

21



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

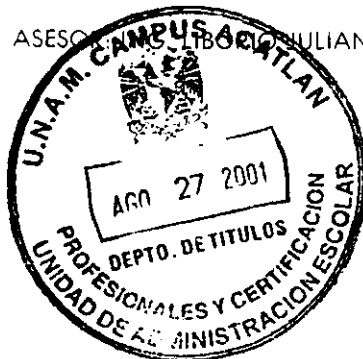
DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS PARA AEROPISTAS UTILIZADOS POR LA ORGANIZACION DE AVIACION CIVIL (OACI) Y LA AGENCIA FEDERAL DE AVIACION (FAA).

295865

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL PRESENTA JOSE SALVADOR MARTINEZ GUERRERO

ASESORADO POR JULIAN BRAVO MARTINEZ



AGOSTO DE 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. JOSÉ SALVADOR MARTÍNEZ GUERRERO
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
P R E S E N T E

En atención a su solicitud presentada con fecha de 03 de febrero de 1999, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS PARA AEROPISTAS UTILIZADOS POR LA ORGANIZACIÓN DE AVIACIÓN CIVIL (OACI) Y LA AGENCIA FEDERAL DE AVIACIÓN (FAA)."

INTRODUCCION

I. CONCEPTOS BÁSICOS

II. ELEMENTOS QUE COMPONEN UN AEROPUERTO

III. PRUEBAS PARA EL DISEÑO DE UN PAVIMENTO

IV. MÉTODOS UTILIZADOS POR LA OACI Y LA FAA

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

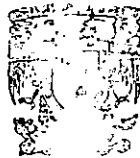
Asimismo fue designado como asesor de tesis el ING. LIBORIO JULIÁN BRAVO MARTÍNEZ, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE.
" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "
Acatlán Edo. de México a 20 de julio de 2001.

Jefe del Programa

Ing. Manuel Gómez Gutiérrez



EN COMISIÓN
EL
PROGRAMA DE INGENIERÍA

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por darme la familia, parientes y amigos que tengo ya que sin su apoyo no hubiera terminado de realizar esta tesis

Agradezco a mis padres por haberme impulsado a terminar mi tesis ya que sin ese apoyo nunca hubiera logrado seguir adelante agradezco los consejo que me dieron para terminar y sobre todo les agradezco que hayan creído en mi durante estos años de estudio .

Quiero brindarle mi tesis a mis abuelitas (Amparo y Josefina) y a mi abuelito (Felix) que aunque dos de ellos ya no están con nosotros estarían orgullosos del termino de esta tesis y a mi abuelita Josefina por su cariño incondicional.

Agradezco a mis hermanas que siempre me apoyaron en la realización de esta tesis

Agradezco a mi Novia Montserrat Bustos Galvan por haberme apoyado y haber trabajado conmigo en este importante trabajo de mi vida.

Agradezco a mis tías y tíos por haberme ayudado en mi formación como persona y como estudiante.

Quiero agradecer a los Ingeniero Julian Bravo Martínez y al Ingeniero Pío Quinto Juárez por su valiosa colaboración para la terminación de este trabajo, ya que sin su ayuda no hubiera sido posible concluirlo

Agradezco a los Ingenieros que fueron nombrados como sinodales, por su participación en la revisión de esta tesis.

Agradezco a la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción en especial al Instituto Tecnológico de la Construcción por dejarme estudiar con ellos y poder utilizar su biblioteca. Así mismo les agradezco a todos y cada una de las personas que de alguna manera desinteresadamente colaboraron en este trabajo.

INTRODUCCION

El presente trabajo está enfocado a explicar los factores fundamentales para el diseño de una aeropista así como a describir los diferentes tipos de pavimento existentes y las instalaciones que integran un aeropuerto, las diferentes pruebas que se realizan para asegurar la calidad de los materiales de construcción y los métodos utilizados por dos organizaciones reconocidas internacionalmente para diseñar la estructura de los pavimentos para aeropistas.

Como se mencionó, esta tesis es una obra de consulta básica donde se describen detalladamente los procedimientos que se siguen para diseñar pavimentos de concreto hidráulico. El trabajo está dividido en cuatro capítulos que son:

- a) **CONCEPTOS BASICOS.** En este capítulo se describe la función del pavimento y como se clasifica según su composición estructural.
- b) **ELEMENTOS QUE COMPONEN UN AEROPUETO.** En donde clasifican y relacionan los diferentes tipos de aeropuertos, haciendo una descripción de las características detalladas de cada elemento.
- c) **MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO** Se describen y clasifican las pruebas tanto de laboratorio como de campo para realizar los pertinentes diseños, dependiendo el método a utilizar.
- d) **METODOS DE DISEÑO UTILIZADOS POR LA ORGANIZACIÓN DE AVIACION CIVIL INTERNACIONAL (OACI) Y LA FEDERAL AIRPORT AVIATION (FAA).** Donde se describen los pasos para el diseño de cada método y se presenta un ejercicio práctico de cada uno de ellos.

INDICE

	PÁGS IV
INTRODUCCION	
CAPITULO I CONCEPTOS BASICOS	
1.1 Definición de un pavimento	1
1.2 Clasificación de los pavimentos	2
1.2.1 Pavimentos Flexibles	4
1.2.2 Pavimentos Rígidos	7
1.3 Estructura de un pavimento rígido	8
1.4 Funciones de las capas de un pavimento rígido	9
1.4.1 Terracería	9
1.4.2 Capa Subrasante	9
1.4.2.1 Funciones de la capa subrasante	9
1.4.3 Funciones de Bases y Sub-bases	10
1.4.4 Superficie de Rodamiento	12
1.4.5 Normas de Calidad para materiales de terracerías subbase y base de pavimento propuestas por el Instituto Mexicano del Transporte	14
1.4.5.1 Materiales para terracerías de Calidad Deseable	15
 CAPITULO II ELEMENTOS QUE COMPONEN UN AEROPUERTO	
2.1 Clasificación de los aeropuertos	17
2.2 División de un aeropuerto	19
2.2.1 Pistas	20
2.2.2 Calles de Rodaje	20
2.2.3 Plataformas	22
2.2.4 Edificios de pasajeros, hangares y carga	23
2.2.4.1 Edificio Terminal	23
2.2.4.2 Zona de Estacionamientos, Muelles de carga y Descarga	23
2.2.4.3 Localización de las Instalaciones Principales	23
2.3 Características que debe reunir un aeropuerto	23
2.3.1 El estudio de las características de la ubicación del aeropuerto	24
2.3.2 Condiciones Meteorológicas del lugar	25
2.3.3 Condiciones Especiales del lugar	25
2.3.4 Orientación de las pistas	26
2.3.4.1 Rosa de Vientos	27
2.4 Descripción de cada elemento geométrico que forma parte de un Aeropuerto	28
2.4.1 Pistas	28
2.4.1.1 Pista de Vuelo por Instrumentos	29
2.4.1.2 Pista de Vuelo Visual	29
2.4.2 Pendientes Máximas admitidas en las pistas	31
2.4.3 Areas o Superficies de despegue y aproximación	32
2.4.4 Calles de Rodaje	34

	PÁGS
2.4.4.1 Calles de Entrada y Salida	35
2.4.4.2 Curvas en las Calles de Rodaje	37
2.4.4.3 Pendientes y Resistencia Estructural de las Calles	37
2.4.5 Plataformas	38
2.4.5.1 Resistencia Estructural y Pendientes de la Plataforma	40
2.4.6 Localización de edificios de pasajeros, hangares y carga	40
2.4.6.1 Zonas de Estacionamiento, muelles de carga y descarga	41
2.4.6.2 Sistema de Atraque	42
2.4.6.3 Localización de las Instalaciones Principales	44
CAPITULO III MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO	
3.1 Muestreo	48
3.1.1 Pozos a Cielo Abierto	48
3.1.2 Perforaciones con Posteadoras, Barrenos Helicoidales o Métodos Similares	49
3.1.3 Muestreo con Tubos de Pared Delgada	50
3.1.4. Método de Lavado	52
3.1.5 Método de Penetración Estándar	53
3.1.6 Método de Penetración Cónica	56
3.1.7 Método Rotatorios para Roca	57
3.2 Pruebas de Laboratorio	58
3.2.1 Granulometría	58
3.2.2 Forma de las Partículas	58
3.2.3 Trituración	59
3.2.4 Límites de Consistencia	59
3.2.5 Equivalente de Arena	59
3.3 Pruebas de Compactación	60
3.3.1 Compactación American Association of State and Transportation Officials (AASHTO) Estandar	60
3.3.2 Compactación Dinámica AASHTO Modificada 3 capas	61
3.3.3 Compactación Dinámica ASSHTO Modificada 5 capas	62
3.3.4 Expansión	62
3.3.5 Determinación del Grado de Compactación	62
3.3.6 Peso Volumétrico en el lugar	62
3.4 Determinación de los Índices de Resistencia de los suelos	63
3.4.1 Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejercito de los Estados Unidos.	63

	PAGS
3.4.2 Prueba de Valor Relativo de Soporte (VRS) o California Bearing Ratio (CBR)	70
3.4.3 Pruebas de Placa	74
3.4.3 La Viga Benkelman	77
3.5 Pruebas para concreto hidráulico	78
3.5.1 Análisis Granulométrico en Agregados	78
3.5.2 Densidad	78
3.5.3 Absorción	79
3.5.4 Desgaste de los Ángeles	80
3.5.5 Partículas Deleznables	82
3.6 Pruebas en Concreto Fresco	87
3.6.1 Prueba de Revenimiento	87
3.6.2 Cohesividad	89
3.7 Pruebas en el concreto endurecido	90
3.7.1 Resistencia a la Compresión	90
3.7.2 Resistencia a la Flexión	91
3.7.3 Resistencia a la Tensión	92
3.7.4 Modulo de Ruptura	93
3.7.5 Resistencia a la Compresión	94
3.7.6 Prueba de Varillado	96
3.8 Pruebas para productos asfálticos	97
3.8.1 Densidad	97
3.8.2 Ductilidad	97
3.8.3 Punto de Ablandamiento	97
3.8.4 Pérdida por Calentamiento y Película Delgada	97
3.8.5 Penetración	97
3.8.6 Viscosidad	98
3.8.7 Punto de inflamación o encendido	98
CAPITULO IV METODOS UTILIZADOS POR LA OACI (ORGANIZACIÓN DE AVIACION CIVIL INTERNACIONAL) Y LA FAA (FEDERAL AIRPORT AVIATION)	
4.1 Método Utilizado por la OACI (Organización de Aviación Civil Internacional)	99
4.1.1 Determinación de la Resistencia del terreno de cimentación	99
4.1.2 Ensayos de Resistencia del Suelo de Cimentación	101
4.1.3 Determinación del valor " k " de los cimientos granulares	103
4.2 Calculo de Pavimentos	103
4.3 Consideraciones Relacionadas con las cargas (Aeronaves)	105
4.3.1 Carga de la aeronave	105
4.3.2 Tipo y Geometría del tren de aterrizaje	105
4.3.3 Presión de los Neumáticos	106
4.3.4 Volumen de Tráfico	106
4.4 Calculo de Pavimentos Rígidos	108
4.4.1 Utilización de las Curvas de Cálculo	109
4.5 Requisitos de la capa de base o subbase	110

	PAGS
4.6 Capa de cimentación estabilizada	111
4.7 Ejercicio Practico del Método OACI	112
4.8 Método Utilizado por la F.A.A (Federal Airport Aviation)	117
4.9 Consideraciones para el concreto hidráulico	117
4.10 Resistencia del conjunto de capa subrasante y sub-base	118
4.11 Esfuerzos producidos por las cargas	121
4.12 Graficas para diseño	122
4.13 Procedimiento para diseño	126
4.14 Ejercicio Practico F.A.A	126
4.15 Juntas	129
4.15.1 Juntas Longitudinales	129
4.15.2 Juntas Longitudinales en pavimentos para servicio pesado	129
4.15.3 Juntas de Contracción	130
4.15.4 Pavimentos con Acero Distribuido	130
4.15.5 Juntas de Construcción Transversales	130
4.15.6 Juntas de Dilatación	130
CONCLUSIONES	
BIBLIOGRAFIA	

I. CONCEPTOS BASICOS

1.1 DEFINICION DE UN PAVIMENTO

Pavimento

Es la capa o conjunto de capas comprendidas entre la capa subrasante y la superficie de rodamiento de una obra vial, cuya finalidad consiste en proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, resistente al tránsito de aviones y vehículos, al intemperismo producido por los agentes naturales y a cualquier otro agente perjudicial.

La función estructural de un pavimento es soportar, transmitir y distribuir adecuadamente los esfuerzos a la capa subrasante, de modo que las deformaciones no afecten de manera perjudicial al propio pavimento.

Para cumplir sus funciones, un pavimento debe satisfacer dos condiciones básicas, ofrecer una cómoda y resistente superficie de rodamiento, con la rugosidad necesaria para garantizar una buena fricción con las llantas de los vehículos (aviones) y con el color adecuado para evitar reflejos y deslumbramientos; en segundo lugar, debe poseer la resistencia apropiada y las características mecánicas convenientes para soportar las cargas impuestas por él tránsito sin falla, permitir deformaciones que no sean permanentes y que garanticen un tránsito en buenas condiciones. Obviamente un pavimento debe ser capaz de soportar los ataques del intemperismo.

Las características de resistencia y deformabilidad se satisfacen con una capa de material que se encargue de distribuir los esfuerzos de tal modo que a la subrasante lleguen en niveles tolerables, que no produzcan falla ni asentamientos u otras deformaciones perjudiciales, debe estar formada por materiales friccionantes que son los mas adecuados para cumplir esta función estructural; a esa capa se le denomina base en pavimentos flexibles. La base de la losa de concreto hidráulico en pavimentos rígidos tiene la misma función estructural que en los pavimentos flexibles.

También se puede definir un pavimento como el conjunto de capas de materiales seleccionados que reciben las cargas del tránsito y las transmiten a las capas inferiores, distribuyéndolas con uniformidad.

Este conjunto de capas proporciona también la superficie de rodamiento, en donde se debe tener una operación segura y cómoda.

De acuerdo con las teorías de esfuerzos y las mediciones de campo que se realizan, los materiales con que se construyen los pavimentos deben tener la resistencia y calidad suficientes para resistir los esfuerzos que deban soportar; por lo mismo, las capas localizadas a mayor profundidad pueden ser de menor resistencia y calidad en relación con el nivel de esfuerzos que recibirán.

La calidad de los materiales y los espesores de las capas del pavimento deben estar íntimamente relacionados con la resistencia estructural de los materiales de las capas inferiores; es decir, tanto los esfuerzos debidos al tránsito como la calidad de las terracerías influyen en la estructuración del pavimento.

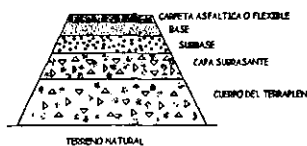
El pavimento proporciona la superficie de rodamiento para que los vehículos transiten con rapidez y comodidad. Un pavimento, en su forma más completa se constituye de varias capas, teniendo cada una de ellas su función específica.

