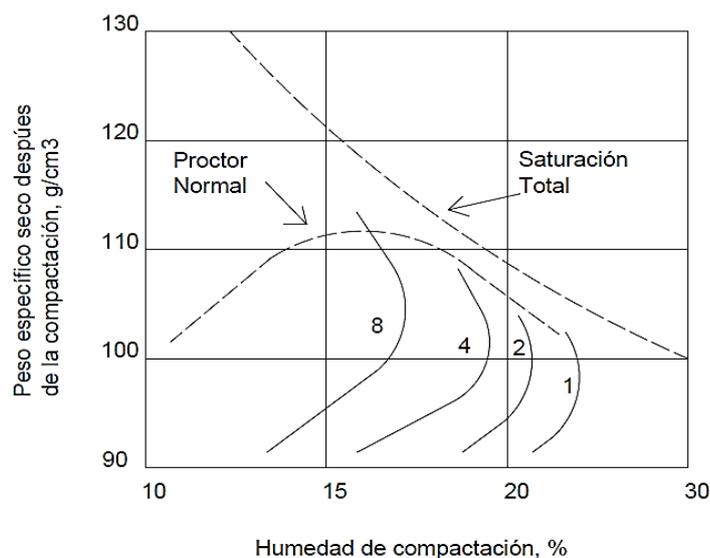


Figura 2.2.3: Relación de la resistencia a compresión sin confinar y sin drenar de un suelo cohesivo compactado, con la humedad y el peso específico seco (Sowers 270).



Para una humedad constante, la resistencia al corte aumenta con el incremento de peso específico, exceptuando cuando se acerca a la curva de cero vacíos cuando ésta decrece.

La resistencia de un suelo tiene que ver también con la presión del agua en los poros al momento del corte. Mientras menor sea el contenido de humedad, mayor es la presión del agua en los poros (presión capilar) dando esto mayor resistencia al suelo. Con el incremento de agua, esta presión disminuye reduciendo la resistencia.

2.2.4.2. RELACIÓN DE SOPORTE CALIFORNIA – CBR

El ensayo CBR (California Bear Ratio) es una prueba que se originó en el Departamento de Carreteras de California en los Estados Unidos de América en el año 1929, con el objetivo de conocer los suelos donde diseñará adecuadamente los pavimentos, la ASTM denomina el ensayo simplemente un ensayo de relación de soporte.

Este ensayo mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de densidad y humedad controladas; pero también puede operarse en forma análoga sobre muestras inalteradas tomadas del terreno.

Además el ensayo permite evaluar la calidad relativa del suelo para subrasante, subbase y base. Dado que el comportamiento de los suelos varía de acuerdo a su grado de alteración, con su



granulometría y sus características físicas, el método a seguir para determinar el CBR, es diferente en cada caso. Así tenemos:

- ✓ C.B.R: Suelos perturbados y remoldeados
- ✓ Suelos gravosos y arenosos.
- ✓ Suelos cohesivos, poco plásticos y nada plásticos
- ✓ Suelos cohesivos y expansivos
- ✓ C.B.R. suelos inalterados.
- ✓ C.B.R. in-situ.

El número CBR establece una relación entre la resistencia a la penetración de un suelo y la resistencia a la misma que presenta el tipo común de piedra triturada. Estas resistencias y penetraciones estándar se muestran en la tabla 2.2.8.

Tabla 2.2.8: Valores de Carga Unitaria Patrón

Penetración		Carga Unitaria Patrón	
(Pulg)	(mm)	(lbs./pulg. ²)	(Kg/cm ²)
0.0250	0.63		
0.0500	1.270		
0.0750	1.900		
0.1000	2.540	1000	70
0.1500	3.810		
0.2000	5.080	1500	105
0.2500	6.350		
0.3000	7.620	1900	133
0.4000*	10.160	2300	161
0.5000*	12.700	2600	182



* Estas lecturas se hacen si se desea definir la forma de la curva, pero no son indispensables.

En forma de ecuación esto es:

$$\%CBR = \frac{CARGA\ UNITARIA\ DE\ PRUEBA}{CARGA\ UNITARIA\ PATRON} \times 100$$

Ecuación 2.3

Si una muestra requiere una carga de 550 lbs./pulg² para obtener 0.1" de penetración, su capacidad portante será:

$$\%CBR = \frac{550\text{lbs}/\text{pulg}^2}{1000\text{lbs}/\text{pulg}^2} \times 100$$

$$\%CBR = 55$$

Los siguientes ensayos para su determinación del C.B.R. son:

1. Determinación de la máxima densidad y la óptima humedad mediante el ensayo de compactación.
2. Determinación de las propiedades expansivas del material.
3. Determinación de la resistencia a la penetración en la prensa del C.B.R.

2.2.4.3. PENETRACIÓN DINÁMICA DE CONO – DCP

2.2.4.3.1. DEFINICIÓN

La determinación del Valor de Soporte California, CBR, parámetro aplicado en el diseño de pavimentos flexibles, en general es considerada como un proceso complejo que adicionalmente requiere de bastante tiempo para su obtención.

Como respuesta a estas dificultades surgen diferentes dispositivos como es el DCP (Cono Dinámico de Penetración)



que facilitan y proporcionan mayor practicidad a los ensayos convencionales. El DCP es una herramienta útil, simple y sencilla que permite realizar de una manera expeditiva, una auscultación in situ de las capas de suelo, granulares y levemente cementadas componentes de un pavimento durante su construcción o en su etapa de servicio determinando parámetros de diseño finales más confiables, y optimizando tiempo, dinero, recursos humanos y mecánicos.

Este aparato mide la penetración dinámica por golpe, a través de las distintas capas componentes de un pavimento. Esta penetración en función de la resistencia al corte in-situ de los materiales del paquete estructural. El perfil de resistencias de profundidad brinda una inducción de las propiedades de los materiales de los diferentes estratos componentes en las condiciones reales en que estos se encuentran durante el ensayo.

El esfuerzo necesario para penetrar una capa depende principalmente de las características propias del material componente de esa capa y de las características del equipo utilizado.

El equipo puede ser utilizado en un amplio número de actividades:

- ✓ Campaña de reconocimiento rápido del terreno.
- ✓ Verificación de la eficiencia de los equipos de compactación utilizados en obra.



- ✓ Control de la construcción de las distintas capas de pavimento.
- ✓ Detección e identificación de anomalías en alguna o algunas de las capas una vez construidas.
- ✓ Seguimiento del comportamiento estructural del camino y análisis de la influencia de las solicitaciones (tránsito y clima).
- ✓ Evaluación de la resistencia de suelos inalterados y/o compactados.
- ✓ Evaluación de pavimentos existentes
- ✓ Identificación de tramos homogéneos con características estructurales similares.

Del ensayo D.C.P. se obtiene un valor representativo de penetración por golpe, característico de ese sitio, que aplicado a una correlación establecida por numerosos ensayos y aprobada con un alto grado de correlación entre los valores DCP in-situ y C.B.R. se obtiene el valor C.B.R. aproximado de ese suelo.

2.2.4.3.2. SIGNIFICADO Y USO DEL APARATO

La ASTM nos da a conocer su metodología estándar para el uso y aplicación del DCP en pavimentos, con la designación: D 6951-03. Este ensayo utiliza un DCP basado en el dimensionamiento de Sowers.

Este instrumento se usa comúnmente para evaluar las propiedades de materiales ubicados hasta 1000 mm (39") por



debajo de la superficie. El DCP de 8 kg puede ser usado para estimar los parámetros de soporte de suelos finos y gruesos, materiales granulares de construcción y estabilizaciones pobres. El DCP de 8 kg no puede ser utilizado en materiales altamente estabilizados o cementados o para materiales granulares que contengan un alto porcentaje de agregados mayores que 50 mm (2").

En caso de materiales ubicados por debajo de capas de materiales altamente estabilizados, el DCP de 8kg puede ser utilizado luego de perforar o cortar un orificio de acceso, en la losa o carpeta.

La medición del DCP en el campo, conduce a una estimación del CBR in-situ y normalmente los resultados no establecen una correlación directa con el dato de C.B.R. de laboratorio, en condición saturada. Este ensayo es por lo tanto indicado para evaluar la resistencia de los materiales en el sitio, bajo las condiciones existentes.

2.2.4.3.3. EQUIPO

El DCP de 8kg. se muestra en forma esquemática en la figura 2.2.4 consiste de los siguientes componentes: una barra de acero de 15.8 mm (5/8") de diámetro, con una punta - cono recambiable o desechable, un mazo de 8 kg. (17,6 lbs.) el cual es soltado de una altura de 575 mm (22,6"), un ensamblaje de acople y un mango. La punta-cono tiene un ángulo de 60° y un diámetro en la base de en la base de 20 mm (0.79")

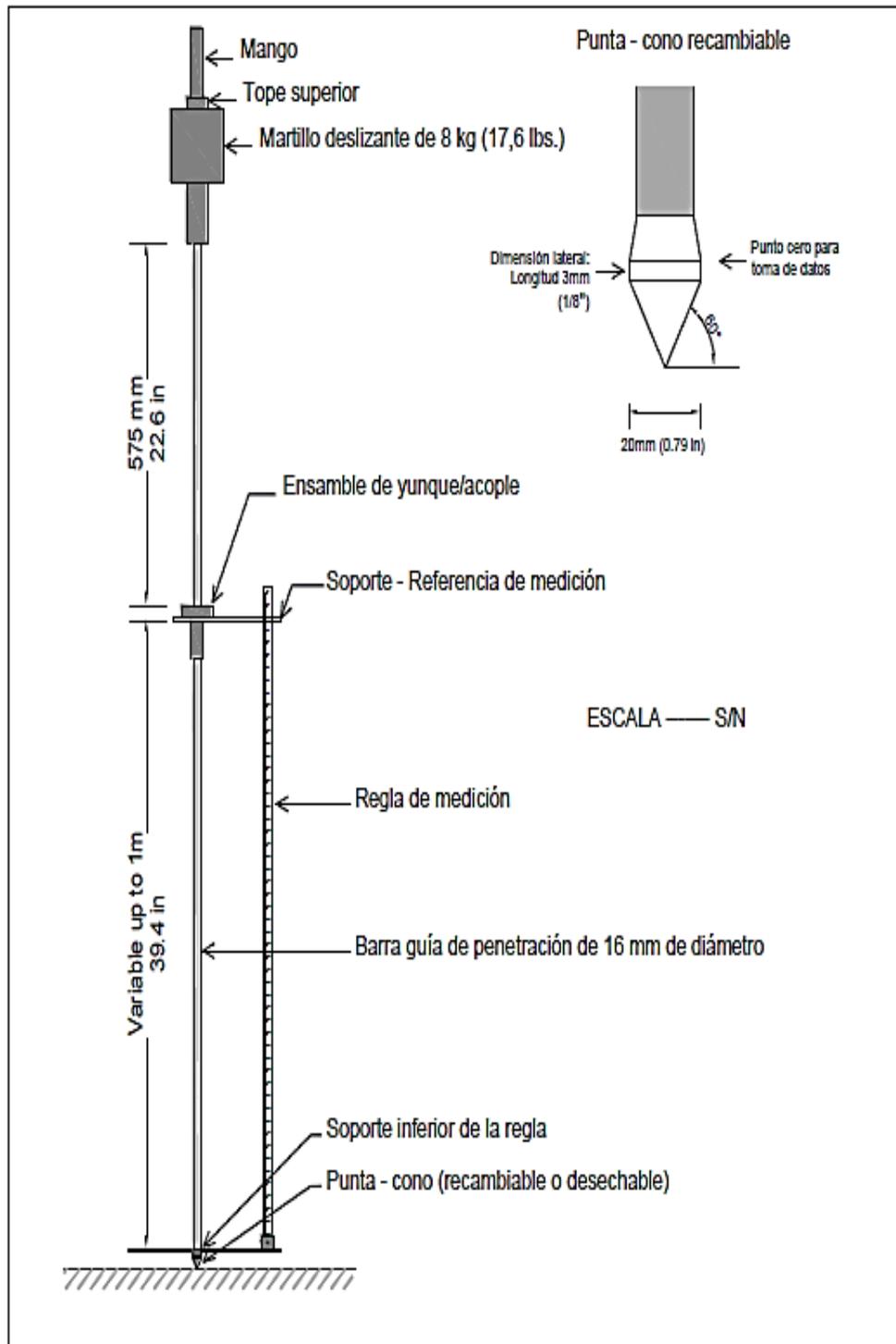


Figura 2.2.4: Esquema del Cono Dinámico de Penetración (ASTM D 6951 - 03)



2.2.4.3.4. OPERACIÓN DEL EQUIPO

La operación del instrumento se lleva a cabo por tres personas; una persona coge por el mango el instrumento, mientras la segunda persona opera el martillo, permitiendo a la tercera anotar las lecturas.

Generalmente las lecturas son registradas en términos de la cantidad de golpes para penetrar una cierta profundidad (por ejemplo 5 a 10 cm) de acuerdo con la resistencia de los estratos a ser atravesados, repitiendo esta operación hasta la profundidad máxima de auscultación (800 mm). Éste valor de 800 mm fue el resultado de una serie de estudios de donde se concluyó que es la profundidad tras la cual el material normalmente ha disminuido el efecto asociado al tráfico y clima sobre el desempeño del pavimento.

Al realizar el ensayo se deben tener en cuenta los siguientes cuidados: primero verificar la limpieza del instrumento y el buen estado del cono, mantener siempre el instrumento lo más vertical que se pueda con el fin de evitar cualquier roce entre el martillo y la barra y un esfuerzo adicional en la penetración del cono, el operador del martillo debe llevar un ritmo regular y evitar las interrupciones excesivas, además se debe eliminar la primera lectura del primer golpe, porque no es representativa, debido a que el área de impresión de la punta es menor que aquella de los golpes subsiguientes.