1.2 CLASIFICACION DE LOS PAVIMENTOS

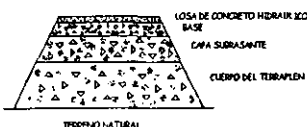
Para el diseño y construcción de pavimentos de aeropuertos y carreteras se necesita hacer un estudio del suelo y de los materiales que lo conformaran, además se necesita conocer su comportamiento bajo carga y condiciones climáticas del lugar de la obra, por lo que un pavimento en su forma más completa se construye con varias capas, teniendo cada una de ellas una función congruente con las demás.

En general, los pavimentos se dividen en dos tipos: Los pavimentos rígidos o de concreto hidráulico y los pavimentos flexibles o de asfalto. Los pavimentos flexibles se componen de una delgada capa asfáltica como elemento principal construida sobre una capa llamada base y otra llamada subbase todas estas descansando sobre una capa subrasante compactada. En contraste, los pavimentos rígidos están compuestos de concreto hidráulico formado por cemento y pueden o no tener una capa de sub-base con calidad de base entre la losa de concreto hidráulico y la capa subrasante. La diferencia estructural entre ellos estriba en que los pavimentos flexibles poseen una menor habilidad para transmitir y distribuir las cargas recibidas a las capas subyacentes. Los pavimentos de concreto hidráulico por su rigidez y alto módulo de elasticidad, tienden a distribuir la carga sobre una mayor área de suelo, de esta manera una mayor porción de la capacidad de soporte de la estructura (pavimento) es proporcionada por la losa. El factor considerado en pavimentos rígidos es la resistencia estructural del concreto, por esta razón la variación de resistencia en la capa subrasante tiene poca influencia sobre la capacidad estructural del pavimento.

Los pavimentos flexibles son aquellos que están compuestos por una capa de concreto asfáltico en su superficie. En contraste el pavimento rígido está compuesto de concreto hecho con cemento Portland, por lo que la definición entre flexible y rígido es arbitraria ya que son establecidas para distinguir entre hechos con cemento asfáltico o hechos con cemento Portland.



PAVIMENTOS FLEXIBLES



PAVIMENTOS RÍGIDOS

FIGURA A-1
ESTRUCTURACION
DE LOS
PAVIMENTOS
RÍGIDOS Y
FLEXIBLES

1.2.1 PAVIMENTOS FLEXIBLES.

En estos pavimentos la carpeta asfáltica proporciona la superficie de rodamiento, las cargas de los vehículos hacia las capas inferiores se distribuyen por medio de las características de fricción y cohesión entre las partículas de los materiales que constituyen las capas y la carpeta, reduciéndolas a pequeñas deformaciones en las capas inferiores sin que su estructura se rompa.

La subbase.- en un pavimento asfáltico o flexible es la capa de material que se construye directamente sobre la terracería, formada por un material de mejor calidad que el de la terracería, los materiales que la constituyen en la generalidad de los casos se explotan extraen del lugar de la obra o de depósitos cercanos. Las funciones que tiene son:

A) Reducir el costo del pavimento ya que se disminuye el espesor de la base, que regularmente se construye con materiales de mayor costo por tener que cumplir con especificaciones más rígidas.

B) Proteger a la base aislándola de la terracería formada generalmente por material fino y plástico; cuando la base es de textura abierta, de no existir el aislamiento dado por el material de subbase, el material de la terracería se introducirá en la base provocando cambios volumétricos perjudiciales al variar las condiciones de humedad, a la vez que disminuirá la resistencia estructural de la base. Además el aislamiento producido por la subbase evita mezclar ambos materiales, principalmente cuando se usan pizarras trituradas o gravas de río para formar la base.

La base.- es la capa de material graduado que se construye sobre la subbase o a falta de esta, sobre la terracería, debiendo estar formada por materiales de mejor calidad que el de la subbase. Los principales requisitos que debe satisfacer la capa de base son los que siguen:

A) Tener en todo tiempo la resistencia estructural para soportar las presiones que le sean transmitidas por los vehículos estacionados o en movimiento.

B) Tener el espesor necesario para que dichas presiones al ser transmitidas a la subbase o a la capa subrasante no excedan la resistencia estructural de estas.

C) No presentar cambios volumétricos perjudiciales al variar las condiciones de humedad.

La carpeta asfáltica.- es la capa de material pétreo cementado con asfalto que se coloca sobre la base para satisfacer las funciones siguientes:

- A) Proporcionar una superficie de rodamiento adecuada que permita, en todo tiempo, un tránsito fácil, cómodo y seguro de vehículos o aeronaves.
- B) Impedir la infiltración del agua de lluvia hacia las capas inferiores, para evitar que el agua disminuya la capacidad de carga de esas capas.
- C) Resistir la acción destructora de los vehículos y de los agentes climáticos .

De acuerdo con lo anterior el pavimento de asfalto o pavimento flexible, se define como una estructura formada por varias capas (subbase, base y carpeta asfáltica) con el fin de satisfacer los siguientes propósitos.

- *Resistir y Distribuir adecuadamente las cargas impuestas por el tránsito*

Un pavimento flexible debe estar constituido de tal manera que las cargas que sobre el se apliquen no provoquen deformaciones permanentes y perjudiciales en la capa subrasante sobre la cual esta apoyado y a la vez se impida la formación de grietas en la estructura del mismo y el desplazamiento de partículas ocasionadas por la acción destructora del tránsito, por lo tanto un pavimento flexible debe tener el espesor necesario para soportar y distribuir las cargas impuestas por el tránsito.

- *Tener la Impermeabilidad Necesaria*

El pavimento debe impedir la infiltración del agua de lluvia en su estructura ya que cuando ésta penetra en exceso provoca la lubricación entre las partículas con la consiguiente pérdida en la capacidad de soporte de las capas inferiores, de esto se deduce que siempre será buena práctica ingenieril el que se disponga de suficiente y adecuado drenaje al proyectar un pavimento, ya que de esto dependerá en buena medida la vida útil de una obra estable.

- *Resistir la acción destructora de los vehículos*

La acción de los vehículos provoca desgaste de la superficie y desprendimiento de las partículas del material pétreo en la superficie del pavimento, con la consiguiente pérdida de fricción con las llantas de los vehículos. También el tránsito provoca una acción de molienda y amasado en los materiales que lo constituyen de ahí que el pavimento deba resistir estos efectos.

- *Tener Resistencia a los Agentes Atmosféricos.*

Los agentes atmosféricos actúan continuamente sobre la superficie de los pavimentos provocando la meteorización y alteración de los materiales que lo forman. Es de tenerse en cuenta que hay materiales que resisten mejor que otros estos efectos, por lo tanto la vida económica, útil del pavimento será mayor cuando los materiales que los formen sean de mejor calidad y tengan más capacidad de resistencia a los agentes físicos y químicos.

- *Tener una superficie de rodamiento adecuada que permita en todo tiempo un tránsito fácil, cómodo y seguro de los vehículos.*

La superficie de rodamiento de un pavimento debe ser segura para la conducción de los vehículos, lo suficientemente uniforme para proporcionar una marcha confortable y una larga vida de los vehículos, sin embargo, esa superficie además de uniforme debe ser siempre antideslizante cuando se encuentre húmeda .

- *Presentar cierta flexibilidad para adaptarse a algunas fallas de la base o subbase*

En ocasiones, por una u otra circunstancia generalmente controlable, se presentan pequeños asentamientos ya sea de la base o de la subbase, los cuales no son en extremo perjudiciales, de ahí que convenga que el pavimento tenga cierta flexibilidad que la haga capaz de adaptarse a esas pequeñas fallas sin necesidad de reparaciones costosas.

1.2.2 PAVIMENTOS RIGIDOS

La superficie de rodamiento es proporcionada por losas de concreto hidráulico, las cuales distribuyen la carga de los vehículos o aeronaves hacia las capas inferiores por medio de toda la superficie de losa y de las adyacentes, que trabajan en conjunto con la que recibe directamente las cargas. Estos pavimentos no se someten a las deformaciones de las capas inferiores sin presentarse falla estructural. Aunque en teoría las losas de concreto pueden colocarse en forma directa sobre la capa subrasante, dependiendo de la calidad de ésta será necesario construir una capa de cimentación, es decir, una subbase para evitar que las partículas finas sean bombeadas hacia la superficie de rodamiento a través de las uniones al moverse en forma alternada una respecto a otra vecina, al pasar los vehículos o aeronaves, lo cual puede provocar fallas de esquina o de orilla en las losas.

Los pavimentos de concreto hidráulico o pavimentos rígidos como también se les designa, difieren de los pavimentos de asfalto o pavimentos flexibles, primero, en que los rígidos poseen una resistencia considerable a la flexión y segunda, en que son afectados grandemente por los cambios de temperatura.

Los pavimentos de concreto hidráulico están sujetos a los esfuerzos siguientes:

- a) Esfuerzos abrasivos causados por las llantas de los vehículos
- b) Esfuerzos directos de compresión y cortante causados por las cargas transmitidas por las ruedas de los vehículos.
- c) Esfuerzos de compresión y tensión que resultan de la deflexión de las losas bajo las cargas de las ruedas.
- d) Esfuerzos de compresión y tensión causados por la expansión y contracción interna del Concreto.
- e) Esfuerzos de compresión y tensión debidos al ^(*)alabeo del pavimento por efectos de los cambios de temperatura.

(*) Pieza de madera torcida (combada)

Para que el pavimento de concreto hidráulico cumpla con su vida útil y economía, los proyectos estarán basados en lo siguiente:

- 1) Volumen, tipo y peso del tránsito a servir en la actualidad y en un futuro previsible
- 2) Valor relativo de Soporte y Características de la capa subrasante correlacionados con la prueba de placa.
- 3) Clima de la región
- 4) Resistencia y calidad del concreto a emplear. (MR)

1.3 ESTRUCTURA DE UN PAVIMENTO RIGIDO

Los pavimentos rígidos están formados por losas de concreto hidráulico, con o sin recubrimientos asfálticos, apoyadas sobre una subbase o una capa de material seleccionado (grava y arena). Los concretos usados son de resistencia relativamente alta generalmente comprendida entre 300 kg/cm² y 350 kg/cm² a los 28 días. En general se usa concreto simple y algunas veces concreto reforzado; las losas de concreto simple son de dimensiones pequeñas, del orden de 3.50 m a 5.00 m por lado; estas dimensiones aumentan al usar algún refuerzo y llegan a los 100 m en concreto preesforzado. Los pavimentos rígidos tienen funciones análogas a las de los pavimentos flexibles por ejemplo, una sub-base en un pavimento rígido sirve para apoyo a las losas y facilita su colado, protege también a las losas de cambios volumétricos en la capa subrasante, que de otra manera le inducirían esfuerzos adicionales. En el caso de los pavimentos rígidos, la base tiene un fin estructural, que es el de soportar y distribuir las cargas sobre su superficie y transmitir las disipadas sobre áreas mayores, la calidad de la base influye en el espesor de las losas en caminos y en las aeropistas.

Las funciones de las losas de concreto hidráulico en el pavimento rígido son las mismas que la de una carpeta de mezcla de concreto asfáltico en un pavimento flexible, mas la función estructural de soportar y transmitir adecuadamente los esfuerzos que se le apliquen.

1.4 FUNCIONES DE LAS CAPAS DE UN PAVIMENTO RÍGIDO

1.4.1 TERRACERIA

TERRACERIA es el volumen de materiales de corte o terraplén necesario para formar una obra.

Las terracerías están integradas por dos partes: la inferior o cuerpo del terraplén y la superior o capa subrasante, con un espesor mínimo cuando se requiera de 15 cms que se coloca o no dependiendo de la magnitud de las cargas y la calidad de los materiales disponibles. El material de esta capa debe cumplir con normas de resistencia mínima, CBR estandar $\geq 10\%$ y expansión $\leq 3\%$ y otras características acordes con las funciones que tendrá la estructura y que se describirán en su oportunidad, el uso de la capa subrasante es una aportación de la Ingeniería Mexicana de vías terrestres a la práctica Mundial.

1.4.2 CAPA SUBRASANTE

Las características mínimas que debe cumplir una capa subrasante de acuerdo a la Normatividad establecida por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes son:

- Espesor de capa: 15 cm mínimo
- Tamaño Máximo: 7.5 cm (3 pulg)
- Grado de Compactación: 100% del Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM) determinado con la prueba ASSHTO estándar
- Valor Relativo de Soporte (VRS): 10-12% Mínimo
- Expansión Máxima: 3%

1.4.2.1 FUNCIONES DE LA CAPA SUBRASANTE

Las principales funciones de la capa subrasante son:

1. Recibir y resistir las cargas del tránsito que le son transmitidas por el pavimento.
2. Transmitir y distribuir de modo adecuado las cargas del tránsito al cuerpo del terraplén.

Estas dos funciones son estructurales y comunes a toda las capas de las secciones transversales de una vía terrestre.

3. Evitar que los materiales finos plásticos del cuerpo de terraplén contaminen la base del pavimento. El tamaño de las partículas debe estar entre las finas correspondientes al cuerpo del terraplén y las granulares de las capas de pavimento.
4. Evitar que las terracerías, cuando estén formadas principalmente por fragmentos de roca (pedraplenes), absorban el material de las capas del pavimento. En este caso la granulometría del material debe ser intermedia entre los fragmentos de roca del cuerpo del terraplén y los granulares del pavimento (base o sub-base).
5. Evitar que las imperfecciones de la cama de los cortes se reflejen en la superficie de rodamiento.
- 6.- Uniformizar los espesores de pavimento, sobre todo cuando varían mucho los materiales de las terracerías a lo largo del mismo.
- 7.- Economizar espesores de pavimento, en especial cuando los materiales de la terracería (terraplén) requieren un espesor grande.

En general, la capa subrasante se construye en dos capas de 15 cm de espesor mínimo pero dependiendo de la capacidad del equipo de compactación principalmente, se puede construir con espesor mayor; a veces el material de los cortes es adecuado para construir la capa subrasante y por lo mismo no debe acarrear material de préstamos de banco, sino utilizarse él que ya existe para no tener salientes en la cama de los cortes y que la compactación sea uniforme. Para esto se escarifican 15 cm del material, se adiciona agua en forma homogénea para alcanzar la humedad óptima de compactación, se extienden dando el bombeo o sobre elevación de proyecto y se compactan a 95% de la Prueba ASSHTO Estándar.

En caminos y aeropuertos, sobre la capa subrasante se construye el pavimento, que en el tipo flexible está constituido por sub-base, base y carpeta, aunque en ocasiones la subbase no se requiere. Los pavimentos rígidos están formados por una subbase y la losa de concreto hidráulico.

1.4.3 FUNCIONES DE BASES Y SUBBASES

Las sub-bases y bases tienen la misma finalidad y características de calidad semejantes; sin embargo, las primeras pueden ser de menor calidad, las funciones de estas Capas son:

1. Recibir y resistir las cargas del tránsito a través de la capa que constituye la Superficie de rodamiento (Carpeta asfáltica o Losa).
2. Transmitir estas cargas, adecuadamente distribuidas a las terracerías.

3. Impedir que la humedad de las terracerías ascienda por capilaridad
4. En caso de introducirse agua por la parte superior, esta capa permitirá que el líquido descienda hasta la capa subrasante, donde será desalojada al exterior por el efecto del bombeo o la sobre elevación.

La curva granulométrica del material deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 de la figura A-2 y adoptar una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente. La relación de porcentaje en peso del material que pasa la malla # 200 al que pase la malla # 40, no debe ser mayor de 0.65.

ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMÉTRICAS
PARA MATERIALES DE SUB-BASE Y BASE
APERTURA EN MILIMETROS

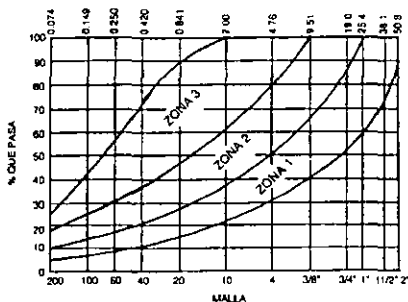


FIG A-2 b) ZONAS GRANULOMETRICAS A LAS QUE SE REFIEREN LAS ESPECIFICACIONES DE BASE Y SUB-BASE

Las características mínimas que deben cumplir las capas de subbase y base hidráulica, de acuerdo a la Normatividad establecida por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes son:

SUBBASES

- Espesor de capa: 15 cm mínimo
- Tamaño Máximo: 5 cm (2 pulg.)
- Grado de Compactación: 95% del Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM) determinado con la prueba ASSHTO modificada
- Valor Relativo de Soporte (VRS): 100% Mínimo
- Expansión Máxima: 3%
- Equivalente de Arena 50% min.
- Índice de Durabilidad 40 min.

BASES

- Espesor de capa: 15 cm mínimo
- Tamaño Máximo: 5cm (2 pulg.)
- Grado de Compactación: 95% del Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM) de terminado con la prueba ASSHTO modificada a 5 capas.
- Valor Relativo de Soporte (VRS):
- Equivalente de Arena: 50% min.
- Índice de Durabilidad 40 min.

El tamaño máximo de las partículas del material que se utilice en la construcción de subbases de pavimento, no debe ser mayor de 2" (51mm).

El tamaño máximo de las partículas del material que se utilice en la construcción de bases de pavimento, no debe ser mayor de 2" (51mm) y preferentemente deberán emplearse materiales cuya curva granulométrica se aloje en las zonas 1 ó 2 de la fig A-2.

1.4.4 SUPERFICIE DE RODAMIENTO

La parte superior de los pavimentos rígidos se forma con losas de concreto hidráulico, construidas sobre una sub-base o base y proporcionan la superficie de rodamiento.

El concreto Hidráulico es un material pétreo artificial, elaborado al mezclar parte de agua y cemento Portland con arena y grava, de proporciones tales que se produzca la resistencia y la densidad deseada.

Las propiedades principales que se deben observar en las gravas y las arenas son: Dureza, Plasticidad, Sanidad^(*), Forma de la partícula y granulometría.

En cuanto a la plasticidad, la grava y la arena deben ser materiales inertes: es decir, sin plasticidad, además de cumplir las normas de desgaste y de intemperismo acelerado, con lo cual se asegura su dureza y durabilidad.

Respecto a la forma de las partículas, conviene que sean de preferencia angulosas y rugosas, es decir, que tengan un alto valor de fricción interna porque así se alcanza un a buena adherencia con la pasta agua-cemento, lo cual no sucede con las partículas redondeadas, como pueden ser las de los materiales de arroyos y ríos.

(*) Sanidad: Medida por pruebas de resistencia al desgaste, pérdida \leq 50% en peso.

Es necesario conocer la granulometría de los materiales pétreos para garantizar la resistencia y densidad del concreto endurecido; sin embargo, no es un elemento determinante para aceptar o rechazar los materiales; si un concreto determinado no satisface la densidad o la dureza de un concreto endurecido o los vacíos del concreto fresco, es posible variar las proporciones de los agregados o de la lechada para obtener los resultados precisos.

También es factible emplear aditivos para concreto como retardantes y reducir la cantidad de agua para la mezcla sin disminuir la fluidez.

Como ya se explicó los materiales se mezclan en las cantidades necesarias para obtener principalmente la resistencia deseada, una vez que el concreto ha fraguado, además de alcanzar la mejor densidad posible es preciso encontrar el proporcionamiento más adecuado en función de los siguientes elementos:

- Resistencia Deseada
- Densidad Óptima
- Manejabilidad de Concreto Fresco

En cuanto a la resistencia del concreto ya fraguado, debe usar un material pétreo con una dureza mayor que la esperada; asegurando lo anterior, la relación agua-cemento es primordial para alcanzar las características de resistencia de cualquier concreto.

Existen relaciones (agua-cemento) para alcanzar ciertas resistencias pero estas relaciones promedio varían respecto al material y al cemento según la marca por lo cual las relaciones que se recomiendan en la literatura se deben corregir de acuerdo a los productos que se estén utilizando.

Cuando se tiene constante la relación agua cemento necesaria, la cantidad de agua por unidad de volumen de concreto puede variar conforme a la manejabilidad requerida en la obra y que se mide por medio de la prueba de revenimiento o asentamiento, la cual debe ser mas fluida cuando se tiene un emparrillado de acero muy cerrado o cuando se tratan de fabricar elementos muy delgados.

(*) Sanidad: Medida por pruebas de resistencia al desgaste, pérdida s 50% en peso.

Esta cantidad de agua es parte de la que requieren los materiales pétreos para estar en una condición de saturación y superficialmente secos.

La densidad obtenida en el concreto depende en gran parte de la granulometría y densidad de los materiales pétreos.

Quando los datos anteriores se conocen, es factible calcular las cantidades necesarias en peso o volumen para obtener un concreto de la resistencia y manejabilidad precisas por metro cúbico de mezcla o por bulto de cemento, así como para fabricar un cierto número de cilindros de concreto para pruebas de laboratorio.

El concreto hidráulico es un producto que tiende a agrietarse desde que termina su mezclado, esto ocurre al principio por la pérdida de agua y las reacciones químicas internas en esta etapa, estas anomalías pueden reducirse a un mínimo si se ^(*)curan en forma adecuada para ello; lo más efectivo es hacer un esparcido superficial de agua inmediatamente después del tendido, de alguna de los productos que existen en el mercado (membrana sintética) para impedir que el agua de la mezcla se evapore. Además de tomarse en cuenta factores de clima; así como evitar el colado cuando haya vientos con alta velocidad o temperaturas muy altas principalmente en las costas, después del tercer día se debe mantener húmeda la superficie por medio de riegos de agua.

Para que el agrietamiento del concreto no sea irregular sino perpendicular al eje del colado y asegurar el trabajo conjunto con las losas, se construyen juntas inducidas de Contracción.

1.4.5 NORMAS DE CALIDAD PARA MATERIALES DE TERRACERIAS, SUBBASE Y BASE DE PAVIMENTO, PROPUESTAS POR EL INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE.

El Instituto Mexicano del Transporte tiene una propuesta de nuevas normas para materiales a utilizar en las diferentes capas de los pavimentos, la cual se encuentra en etapa de consulta, discusión y análisis por parte de especialistas de la materia para su adecuación a las necesidades del país.

(*) Curado.- Para el operario de una obra, el curado es cualquier método o material que evita la pérdida de agua durante un periodo razonable de tiempo, que lo mantiene a una temperatura apropiada y lo protege contra cualquier daño.

1.4.5.1 MATERIALES PARA TERRACERIAS DE CALIDAD DESEABLE

En cuanto a su composición granulométrica recomienda no usar materiales con mas del 20% en volumen de fragmentos de roca mayores a 76 mm (3"). Los materiales con porcentajes menores, podrán utilizarse cuando no contengan mas del 5% en volumen de fragmentos mayores de 200 mm (8"). A estos suelos se les conoce de compactación medible no recomienda el empleo de materiales con mas del 30% en peso, de partículas finas que pasan la malla # 200.

$$LL \leq 15\%$$

$$Ip \leq 12\%$$

$$CBR \geq 15\%$$

$$\text{Grado de Compactación} \geq 95\%$$

Los espesores de las capas para compactación en el campo se fijaran de acuerdo con el equipo disponible, de tal forma que la diferencia entre el grado de compactación entre el de la mitad superior y la inferior no sea mayor del 2% .

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE SUB-BASE Y REVESTIMIENTO (*)

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE (REVESTIMIENTO)
Granulometría:			
Zona Granulométrica	1 - 2	1 - 3	1 - 3
Tamaño Máximo (mm)	51	51	76
% Finos (Material menor a 0.074 mm)	15 máx	25 máx	10 mín 20 máx
Limite Líquido (LL) (%)	25 Máx	30 Máx	40 máx
Indice Plastico (IP) (%)	6 Máx	10 Máx	15 Max
Compactación (%) (AASHTO Modif)	100 mín	100 mín	95 mín AASHTO Est
Equivalente de Arena (%)	40 mín	30 mín	-----
V.R.S (%) (Compact dinámica)	40 mín	30 mín	30 mín
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx	-----	-----

MATERIALES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE BASE (*)

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA
Granulometría:		
Zona Granulométrica	1 - 2	1 - 3
Tamaño Máximo (mm)	38	51
% Finos (Material menor a 0.074 mm)	10 máx	15 máx
Limite Líquido (LL) (%)	25 Máx	30 Máx
Indice Plastico (IP) (%)	6 Máx	6 Máx
Equivalente de Arena (%)	50 mín	40 mín
Compactación (%) (AASHTO Modif.)	100 mín	100 mín
V.R.S (%) (Compact dinámica)	100 mín	80 mín
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx	40 máx

(*) Propuestas por el Instituto Mexicano del Transporte

II. CAPITULO

ELEMENTOS QUE COMPONEN UN AEROPUERTO

2.1 CLASIFICACION DE LOS AEROPUERTOS

Para que los aeropuertos puedan cumplir con su función, es preciso que se planee el tipo de aeropuerto más adecuado para cada caso particular. La determinación de las necesidades de una zona se lleva a cabo en función del número de pasajeros aéreos que pueda recibir la misma y de la longitud media del recorrido por pasajero.

La Organización de Aviación Civil Internacional (OACI), organismo que agrupa a la mayoría de los Países del mundo y que se encarga de proponer las normas y recomendaciones generales de carácter Internacional sobre los distintos aspectos de la aeronáutica civil, ha clasificado a los aeropuertos de la manera siguiente:

TABLA B-1 CLASIFICACION DE AEROPUERTOS

TIPO	NOMBRE DEL AEROPUERTO	PESO TOTAL DE LAS AERONAVES QUE PUEDEN ALOJAR EN TONELADAS POR METRO (T-m)
A	TRANSOCEÁNICO	HASTA 135 T-m
B	TRANSCONTINENTAL	HASTA 90 T-m
C	INTERNACIONAL	HASTA 60 T-m
D	NACIONAL	HASTA 40 T-m
E	LOCAL	HASTA 27 T-m
F	LOCAL	HASTA 18 T-m, PERO QUE NO NECESITA BALIZAMIENTO NOCTURNO NI MEDIOS DE RADIONAVEGACION
G	LOCAL	HASTA 11 T-m
H	LOCAL	MENOS DE 7 T-m

Ahora bien, dependiendo del número de habitantes, los aeropuertos mas adecuados en cada caso, según estudios de líneas aéreas establecidas, son los siguientes:

TABLA B-2 AEROPUERTOS RECOMENDABLES

NUMERO DE HABITANTES	TIPO DE AEROPUERTO RECOMENDABLE
MAS DE 250,000	A,B ó C
DE 250,000 A 100,000	D
DE 100,000 A 25,000	E,F ó G
DE 25,000 A 5,000	H

TABLA B-3 Lista de algunos aeropuertos de la República Mexicana, en la que se indican la longitud y ancho de la pista

AEROPUERTOS	DIMENSIONES DE LAS PISTAS (MTS)	NOTAS
ACAPULCO GRO	3300 X 45	IR 1
	1700 X 35	R
AGUASCALIENTES, AGS	3060 X 45	FN 2
BAHIAS DE HUATULCO, OAX	2700 X 45	FI 2
CAMPECHE, CAMP	2500 X 45	FN 2
CELAYA, GTO.	2000 X 30	FN 3
COLIMA, COL	2300 X 45	FN 2
CULTACAN, SIN.	2300 X 45	FN 2
CANCÚN, Q. ROO	3500 X 60	FI 1
CIUDADA JUAREZ, CHIH.	2700 X 45	RN 2
	1750 X 35	F
CD DEL CARMEN, CAMP	1830 X 45	FN 2
CD OBREGÓN, SON	2500 X 40	RI 2
	1600 X 34	F
CD VICTORIA, TAMPS	2200 X 45	FN 2
COMITAN, CHIS	2600 X 45	FN 2
COZUMEL, Q. ROO	2500 X 45	FN 2
CHETUMAL, Q. ROO	2200 X 46	FI 2
CHIHUAHUA, CHIH	2600 X 45	FI 2
DURANGO, DGO	2700 X 45	FN 2
	2900 X 45	
GUADALAJARA, JAL	4000 X 60	MI 1
	1830 X 60	M
GUAYMAS, SON	2350 X 45	FI 2
HERMOSILLO, SON	2300 X 45	FI 2
	1100 X 30	
IXTEPEC, OAX	2300 X 45	FN 2
LA PAZ, B.C.S	2500 X FI 2	FI 1
LEÓN, GTO	2400 X 30	FN 2
LOMA BONITA, OAX	2700 X 45	FN 3
LORETO, B.C.S	2500 X 45	FI 2
LOS MOCHIS, SIN	2300 X 45	MN 2
MANZANILLO, SIN	2700 X 45	FI 2
MAZATALAN, SIN	2700 X 60	RI 1
MÉRIDA, YUC	2700 X 46	FI 1
MEXICALI, B.C	2600 X 44	RI 2

AEROPUERTOS	DIMENSIONES DE LAS PISTAS (MTS)	NOTAS
MEXICO D.F.	3900 X 45	F I 1
	3100 X 40	
	2300 X 40	
MINATITLAN, VER	2100 X 45	F N 2
MORELIA, MICH	2400 X 45	F N 2
MONTERREY, N.L.	3000 X 45	R I 1
	1800 X 30	F
NOGALES, SON	1800 X 35	F I 1
NUEVO LAREDO, TAMPS	2300 X 45	F I 2
OAXACA, OAX	2450 X 45	F N 2
POZA RICA, VER	1800 X 45	F N 2
PUEBLA, PUE	3600 X 45	F N
PTO ESCONDIDO, OAX	1600 X 30	F N 3
PTO VALLARTA JAL	2750 X 60	F I 2
	3100 X 45	
REYNOSA, TAMPS	1900 X 45	F I 2
SAN JOSE DEL CABO B.C.S	2200 X 45	F I 2
SAN LUIS POTOSI, S.L.P	2300 X 45	F N 2
SANTA LUCIA, MEX	3457 X 78	F MIL
TAMPICO, TAMP	2550 X 45	F I 2
TAPACHULA, CHIS	2240 X 45	F I 2
TEPIC, NAY	1800 X 35	F N 3
TIJUANA, B.C	2500 X 60	R I 1
	2000 X 45	
TLAXCALA, TLAX	2500 X 30	F N 3
TORREON, COAH	2250 X 40	F I 2
TUXTLA, GTZ, CHIS	2500 X 45	F N 2
URUAPAN, MICH	1900 X 45	F N 3
VERACRUZ, VER	2400 X 45	F I 1
	1500 X 45	
VILLAHERMOSA, TAB	2200 X 45	M N 2
ZACATECAS, ZAC	3000 X 45	F N 2
ZIHUATANEJO, GRO	2500 X 60	F I 1

Notas:

F: Pavimento Flexible R: Pavimento Rígido M: Pavimento Mixto
 1: Almacenaje Largo 2: Almacenaje Medio 3: Almacenaje Corto
 N: Nacional I: Internacional MIL: Militar

2.2 DIVISION DE UN AEROPUERTO

Un aeropuerto esta integrado fundamentalmente por las aeropistas, sean las pistas principales ó secundarias que se utilizan para las operaciones de despegue y aterrizaje de las aeronaves, calles de rodaje que son la vialidad para las aeronaves y las plataformas que son las zonas donde se efectúan las operaciones de carga y/o descarga de pasajeros y mercancías, también se considera a las franjas de seguridad de las pis tas, calles de rodaje, los umbrales de las pistas y apartaderos de estos como parte del mismo.