En nuestro estudio se realizó el ensayo a nivel de subrasante (fotografía 2.2.1), se tomaron lecturas de penetración para cada golpe y adicionalmente se realizó el ensayo DCP.



Fotografía 2.2.1: Ensayo DCP

2.2.4.3.5. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

La interpretación de los resultados se realiza analizando: la curva DCP, el Índice de Penetración o Número DN, y el Diagrama estructural.

2.2.4.3.6. CURVA DCP

Gráfica que representa la penetración acumulada en función del número de golpes acumulados para los respectivos datos. En este tipo de curvas, como se muestra en la figura. 2.2.4 se puede visibilizar el número de capas existentes representadas

por rectas de diferentes pendientes, también se puede determinar el espesor de dichas capas.

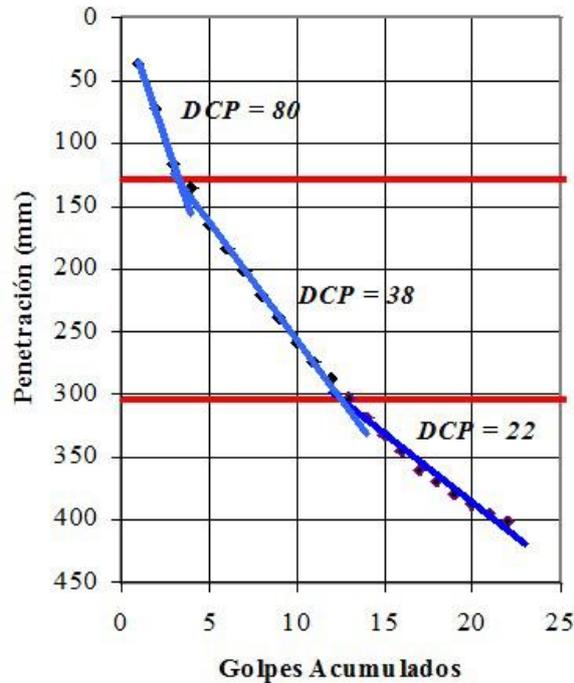


Fig. 2.2.4 Curva DCP para una serie de valores, se observan tres capas diferentes

2.2.4.3.7. DIAGRAMA ESTRUCTURAL

Esta representación deriva de la curva DCP. En ordenadas se indica la profundidad y en abscisas el DN; cuando éste número es constante significa una uniformidad en la propiedades del material como es su contenido de humedad y densidad, su variación implica un cambio en el material o bien un cambio de capas.

Con posibles propósitos de aplicación al diseño de pavimentos, Transvaal Roads Department-TPA (1978) desarrolló un conjunto de curvas directrices que indican la capacidad de soporte de

pavimentos sometidos a condiciones de tráfico ligeras, medianas y severas, como se muestra en la figura 2.2.5. Por lo tanto, se puede comparar cualquier sondeo de DCP con las directrices mencionadas para estimar la profundidad a la cual el material natural actúa como un elemento estructural en el pavimento.

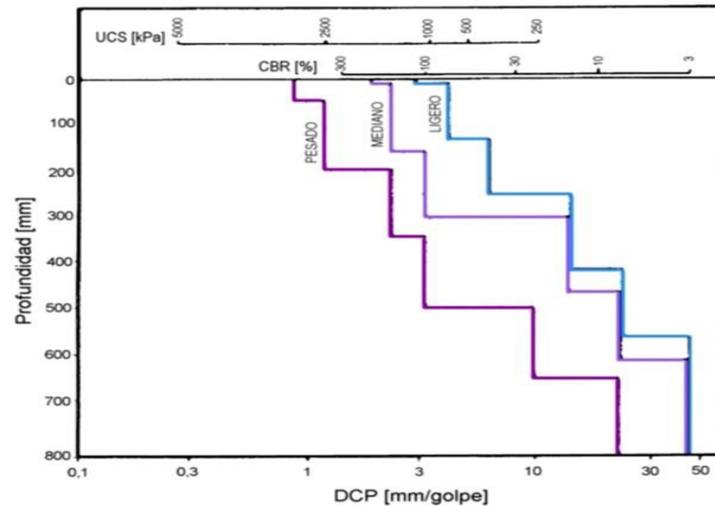


Figura 2.2.5: Curvas estructurales DCPs, para tráfico liviano, mediano y pesado, (Transvaal Roads Department-TPA, 1978).

2.2.4.3.8. CORRELACIÓN EXISTENTE PARA EL DCP

Para la determinación del CBR in situ estimado se calcula usando el índice DCP, donde la penetración por golpe se grafica respecto a la escala de lectura de la profundidad alcanzada. La penetración por golpe se utiliza luego para estimar el CBR in situ o la resistencia al corte utilizando una correlación adecuada.

Para la correlación entre la penetración por golpe de la tabla 2.2.9 se deriva de la ecuación $CBR=292/DCP^{1.12}$ recomendada por el cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos¹.



¹Webster, S.L., Grau, R.H., y Williams, T.P. "Description and Application of Dual Mass Dynamic Cone Penetrometer", Report GL-92-3, Department of the Army, Washington, DC, Mayo 1992, p. 19.

Tabla 2.2.9 Correlación Tabular Entre El CBR Y El Índice DCP

Índice DCP mm/golpe	CBR %	Índice DCP mm/golpe	CBR %	Índice DCP mm/golpe	CBR %
<3	100	39	4.8	69-71	2.5
3	80	40	4.7	72-74	2.4
4	60	41	4.6	75-77	2.3
5	50	42	4.4	78-80	2.2
6	40	43	4.3	81-83	2.1
7	35	44	4.2	84-87	2
8	30	45	4.1	88-91	1.9
9	25	46	4	92-96	1.8
10-11	20	47	3.9	97-101	1.7
12	18	48	3.8	102-107	1.6
13	16	49-50	3.7	108-114	1.5
14	15	51	3.6	115-121	1.4
15	14	52	3.5	122-130	1.3
16	13	53-54	3.4	131-140	1.2
17	12	55	3.3	141-152	1.1
18-19	11	56-57	3.2	153-166	1
20-21	10	58	3.1	166-183	0.9
22-23	9	59-60	3	184-205	0.8
24-26	8	61-62	2.9	206-233	0.7
27-29	7	63-64	2.8	234-271	0.6
30-34	6	65-66	2.7	272-324	0.5
35-38	5	67-68	2.6	>324	<0.5



FUENTE: Designación D 6951-03, Método De Ensayo Estándar Para El Uso Del Penetrometro Dinámico De Cono En Estructuras De Pavimentos.

CAPITULO III

MATERIALES Y MÉTODOS



CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

En general el estudio realizado es del tipo aplicativa y correlacional.

Este aplicativa porque requiere de visitas a la zona para poder identificar y muestrear el material a estudiar, también porque aplicaremos los conocimientos que se tienen sobre en ensayo DCP y el CBR de laboratorio para diseño del pavimento.

Es correlacional porque tienen como objetivo describir la relación entre el CDP (Cono Dinámico de Penetración) y el CBR de laboratorio para el diseño de la estructura del pavimento en suelos saturados.

3.2. UNIVERSO O POBLACIÓN

POBLACIÓN

Para la presente Investigación la población está dada por la delimitación geográfica del Distrito de Chimbote, Provincia del Santa, Región Ancash, involucrando las calles del P.J. Manuel Arévalo.

MUESTRA

La muestra está constituido por 06 calles, (Jr. Hipólito, Psj. Sáenz Peña, Jr. Arequipa, Jr. Andrés A. Cáceres, Prolg. Jorge Chávez y Jr. Miguel Grau), ubicadas en el P. J. Manuel Arévalo, distrito de Chimbote – Ancash; que constituyen una longitud total de 870 metros lineales

aproximadamente, los cuales serán analizadas y evaluadas para el diseño de su estructura de pavimento de las mismas.

3.3. SELECCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Para ésta selección se tuvo en consideración la presencia del nivel freático elevado y la falta de pavimentación en el P.J. Manuel Arévalo en la Ciudad de Chimbote.



Figura 3.3.1 Vista satelital de los puntos de estudio.

Los ensayos se realizaron tanto in-situ como en el laboratorio en las inmediaciones del laboratorio GEOMG. SAC. Tomando muestras de suelo de cada punto analizado para su posterior estudio.

3.4. ENSAYO DE CAMPO



3.4.1. ENSAYO ESTÁNDAR PARA EL USO DEL PENETRÓMETRO DINÁMICO DE CONO (DCP). NORMA D 6951-03

3.4.1.1. EQUIPOS Y MATERIALES

Para este trabajo se utilizó el DCP de 8kg.

3.4.1.2. PROCEDIMIENTO

1. **Comprobación del equipo.** Se inspecciona el equipo DCP para identificar partes dañadas por el uso, en particular el acople y la empuñadura, un desgaste excesivo de la barra o la punta-cono recambiable. Todas las uniones deben estar bien ajustadas, incluyendo el ensamble de acople entre la punta-cono recambiable y la barra.
2. **Operación básica.** El operador sostiene el aparato por la empuñadura en posición vertical o a plomo, y levanta y suelta el mazo desde la altura estándar. Según la escala que se utilice se mide y toma nota de la penetración total para un número establecido de golpes o la penetración para cada golpe.
3. **Lectura inicial:**
 - a. **Ensayo de una capa superficial.** El DCP se sostiene verticalmente y la punta se coloca de tal forma que la parte superior más ancha de la punta está a nivel de la superficie del material a probar. Se obtiene una lectura inicial de la escala vertical graduada o una escala separada. La distancia es medida con precisión.
4. **Continuidad del ensayo:**



- a. **Dejando caer el martillo.** Se sostiene el DCP en una posición vertical o a plomo. El operador levanta el mazo hasta que solamente haga un ligero contacto con el mango. El martillo no debe hacer impacto sobre el mango cuando es levantado. Luego se suelta el martillo en caída libre y se deja que impacte sobre el ensamble de yunque. La cantidad de impactos y la penetración correspondiente son registradas.
- b. **Profundidad de la penetración.** La profundidad de la penetración variará según su aplicabilidad.
- c. **Impedimento del equipo DCP.** La presencia de agregados de gran tamaño o estratos de roca va a ocasionar que la penetración se imposibilite o que se flexione la barra guía. Si después de 5 impactos, el DCP no ha avanzado más de 2 mm (0,08 pulgadas) o el mango se ha desviado más de 75 mm (3 pulgadas) de la posición vertical, se debe detener la prueba y mover el DCP hacia otro lugar donde realizarla. La nueva ubicación para la realización de la prueba debe estar ubicada con lo mínimo a unos 300 mm (12 pulgadas) de la localización anterior, con el fin de minimizar el margen de error en la prueba ocasionado por problemas del material.
- d. **Extracción.** Luego de completar la prueba, el DCP es extraído golpeando el martillo hacia arriba contra la empuñadura.



5. Registro de datos: Se registra datos de cantidad de golpes y penetración acumulada en mm. Si se puede obtener una medida acerca de la cantidad de humedad, se registra.

La cantidad de impactos entre las lecturas puede variarse, dependiendo de la resistencia del material. Generalmente, las lecturas se toman luego de un número predeterminado de golpes, a saber; luego de un impacto en el caso de materiales suaves, 5 impactos en el caso de materiales • "normales" y 10 impactos en el caso de materiales muy resistentes. La penetración correspondiente a un número determinado de golpes se registrar a cada 100 mm (4 pulgadas). También se debe realizar una lectura tan pronto cambien significativamente las propiedades del material o la razón de penetración

3.4.1.3. RESULTADOS DEL ENSAYO.

Ver anexo III (resultados de ensayos de campo).

3.4.2. OBTENCIÓN DE MUESTRAS DE SUELO

Para la clasificación de un suelo o para determinar sus propiedades en el laboratorio, se contó con muestras representativas de dicho suelo, realizándose un muestreo adecuado y representativo de primordial importancia.

3.4.2.1. MUESTRAS ALTERADAS

Para la obtención de las muestras alteradas se realizó excavaciones de pozos a cielo abierto a nivel de la subrasante, distantes cada uno. Obteniéndose así las condiciones reales del suelo a la profundidad deseada.

Se realizaron 5 calicatas a cielo abierto y con uso de barreno hasta una profundidad mínima de 1.50m



Fotografía. 3.4.1 Calicata a cielo abierto.

3.5. ENSAYOS DE LABORATORIO

3.5.1. LIMITES DE ATTERBERG

Los ensayos realizados para definir la plasticidad y posteriormente su identificación y clasificación de los suelos son los que se mencionan a continuación:

3.5.1.1. LIMITE LIQUIDO (L.L.), ASTM D – 4318, MTC E 110.



Normas y procedimiento que determinan el Límite Líquido de los suelos y su contenido de agua cuando el suelo pasa del estado plástico al estado líquido.

Para este ensayo se ha tomado el procedimiento estándar conocido como —Copa de Casagrandell. Determinándose el número de golpes necesarios para cerrar la ranura hecha en la muestra del suelo, con tres o más diferentes contenidos de agua. Ver anexo IV (resultado de ensayos de laboratorio).

3.5.1.2. LIMITE PLÁSTICO (L.P.), ASTM D – 4318, MTC E 111.

Norma mediante la cual determinamos el contenido de humedad que una masa de suelo contiene para que pase de un estado semisólido a sólido.

El Procedimiento realizado es la determinación del contenido de humedad del suelo al cual un cilindro se rompe o se agrieta, cuando se enrolla a un diámetro aproximado de tres milímetros, al rodarse con la palma de la mano sobre una superficie lisa. Ver anexo IV (resultado de ensayos de laboratorio).