2.2.1 PISTAS

Pistas. Son áreas rectangulares definidas en un aeródromo y preparadas especialmente, para que las aeronaves puedan efectuar sus operaciones de despegue y aterrizaje en forma cómoda, segura y económica

Estas Pistas de acuerdo a la Federal Airport Aviation (FAA) se clasifican:

- Pistas de vuelo por instrumentos
- Pistas de vuelo visual

y las diferentes clases de pistas según su localización son: Simples, Paralelas, con estacionamiento, divergentes con intersección y divergentes sin intersección, figuras B-1, B-2, B-3, B-4.

2.2.2 CALLES DE RODAJE

Las calles de rodaje, también llamadas *taxeos*, son los elementos de un aeropuerto que sirven para que las aeronaves puedan trasladarse y circular de una parte a otra del aeropuerto, a baja velocidad usando su propia propulsión o remolcadas mediante tracción de otro tipo.

Sé deberá prever que la disposición y trazo de las calles de rodaje permita una circulación ordenada, con la velocidad máxima posible de las aeronaves en rodaje, a cada lado de la calle de rodaje deberá existir una franja de terreno, que se denomina franja de seguridad de la calle de rodaje, la cual pueda resistir las cargas impuestas por las aeronaves que por cualquier motivo se salgan de las calles de rodaje.

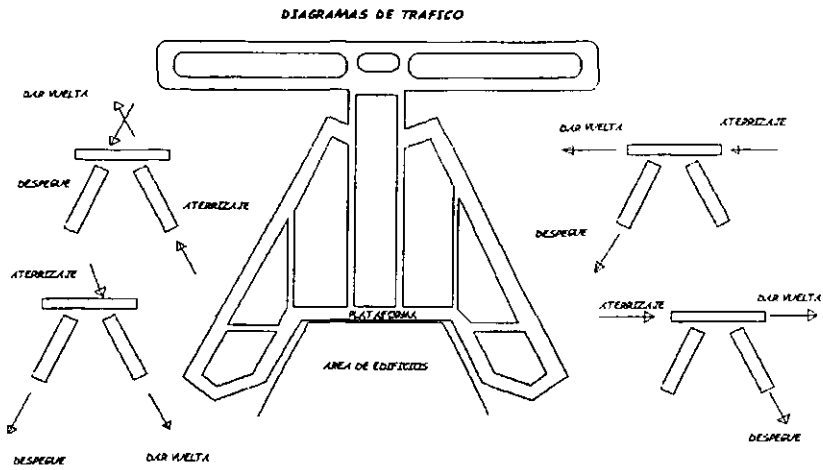


FIG B-1 PROYECTO DE AEROPUERTO CON TRES PISTAS DE ATERRIJAZE SIN INTERSECCION

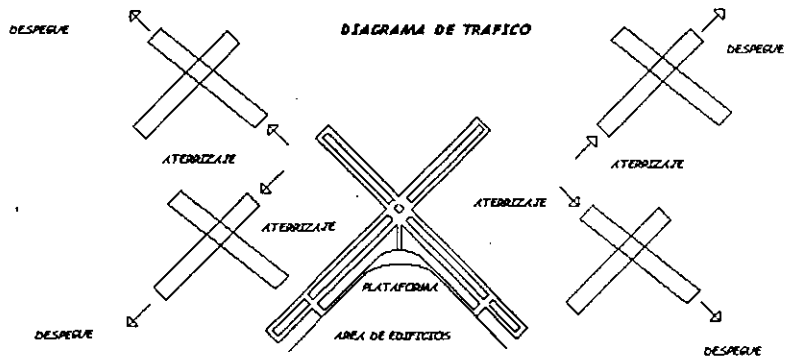


FIG B-2 PROYECTO DE AEROPUERTO DE DOS PISTAS DE ATERRIJAZE CON INTERSECCION

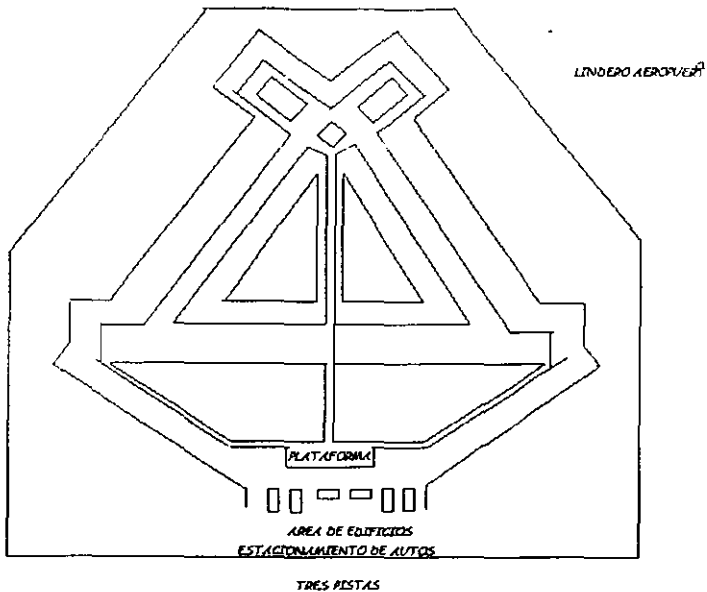


FIG B-3 PROYECTO DE PISTA DE ATERRIZAJE PARA AEROPUERTO PEQUEÑO



FIG B-4 PROYECTO DE PISTA DE ATERRIZAJE PARA AEROPUERTO PEQUEÑO

2.2.3 PLATAFORMAS

Las plataformas son las zonas del aeropuerto en las cuales se realizan las maniobras de carga y descarga de mercancía, aprovisionamiento de combustible, ascenso o descenso de pasajeros y estacionamiento para el mantenimiento de la aeronave.

La localización de las plataformas dentro del aeropuerto deberá ser lo mas cercano posible del edificio terminal y de las zonas de atraque para facilitar en el embarque y desembarque de pasajeros y en la carga o descarga de mercancía.

Estas deberán tener una amplitud suficiente para facilitar la circulación de aviones, ya que de esta zona partirán las aeronaves para su despegue y aquí llegarán después del aterrizaje.

2.2.4 EDIFICIOS DE PASAJEROS HANGARES Y CARGA

2.2.4.1 EDIFICIO TERMINAL

El edificio terminal es la liga entre los medios de transportación terrestre y aéreo, teniendo como función el ascenso, descenso de pasajeros y carga: por su distribución, este se clasifica en:

- Centralizado
- Descentralizado

2.2.4.2 ZONA DE ESTACIONAMIENTO, MUELLES DE CARGA Y DESCARGA

Esta zona se encuentra situada rodeando el edificio terminal con una superficie razonable para los muelles de carga o descarga y toda clase de maniobras de los aviones, dependerá por lo tanto de la ubicación de la zona administrativa.

2.2.4.3 LOCALIZACIÓN DE LAS INSTALACIONES PRINCIPALES

Es necesario localizar y ubicar aquellas posibles zonas destinadas al almacenamiento de combustibles, que tiene como finalidad abastecer de una manera eficaz a los aviones que lo requieran en el aeropuerto, la instalación de combustible de cualquier aeropuerto deberá comprender los siguientes sistemas:

- Sistema de Transporte de Combustible de la fuente de suministro al Aeropuerto
- Sistema de Almacenamiento
- Sistema de Conducción de tanques de almacenamiento a zonas de distribución.
- Sistema de Distribución

2.3 CARACTERÍSTICAS QUE DEBE REUNIR UN AEROPUERTO

La elaboración del proyecto de un aeropuerto principia con la búsqueda de los lugares apropiados para su construcción, dichos probables lugares deben cumplir con las características de seguridad que exigen las operaciones aeronáuticas, es decir, que no existan en sus cercanías obstáculos naturales o artificiales que afecten a las

operaciones aéreas, o si existen que puedan ser eliminados, para escoger el lugar más adecuado para la construcción de un aeropuerto, es necesario estudiar lo siguiente:

- 2.3.1 Su ubicación con relación al centro urbano
- 2.3.2 Las condiciones meteorológicas del lugar
- 2.3.3 La economía y factibilidad de la construcción
- 2.3.4 Orientación de Pista

2.3.1 El estudio de las características de la ubicación del aeropuerto con respecto al centro urbano involucra dos puntos principalmente:

- 1) La distancia entre ambos y
- 2) Su orientación con respecto al centro urbano.

Con relación de la distancia entre el aeropuerto y el centro urbano, se debe tener en cuenta que no se refiere a la distancia medida en términos de longitud que los separa, sino más bien desde el punto de vista del tiempo invertido en recorrer la Geografía, puesto que un buen sistema de vías de comunicación puede transformar un aeropuerto lejano, desde el punto de vista de su situación Geográfica, en un aeropuerto más cercano que otro que se encuentre a menor distancia geométrica del centro urbano, con vías de comunicación en mal estado.

También con respecto a la distancia de los aeropuertos al centro urbano, hay que tomar en cuenta que los ruidos de los aviones a reacción pueden ser muy molestos si el aeropuerto se encuentra muy cerca de la población, por lo que la tendencia debe ser evitar el atronador ruido de la puesta en marcha de las turbinas, ubicando estos aeropuertos en zonas alejadas de la población.

Con relación a la orientación del aeropuerto respecto a las ciudades, es necesario cuidar y evitar que el aeropuerto quede localizado de tal manera que los vientos dominantes soplen de las zonas industriales hacia el mismo, ya que eso sería a causa de la concentración de nieblas y humos sobre el aeropuerto haciendo difícil su utilización.

2.3.2 Condiciones Meteorológicas del Lugar

Las condiciones Meteorológicas que un aeropuerto debe reunir se pueden clasificar en tres partes:

- 2.3.2.1 Condiciones Climatológicas Generales de toda la zona.
- 2.3.2.2 Condiciones Generales de Ubicación del aeropuerto
- 2.3.2.3 Condiciones Especiales del lugar elegido para el aeropuerto

El estudio de los aspectos climatológicos de toda la zona, marcan precisamente las condiciones de utilización de los diferentes probables lugares de ubicación del aeropuerto dentro de la zona. Generalmente, la información es obtenida del observatorio meteorológico mas cercano y se refiere a la intensidad, frecuencia, dirección y duración de los vientos, así como la variación de temperaturas, intensidad de las lluvias, temporada de nieve en la zona y número de días en que las nubes se ubican a una altura menor de 200 metros.

Las condiciones mas importantes, para el estudio del aeropuerto son las que se refieren a los vientos dominantes y a la precipitación pluvial promedio ya que sirven para definir la orientación de las aeropistas y para el estudio y diseño del drenaje del aeropuerto.

En muchas ocasiones pequeños cambios en la ubicación y orientación en un aeropuerto pueden conducir a mejorar las condiciones de las recaladas, debiendo evitarse para ello el tener que atravesar zonas de mala visibilidad al ir perdiendo altura en las recaladas. En algunas ocasiones estas zonas de mala visibilidad son debidas a la niebla que se forma cerca de los ríos por la fuerte evaporación de los mismos.

2.3.3 Las condiciones especiales del lugar elegido para el aeropuerto se refieren al hecho de tratar de evitar, hasta donde ello sea posible, ubicarlo en terrenos que por su relieve puedan modificar en parte la Meteorología común de la zona, debido a cambios en las condiciones de las capas de aire mas bajas. El cambio de las capas de aire mas bajas puede producir corrientes ascendentes y descendentes así como variación en la dirección de los vientos, aspectos que tendrán que tomarse en cuenta pues las corrientes descendentes hacen peligrosas las operaciones de aterrizaje y despegue de los aviones, y la variación en la dirección de los vientos alteraría la orientación de las pistas.

2.3.4 Orientación de las Pistas

La Organización de Aviación Civil Internacional especifica que las aeropistas del tipo A,B y C deben orientarse de tal forma que los aviones puedan aterrizar al menos el 95 por ciento de las veces sin que la componente transversal del viento, perpendicular a la dirección de las aeropistas, exceda la velocidad de 24 Km/hr. Este es el viento transversal máximo que se considera puede ser resistido con seguridad razonable por los aviones convencionales incluyendo a los grandes aviones para carga, los cuales pueden aterrizar con un componente transversal del viento hasta de 48 km/hr.

En el siguiente cuadro se presentan los datos, direcciones y velocidades de viento necesarios para la orientación de pistas de un aeropuerto, estos datos son obtenidos de una estación meteorológica durante los 365 días del año.

TABLA B-4 DATOS METEOROLÓGICOS PARA DETERMINAR LA DIRECCIÓN DE PISTAS DE AEROPUERTOS

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	SW-10	CALMA	SW-16	SW-25	SW-13	NW-8	SW-9	SW-16	SW-24	SW-13	SW-16	SW-24
2	SW-16	CALMA	SW-18	SW-13	SW-16	CALMA	SW-26	S-8	SW-24	SW-16	CALMA	SW-18
3	SW-13	CALMA	SW-18	SW-13	SW-16	CALMA	SW-16	SE-23	SW-32	SW-16	SW-14	SW-13
4	SW-16	SW-10	SW-26	SW-19	CALMA	SW-23	SW-22	SE-36	SE-16	CALMA	SW-28	SW-16
5	SW-10	SW-13	CALMA	SW-15	SW-16	SW-23	CALMA	NE-8	SW-16	CALMA	NE-14	SW-14
6	CALMA	SW-13	CALMA	SW-13	SW-18	NE-16	CALMA	SW-16	SW-24	SW-24	SW-16	CALMA
7	CALMA	SW-10	SW-9	SW-13	SW-13	SE-13	CALMA	SW-12	CALMA	SW-24	W-10	CALMA
8	CALMA	SW-6	SW-8	SW-20	CALMA	SW-22	N-6	WSW-16	CALMA	CALMA	SW-16	SSW-12
9	SW-10	SW-22	SW-11	SW-16	CALMA	SW-19	NE-8	SW-24	SW-8	N-8	SW-23	SSW-17
10	SW-10	SW-21	SW-13	SW-30	NE-6	S-22	NE-22	SW-16	SSW-10	SW-13	SW-26	SW-23
11	SW-16	CALMA	SW-15	SW-18	SW-8	SW-30	SE-35	SW-24	SW-8	SW-18	SW-26	SW-23
12	SW-10	CALMA	SW-13	SW-18	CALMA	NE-6	SW-13	NW-8	NE-8	W-10	SSW-23	SW-21
13	SW-10	SW-16	SW-16	CALMA	CALMA	SSE-8	NE-6	N-8	NE-10	SW-12	SW-14	SW-17
14	SW-10	SW-10	SW-25	SW-8	SW-13	SW-13	S-10	SW-16	N-10	SW-15	SSW-20	SW-17
15	SW-13	CALMA	SW-17	SW-8	SW-16	SEE-35	S-13	SW-12	SW-12	CALMA	SW-16	SW-14
16	CALMA	CALMA	SW-16	SW-6	CALMA	SEE-30	CALMA	CALMA	SW-8	CALMA	SW-15	SW-16
17	SW-6	SW-13	SW-16	SW-20	CALMA	NE-8	CALMA	CALMA	SSW-13	SSW-10	SW-18	SW-12
18	SW-22	SW-13	SW-10	SW-22	CALMA	SW-16	SW-16	CALMA	CALMA	SW-8	SW-18	SSW-18
19	SW-22	SW-16	SW-16	SW-24	SW-6	NE-13	CALMA	SSW-16	SW-16	SW-13	SW-16	SW-16
20	SW-16	SW-16	SW-12	SW-16	SW-8	SW-13	NE-16	NE-8	SW-13	SW-6	SW-17	SW-12
21	SW-16	SW-17	SW-25	SW-16	SW-13	SSE-23	NE-24	SW-10	SW-16	SW-15	SW-22	SW-10
22	SW-22	SW-15	SW-23	SW-10	SW-20	NE-14	N-10	W-24	SW-13	SW-16	SW-10	SW-10
23	SW-26	SW-22	SW-24	SW-8	SW-8	SSE-30	W-32	CALMA	SW-20	SW-24	SW-12	SW-16
24	NE-6	SW-22	SW-16	SW-8	CALMA	SW-35	SW-16	SW-16	SW-12	SW-24	SW-12	SW-14
25	NE-8	SW-19	SW-16	NE-20	SW-8	SW-20	SW-16	NE-24	SW-12	SW-20	SW-10	SW-14
26	SW-10	SW-14	SW-28	SW-28	NW-30	SSW-30	SW-7	SW-20	SW-16	NE-14	SW-14	SW-16
27	SW-9	SW-15	SW-18	CALMA	SW-6	SSW-30	SW-16	W-29	SW-18	NE-10	SW-14	SW-14
28	SW-10	SW-13	SW-20	SW-20	SW-8	SW-16	S-24	NE-8	SW-22	SW-16	SW-16	SW-10
29	SW-26	SW-18	SW-16	SW-20	CALMA	SSE-35	SW-20	SW-16	SW-10	SW-18	SW-18	SW-12
30	SW-26	SW-16	SW-30	SW-8	SW-25	CALMA	SW-32	SW-13	SW-14	SW-18	SW-18	SW-12
31	SW-25		SW-10		SW-16		SE-36	SW-18		SW-22		SW-10

Notas: N: Norte S: Sur E: Este W: Oeste Dirección del viento: 1 a 360 grados Ejemplo: SW-10 Sur Oeste diez grados

2.3.4.1 Rosa de Vientos. Para determinar la orientación de una pista que ofrezca mayor cobertura de vientos, puede usarse una rosa de vientos. Un tipo simple de rosa consiste en barras que radian en varias direcciones de la brújula, cada una representa, a escala, el porcentaje de tiempo que el viento sopla desde la dirección a la que apunta la barra.

Para el cálculo matemático de su cobertura de vientos sobre la base de componente de viento cruzado, puede ser útil una rosa de vientos similar a la mostrada en la fig B-5. Esta rosa da el porcentaje de tiempo que el viento sopla en rangos específicos de velocidad, así como direcciones específicas. Los números pequeños del diagrama representan los porcentajes de tiempo que el viento sopla desde direcciones diversas de la brújula entre velocidades específicas. Para la rosa de vientos de la fig B -5, los porcentajes de vientos conocidos para rangos de velocidad de 0 a 4 mph (calma), de 4 a 15 mph, de 16 a 31 mph, de 32 a 47 mph y más de 47 mph. Los vientos de más de 47 mph fueron computados en menos del 0.1% y se despreciaron.

Esta rosa de vientos puede usarse para determinar la máxima cobertura de vientos para un diseño de una, dos o tres pistas con diferentes direcciones. También puede emplearse para verificar la cobertura de vientos para un diseño adoptado después de estudiar los obstáculos aproximaciones y otros factores.

Para encontrar la máxima cobertura de vientos posible para una pista dada, se hace una plantilla transparente. En ésta se dibuja el eje de pista y las líneas paralelas representan los límites de las componentes de viento cruzado de 15 mph a cada lado del eje. Esta plantilla se superpone a la rosa de vientos con el eje pasando por el centro de la rosa. En seguida, se gira la plantilla hasta que se encuentra una dirección en la cual se incluye el mayor porcentaje de viento dentro de la banda de 30 mph.

Si el diseño tiene mas de una pista , la plantilla se señala para cada pista y se gira alrededor de la rosa hasta que la dirección de cada pista se encuentre de tal modo que el porcentaje total de la cobertura de viento para todas las pistas sea máximo.

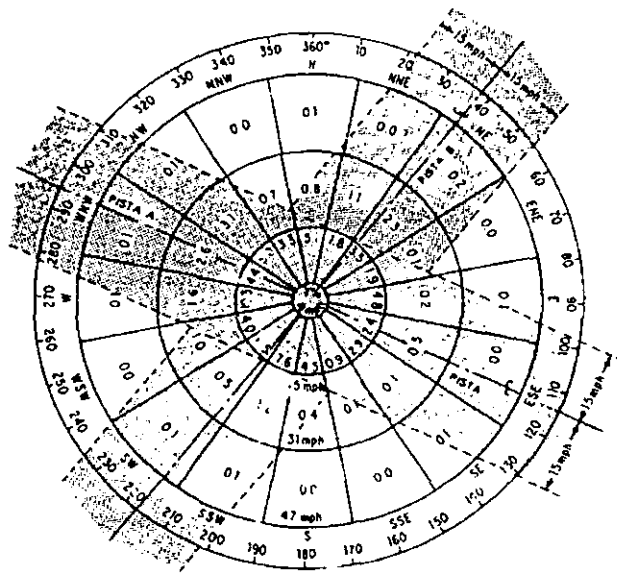


FIG B-5 LA PLANTILLA AYUDA A DETERMINAR LA COBERTURA DE VIENTO PARA COMPONENTE DE VIENTO CRUZADO DE 15 MPH

2.4 DESCRIPCION DE CADA ELEMENTO GEOMETRICO QUE FORMA PARTE DE UN AEROPUERTO

Como se Menciono en el punto 2. 2 un aeropuerto esta comprendido por las pistas, que es la parte principal de un aeropuerto, las calles de rodaje son la parte donde circulan las aeronaves, las plataformas donde se realizan operaciones de carga y descarga, además de los diferentes edificios donde se realizan diferentes tipos de actividades; a continuación se describirán las características de cada elemento geométrico antes mencionado.

2.4.1 PISTAS

Se denomina aeropistas ò pistas a las áreas rectangulares, despejadas, libres de obstáculos cuyos ejes longitudinales coinciden con los de las franjas de las pistas, sus superficies que pueden ser pavimentadas o no para que las aeronaves puedan efectuar sus operaciones de despegue y aterrizaje.

Estas pistas se clasifican en:

2.4.1.1 Pista de vuelo por instrumentos

2.4.1.2 Pistas de vuelo visual

2.4.1.1 PISTA DE VUELO POR INSTRUMENTOS.

Estas se caracterizan, por operar con aeronaves que cuentan con instrumentos para la aproximación a la misma; dependiendo de su importancia se pueden dividir en:

1-. Pistas de Aproximación por Instrumentos. Es aquella pista servida por ayudas visuales y una ayuda no visual, que proporciona por lo menos una guía direccional adecuada para la aproximación directa .

2-. Pistas de Aproximación de Precisión Categoría I. Son aquellas pistas destinadas para operaciones con altura de decisión de 60 mts y una visibilidad de pista de 800 mts.

3-. Pistas de Aproximación de Precisión Categoría II. Las operaciones visuales de altura de decisión y alcance visual de la pista, tiene valores de 30 y 400 mts respectivamente.

4-. Pistas para aproximación de Precisión Categoría III, estas pistas están subdivididas en:

- Pistas destinadas a operaciones visuales con un alcance de 200 mts, sin altura de decisión aplicable.
- Pistas con Operaciones de 50 mts sin altura de decisión aplicable, utilizando ayudas visuales en el rodaje.
- Pistas destinadas a operaciones sin ayudas visuales.

2.4.1.2 PISTAS DE VUELO VISUAL

Son aquellas en las cuales el procedimiento de aproximación de las naves se realiza usualmente sin ser necesario utilizar instrumentos.

PISTA PRINCIPAL

Es la pista que se prefiere en las operaciones aeronáuticas siempre que las condiciones adversas lo permitan.

PISTA SECUNDARIA

Es la pista complementaria que se utilizara para completar el coeficiente aéreo de la pista principal. Este coeficiente se determina de acuerdo a la utilización de por lo menos del 70% de la longitud básica de la pista principal y por la densidad de tráfico aéreo, debe ser por lo menos del 85% de la longitud básica de la pista.

Las diferentes clases de pistas según su localización son: Simples, Paralelas, Con Estacionamiento Divergentes con Intersección y Divergentes sin Intersección.

Para el empleo de Pistas paralelas de uso simultáneo con el edificio terminal adyacente, se deberá tener una distancia mínima entre ellos para garantizar cierto margen de seguridad las distancias recomendadas son:

- 1-. Distancia Mínima entre los ejes de pistas de vuelos por instrumentos será de 1500 mts
- 2-. Distancia Mínima entre ejes de dos pistas de aeropuertos categoría A o B será de 210 mts
- 3-. Distancia entre los ejes de dos pistas de aeropuertos Categoría C 150mts
- 4-. Distancia Mínima entre el eje de una pista de vuelos por instrumentos y los muelles de Carga y descarga, no será menor de 210 mts.
- 5-. Distancia Mínima entre el eje de una pista de vuelos por instrumentos y el edificio terminal, 225 mts.
- 6-. Distancias Mínimas entre los bordes de la pista y el edificio o edificios del aeropuerto 110 mts.

Las aeropistas se pueden clasificar en los tipos A,B,C,D,E,F,G y H con su correspondiente tipo de Aeropuerto A,B,C,D, E, F, G y H como se indico antes, dándose por consiguiente las longitudes básicas que se indican en la Tabla B-5

Se llama longitud básica de la aeropista a aquella donde se realizan operaciones, colocada en forma horizontal, al nivel del mar, en condiciones atmosféricas tipo y con viento en calma. La atmósfera tipo será aquella donde el aire es un gas perfecto a 15 grados centígrados de temperatura al nivel del mar, con una presión barométrica equivalente a 760 mm de columna de mercurio al nivel del mar y con un gradiente de temperatura, desde el nivel del mar hasta la altura en que la Temperatura baja a 56 grados centígrados, de menos de sesenta y cinco diezmilésimos de grado Celsius ($-0.0065 \text{ } ^\circ\text{C}$) por metro.

El número de pistas y su modelo dependen de:

- o El volumen y características del tránsito
- o Dirección del viento
- o Abatimiento del ruido

Se llama franja de pista al área de terreno, de forma rectangular, alargada, despejada y libre de obstáculos, en la cual se efectúan operaciones aeronáuticas. Las cabezas de pista son zonas de 100m a 150 m en los extremos de las pistas en las cuales, los aviones preparan sus motores.

2.4.2 PENDIENTES MÁXIMAS ADMITIDAS EN LAS PISTAS

Las pendientes longitudinales están restringidas, ya que prolongan las carreras de aterrizaje y despegue, llegando a ser prohibitivas cuando rebasan cierto límite. Las pendientes transversales tienen la finalidad de evacuar el agua que se pudiera estancar en las pistas, pero en caso de ser muy fuertes, darán lugar a posibles escurrimientos o corrientes superficiales, mientras está pendiente se adapte más al terreno natural, mayor será la economía obtenida.

Dependiendo de la categoría del aeropuerto las pendientes longitudinales y transversales permitidas serán:

TABLA B-6 PENDIENTES

LETRA CLAVE	LONGITUD BASICA DE PISTA	PENDIENTE TRANSVERSAL	PENDIENTE LONGITUDINAL
A	Desde 2,100 mts. En adelante	1.5%	1.0%
B	Desde 1,500 mts hasta 2,100	1.5%	1.0%
C	Desde 900 mts hasta 1,500	1.5%	1.0%
D	Desde 750 mts hasta 900	2.0%	2.0%
E	Desde 600 mts hasta 750	2.0%	2.0%

Dependiendo también de la categoría del aeropuerto, el ancho de la pista será:

TABLA B-7 ANCHO MINIMO

LETRA CLAVE	ANCHO MINIMO
A	45 mts
B	45 mts
C	30 mts
D	23 mts
E	18 mts

2.4.3 ÁREAS O SUPERFICIES DE DESPEGUE Y APROXIMACIÓN

Se denominará área de despegue a la porción de terreno ó área situada en ambos extremos de una aeropista, cuya protección en un plano horizontal, tiene forma de trapecio simétrico con respecto a la prolongación del eje de la aeropista cuya base menor se localiza en el extremo de la zona libre de obstáculos, si la hay, sino se encuentra la podemos localizar a 60 mts del extremo de la aeropista ò de la zona de parada si existe. Fig. B -6. El área de aproximación es el área que precede a los umbrales de una aeropista, siendo su forma igual a la del área de despegue y su base menor se encuentra a 60 mts del umbral.