3.5.2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, ASTM D – 4318, MTC E 107.

Se determina el tamaño de los granos que constituye un suelo y el porcentaje de los granos en los distintos intervalos de tamaño. El método aplicado para éste ensayo es por el método mecánico, realizando antes una eliminación del material fino que pasa el tamiz No 200 por vía húmeda (lavado con agua). Ver anexo IV (resultado de ensayos de laboratorio).



Fotografía. 3.5.1 Análisis granulométrico por tamizado.

3.5.3. MÉTODO UTILIZADO PARA DETERMINAR EL PESO UNITARIO O DENSIDAD MÁXIMA (PROCTOR MODIFICADO) Y HUMEDAD ÓPTIMA. ASTM D – 1557, MTC E 115.

3.5.3.1. DESCRIPCIÓN

Para determinar la densidad seca máxima y la humedad óptima de los suelos se realizó el ensayo de compactación de la muestra de suelo en el laboratorio, utilizando el método Proctor modificado mediante la norma ASTM D – 1557, MTC E 115.

3.5.3.2. EQUIPO Y MATERIALES.

Para éste ensayo se utilizó material que paso el tamiz No. 3/4 un molde de 152.4mm (6") de diámetro con un martillo de 10 lb dejándose caer éste a una altura de 457mm (18") y produciendo una energía de compactación de 56000 lb/pulg², obteniéndose 5



capas de suelo por medio de 56 golpes aplicados en cada una de ellas.

De este ensayo se obtendrá resultados que son indispensables para nuestro estudio y complemento para la determinación del ensayo CBR.

3.5.3.3. RESULTADOS DEL ENSAYO.

Ver anexo IV (resultado de ensayos de laboratorio).

3.5.4. RELACION DE SOPORTE DEL SUELO EN EL LABORATORIO (CBR DE LABORATORIO), NORMA ASTM D-1883, MTC E 132.

3.5.4.1. DESCRIPCIÓN.

Para la realización de éste ensayo se tomó como referencia la norma ASTM D-1883, MTC E 132, la cual describe el procedimiento de ensayo para la determinación del índice de resistencia de los suelos conocido como el valor de la relación de soporte CBR (California Bearing Ratio), en muestras de suelo preparadas en el laboratorio en condiciones determinadas de humedad y densidad, con el fin de evaluar la capacidad de soporte de los suelos de subrasante.

Previo a éste ensayo cabe recalcar que fueron indispensables y necesarios realizar las Relaciones de Peso Unitario-Humedad, usando el equipo modificado conocido como ensayo de compactación o ensayo Proctor Modificado.



A continuación se describe el equipo, materiales y el procedimiento para la realización del ensayo CBR.

3.5.4.2. EQUIPO

- 3 moldes, de metal, cilíndricos de 6 plg. (15.24 cm) de diámetro interior y 7 plg. (17.78 cm) de altura, provisto de un collar suplementario de 2 plg. (5.08cm) de altura y una placa de base perforada.
- Molde para ensayo de compactación
- 1 disco espaciador de 5 15/16 plg. De diámetro y 2 plg. de altura.
- 1 martillo de compactación de 10 lb (4.54 kg), con una altura de caída de 18 plg. (45.70 cm).
- 1 placa perforada de 15 cm de diámetro con vástago en el centro y un trípode con un deformímetro adaptado para medir el hinchamiento.
- Pesas de sobrecarga metálicas de 5 lb (2.27 Kg) de peso de forma redonda o en forma de herradura cada una.
- Prensa de 6600 lb (3000 kg) de capacidad que tenga convenientemente adaptado un pistón cilíndrico de 3 plg.2 de sección, en la que se pueda regular la velocidad de desplazamiento del pistón a 0,05 plg. por min.
- Tanque, con capacidad suficiente para la inmersión de los moldes en agua.
- Horno, termostáticamente controlado, regulable a $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$.
- Balanza de 10 Kg de capacidad, con sensibilidad de 0.1 g.

- Material diverso de uso general como cuarteador, mezclador, cápsulas, probetas, espátulas, discos de papel de filtro del diámetro del molde y enrasadores entre otros.

En la siguiente figura 3.3.1 se muestra el equipo y materiales para el ensayo CBR



Figura 3.5.1: Equipo necesario para el ensayo CBR.

Fuente: Ing. Luis Chang Chang, Laboratorio Geotécnico, Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID)

3.5.4.3. PROCEDIMIENTO

Compactación de probetas CBR. Normalmente se compactan de tres a cinco probetas en un rango de 90 a 100% de la MDS determinada según el ensayo Proctor. Cada porción de suelo, se debe mezclar con una cierta cantidad de agua para obtener la humedad óptima, si es



necesario curar el suelo, debe colocarse dentro de un recipiente tapado para lograr una distribución uniforme de la humedad.

Una vez que se haya pesado el molde (Mm) y verificado su volumen (Vm), se coloca el disco espaciador sobre la placa base, se fija el molde con el collarín sobre la placa y se coloca un disco de papel filtro sobre el disco espaciador. Dentro del molde se compacta mediante 5 capas cada una de las porciones de suelo húmedo, utilizando para cada porción una energía de compactación distinta (Nº de golpes), de manera que la densidad a la cual se desee determinar el CBR quede comprendida entre las densidades de dos probetas. Se compactarán con 56, 25 y 10 golpes respectivamente.

Al comienzo y al final de la compactación deberán tomarse 2 muestras representativas de suelo para calcular el contenido de humedad.

Finalizada la compactación, se retira el collarín y se enrasa el suelo al nivel del borde del molde, rellenando los huecos dejados por la eliminación del material grueso con material de menor tamaño. Se retiran la placa base perforada, el disco espaciador y se pesa el molde con el suelo compactado (W1).

Determinación de las propiedades expansivas del suelo. Sobre la placa base perforada, se coloca un disco de papel filtro grueso y se ajusta el molde con el suelo compactado en forma invertida, de manera que el espacio formado por el disco espaciador quede en la parte superior.



En la superficie libre de la muestra, se coloca un disco de papel filtro grueso y sobre éste se coloca la placa metálica perforada provista de un vástago regulable. Sobre ésta placa se colocarán las sobrecargas, cuyo número deberá ser especificado o de lo contrario, se usará una sobrecarga mínima de 4,54 kg., equivalente al peso de un pavimento de hormigón de 5 pulgadas de espesor.

A continuación se coloca todo el conjunto cuidadosamente dentro del estanque sin agua, sobre pequeños bloques metálicos o de otro material con el objeto de permitir el libre acceso del agua por debajo de la muestra. Se monta el trípode y se instala el comparador de dial de tal modo que su punta palpable quede tocando el vástago.

Luego, se llena el estanque con agua y se registra la lectura inicial del comparador de dial (L_i). El tiempo de inmersión dependerá del tipo de saturación. Para un ensayo con saturación normal se deja el molde sumergido durante 48 horas, en cambio para un ensayo de saturación completa se dejará el tiempo necesario hasta que no haya más hinchamiento, lo que se comprueba cuando dos lecturas de dial efectuadas con 24 horas de intervalo difieren en menos de 0,03 mm. Durante todo el tiempo de inmersión el nivel de agua se debe mantener constante.

Registrada la lectura final del comparador de dial (L_f), se retira el trípode y se saca el molde del agua, para dejarlo drenar durante 15 minutos. Finalmente se retiran las sobrecargas, los discos de papel filtro y las placas perforadas para determinar el peso del molde más el suelo compactado y saturado (W_2).



Determinación de la resistencia a la penetración. Se lleva la probeta a la máquina de ensayo y se colocan sobre ella, una cantidad tal de cargas para reproducir una sobrecarga igual a la que supuestamente ejercerá el material de base y pavimento del camino proyectado (pero no menor que 4,54 kg.), redondeando a múltiplos de 2,27 kg. En caso de que la probeta haya sido sumergida, la carga será igual a la aplicada durante la inmersión.

Se apoya el pistón de penetración con una carga lo más pequeña posible (no debe exceder de 45 Newton) y se colocan los diales de lectura de tensión y deformación en cero. Esta carga inicial, se necesita para asegurar un apoyo satisfactorio del pistón, pero debe considerarse como carga cero para la relación carga-penetración. La velocidad de carga aplicada al pistón de penetración será de 1,25 mm/min.

Se anotarán las lecturas de carga, en los siguientes niveles de penetración: de 0,025 - 0,050 - 0,075 - 0,100 - 0,125 - 0,150 - 0,175 - 0,200 – 0,250 - 0,300 - 0,400 y 0,500 pulgadas).

Finalmente, se retira el total de la muestra de suelo del molde y se determina el contenido de humedad de la capa superior, con una muestra de 25 mm. de espesor. Si se desea determinar la humedad promedio, se deberá extraer una muestra que abarque el total de la altura del molde.

3.5.4.4. RESULTADOS DEL ENSAYO.

Ver anexo IV (resultado de ensayos de laboratorio).



3.6. DISEÑO DE PAVIMENTOS

3.6.1. DISEÑO DE PAVIMENTO A CONSIDERAR

Partiendo del concepto que las calles se pavimentaran mediante pavimento flexible, su diseño se realizara considerando como tal.

El método de diseño empleado en el presente estudio es el método de CBR, el cual se ajusta más a la presente realidad ya que sus parámetros de diseño pueden ser fácilmente controlables.

Por lo que teniendo como parámetro al terreno natural el cual en los casos más críticos se encuentran conformados por una mezcla de arenas finas a gruesas mal graduadas con limo sin plasticidad al cual corresponde una clasificación A-2-4 (1) y A-4 (0) presentado un CBR promedio de 9.79% al 95% de su máxima densidad seca; Este CBR es el que se obtuvo promediando los 2 CBR realizado en laboratorio el cual es mucho mayor al CBR determinado por el ensayo DCP que al promediar es 5.97% es este valor de CBR que utilizaremos como dato de diseño, es estas calles podrán soportar vehículos con un tránsito mediano, entre automóviles y camiones ligeros. Para el diseño tuvimos en cuenta que la zona presenta rellenos no calificados y presentándose el nivel freático cercano a la superficie en algunas calles es imprescindible realizar un mejoramiento y estabilización de suelos, por lo que deberá colocar una capa de material.

3.6.2. DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO



Para efectos de determinar el espesor del esfuerzo del pavimento requerido. Los parámetros de diseño que se consideran son las propiedades de los materiales, el tipo de tránsito, condiciones de ambiente, etc.

La fórmula general que gobierna el número estructural de diseño, presenta la siguiente expresión:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 9.36 \log(SN+1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \log(M_R) - 8.07$$

Ecuación 2.1

Donde:

W18: Número total de Ejes Equivalentes, para el periodo de diseño (ESAL)

ZR: Desviación estándar normal

So: Error de combinación estándar

SN: Número Estructural

ΔPSI : Diferencia de servicialidad (Serviciabilidad inicial pi – Serviciabilidad final pf)

MR: Modulo resiliencia de la subrasante

t: Periodo de diseño en años

g%: Tasa de crecimiento anual

R%: Confiabilidad

CBR: Valor de la relación de soporte (CBR) de la subrasante (%)

El número estructural de resistencia del pavimento flexible viene dado por la fórmula:

$$SN = a_1D_1 + a_2m_2D_2 + a_3m_3D_3 \dots \text{Ecuación 2.2}$$

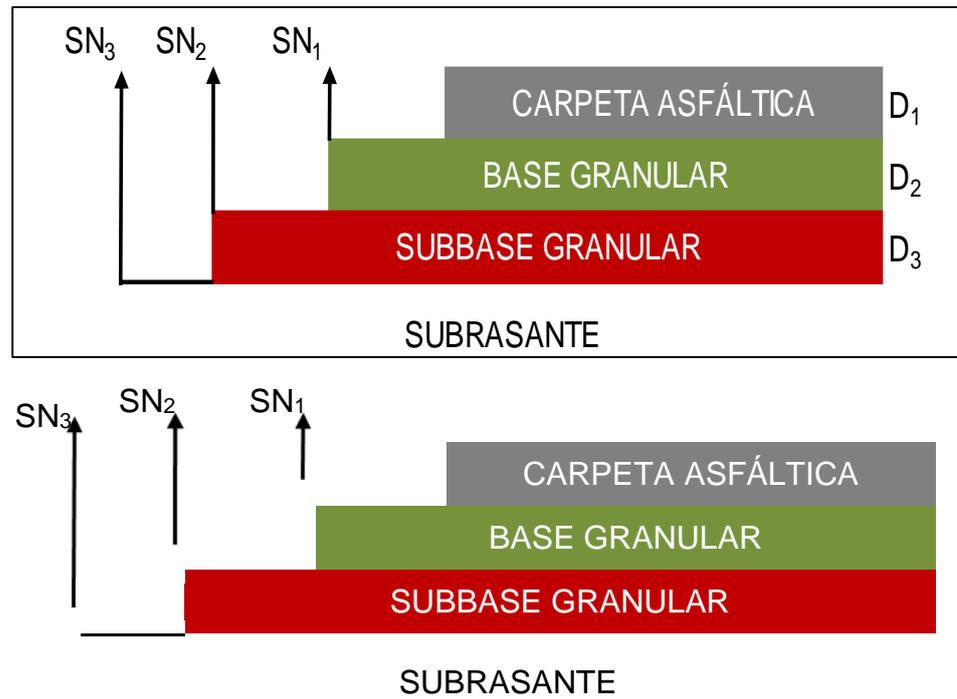


Fig. 3.6.1 Esquema típico del Numero Estructural (SN_i) y espesores (D_i) de estructura de un pavimento.