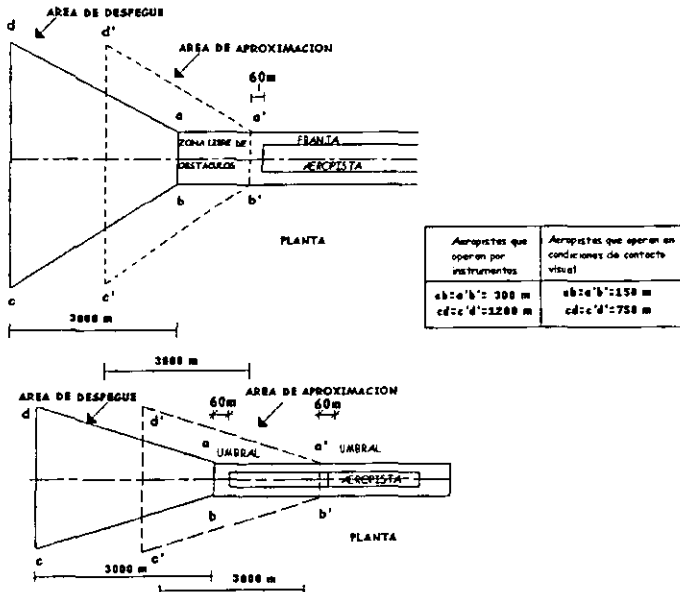


FIG B-6 AREA DE DESPEGUE Y APROXIMACION

El área de despegue es un plano inclinado de forma trapecial y cuya proyección es un plano horizontal que coincide con la del área en el mismo plano. La base menor de la superficie de despegue se encuentra en el plano horizontal que pasa por el eje en el extremo de la aeropista de la zona de parada o del área de la zona libre de obstáculos, según corresponda.

El área de aproximación es un plano inclinado, de forma trapecial, cuya proyección es un plano horizontal donde coincide con la del área de aproximación en ese mismo plano. La base menor de la superficie de aproximación se encuentra en el plano horizontal que pasa por el eje, en el umbral de la aeropista.

Las pendientes máximas, mínimas recomendadas de las superficies de despegue y de aproximación serán las siguientes:

ABLA B-8 PENDIENTES AREAS DE DESPEGUE Y APROXIMACION

TIPO DE AEROPISTA PARA AREAS DE DESPEGUE APROXIMACIÓN	PENDIENTE
A) PARA AEROPISTAS DE APROXIMACIÓN DE PRESION Y DE VUELO POR INSTRUMENTOS	50:1
B) PARA AEROPISTAS DE LAS CATEGORIAS A,B,C,D	50:1
C) PARA AEROPISTAS E ó F	30:1
D) PARA AEROPISTAS G	25:1

Todos los obstáculos que sobresalgan sobre las áreas de despegue o de aproximación deben suprimirse, además deben eliminarse de la superficie del terreno todos aquellos obstáculos que puedan representar un peligro para las aeronaves y que se encuentren dentro de las distancias siguientes medidas a partir del extremo de la aeropista, aun cuando no sobresalgan del área de aproximación:

TABLA B-9 DISTANCIA EN EXTREMOS DE LA AEROPISTA

AEROPISTA TIPO	DISTANCIA A PARTIR DEL EXTREMO DE LA AEROPISTA EN METROS
A, B, D ó D	360
E ó F	260
G	180

2.4.4 CALLES DE RODAJE

Las Calles de Rodaje son los elementos de un aeropuerto que permiten a los aviones, circular de una parte a otra en el aeropuerto.

A cada lado de una calle de rodaje, deberá existir una faja de terreno, que se denomina faja de seguridad de la calle de rodaje, despejada y libre de obstáculos y que pueda resistir las cargas de las aeronaves que por cualquier motivo, se salgan de las calles de rodaje.

Las calles de rodaje se proyectarán para aquellos aeropuertos en que, por la intensidad del tránsito de aviones, se necesita desalojar rápidamente las aeropistas con el objeto de que no se utilicen estas para el rodaje de las aeronaves. La unión de las calles de rodaje con los extremos de las aeropistas, se hará mediante un tramo perpendicular en el borde de la aeropista, a menos que se prevea que entren las aeronaves a ella a velocidades superiores a 15 km/hr, en cuyo caso el proyectista fijara el ángulo de entrada. Las calles de rodaje que comuniquen con los extremos de las aeropistas se proyectarán, salvo indicación en contra, con lugares de espera para una o más aeronaves, con el fin de que puedan tener acceso rápido a la aeropista tan pronto obtengan la autorización para despegar.

Estos lugares de espera se proyectarán de tal forma que ningún punto de la aeronave que espera turno, quede a menos de 45 mts del borde de la aeropista y que, además quede espacio libre para el movimiento de las aeronaves que necesiten despegar inmediatamente después.

En los lugares en que las calles de rodaje en tangente se unan a las aeropistas, o en los cruces de aeropistas, los bordes se ligaran por medio de curvas circulares con los radios mínimos siguientes:

TABLA B-10 RADIOS DE CURVA DE ENLACE

CATEGORIA DE LA AEROPISTA	RADIO MÍNIMO DE LA CURVA DE ENLACE EN METROS		
	PARA ANGULOS MAYOR DE 116 GRADOS	PARA ANGULOS ENTRE 85 Y 115 GRADOS	PARA ANGULOS HASTA 184 GRADOS
A, B, C o D	50	25	12.5
F o G	30	15	7.5

Tanto las aeropistas como las calles de rodaje de un aeropuerto deberán ser visibles desde la torre de Control, por lo que la ubicación de ésta se sujetara siempre a ese requisito.

Las reglas básicas según la F.A.A para diseñar las calles de rodaje son:

- 1-. Evitar los cruces con las pistas lo más posible.
- 2-. Que sean lo más rectas y directas posibles.
- 3-. Considerar rodajes tipo glorieta y accesos múltiples en las cabeceras de las pistas.
- 4-. Permitir buena visibilidad desde la torre de control a las calles de rodaje
- 5-. Considerar básicamente una calle de rodaje paralela para cada pista
- 6-. Prever una cantidad suficiente de salidas para reducir el tiempo de ocupación de la pista.
- 7-. Proveer siempre curvas amplias y sobre anchos en las mismas
- 8-. Construir elementos estructurales que no se hagan obsoletos rápidamente
- 9-. No crear cuellos de botella

2.4.4.1 CALLES DE ENTRADA Y SALIDA

La capacidad de una pista dependerá en gran parte de la posibilidad de que el sistema de calles de rodaje facilite el tránsito de las aeronaves a la pista y de esta a la plataforma. La función de las calles de salida será reducir al mínimo el tiempo de ocupación de una pista por las aeronaves que aterricen, con un espaciamiento determinado por las características de las aeronaves como son: velocidad de aterrizaje y desaceleración desde el punto de toma de contacto hasta el punto de recorrido final para efectuar un viraje de salida.

Las calles de salida pueden orientarse en ángulo recto con la pista, lo cual presenta el inconveniente de que las aeronaves tengan que desacelerar hasta velocidades mínimas. Se ha observado que aquellas calles dispuestas en ángulo agudo con respecto a las pistas, permiten a las aeronaves tener un viraje de salida más rápido y seguro, este tipo de calles son denominadas de salida rápida. Cuando el Volumen de tráfico sea alto, se estudiará la posibilidad y conveniencia de proyectar calles de rodaje paralelas con el fin de acelerar este tráfico, la dimensión mínima de las calles de rodaje (según F.A.A) serán:

B-11 DIMENSIONES CALLES DE RODAJE SEGÚN AVION DE DISEÑO

CONCEPTO	SIMBOLO	DIMENSIONES GRUPO DE AVION DE DISEÑO (PIES)			
		I	II	III	IV
Ancho de pav. Estruct. En tangentes	WT	50	75	100	125
Ancho de pav. Estruct. En Curvas	WC	65	90	115	140
Ancho de Acotamiento	-----	20	25	35	40
Ancho del área de seguridad	-----	110	150	220	310
Ancho del área libre de obstáculos	-----	210	270	360	470
Separación entre ejes de 2 rodajes	ST	200	300	300	400
Separación entre eje de rodaje y eje de pista	SR	400	400	600	100
Radios de curvas de rodaje	R	100	150	150	200

En caso de que se vaya a operar el aeropuerto con categoría II, de operación por instrumentos se debe aumentar el mínimo a 600 pies.

Clasificación de grupos de avión de diseño.

TABLA B-12 CLASIFICACION DE GRUPOS DE AVIONES

GRUPO II	GRUPO III	GRUPO III	GRUPO IV
B-727-100	DC-7	DC-10-10	FUTUROS MODELOS
B-737-100	DC-8-50	LOCKEED-1011	
B-737-200	B-707-100	B-747	
BAC-111	B-707-300	LOCKEED-500	
CONVAIR-58 C	DC-8-63		
DC-9-30	B-727-200		
F-27	OTROS		
SE-210			
DC-9-40			
OTROS			

2.4.4.2 CURVAS EN LAS CALLES DE RODAJE.

Los radios de estas curvas deberán ser compatibles con la capacidad de maniobra y la velocidad de rodaje normal para las aeronaves en esa calle, la siguiente tabla nos muestra los valores para el radio de las curvas dependiendo de la velocidad de rodaje.

TABLA B-13 VELOCIDADES PARA RADIOS DE CURVAS

VELOCIDAD		RADIO DE LA CURVA	
Km/hr.	MPH	Mts.	Pies
16	10	15	50
32	20	60	200
48	30	135	450
64	40	240	800
80	50	375	1250
96	60	540	1800

2.4.4.3 PENDIENTES Y RESISTENCIA ESTRUCTURAL DE LAS CALLES.

La OACI, recomienda que en aeropuertos de categoría A o B, la pendiente longitudinal no deberá exceder de un 1.5% en aeropuertos de categoría C,D,E, y la pendiente no será mayor del 3%. Las pendientes transversales deberán ser las mismas que en las pistas, es decir: 1.5% como máximo en aeropuertos A, B, C y 2% en aeropuertos de categoría D y E. Esta pendiente tiene la finalidad de evitar estancamientos de agua en las calles de rodaje.

La resistencia estructural del pavimento de las Calles de Rodaje deberá ser igual o mayor a la utilizada en las pistas, ya que se tomará en cuenta que está expuesta a esfuerzos mayores, pues el recorrido que por ella efectuarán los aviones será lento y en ocasiones estacionario.

TABLA B-13 DIMENSIONES DE CALLES DE RODAJE

CATEGORÍA DE LA AEROPISTA	ANCHO DE LA CALLE DE RODAJE EN METROS	ANCHO DE LA Faja DE SEGURIDAD DE LA CALLE DE RODAJE EN METROS	PENDIENTE MÁXIMA LONGITUDINAL PARA AERONAVES DE REACCIÓN	PENDIENTE MÁXIMA LONGITUDINAL EN % PARA AERONAVES A REACCIÓN	PENDIENTE TRANSVERSAL EN % MÁX	PENDIENTE LONGITUDINAL DE LAS FAJAS DE SEGURIDAD (PARA AERONAVES DE REACCIÓN)	PENDIENTE LONGITUDINAL DE LAS FAJAS DE SEGURIDAD (PARA AERONAVES A REACCIÓN)
A	23	20	3	1,5	1,5	5	2,5
B	23	20	3	1,5	1,5	5	2,5
C	23	20	3	1,5	1,5	5	2,5
D	18	15	3	1,5	1,5	5	2,5
E	15	15	3	1,5	1,5	5	2,5
F	12,5	10	3	-----	1,5	5	-----
G	12,5	10	3	-----	1,5	5	-----

2.4.5 PLATAFORMAS

Las plataformas son las zonas del aeropuerto donde se realizan las maniobras de carga y descarga de mercancía, aprovisionamiento de combustible, ascenso ó descenso de pasajeros y estacionamiento para mantenimiento de la aeronave.

La localización de estas deberá ser cerca del edificio terminal, de las zonas de atraque para facilidad en el ascenso y descenso de pasajeros, en la carga y descarga de mercancías.

Deberá tener una amplitud suficiente para facilitar la circulación de aviones ya que de esta zona partirán las aeronaves para su despegue, y aquí llegarán después del aterrizaje. Su estudio de amplitud estará íntimamente ligado al tráfico, existiendo dos tipos de circulación: el procesario y el estacionario; consistiendo el primero en una serie de muelles de atraque, el avión desembarca pasajeros, en el siguiente desembarca las mercancías, en el tercero repostará combustible y en cuarto recogerá pasajeros. Este es un plan difícil de lograr en caso de existir demasiado tráfico, siendo más recomendable el empleo de muelle estacionario, el cual consistirá solamente del muelle de atraque, en el que se realizarán todas las operaciones antes descritas, siendo necesario recurrir al empleo de remolques cuando se tengan que realizar operaciones mixtas.

La distancia mínima fijada entre los edificios y los muelles de atraque al eje de la pista, es de 210 y 110 mts, respectivamente y un semiancho de 75 mts, de las franjas. Es decir, la distancia medida del eje de la pista al borde de la franja, estas resultan de valores de anchuras mínimas para la zona de estacionamiento de 35 y 135 mts, aparte del espacio ocupado por los muelles, la distancia de 35 mts por ser muy pequeña no se acepta porque no permite la circulación de aeronaves por esa zona. La anchura mínima en que podrá desarrollarse libremente esta circulación es de 100 mts, en aeropuertos pequeños con utilización de aviones medios. En el caso de aeropuertos más grandes esta anchura será de 165 mts, como mínimo, siendo en ocasiones necesaria una anchura de 300 mts.

Lo ideal es que se cuente con una superficie pavimentada de 120 mts, exteriores a los muelles de carga, que permitan maniobra y circulación en un sentido, con el eje separado 40 mts, del borde de la zona pavimentada, esto hará una anchura de 200 mts entre los bordes de franjas y los muelles de atraque, esta parece ser una zona conveniente para el estacionamiento de aviones. Con las dimensiones de los aviones se podrá determinar el área necesaria para el atraque, siendo la envergadura de estos el principal motivo, y en virtud de tener una variedad de estas, no será posible dejar un espacio necesario para maniobra, dejándose para esta operación un espacio de 100 mts, para los aviones " Jumbo " y de 70 mts para reactores del tipo DC/8 y 50 mts para aviones de tonelaje medio.

Para facilitar el atraque y circulación se establecerán líneas guías o trayectorias de rodaje del tren de proa del avión, dejándose también un espacio suficiente para la salida del avión entre elementos adyacentes.

El número necesario de muelles estará íntimamente ligado al tráfico de todos los aviones que por la capacidad del aeropuerto puedan atracar, este número es una cuarta parte de las operaciones que se realizan en una hora, alterándose estas operaciones en el caso de vuelos Charter que esperan más tiempo del ideal a los pasajeros, lo cual afectará la capacidad de las plataformas.

La zona de plataformas deberá estar lo más cerca posible del estacionamiento, con acceso fácil y directo a los muelles, debiendo tener área suficiente para albergar a los aviones que esperen su salida, pernocten en el aeropuerto, o se encuentren en revisión.

En el momento de iniciar el aeropuerto sus operaciones, las plataformas deberán ser de máxima capacidad ya que las compañías aéreas carecen por completo de hangares o zona de mantenimiento en donde efectuar sus operaciones.