Donde:

- a1: Coeficiente estructural de la capa de rodadura
- D1: Espesor de la capa de rodadura (cm)
- a2: Coeficiente estructural de la capa de base granular
- D2: Espesor de la capa de base granular (cm)
- m2: Coeficiente que refleja el drenaje de la capa 2
- a3: Coeficiente estructural de la capa de subbase granular



D3: Espesor de la capa de subbase granular (cm)

m3: Coeficiente que refleja el drenaje de la capa 3

- **Número total de Ejes Equivalentes, para el periodo de diseño (ESAL) W18:** Es el número de repeticiones de cargas equivalentes de un eje simple de ruedas duales de carga estándar de 18,000 lb (8.2 tn.) acumuladas en el periodo de diseño, denotado como W18 y el cálculo del mismo se define del estudio de tránsito que viene hacer el conteo de vehículos por tipo y el pesaje de los mismos, de manera que se hallaron los factores de carga de cada tipo de vehículo que transitó por las calles del P.J. Manuel Arévalo.

Tabla 3.6.1: Número total de ejes equivalentes ESAL W18

ANALISIS DE TRAFICO				
TIPO DE VEHICULO	N° DE VEHICULOS (por año)	FACTOR CAMION	4% TASA DE CRECIMIENTO	ESAL
Unidades Simples				



2 ejes, 4 llantas	27375	0.0026	29.78	2120
2 ejes, 6 llantas	5110	0.2300	29.78	35000
3 o más simples	2190	0.7600	29.78	49566
Semi tráiler y combinaciones				
4 ejes o menos	730	0.460	29.78	10000
5 ejes	365	0.770	29.78	8370
Todos los vehículos	35770		ESAL de Diseño	105056

Tabla 3.6.2: Número total de ejes equivalentes ESAL W18

Periodo de Diseño (años)	Tasa de Crecimiento Anual	ESAL W18
20	4	1.05E+05

➤ **Tasa de crecimiento anual (g%):**



Se efectuarán proyecciones de tráfico considerando la tasa anual de crecimiento calculada según la tendencia histórica y proyecciones de carácter socio económico (PBI, tasas de motorización, proyecciones de la población, evolución del ingreso, etc.), De los últimos años el PBI esta entre 2% y 6% de crecimiento anual, de dicha información tomaremos el 4% como tasa de crecimiento anual.

➤ **Confiabilidad (R%):**

Generalmente ante los incrementos de los volúmenes de tráfico, de las dificultades para diversificar el tráfico y de las expectativas de disponibilidad del público, debe minimizarse el riesgo de que los pavimentos no se comporten adecuadamente. Este objetivo se alcanza seleccionando niveles de confiabilidad más altos. La Tabla 3.6.3 presenta los niveles de confiabilidad recomendados para varias clasificaciones funcionales. Para el diseño de pavimento en el P.J. Manuel Arévalo se adoptara una confiabilidad de 80%, por ser vías locales.

Tabla 3.6.3: Niveles de confianza sugeridos para diferentes carreteras

Clasificación funcional	Nivel de confiabilidad recomendado (R)	
	Urbano	Rural
Autopista y carreteras interestatales, y otras vías	85 - 99.9	80 - 99.9



Arterias principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras	80 - 95	75 - 95
Locales	50 - 80	50 - 80

FUENTE: La Guía de Diseño AASHTO

- **Desviación estándar normal (ZR):** Valores de desviación estándar normal, se muestran en la tabla 3.6.4 donde se aprecia los valores de desviación estándar normal que se adopta en base al nivel de confianza. Según la Guía de Diseño de AASHTO, resulta un ZR de -0.842 para un nivel de confiabilidad de 80%.

Tabla 3.6.4: Valores de desviación estándar normal

Confiabilidad (R%)	Desviación normal estándar (ZR)
50	0.000



60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.842
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.340
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

FUENTE: La Guía de Diseño AASHTO

- **Error de combinación estándar (So):** Es la desviación estándar, valores obtenidos según AASHTO se aprecian en la tabla 3.6.5. El valor de Desviación estándar Total varía entre

0.40 y 0.50 para pavimento flexible. Se adopta el valor promedio de $S_o = 0.45$.

Tabla 3.6.5: Valores de Desviación estándar total (S_o)

Desviación estándar total (S_o)	
0.30 - 0.40	Pavimentos rígidos
0.40 - 0.50	Pavimentos flexibles

FUENTE: La Guía de Diseño AASHTO

➤ **Índice Serviciabilidad (PSI)**

Para el diseño es necesario seleccionar un índice de serviciabilidad inicial y final.

El índice de Serviciabilidad terminal o final de diseño deberá ser tal que culminado el periodo de vida proyectado, la vía (superficie de rodadura) ofrezca una adecuada serviciabilidad.

El valor de la serviciabilidad inicial, de acuerdo a la tabla 3.6.6 será de $p_i=4.2$.

El índice de serviciabilidad final de acuerdo a la tabla 3.6.6 será $p_t=2.0$.

Por lo que la diferencia de serviciabilidad ($\Delta PSI = p_i - p_t$): será 2.2.

Tabla 3.6.6: Valores de Índice de serviciabilidad inicial (p_i)

Índice de serviciabilidad inicial (p_i)



4.2	pavimentos flexible
4.5	pavimentos rígidos

FUENTE: La Guía de Diseño AASHTO

Tabla 3.6.7: Valores de Índice de serviciabilidad final (pt)

Índice de serviciabilidad final (pt)	
2.5 ó 3.0	Carreteras principales
2	Carreteras con clasificación menor
1.5	Carreteras relativamente menores , donde las condiciones económicas determinan que gastos iniciales deben ser mantenidos bajos

FUENTE: La Guía de Diseño AASHTO

- **Periodo de diseño (t):** El periodo de diseño para la obtención de la estructura del pavimento es de 20 años de acuerdo al Manual de Carreteras del MTC por tener bajo volumen de tránsito.
- **Determinación del CBR de diseño:** Se ha obtenido del estudio los CBR, tanto del DCP tabla 3.6.7, como los CBR de laboratorio tabla 3.6.8. Para determinar el valor de CBR según el manual de carreteras del MTC se determina de acuerdo al método a utilizar en el diseño de la estructura del pavimento, para nuestro estudio es el AASHTO, que utiliza el promedio de los valores de CBR de la vía, El promedio tiene que ser de los valores representativos de la zona de estudio o por el tipo de material que predomine.

Tabla 3.6.7: CBR con el ensayo DCP



CALICATA	DCP	CLASIFICACIÓN		CBR DCP
		SUCS	AASHTO	
C-01	DCP-01	SM	A-4(0)	5.83
C-02	DCP-02	SM	A-4(0)	6.11
C-03	DCP-03	SP-SM	A-2-4(1)	5.55
C-04	DCP-04	SP-SM	A-2-4(1)	6.38
PROMEDIO				5.97

Tabla 3.6.8: CBR de laboratorio

CALICATA	CLASIFICACIÓN		CBR 95% LABORATORIO
	SUCS	AASHTO	
C-02	SM	A-4(0)	7.76
C-03	SP-SM	A-2-4(1)	11.83
PROMEDIO			9.80

El CBR de diseño para nuestro estudio será el promedio de CBR del ensayo DCP (5.97%), ya que son los más críticos en comparación con los valores del CBR de laboratorio.

➤ **Módulo de Resiliencia (MR):**

En el método AASHTO – 93, el módulo de resiliencia reemplaza al CBR como variable para caracterizar la subrasante, subbase y base. El módulo de resiliencia es la medida de la propiedad elástica de los suelos que reconoce a su vez las características no lineales de su comportamiento.



Este parámetro se puede determinar a través de los ensayos dinámicos y de repeticiones de carga, sin embargo existen varias ecuaciones de correlación con el CBR, para nuestro estudio se utilizara la ecuación recomendada por el MEPDG (Mechanistic Empirical Pavement Design Guide).

$$MR(\text{psi}) = 2555 \times CBR^{0.64}$$

Tabla 3.6.9: valores del módulo de resiliencia

CAPAS DEL PAVIMENTO	CBR (%)	MR (PSI)
BASE GRANULAR	80	42205.45
SUBBASE GRANULAR	40	27083.78
SUBRASANTE	5.97	8017.05

- **Coefficientes estructurales de capa:** los coeficientes estructurales de capa considerados para el cálculo del numero estructural de diseño son los siguientes:

Primera capa: Corresponde a la mezcla asfáltica en caliente con un módulo de resiliencia de 450,000 psi y un coeficiente estructural a_1 de 0.44. Valor del coeficiente de equivalencia de la carpeta asfáltica que se estima en el grafico N°01 denominado "variación de a_1 en función del módulo resiliente del concreto asfáltico". Ver anexo II.

Segunda capa: corresponde a una capa de base granular, con CBR mínimo de 80% y un coeficiente estructural a_2 de 0.13.



Valor que se determina en el grafico N°02 denominado "variación de coeficiente a_2 con diferentes parámetros de resistencia de la base granular". Ver anexo II

Tercera capa: corresponde a una subbase granular, con un CBR mínimo de 40% y coeficiente estructural a_3 de 0.12. Valor que se estima en el grafico N°03 denominado "variación de coeficiente a_3 con diferentes parámetros de resistencia de la subbase". Ver anexo II

- **Coefficientes de drenaje de capa:** Representa el porcentaje del tiempo durante el periodo de diseño, que las capas granulares estarán expuestas a niveles de humedad cercanos a la saturación. En la tabla 3.6.10, se muestra los valores recomendados para modificar los coeficientes de capas de base y subbase granular, frente a condiciones de humedad.

Para el presente estudio la característica es que la zona presenta un elevado nivel freático, la topografía es relativamente plana sin presencia de relieve accidentado, por lo que se estima que el tiempo de exposición de la estructura del pavimento a nivel de humedad próxima a la saturación es del orden de **5-25%**, la calidad de drenaje es **pobre**, es así que los coeficientes de drenaje son: $m_1 = 0.80$ y $m_2 = 0.80$, por ser ambos el mismo material granular.

Tabla 3.6.10: Valores de coeficientes de drenaje (mi)



Calidad del Drenaje	% del tiempo que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximas a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Bueno	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Aceptable	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

F

UENTE: La Guía de Diseño AASHTO

3.6.3. METODO AASHTO VERSIÓN 93

3.6.3.1. Diseño de espesores

Este paso consiste en definir las diferentes capas de la estructura del pavimento, las que de acuerdo a sus características estructurales satisfagan al Número Estructural calculado. La estructura no tiene solución única, en la elección de las capas se deben considerar los materiales disponibles y su costo.



3.6.3.2. Memoria de cálculo del SN:

Proyecto:

“DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO EN SUELOS SATURADOS HACIENDO USO DEL ENSAYO DCP EN P. J. MANUEL AREVALO EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

Calles Internas (Vías Locales)

1.- DATOS DE TRAFICO Y PROPIEDADES DE LA SUBRASANTE:

a) Periodo de diseño en años (t):	20
b) Tasa de crecimiento anual (g%):	4.00%
c) Tráfico (W18)	105,056
d) Confiabilidad (R%):	80
e) Desviación estándar normal (ZR):	-0.842
f) Error de combinación estándar (So):	0.45
g) Índice de servicialidad inicial (pi):	4.20
h) Índice de servicialidad final (pt):	2.00
i) Diferencia de servicialidad (ΔPSI = pi - pt):	2.20
j) CBR de la Sub Rasante (%):	5.97
k) Módulo de Resiliencia (MR) :	8,017.05 psi

1.1.- CARACTERISTICAS DE MATERIALES:

a) Módulo de Resiliencia del Concreto Asfáltico (Mr):	450,000.00 psi
b) Módulo de Resiliencia de la Base Granular (Mr):	42,205.45 psi
c) Módulo de Resiliencia de la Sub Base Granular (Mr):	27,083.78 psi

1.2.- DATOS PARA ESTRUCTURACION DEL REFUERZO:**A. COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE CAPA**

Concreto Asfáltico Convencional (a1):	0.44
Base Granular (a2)	0.13
Sub-Base (a3)	0.12

B. COEFICIENTES DE DRENAJE DE CAPA

Base granular (m2):	0.80
Subbase granular (m3):	0.80

2.- NUMERO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO (SN) :

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10}(M_R) - 8.07$$

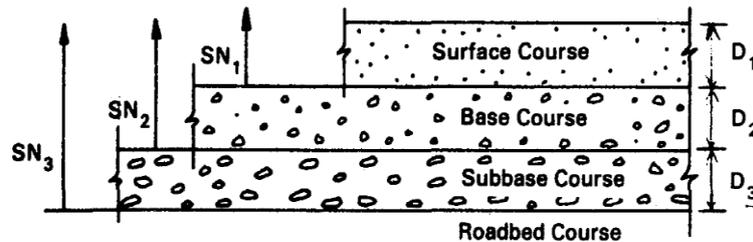
Reemplazando valores en la fórmula, para el calculo de SN teórico:

Para:	SN	=	2.131 (iterar)
	5.021	=	5.021
	SN	=	2.131

3.- CALCULO DE ESPESORES DE CAPAS DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO:

El Número Estructural se calculará con la ecuación de diseño presentada por la AASHTO-93 se interrelacionan con los espesores de capa y drenaje según la expresión

$$SN = a_1.D_1 + a_2.D_2.m_2 + a_3.D_3.m_3$$



Reemplazando valores en:

D1: Esp. carpeta asfáltica = **5.08** cm = 2.00 pulg.

D2: Espesor de la base = **15** cm = 5.906 pulg. (material granular)

D3: Espesor de subbase = **X** pulg. (material granular)

$$2.131 = 0.44 \times 2.00 + 0.13 \times 5.91 \times 0.80 + 0.12 \times D3 \times 0.80$$

$$2.131 = 0.9 + 0.59 + 0.09 D3$$

$$D3 = 7.17 \text{ pulg.} = 18.22 \text{ cm}$$

ESTRUCTURA PROPUESTA:

Carpeta asfáltica = **5.08** cm

Base Granular = **15** cm

Subbase = **20** cm

Over = **40** cm

Espeor del pavimento = 80.08 cm

El espesor de la carpeta asfáltica adoptada según diseño es de 2" valor que cumple con el mínimo establecido por el Reglamento Nacional de Edificaciones (CE.010 pavimentos urbanos) que dice el espesor de la carpeta de rodadura para pavimento flexibles en vías locas será $\geq 50\text{mm}$. Para el diseño tuvimos en cuenta que la zona presenta rellenos no calificados y presentándose el nivel freático cercano a la superficie en algunas calles es imprescindible realizar un mejoramiento y estabilización de suelos, por lo que deberá colocarse una capa de over de 4" a 6" de diámetro, de 40 cm. Quedando así la estructura del pavimento.

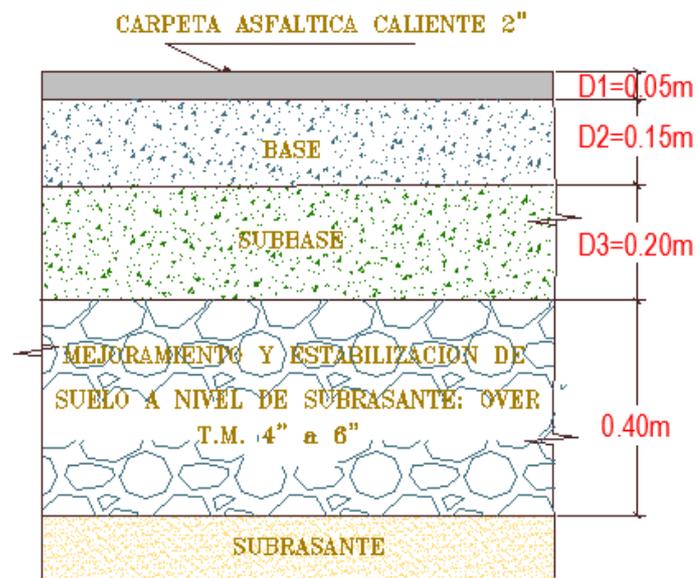


FIGURA 3.6.2: Estructura del pavimento.



CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN



CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación se indica los valores obtenidos los cuales nos muestran un enfoque general de la caracterización de los suelos analizados en el P.J. Manuel Arévalo en la ciudad de Chimbote, para el diseño de pavimentos flexibles.

De acuerdo a la caracterización y magnitud de nuestro estudio se perforaron 5 calicatas de 1.50m de profundidad como mínimo.

- En lo que se refiere al Contenido de humedad natural, se puede observar de los ensayos realizados, que este parámetro varía entre 19.70 y 20.88% esto debido al nivel freático elevado encontrándose de 0.70 – a 1.10m de profundidad.
- En la clasificación general de los suelos estudiados, se tiene una gran mayoría casi en su totalidad del estudio suelos limosos con arena.
- No presentan Límite Líquido tampoco Limite Plástico.
- En lo que va del grupo o subgrupo de clasificación según AASHTO, se tiene A-4(0) suelos limosos y A-2-4-(1) arena limosa o arcilla.
- De la clasificación SUCS, se tiene SM Arena Limosa y SP-SM Arena Mal Graduada con Limo.
- Los valores de Máxima densidad seca (Proctor Modificado) varían entre 1.734 – 1.895 gr/cm³.
- Los valores de Humedad óptima varían de 12.30 a 14.44%.



CUADRO N° 4.1.1: RESULTADOS DEL DCP – 01, CORRELACIÓN TABULAR ENTRE EL CBR Y EL ÍNDICE DCP.

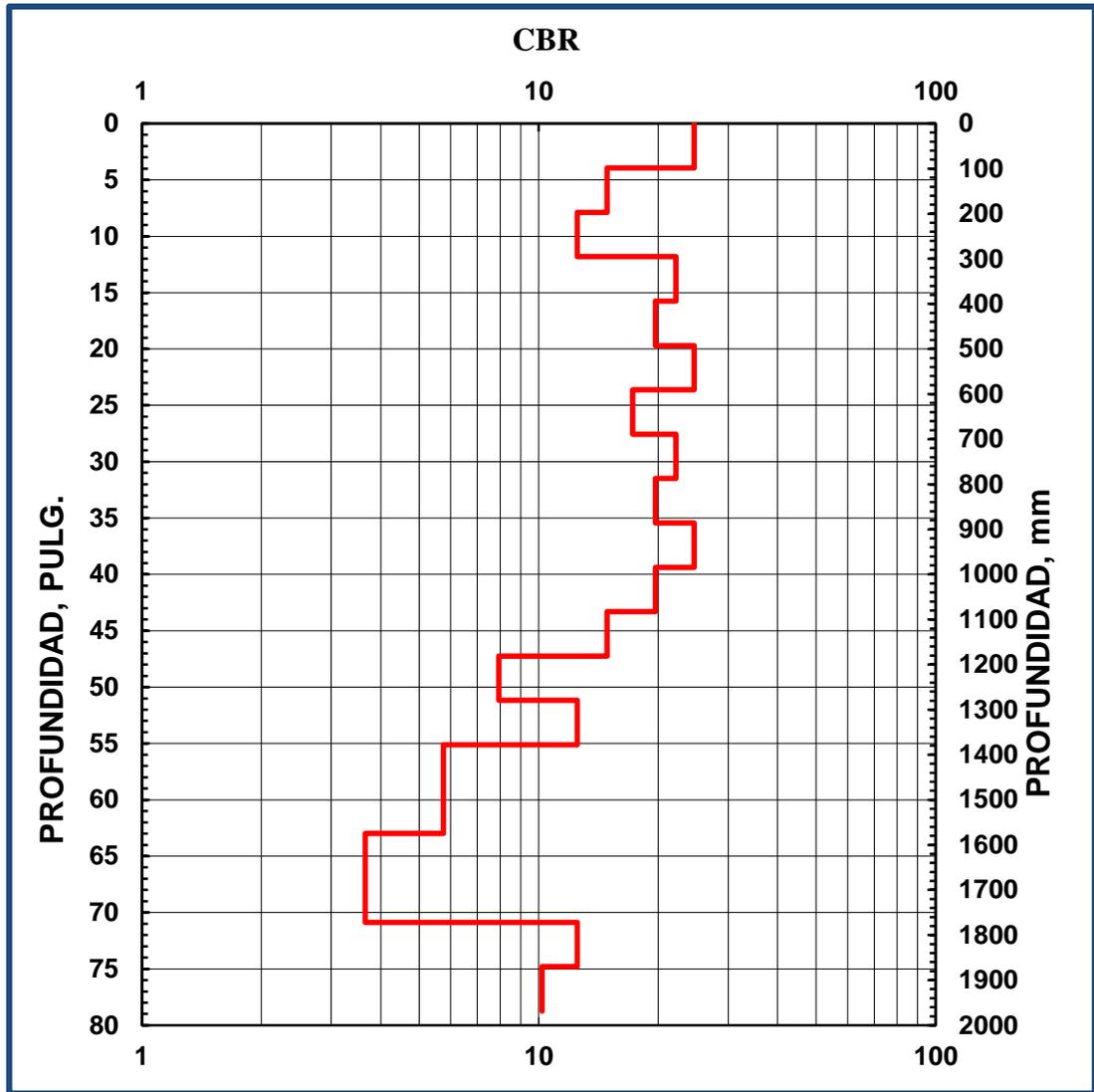
Penetra. Por Conj. de golpes cada 100 mm	N° de golpes	Penetra. Por golpe mm	Factor de Martillo	Índice DCP mm/golpe	CBR %	Prof. pulg	Prof. mm
-	0	-	1	-	-	0	0
100	11	9	1	9	24.65	4	100
100	7	14	1	14	14.86	8	200
100	6	17	1	17	12.50	12	300
100	10	10	1	10	22.15	16	400
100	9	11	1	11	19.68	20	500
100	11	9	1	9	24.65	24	600
100	8	13	1	13	17.25	28	700
100	10	10	1	10	22.15	31	800
100	11	9	1	9	24.65	35	900
100	9	11	1	11	19.68	39	1000
100	7	14	1	14	14.86	43	1100
100	7	14	1	14	14.86	47	1200
100	4	25	1	25	7.94	51	1300
100	4	25	1	25	7.94	55	1400
100	5	20	1	20	10.19	59	1500
100	4	25	1	25	7.94	63	1600
100	2	50	1	50	3.65	67	1700
100	2	50	1	50	3.65	71	1800
100	6	17	1	17	12.50	75	1900



100	5	20	1	20	10.19	79	2000
-----	---	----	---	----	-------	----	------

FUENTE: Elaboración propia.

GRAFICO Nº 4.1.1: DIAGRAMA ESTRUCTURAL DCP-01.



**CUADRO N° 4.1.2: RESULTADOS DEL DCP – 01, SELECCIÓN DE CBR.**

CBR %	Profundidad mm	CBR % por capas
14.86	1100	14.86
14.86	1200	
7.94	1300	8.01
7.94	1400	
10.19	1500	
7.94	1600	
3.65	1700	3.65
3.65	1800	
12.50	1900	11.35
10.19	2000	
CBR IN SITU (%)		5.83

COMENTARIO: Para el cálculo del CBR in situ (%), se promedió los CBR (%) por capas tomando los valores menores y de mayor incidencia, para el CBR del DCP-01 solo se consideraron los datos a partir de 1.00m hasta los 2.00m de profundidad ya que hasta 1.00m presenta relleno no calificado (limo arenoso con restos de concreto, ladrillos de arcilla, escoria y bolsas plásticas), los cuales alteran el valor del CBR in situ.



CUADRO N° 4.1.3: RESULTADOS DEL DCP – 02, CORRELACIÓN TABULAR ENTRE EL CBR Y EL ÍNDICE DCP.

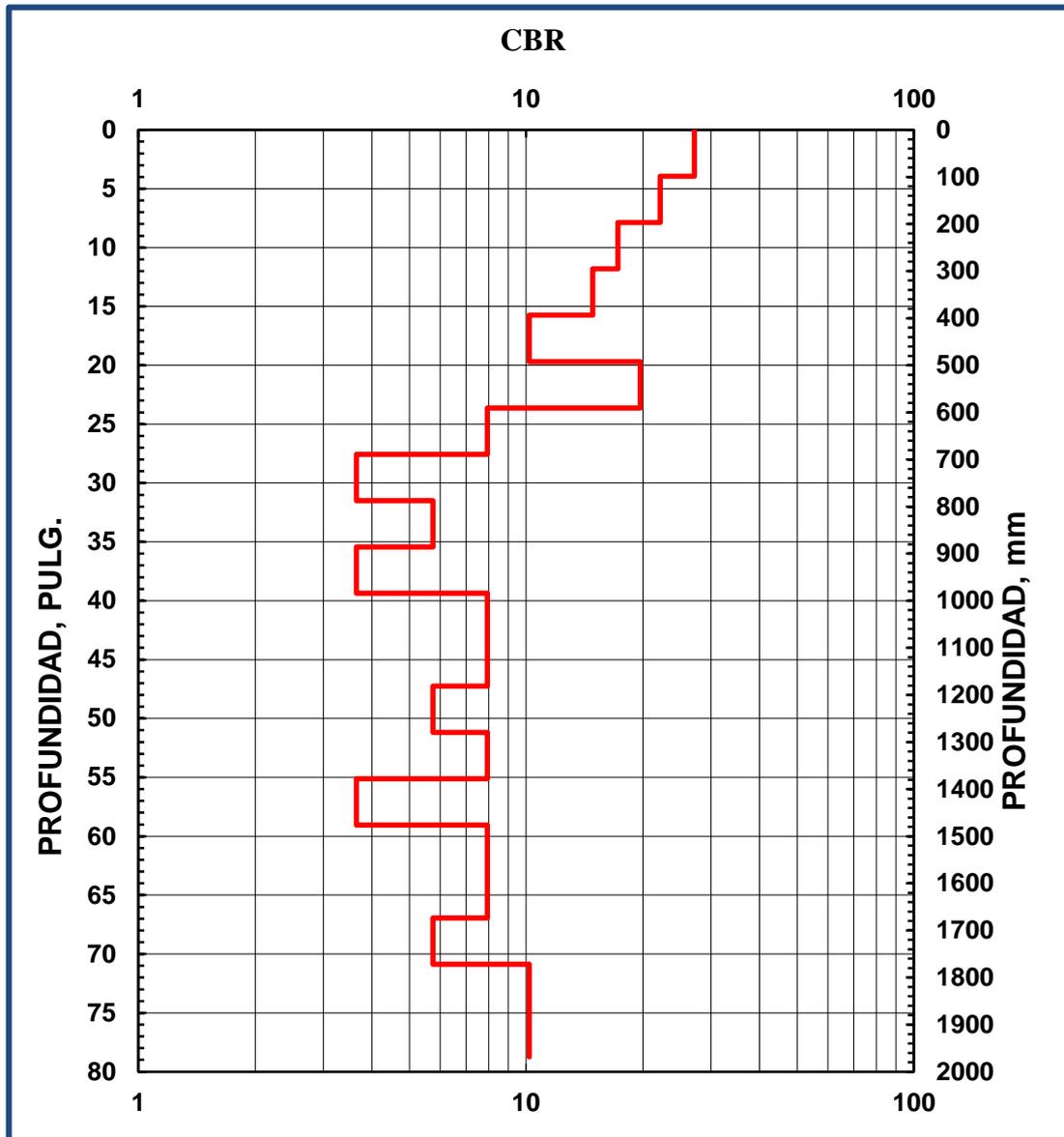
Penetra. Por Conj. de golpes cada 100 mm	N° de golpes	Penetra. Por golpe mm	Factor de Martillo	Índice DCP mm/golpe	CBR %	Prof. pulg	Prof. mm
-	0	-	1	-	-	-	0
100	12	8	1	8	27.17	4	100
100	10	10	1	10	22.15	8	200
100	8	13	1	13	17.25	12	300
100	7	14	1	14	14.86	16	400
100	5	20	1	20	10.19	20	500
100	9	11	1	11	19.68	24	600
100	4	25	1	25	7.94	28	700
100	2	50	1	50	3.65	31	800
100	3	33	1	33	5.75	35	900
100	2	50	1	50	3.65	39	1000
100	4	25	1	25	7.94	43	1100
100	4	25	1	25	7.94	47	1200
100	3	33	1	33	5.75	51	1300
100	4	25	1	25	7.94	55	1400
100	2	50	1	50	3.65	59	1500
100	4	25	1	25	7.94	63	1600
100	4	25	1	25	7.94	67	1700



100	3	33	1	33	5.75	71	1800
100	5	20	1	20	10.19	75	1900
100	5	20	1	20	10.19	79	2000

FUENTE: Elaboración propia.