2.4.5.1 RESISTENCIA ESTRUCTURAL Y PENDIENTES DE LA PLATAFORMA

Su resistencia deberá ser tal que soporte el tránsito de las aeronaves, no siendo esta menor a la de la pista, ya que estará sometida al tránsito lento de las aeronaves y en el mayor de los casos por situación estacionaria de los aviones.

Su pendiente deberá ser únicamente para la evacuación de las aguas que pudieran acumularse en la superficie, sin exceder del uno por ciento en los puestos estacionarios de los aviones

2.4.6 LOCALIZACIÓN DE EDIFICIOS DE PASAJEROS, HANGARES Y CARGA

El edificio terminal es la liga entre los medios de transportación terrestre y aérea, teniendo como función el manejo de pasajeros y carga, por su distribución, el edificio terminal se clasifica en:

- Centralizado
- Descentralizado

El primero es cuando en un solo edificio se concentran todos los servicios al público. El descentralizado consiste en usar varios edificios con una duplicidad de servicios, por ejemplo: un edificio para vuelos nacionales y otro para vuelos internacionales, así como edificios especiales para cada compañía de aviación.

Una vez fijadas las zonas de posible construcción, se seccionará la destinada al edificio terminal y zona administrativa, que deberá cumplir los siguientes requisitos:

1-. Se ubicará lo más cerca posible del centro geométrico del aeropuerto para facilitar el control del tráfico y acortar las comunicaciones.

2-. Sé deberá situar esta zona en el lado del aeropuerto más cercano a la ciudad para hacerlo más accesible y acortar comunicaciones.

3-.Se deberá tener amplitud suficiente, no solo para los servicios administrativos inmediatos, sino también para construcciones futuras.

2.4.6.1 ZONAS DE ESTACIONAMIENTO, MUELLES DE CARGA Y DESCARGA

Estas zonas se encuentran situadas rodeando el edificio terminal con superficies para los muelles de carga y descarga y toda clase de maniobras de los aviones, dependerá por lo tanto de la ubicación de la zona administrativa; la previsión de superficies deberá de hacerse de una manera muy amplia, ya que una vez fijada ésta no será posible ampliarla por encontrarse bloqueada esta zona con las pistas y el edificio terminal.

Los sistemas generales que se aceptan para disponer los muelles de carga y descarga, son cuatro.

Debiéndose cumplir en cada uno de estos una distancia mínima por recorrer a pie por parte del usuario, que no exceda los 300 mts. Estos 4 sistemas son los siguientes:

- 1-. Muelle en línea adyacente al edificio terminal
- 2-. Muelles radiales alrededor de andenes, cubiertos o no.
- 3-. Muelles en pequeños edificios.
- 4-. Estacionamiento abierto o muelles dispersos.

La primer disposición se adopta en aeropuertos con tráfico reducido ya que plantea menos problemas. La comunicación entre el avión y la terminal debe ser directa, sencilla y de escasa longitud.

El sistema de muelles radiales tiene la ventaja de encausar claramente la circulación del pasaje asilándolo de las inclemencias del tiempo y de los peligros que suponen las maniobras de los aviones. Tienen el inconveniente de que si los andenes se establecen en la superficie, dificultan las maniobras.

El sistema satélite se define como el de pequeños edificios desplazados en la terminal y en conexión con la misma, generalmente mediante túneles, realizándose el estacionamiento de los aviones alrededor de los satélites, aumentando así el número de muelles de atraque con acceso directo del viajero.

Por último, el sistema de estacionamiento abierto consiste en que el acceso a los aviones por parte del pasajero se logra a pie o mediante vehículos terrestres, lo que da lugar a movimientos de todo tipo frente al edificio terminal y entre los aviones con imprescindibles interferencias, este método aunque económico, resulta poco aconsejable por los problemas que representa en el control del tráfico terrestre.

2.4.6.2 SISTEMA DE ATRAQUE

Aunque la fijación de los puntos de atraque reduzca la flexibilidad de la zona de estacionamiento obligada por las diferentes dimensiones de las aeronaves, es necesario acomodar los sistemas de carga y descarga tomando en cuenta las maniobras de atraque que conduzcan al avión al sitio adecuado, siendo cinco las formas de atraque de las aeronaves:

- Proa hacia dentro
- Proa en diagonal hacia dentro
- Proa hacia fuera
- Proa en diagonal hacia fuera
- Paralelo a las edificaciones

Las dos primeras tienen la ventaja que durante el atraque tanto los ruidos como el efecto del escape de los motores son mínimos, pero en el caso de diagonal hacia dentro, al efectuar el avión su viraje inicial de salida, da lugar a un ruido máximo dirigido hacia el edificio terminal.

En las posiciones de proa hacia fuera y en diagonal hacia fuera, la inercia de rodaje en la llegada permite efectuar el viraje con poco motor, aunque en el desatraque el ruido se dirige directamente al edificio terminal.

El sistema paralelo disminuye el ruido en los edificios, tanto en las llegadas como en las salidas y pueden adaptarse pasarelas tanto en las puertas delanteras como en las traseras. Se adoptará esta solución cuando se empleen estas pasarelas a no ser que por el tamaño de las aeronaves se requieran muelles de gran magnitud. Otro sistema recomendable es el de la posición de proa en diagonal hacia fuera, por maniobra abierta de salida.

Sistemas de embarque. Los sistemas de grupos conducidos a pie o en vehículos terrestres están ligados a la forma de estacionamiento abierto; en los otros tipos de muelles se adoptará el sistema conducido en el que los viajeros solos llegan del avión al edificio terminal por medio de andenes y pasillos fijos y móviles.

Circulación de aviones. Con arreglo y dimensiones de tal manera que se cumplan los requisitos de la OACI, las calles de rodaje para circulación se situaran de tal manera que tengan fácil acceso desde la zona de estacionamiento a las cabeceras de las pistas, con las condiciones que sean accesibles a todas las cabezas de pistas, sin cruzar las que se estén utilizando.

Existen dos criterios para el trazado de las calles de rodaje, el primero proyecta y destina éstas para llegar únicamente a la cabecera; el segundo utiliza pistas de despegue que no se estén utilizando. El primero necesita más desarrollo de calle, recomendándose el segundo en caso de no existir interferencias o inconvenientes en la utilización de pistas que no se usen para los vuelos.

En aeropuertos tangenciales, por la situación de la zona administrativa, las calles de rodaje se reducen al mínimo y la circulación de aviones es más sencilla.

Servicios de Campo.- Corresponden a estos servicios el empleo ordenado de los medios necesarios de la carga y descarga de aviones, tanto de pasajeros como de equipajes y mercancías, así como la atención necesaria de los servicios de restaurante, limpieza, abastecimiento de combustible, aceite, grasa, agua y demás servicios para el avión, siendo necesario el empleo de vehículos de transporte, tractores de remolque, escaleras móviles, pasarelas, bandas transportadoras, elevadores, cargadores, tanques de combustible, etc.

Los cuales dependiendo de las características de los aviones son empleados presentando en ocasiones problemas, y a que por ejemplo para ordenar la carga y organizar los servicios a un " JUMBO" son necesarios hasta 35 vehículos a su alrededor.

Esto conduce a la necesidad de la mecanización del medio y empleo de puentes pasarelas, ordenación de equipajes y mercancías en contenedores, transportes sobre cintas o bandas transportadoras y aprovisionamiento de combustible por medio de hidrantes.

Zonas industriales y particulares. -En caso de ser posible, estas se establecerán en las proximidades de las zonas administrativas pero cumpliendo una misión totalmente desligada de la administración central, no habrá inconveniente en situarlas en las zonas de posible edificación.

2.4.6.3 LOCALIZACIÓN DE LAS INSTALACIONES PRINCIPALES

Una vez localizadas las zonas de posible edificación para todos aquellos elementos necesarios en las operaciones terrestres de los aviones, se procederá a localizar y ubicar aquellas posibles zonas destinadas al almacenamiento de combustible, que tienen como finalidad abastecer de una manera eficaz a los aviones que lo requieran en el aeropuerto, la instalación para manejo y suministro de combustible de cualquier aeropuerto deberá comprender los siguientes sistemas:

- Sistema de transporte ó conducción de combustible al aeropuerto
- Sistema de almacenamiento
- Sistema de Conducción
- Sistema de Distribución

El primero se refiere al medio que generalmente se emplea para abastecer de combustible al aeropuerto realizándose esta operación por los siguientes medios.

- 1-. Por oleoductos
- 2-. Por Ferrocarril
- 3-. Por Carretera

En el primer medio, el abastecimiento se efectúa mediante ductos desde el centro productor del combustible o desde el puerto más próximo de desembarque y llega directamente a la zona de almacenamiento. El transporte por ferrocarril requiere de vagones cisterna especiales, debiéndose prever en caso de ser necesario, un punto de descarga desde el cual se facilite el traslado del combustible a la zona de almacenamiento. El transporte por carretera se efectúa por medio de camiones cisterna, los cuales pueden llevar el combustible directamente a la zona de almacenamiento y en caso de no ser así, se deberán prever también puntos de descarga, como en el caso de transportación por ferrocarril.

La selección del sistema más adecuado se determinará en base a un estudio económico previo, en el que intervendrán como parámetros principales: Los costos de las instalaciones requeridas y el volumen de combustible servido; la solución será con aquel sistema que presente un costo menor por litro de combustible servido.

Sistema de almacenamiento. Dependiendo de la importancia del aeropuerto, así como de la cantidad necesaria de combustible por almacenar y del peligro que puedan presentar los sistemas por elegir, pueden ser:

- Almacenamiento superficial
- Almacenamiento subterráneo

Por sus características de construcción estos son:

- Recipientes o contenedores metálicos
- Cisternas de concreto armado

El almacenamiento superficial presenta ciertas desventajas con respecto al subterráneo ya que este último ofrece una mayor protección en caso de un posible incendio y existe una menor pérdida de combustible debido a que los cambios de temperatura también son menores en el subsuelo que en la superficie; además, las superficiales tienen el inconveniente de que presentan un costo mayor y son difíciles de proteger de oxidación y corrosión. El tipo de abastecimiento se elige para que cumpla con adecuadas condiciones de seguridad y presente un costo menor con respecto a otro.

Sistema de conducción. Se refiere a las instalaciones necesarias para conducir desde la zona de almacenamiento hasta la zona de distribución el combustible requerido en esta última, pudiendo ser este sistema por medio de tuberías funcionando por gravedad o con estaciones de bombeo.

Sistema de Distribución. Está constituido principalmente por camiones tanque o por tuberías y surtidores, estando integrados estos por fosos con bombas y depósitos de cierta capacidad y válvulas con distintas bocas para el suministro directo al tanque del avión, localizándose estas tomas por lo general en la zona de estacionamiento de los aviones. Las instalaciones requeridas en la actualidad, son aquellas que proporcionen los medios de protección adecuada para la prevención de posibles incendios que se puedan producir ya sea en la zona de almacenamiento o de distribución de combustibles y en el edificio terminal, por ello deberá de proveerse un sistema eficaz de alarma contra incendios, ya sea manual, automático o controlado por termostatos, siendo estos medios los siguientes:

- Extintores manuales de espuma o CO_2 , arena fina etc.
- Extintores de espuma, lluvia muy fina de agua, etc.

Los primeros se recomiendan cuando el aparente incendio se este iniciando, y lo segundos cuando el incendio ha alcanzado mayores proporciones. Las instalaciones de agua para incendios deberá tener las siguientes características:

- La tubería y depósitos deberán estar calculados para proporcionar el volumen del líquido requerido cuando menos para combatir tres horas de incendio.
- Las bocas de incendio serán de 15 cm de diámetro, con dos conexiones de 6 cm de diámetro y una conexión de 12 cm para las mangueras de aspiración de los carros-bomba.
- La presión mínima en la boca de incendios será de 1.5 kg/cm², cuando funcione al máximo caudal
- La separación entre bocas de incendio en la zona de almacenamiento no deberá ser mayor de 100mts.

TABLA B-5 CARACTERISTICAS DE AEROPISTAS

Aeropuerto Tipo:	A	B	C	D	E	F	G	H
Aeropista Tipo:	A	B	C	D	E	F	G	H
Longitud Básica de aeropista en metros	2551 o más	2151 a 2150	1801 a 2150	1501 a 1800	1281 a 1500	1081 a 1280	901 a 1080	Hasta 900
Ancho mínimo de la aeropista pavimentada (m)	60 (para operación, por instrumentación) 50 (para operaciones por contacto visual)							
Ancho mínimo de la franja, de la pista en metros	300 (Para operaciones con instrumento) 150 (Para operaciones por contacto visual)							No
Longitud de la franja de la aeropista	SeSENTA metros más allá de cada extremo de la aeropista Ya corregido como se indica más adelante							No
Pendiente Máxima Longitudinal de la aeropista (%)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	No
Pendiente Máxima Longitudinal de la franja (%)	1.75	1.75	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	No
Pendiente Máxima Transversal de la aeropista (%)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	No
Pendiente Máxima Transversal hasta 75 mts, del eje de la franja	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	No.
Pendiente Máxima Transversal a más de 75 m, del eje de la pista	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	No.
Distancia mínima entre ejes de aeropistas, metros	210	210	210	150	150	100	100	No.
Porcentaje de vientos, incluyendo calma, durante los cuales las aeropistas pueden usarse con seguridad	95	95	95	90	90	80	75	70
Distancia Mínima entre los ejes de las aeropistas y los edificios del aeropuerto	230 Metros					-----	-----	-----

CAPITULO III

MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO

En este capítulo se trata de manera muy general lo referente al muestreo y las pruebas de laboratorio que es necesario realizar a los materiales que se emplean en la construcción de las diferentes capas de los pavimentos, para conocer su calidad, prevenir su probable comportamiento en la obra y controlar sus características durante la construcción.

MUESTREO ALTERADO E INALTERADO

Tiene como finalidad obtener porciones representativas de los materiales para conocer sus propiedades y determinar la conveniencia de su utilización.

3.1 MUESTREO

3.1.1 POZOS A CIELO ABIERTO

Cuando este método sea practicable debe considerarse como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desafortunadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre, todo de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí. La excavación se encarece mucho cuando sean necesarios ademes y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad máxima normal de 2 mts y excepcional bajo condiciones propicias hasta 3 mts.

Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo " in situ" y la misma, modificada por la excavación realizada. En efecto, una arcilla dura puede, con el tiempo, aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico experimentado.

Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero; por lo regular, el ademe se hace con tabloncillos horizontales, pero deberán ser verticales y bien hincados si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared o en el fondo del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndose en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

3.1.2 PERFORACIONES CON POSTEADORA, BARRENOS HELICOIDALES O METODOS SIMILARES.

En estos sondeos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente a contenido de agua, por lo menos en suelo muy plástico. Los barrenos helicoidales pueden ser muy diferentes de acuerdo al suelo que se vaya a atacar y a la preferencia del perforista.