GRAFICO Nº 4.1.2: DIAGRAMA ESTRUCTURAL DCP-02.



**CUADRO N° 4.1.4: RESULTADOS DEL DCP – 02, SELECCIÓN DE CBR.**

CBR %	Profundidad mm	CBR % por capas
3.65	800	4.49
5.75	900	
3.65	1000	
7.94	1100	7.21
7.94	1200	
5.75	1300	
7.94	1400	6.64
3.65	1500	
7.94	1600	
7.94	1700	
5.75	1800	
10.19	1900	10.19
10.19	2000	
CBR IN SITU (%)		6.11

COMENTARIO: Para el cálculo del CBR in situ (%), se promedió los CBR (%) por capas tomando los valores menores y de mayor incidencia, para el CBR del DCP-02 solo se consideraron los datos a partir de 0.70m hasta los 2.00m de profundidad ya que hasta 0.70m presenta relleno no calificado (limo arenoso con restos de concreto,



ladrillos de arcilla y bolsas plásticas), los cuales alteran el valor del CBR in situ.

CUADRO N° 4.1.5: RESULTADOS DEL DCP – 03, CORRELACIÓN TABULAR ENTRE EL CBR Y EL ÍNDICE DCP.

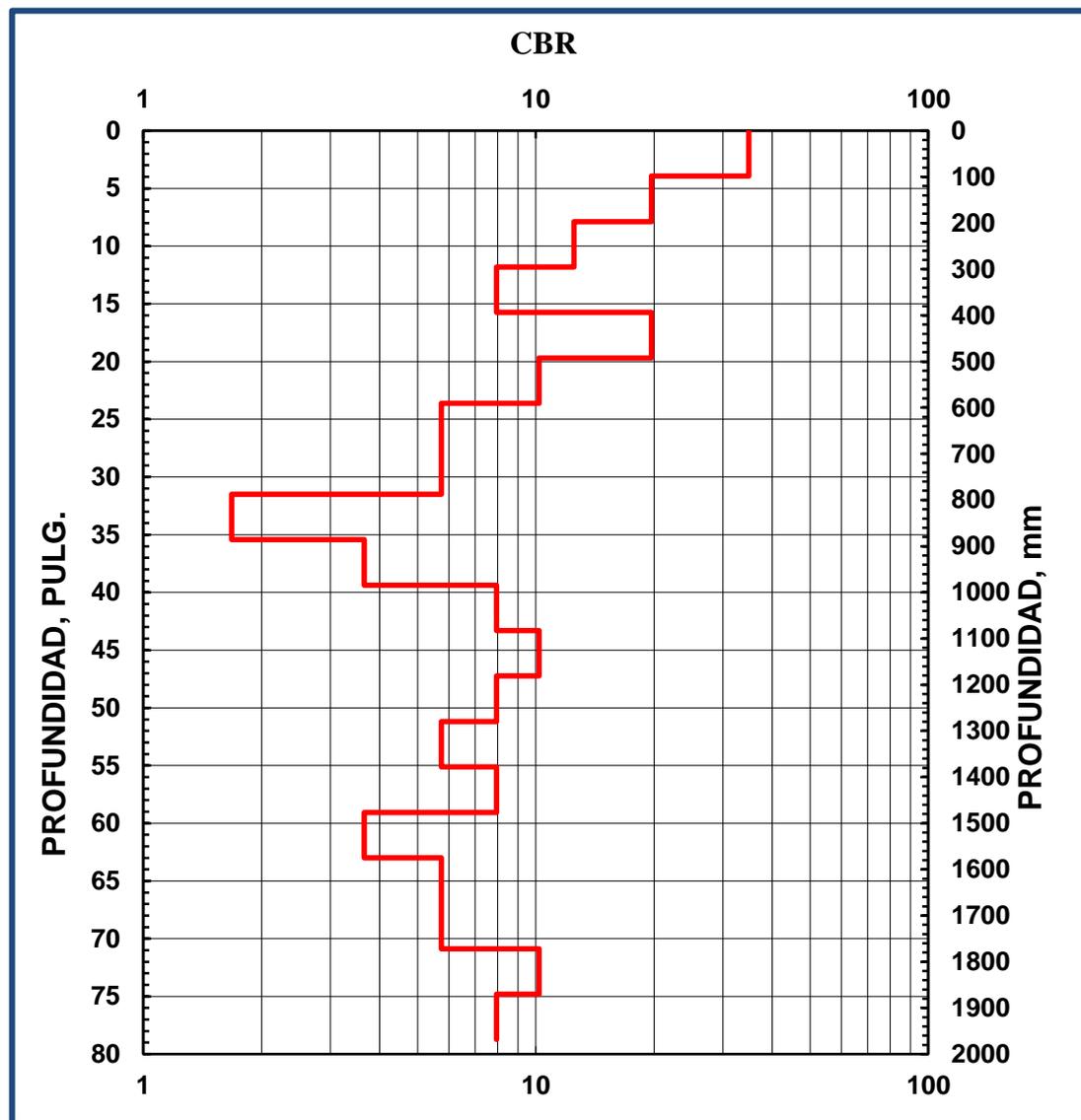
Penet. Por Conj. de golpes cada 100 mm	N° de golpes	Penetra. Por golpe mm	Factor de Martillo	Índice DCP mm/golpe	CBR %	Prof. pulg	Prof. mm
-	0	-	1	-	-	-	0
100	15	7	1	7	34.88	4	100
100	9	11	1	11	19.68	8	200
100	6	17	1	17	12.50	12	300
100	4	25	1	25	7.94	16	400
100	9	11	1	11	19.68	20	500
100	5	20	1	20	10.19	24	600
100	3	33	1	33	5.75	28	700
100	3	33	1	33	5.75	31	800
100	2	50	1	50	3.65	35	900
100	2	50	1	50	3.65	39	1000
100	4	25	1	25	7.94	43	1100
100	5	20	1	20	10.19	47	1200
100	4	25	1	25	7.94	51	1300



100	3	33	1	33	5.75	55	1400
100	4	25	1	25	7.94	59	1500
100	2	50	1	50	3.65	63	1600
100	3	33	1	33	5.75	67	1700
100	3	33	1	33	5.75	71	1800
100	5	20	1	20	10.19	75	1900
100	4	25	1	25	7.94	79	2000

FUENTE: Elaboración propia.

GRAFICO Nº 4.1.3: DIAGRAMA ESTRUCTURAL DCP-03.



**CUADRO N° 4.1.6: RESULTADOS DEL DCP – 03, SELECCIÓN DE CBR.**

CBR %	Profundidad mm	CBR % por capas
3.65	900	3.65
3.65	1000	
7.94	1100	7.95
10.19	1200	
7.94	1300	
5.75	1400	
7.94	1500	
3.65	1600	5.05
5.75	1700	
5.75	1800	
10.19	1900	9.06
7.94	2000	
CBR IN SITU (%)		5.55

COMENTARIO: Para el cálculo del CBR in situ (%), se promedió los CBR (%) por caspas tomando los valores menores y de mayor incidencia, para el CBR del DCP-03 solo se consideraron los datos a partir de 0.80m hasta los 2.00m de profundidad ya que hasta 0.80m presenta relleno no calificado (limo arenoso con restos de concreto,



ladrillos de arcilla y bolsas plásticas), los cuales alteran el valor del CBR in situ.

CUADRO N° 4.1.7: RESULTADOS DEL DCP – 04, CORRELACIÓN TABULAR ENTRE EL CBR Y EL ÍNDICE DCP.

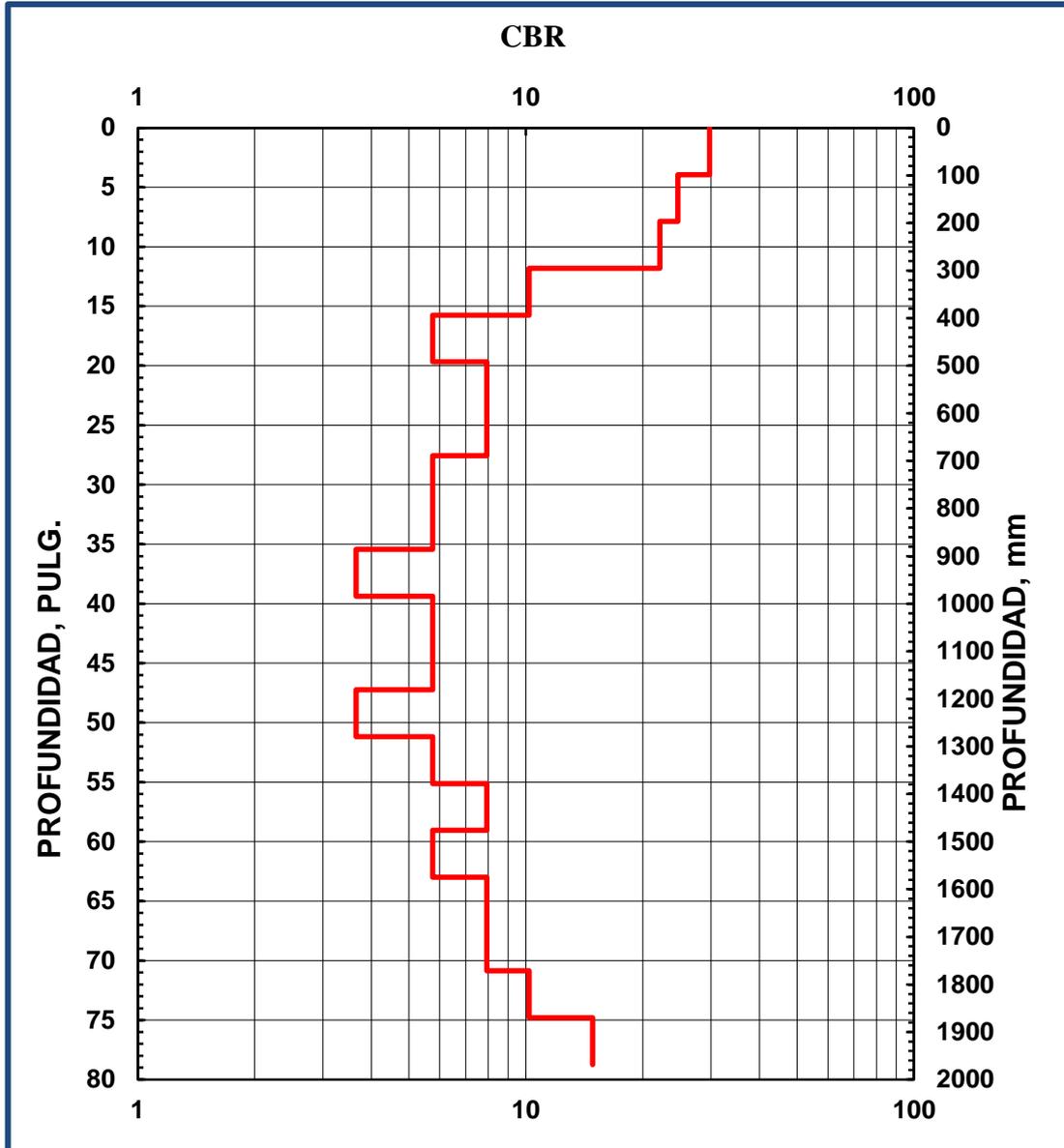
Penet. Por Conj. de golpes cada 100 mm	N° de golpes	Penetra. Por golpe mm	Factor de Martillo	Índice DCP mm/golpe	CBR %	Prof. pulg	Prof. mm
-	0	-	1	-	-	-	0
100	13	8	1	8	29.72	4	100
100	11	9	1	9	24.65	8	200
100	10	10	1	10	22.15	12	300
100	5	20	1	20	10.19	16	400
100	3	33	1	33	5.75	20	500
100	4	25	1	25	7.94	24	600
100	4	25	1	25	7.94	28	700
100	3	33	1	33	5.75	31	800
100	3	33	1	33	5.75	35	900
100	2	50	1	50	3.65	39	1000
100	3	33	1	33	5.75	43	1100
100	3	33	1	33	5.75	47	1200



100	2	50	1	50	3.65	51	1300
100	3	33	1	33	5.75	55	1400
100	4	25	1	25	7.94	59	1500
100	3	33	1	33	5.75	63	1600
100	4	25	1	25	7.94	67	1700
100	4	25	1	25	7.94	71	1800
100	5	20	1	20	10.19	75	1900
100	7	14	1	14	14.86	79	2000

FUENTE: Elaboración propia.

GRAFICO N° 4.1.4: DIAGRAMA ESTRUCTURAL DCP-04.



**CUADRO N° 4.1.8: RESULTADOS DEL DCP – 04, SELECCIÓN DE CBR.**

CBR %	Profundidad mm	CBR % Por capas
5.75	500	6.84
7.94	600	
7.94	700	
5.75	800	
5.75	900	
3.65	1000	4.91
5.75	1100	
5.75	1200	
3.65	1300	
5.75	1400	
7.94	1500	7.39
5.75	1600	
7.94	1700	
7.94	1800	
10.19	1900	12.52
14.86	2000	
CBR IN SITU (%)		6.38

COMENTARIO: Para el cálculo del CBR in situ (%), se promedió los CBR (%) por capas tomando los valores menores y de mayor incidencia, para el CBR del DCP-03 solo se consideraron los datos a partir de 0.40m hasta los 2.00m de profundidad ya que hasta 0.40m presenta relleno no calificado (limo arenoso con restos de concreto, ladrillos de arcilla y bolsas plásticas), los cuales alteran el valor del CBR in situ.

**CUADRO N° 4.1.9: CBR DE DISEÑO CON EL ENSAYO DCP**

CALICATA	DCP	CLASIFICACIÓN		CBR IN SITU (%)
		SUCS	AASHTO	
C-01	DCP-01	SM	A-4(0)	5.83
C-02	DCP-02	SM	A-4(0)	6.11
C-03	DCP-03	SP-SM	A-2-4(1)	5.55
C-04	DCP-04	SP-SM	A-2-4(1)	6.38
CBR DE DISEÑO DCP (%)				5.97

CUADRO N° 4.1.10: CBR DE DISEÑO ENSAYO DE LABORATORIO.

CALICATA	CLASIFICACIÓN		CBR 95% LABORATORIO
	SUCS	AASHTO	
C-02	SM	A-4(0)	7.76
C-03	SP-SM	A-2-4(1)	11.83
CBR DE DISEÑO LABORATORIO (%)			9.80

COMENTARIO: Para el cálculo del CBR de diseño según el Manual de Carreteras del MTC si se hace con el método AASHTO este valor será el promedio de los CBR ensayados, se promedian los que tienen mayor incidencia, críticos y del tipo de material de la subrasante, en el estudio se realizaron ensayos DCP y CBR de laboratorio de los cuales el promedio de CBR es 5.97% para CBR in situ DCP y 9.80% para CBR de laboratorio por consiguiente el valor de CBR para el diseño de la estructura de pavimento en suelos saturados será 5.97% el CBR in situ DCP por ser el más crítico.



**CUADRO N° 4.1.11: CLASIFICACIÓN DE SUELOS, SUCS Y AASHTO,
POR CALICATAS.**

CALICATA	C-01	C-02	C-03	C-04	C-05
Profundidad (m)	1.00-1.60	0.70-1.55	0.80-1.60	0.45-1.50	0.35-1.55
Muestra	M-01	M-01	M-01	M-01	M-01
% Grava (No.4 < Diámetro < 3")	0.00	0.00	10.17	1.67	3.33
% Arena (No.200 < Diámetro < No.4)	51.78	51.09	84.46	90.13	90.71
% Finos (Diámetro < No.200)	48.22	48.91	5.38	8.20	5.96
Límite Líquido (%)	-	-	-	-	-
Límite Plástico (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Índice Plasticidad (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Contenido de Humedad, (%)	20.88	19.99	19.86	20.55	19.70
Clasificación SUCS	SM	SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM
Clasificación AASHTO	A-4 (0)	A-4 (0)	A-2-4 (1)	A-2-4 (1)	A-2-4 (1)

COMENTARIO: De la clasificación AASHTO, se tiene A-4(0) suelos limosos y A-2-4-(1) arena limosa o arcilla y según la clasificación SUCS, se tiene SM Arena Limosa y SP-SM Arena Mal Graduada con Limo. El suelo en estudio no presenta límite líquido ni límite plástico.



CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

6.1. CONCLUSIONES:

- De la hipótesis planteada se concluye que; determinando los valores del ensayo DCP en suelos saturados y el CBR de laboratorio se obtiene un óptimo diseño de la estructura del pavimento, quedando la estructura de la siguiente manera.
 1. CARPETA DE RODADURA : 05 CM
 2. BASE : 15 CM
 3. SUBBASE : 20 CM
 4. OVER DE 4" A 6" : 40 CM

- En la Capacidad Portante de los suelos CBR en laboratorio se tiene: CBR al 95% a nivel de subrasante valores que varían de 7.76 a 11.83%, y el CBR in-situ (DCP) 5.55 a 6.38%, CBR en muestras inalteradas.

- El CBR de diseño es el promedio de CBR y los cuales son 5.97% para CBR in situ DCP y 9.80% para el CBR de laboratorio por consiguiente el valor de CBR para el diseño de la estructura de pavimento en suelos saturados será 5.97% el CBR in situ DCP por ser el más crítico.

- El trabajo presentado no pretende reemplazar el estudio tradicional



en campo o los ensayos CBR. No obstante, es una contribución que afirma la consideración del DCP como un ensayo para verificar las condiciones reales de un suelo. Por ello, durante la obtención del CBR de diseño para una subrasante natural, es el valor primordial en el que recae la determinación de espesores de un pavimento flexible.

- Se ha demostrado a través del estudio, la gran sensibilidad que este instrumento presenta y la confiabilidad de sus resultados. Haciendo del DCP, un instrumento ideal para el diseño de pavimentos en suelos saturados.
- De los suelos analizados y estudiados en lo que corresponde a los ensayos de clasificación de suelos AASHTO, se tiene A-4(0) suelos limosos y A-2-4-(1) arena limosa o arcilla y según la clasificación SUCS, se tiene SM Arena Limosa y SP-SM Arena Mal Graduada con Limo. El suelo en estudio no presenta límite líquido ni límite plástico
- Las condiciones de los suelos a nivel de subrasante en los ensayos CBRs al 95% (laboratorio – muestras alteradas) son totalmente diferentes a los del DCP, debido a que las muestras alteradas no presentan las mismas condiciones del suelo natural tal y como se encuentra in-situ.
- El uso del equipo DCP de 8 kg, satisfizo nuestro estudio en la estimación de parámetros de soporte de suelos saturados.



6.2. RECOMENDACIONES:

- El equipo DCP de 8kg no puede ser utilizado en materiales altamente estabilizados o cementados o para materiales granulares que contengan un alto porcentaje de agregados mayores que 50mm. Lo que sí es recomendable es utilizarlo en suelos finos y materiales granulares de construcción de estabilizaciones pobres.
- Se recomienda comprobar que el equipo DCP no presente partes dañadas por el uso, en particular el acople y la empuñadura, un desgaste excesivo de la barra o la punta-cono recambiable. Todas las uniones deben estar bien ajustadas, incluyendo el ensamble de acople entre la punta-cono recambiable y la barra.
- Se recomienda que para la selección del CBR de diseño se defina el método de diseño sea AASHTO u otro para así poder determinar el CBR correcto ya que tienen distintas maneras de selección.
- Si existe a presencia de agregados de gran tamaño o estratos de roca va a ocasionar que la penetración se imposibilite o que se flexione la barra guía. Si después de 5 impactos, el DCP no ha avanzado más de 2 mm o el mango se ha desviado más de 75 mm en la posición vertical, se debe detener la prueba y mover el DCP hacia otro lugar donde realizarla. La nueva ubicación para la



realización de la prueba debe estar ubicada con lo mínimo a unos 300 mm de la localización anterior, con el fin de minimizar el margen de error en la prueba ocasionado por problemas del material.

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA



REFERENCIAS BIBLIOGRAFIAS

- ❖ Ing. José Rafael Menéndez Acurio, "Ingeniería de Pavimentos", - Agosto 2013.
- ❖ Norma DCP -6951-03-MOPT.
- ❖ Manual de Carreteras MTC – Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción EG - 2013
- ❖ Manual de Carreteras – Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos – Sección Suelos y Pavimentos.
- ❖ Manual de Ensayo de Materiales para Carretera – EM 2000.
- ❖ Reglamento Nacional De Edificaciones, Norma CE.010 Pavimentos Urbanos.



ANEXOS





ANEXO I

PANEL FOTOGRÁFICO

PANEL FOTOGRAFICO

I. ENSAYO DE CAMPO



Foto N°01:

Vista de la C-01, con presencia de relleno no calificado (restos de concreto, escoria), el suelo está constituido por limo arenoso (SM) N.F = 1.10 m

**Foto N°02:**

Vista de la C-02, con presencia de relleno no calificado (restos de concreto y ladrillo arcilla), el suelo está constituido por limo arenoso (SM) N.F = 0.85 m

**Foto N°03:**

Vista de la C-03, con presencia de relleno no calificado (restos de concreto, ladrillo de arcilla) seguido de una arena mal

graduada con limo (SP-SM). N.F = 0.75m



Foto N°04:

Vista panorámica, ubicación de la calicata C-03.

**Foto N°05:**

Vista de la C-04, con presencia de relleno no calificado (restos de concreto, ladrillo de arcilla) el suelo esta constituido por arena mal graduada con limo (SP-SM). N.F = 1.00 m

Foto N°06:

Vista del ensayo de DCP-01, con presencia de relleno no calificado (restos de concreto, escoria), el suelo



está constituido por limo arenoso (SM) N.F = 1.10 m



Foto N°07:

Vista del ensayo de DCP-02, con presencia de relleno no calificado (restos de concreto y ladrillo arcilla), el suelo está constituido por limo arenoso (SM) N.F = 0.85 m

Foto N°08:

Vista del ensayo de DCP-03, con presencia de relleno no calificado (restos de concreto, ladrillo de arcilla) seguido de una



arena mal graduada con limo
(SP-SM). N.F = 0.75m



Foto N°09:

Vista del ensayo de DCP-04, con presencia de relleno no calificado (restos de concreto, ladrillo de arcilla) el suelo está constituido por arena mal graduada con limo (SP-SM). N.F = 1.00 m





Foto N°10:

Vista panorámica de la zona de estudio, P.J. Manuel Arévalo (Jr. Arequipa y



Prolog. Jorge Chávez).

Foto N°11:

Vista panorámica de la zona de estudio, P.J. Manuel Arévalo (Jr. Andrés Avelino C.).





Foto N°12:

Vista panorámica de la zona de estudio, P.J. Manuel Arévalo (Jr. Hipólito Unanue).

II. ENSAYOS DE LABORATORIO

2.1. PROCTOR MODIFICADO



Foto N°01:

Proceso de preparación y colocación de la muestra

por capas para ser compactada, para determinar el proctor modificado.

2.2. VALOR DE SOPORTE CALIFORNIA (CBR).



Foto N°02:

Proceso de preparación de la muestra con el óptimo de humedad para elaboración del espécimen, para determinar el CBR.

Foto N°03:

Aplicación de grados de compactación para el CBR, realizados con 56, 25 y 10 golpes por capa, con el



contenido óptimo de humedad correspondiente.



Foto N°04:

Peso del molde más muestra después de ser compactado y enrasado antes de su saturación.



Foto N°05:



Colocación de la sobrecarga en los especímenes.



Foto N°06:

Lectura del dial antes de la saturación de los especímenes.



Foto N°07:



Inmersión de los especímenes para su saturación durante 72 horas.

Foto N°08:

Lectura del dial después de la saturación de los

especímenes.



Foto N°09:

Registro de la aplicación de carga sobre el pistón de penetración con velocidad constante de 1.27mm/min.



Foto N°10:

Espécimen ensayado.

2.3. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.





Foto N°01:

Vista del análisis granulométrico por tamizado.

ANEXO II

DISEÑO DEL PAVIMENTO



I. MEMORIA DE CALCULO DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE.

Proyecto:

"DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO EN SUELOS SATURADOS HACIENDO USO DEL ENSAYO DCP EN P. J. MANUEL AREVALO EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

Calles Internas (Vías Locales)

1.- DATOS DE TRAFICO Y PROPIEDADES DE LA SUBRASANTE:

a) Periodo de diseño en años (t):	20
b) Tasa de crecimiento anual (g%):	4.00%
c) Tráfico (W18)	105,056
d) Confiabilidad (R%):	80
e) Desviación estándar normal (ZR):	-0.842
f) Error de combinación estándar (So):	0.45
g) Índice de servicialidad inicial (pi):	4.20
h) Índice de servicialidad final (pt):	2.00
i) Diferencia de servicialidad (ΔPSI = pi - pt):	2.20
j) CBR de la Sub Rasante (%):	5.97
k) Módulo de Resiliencia (MR) :	8,017.05 psi

1.1.- CARACTERISTICAS DE MATERIALES:

a) Módulo de Resiliencia del Concreto Asfáltico (Mr):	450,000.00 psi
b) Módulo de Resiliencia de la Base Granular (Mr):	42,205.45 psi
c) Módulo de Resiliencia de la Sub Base Granular (Mr):	27,083.78 psi

1.2.- DATOS PARA ESTRUCTURACION DEL REFUERZO:**A. COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE CAPA**

Concreto Asfáltico Convencional (a1):	0.44
Base Granular (a2)	0.13
Sub-Base (a3)	0.12

B. COEFICIENTES DE DRENAJE DE CAPA

Base granular (m2):	0.80
Subbase granular (m3):	0.80

2.- NUMERO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO (SN) :

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10}(M_R) - 8.07$$

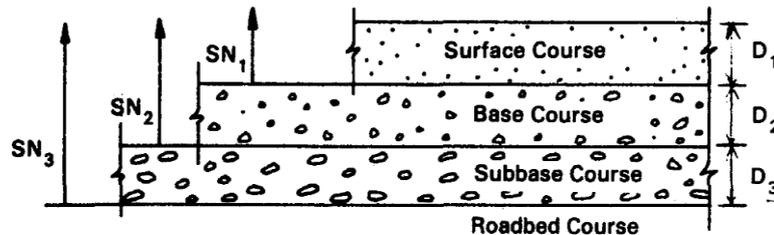
Reemplazando valores en la fórmula, para el calculo de SN teórico:

Para:	SN	=	2.131 (iterar)
	5.021	=	5.021
	SN	=	2.131

3.- CALCULO DE ESPESORES DE CAPAS DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO:

El Número Estructural se calculará con la ecuación de diseño presentada por la AASHTO-93 se interrelacionan con los espesores de capa y drenaje según la expresión

$$SN = a_1 \cdot D_1 + a_2 \cdot D_2 \cdot m_2 + a_3 \cdot D_3 \cdot m_3$$



Reemplazando valores en:

D1: Esp. carpeta asfáltica = **5.08** cm = 2.00 pulg.

D2: Espesor de la base = **15** cm = 5.906 pulg. (material granular)

D3: Espesor de subbase = **X** pulg. (material granular)

$$2.131 = 0.44 \times \mathbf{2.00} + 0.13 \times \mathbf{5.91} \times 0.80 + 0.12 \times \mathbf{D3} \times 0.80$$

$$2.131 = 0.9 + 0.59 + 0.09 \mathbf{D3}$$

$$\mathbf{D3} = \mathbf{7.17} \text{ pulg.} = \mathbf{18.22} \text{ cm}$$

ESTRUCTURA PROPUESTA:

Carpeta asfáltica = **5.08** cm

Base Granular = **15** cm

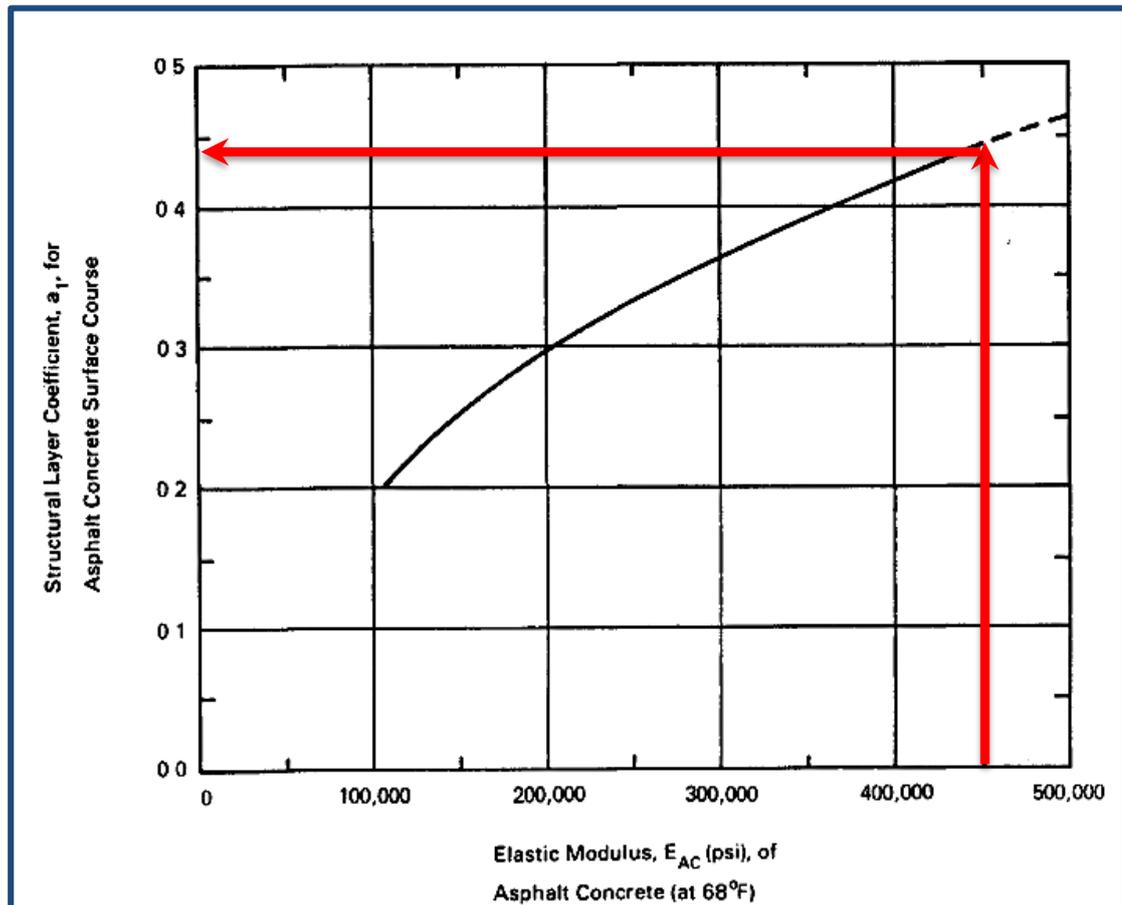
Subbase = **20** cm

Over = **40** cm

Espesor del pavimento = 80.08 cm

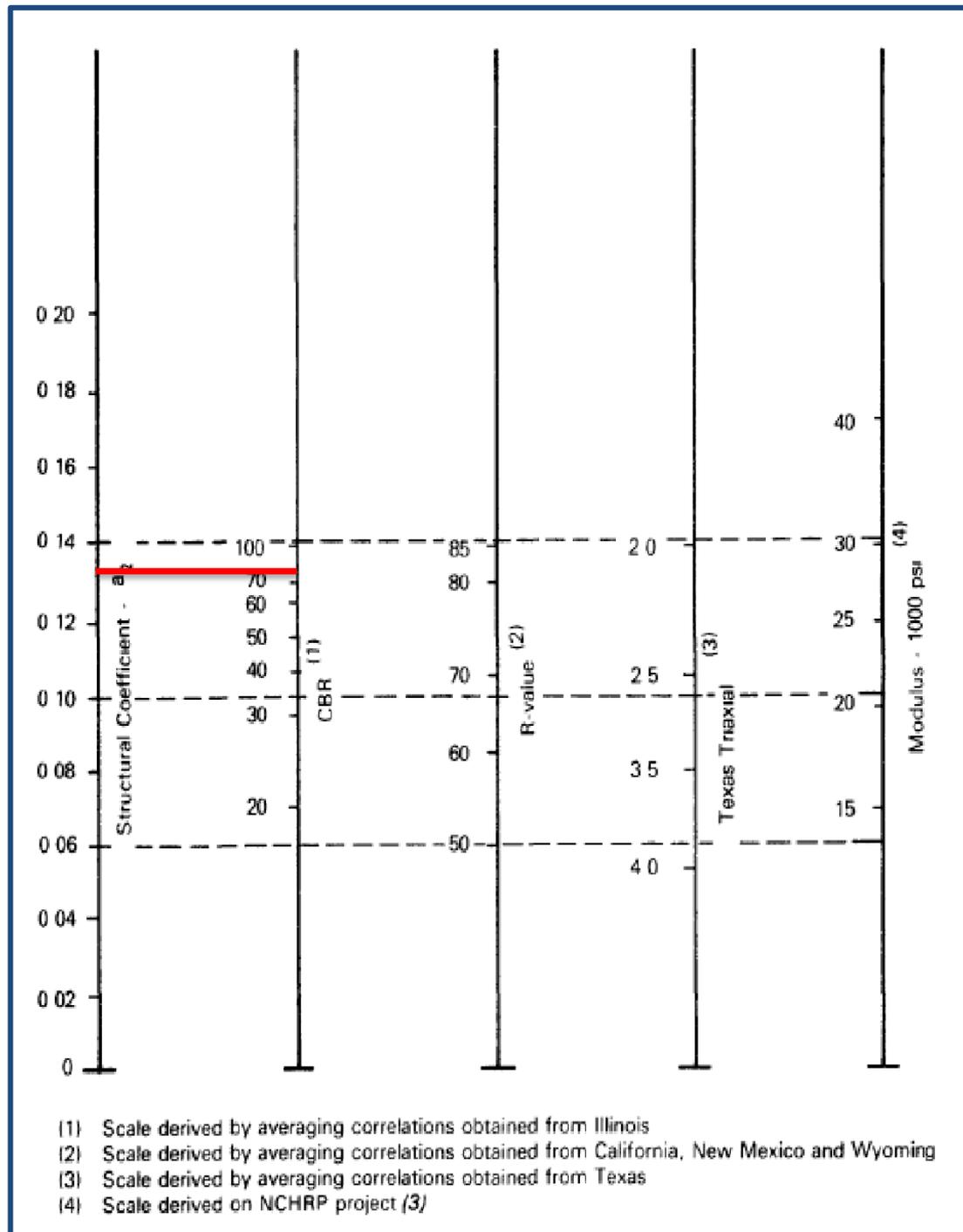
II. GRÁFICOS

GRAFICO N°01: VARIACIÓN DE a_1 EN FUNCIÓN DEL MÓDULO RESILIENTE DEL CONCRETO ASFÁLTICO



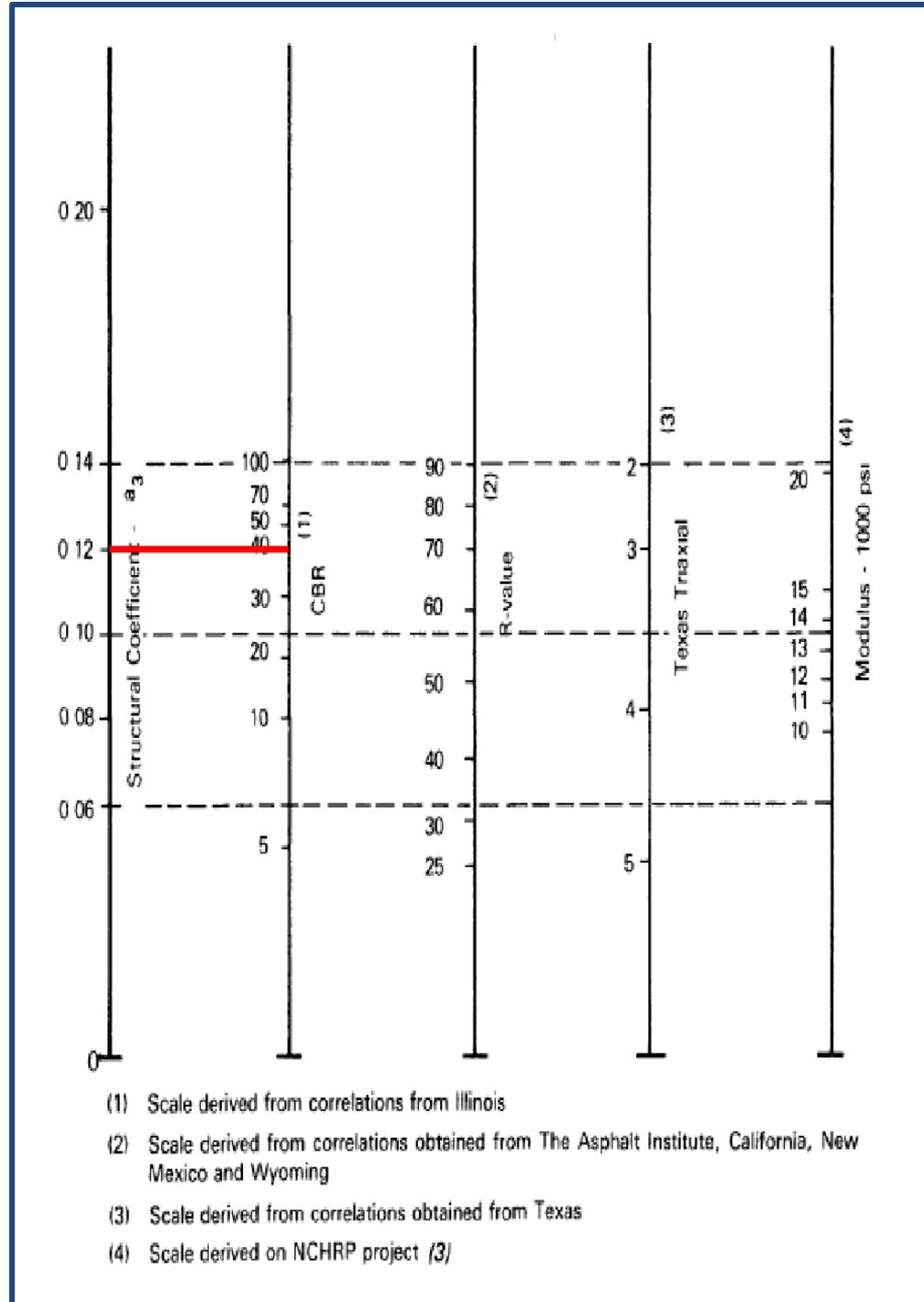
FUENTE: La Guía de Diseño AASHTO

GRAFICO N°02: VARIACIÓN DE COEFICIENTE a_2 CON DIFERENTES PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LA BASE GRANULAR



FUENTE: La Guía de Diseño AASHTO

GRAFICO N°03: VARIACIÓN DE COEFICIENTE a_3 CON DIFERENTES PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LA SUBBASE



FUENTE: La Guía de Diseño AASHTO



ANEXO III

RESULTADOS DE ENSAYOS DE CAMPO



ANEXO IV

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO



ANEXO V

PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATAS Y DCP