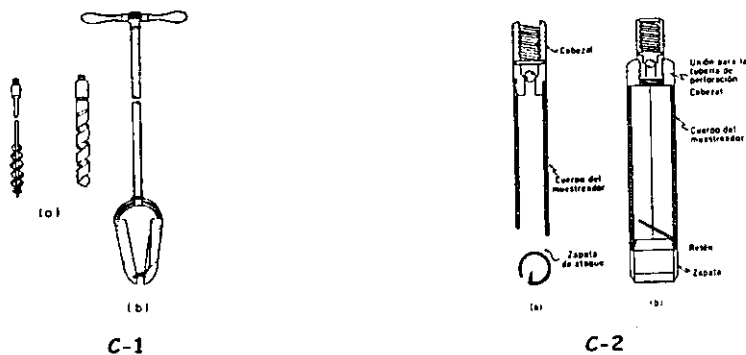


FIGURA C-1 HERRAMIENTAS PARA SONDEOS EXPLORATORIOS POR ROTACIÓN
a) BARRENOS HELICOIDALES b) POSTEADORA
FIGURA C-2 TIPOS DE CUCHARAS MUESTRADORAS

Posiblemente más usadas en México que los barrenos son las posteadoras a las que se hacen penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación. Las muestras obtenidas con cuchara son generalmente más alteradas todavía que las obtenidas con barrenos helicoidales y posteadoras, la razón es el efecto del agua que entra en la cuchara junto con el suelo, formando en el interior una seudosuspensión parcial del mismo.

3.1.3 MUESTREO CON TUBOS DE PARED DELGADA

Desde luego de ningún modo y bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo que pueda ser rigurosamente considerada como inalterada. En efecto, siempre será necesario extraer al suelo de un lugar con alguna herramienta que inevitablemente alterará las condiciones de esfuerzo en su vecindad; además, una vez la muestra dentro del muestreador no se ha encontrado hasta hoy y probablemente jamás llegue a encontrarse, un método que proporcione a la muestra, sobre todo en sus caras superior e inferior los mismos esfuerzos que tenía "in situ". A parte de esto, la remoción de la muestra del muestreador al llegar al laboratorio produce inevitablemente otro cambio en los esfuerzos, pues la fase líquida deberá trabajar a tensión y la fase sólida a compresión en la medida necesaria para que impida la expansión de la muestra, originalmente confinada en el suelo y ahora libre. La alteración producida por esta extracción es un factor importante aún cuando se recurra al procedimiento de cortar longitudinalmente al muestreador para evitar el efecto de la fricción lateral, si bien con este procedimiento más costoso se atenúa la alteración. Por lo anterior cuando en Mecánica de Suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida por cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

Se debe a M.J Hvorslev un estudio exhaustivo moderno que condujo a procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada que por lo menos en suelos cohesivos, se usan actualmente en forma prácticamente única. Muestreadores de tal tipo existen existen muchos modelos y es frecuente que cada institución especializada desarrolle el suyo propio.

El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente, según el propio Hvorslev puso de manifiesto, del procedimiento usado para su hincado; las experiencias han comprobado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continuada y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico. Hincando el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada "relación de áreas".

$$A_r(\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2}$$

Donde "D_e" es el diámetro exterior del tubo y "D_i" el interior. La expresión anterior equivale a la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Dicha relación no debe ser mayor de 10% en muestreadores de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro interior, hoy de escaso uso por requerirse en general muestras de mayor diámetro pueden admitirse valores algo mayores, no existen motivos prácticos que impidan satisfacer fácilmente el primer valor.

En la Fig. C-9a. aparece uno de los tipos más comunes de muestreador de pared delgada; en la fig núm 1 parte b de dicha figura se muestra un tipo más elaborado de muestreador de pistón, que tiene por objeto eliminar o casi eliminar la tarea de limpiar el fondo del pozo previamente al muestreo, necesaria en los muestreadores abiertos; al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior, puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos en el fondo del pozo entre en él; una vez en el nivel de muestreo, el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hince libremente (pistón retráctil) o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie, se hince el muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo).

En la Figura C-9c se muestra un esquema de un dispositivo aplicador de presiones de hincado que puede usarse cuando no se disponga de una máquina perforadora que aplique la presión mecánicamente; un procedimiento alternativo al mostrado en la figura, será cargar la varilla de perforación con peso muerto utilizando gatos hidráulicos .

En ocasiones y en suelos muy blandos y con alto contenido de agua los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo sin ella a la superficie; esto tiende a evitarse hincando el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo un cierto tiempo antes de proceder a la extracción. Al dejarlo en reposo la adherencia entre el suelo y muestreador crece con el tiempo, pues la arcilla remoldeada de la superficie de la muestra expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando, por lo tanto, su resistencia y adherencia con el muestreador.

En arenas, especialmente en las situadas bajo el nivel freático se tiene la misma dificultad, la cual hace necesario recurrir a procedimientos especiales y costosos para darle al material una "cohesión" que le permita conservar su estructura y adherirse al muestreador

3.1.4 METODO DE LAVADO.

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo aun cuando la experiencia ha comprobado que pueden llegar a tenerse errores hasta de 1 m al marcar la frontera entre los diferentes estratos. El método se usa también en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

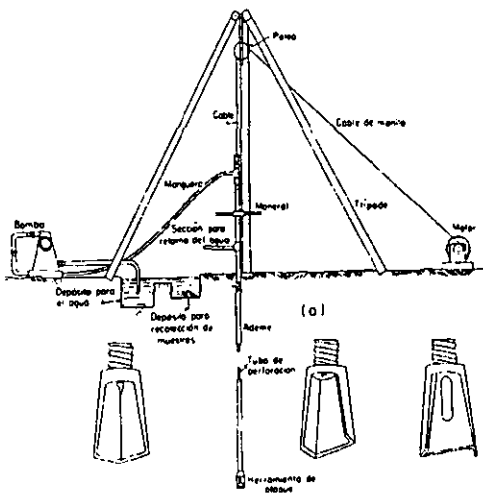


FIGURA C-3 DISPOSITIVO PARA EL SONDEO POR LAVADO
A) CONJUNTO
B) BARRENOS DE PERFORACIÓN

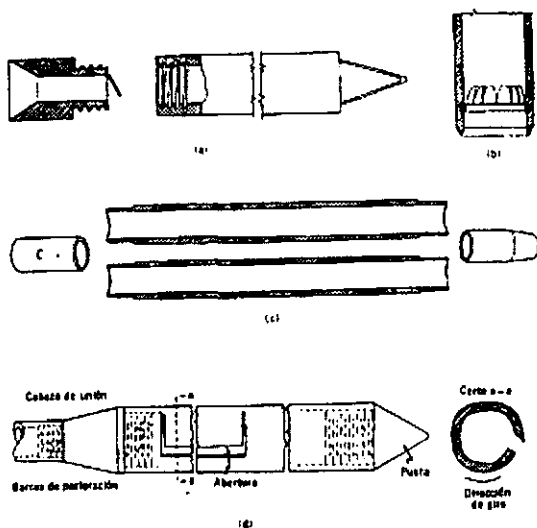


FIGURA C-4 TIPOS DE MUESTREADORES

3.1.5 METODO DE PENETRACION ESTANDAR.

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a su descripción; probablemente es también el más ampliamente usado para esos fines en México. En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, como repetidamente se indicó, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

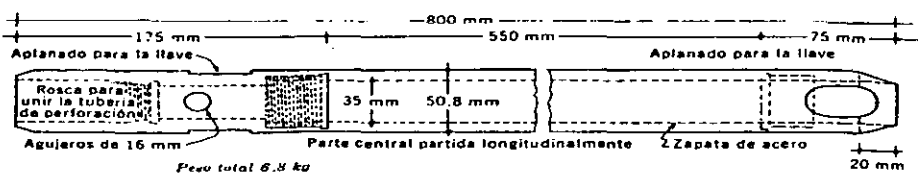


FIGURA C-5 PENETRÓMETRO ESTÁNDAR

El estudio necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas.

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca en el extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg (140 libras) que cae desde 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm (1 pie). El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer de la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa. Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y, seguidamente a golpes se hace que el penetrómetro entre 15 cm dentro del suelo. Desde ese momento se deben contar los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación se hace penetrar el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compactación, el ángulo de fricción interna, en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple que en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados. Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba estándar en estratos accesibles o de los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les pueda determinar los valores de los conceptos señalados por los métodos usuales de laboratorio; haciendo suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza.

En la práctica esto se ha logrado en los suelos friccionantes, para los que existen tablas y gráficas dignas de crédito y aplicables al trabajo práctico; en el caso de suelos arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar que con mucho son menos dignas de crédito.

En la fig. C-6. aparece una correlación que ha sido muy usada para arenas y suelos predominantemente friccionantes.

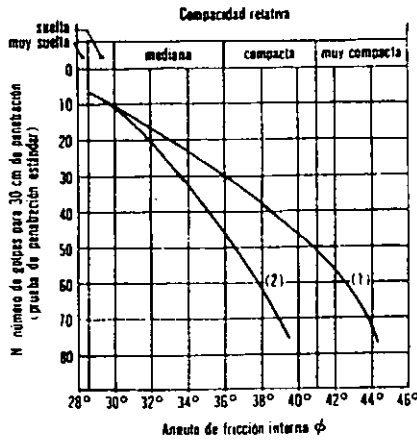


FIG C-6 CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES PARA 30 CM DE PENETRACION ESTANDAR Y EL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DE LAS ARENAS

En la gráfica se observa que al aumentar el número de golpes se tiene mayor compactación relativa en la arena y, consecuentemente, mayor ángulo de fricción interna. También se ve que en arenas limpias medianas o gruesas para el mismo número de golpes, se tiene un ángulo de fricción interna mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limosas. Las relaciones de la fig. C-6. no toman en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes que es importante, según han demostrado investigaciones más recientes. En la fig. C-7 se presentan resultados experimentales que demuestran que a un número de golpes en la prueba de penetración estándar corresponden diferentes compactaciones relativas, según sea la presión vertical actuante sobre la arena, la cual, a su vez, es función de la profundidad a que se haga la prueba.

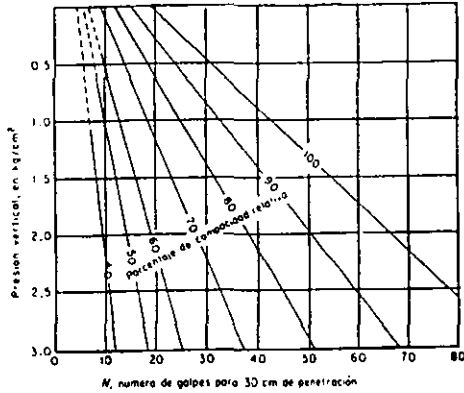


FIGURA C-7 RELACION ENTRE PENETRACION ESTANDAR, LA PRESION VERTICAL Y LA COMPACTACION RELATIVA PARA ARENAS

3.1.6 METODO DE PENETRACION CONICA.

Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos.

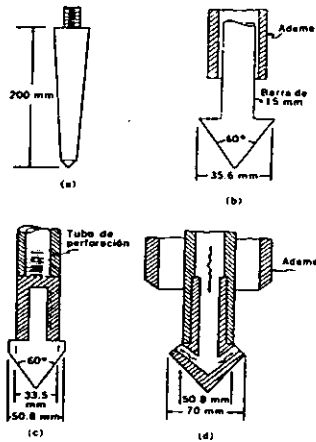


FIGURA C-8 PENETROMETROS CONICOS

- A) TIPO DANES
- B) TIPO HOLANDES
- C) TIPO PARA ENSAYE DINAMICO
- D) TIPO DE INYECCION

En los primeros la herramienta se hinc a presión, medida en la superficie con un grado apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso conocido que se deja caer desde una altura también conocida.

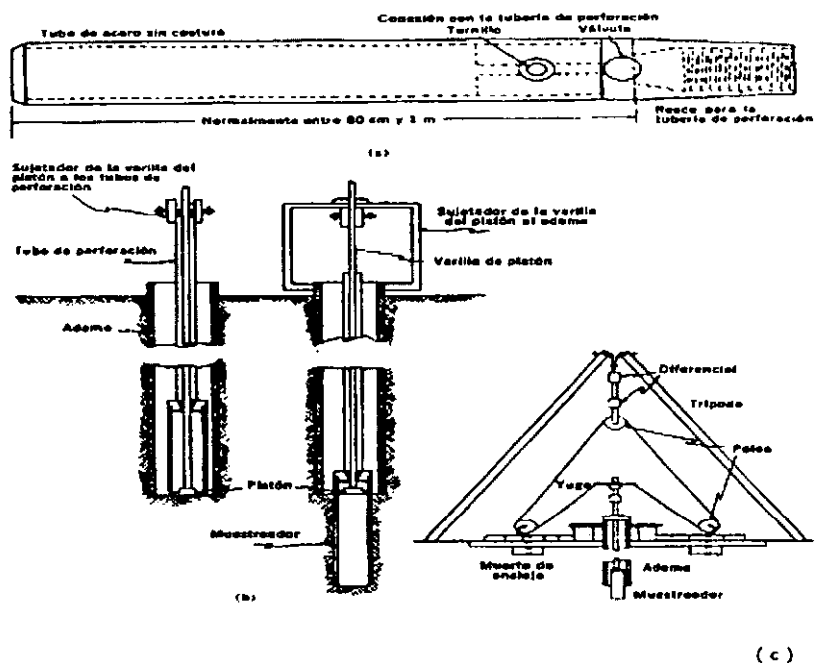


FIGURA C-9 MUESTREADORES DE TUBO DE PARED DELGADA

- TIPO SHELBY
- DE PISTÓN
- DISPOSITIVO DE HINCADO POR PRESIÓN DE UN DIFERENCIAL

3.1.7 METODOS ROTATORIOS PARA ROCA.

Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme o cuando en el curso de la perforación las herramientas hasta aquí descritas tropiezan con un bloque grande de naturaleza rocosa y no es posible lograr penetración con los métodos mencionados anteriormente ha de recurrirse a este procedimiento.

3.2.3 TRITURACION

Cuando el desperdicio del cribado es mayor que el 25%, lo más conveniente es triturar el material, es decir, quebrar las partículas mayores que el tamaño máximo requerido. Este tratamiento puede ser parcial o total.

3.2.4 LIMITES DE CONSISTENCIA

Los límites de consistencia tienen por objeto conocer las características de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla Núm. 0.425 cuyos resultados se utilizan principalmente para la identificación y clasificación de los suelos. La plasticidad es la propiedad de algunos suelos que les permite, bajo ciertas condiciones de humedad, mantener la deformación producida por un esfuerzo que les ha sido aplicado en forma rápida, sin agrietarse, desmoronarse o sufrir cambios volumétricos apreciables. Esta propiedad es originada por fenómenos electroquímicos, que proporcionan la formación de una capa de agua absorbida de consistencia viscosa, alrededor de las partículas y determina el comportamiento plástico del suelo. De acuerdo con su contenido de agua, los suelos pueden presentar algunos de los siguientes cinco estados de consistencia: Estado líquido, semilíquido, plástico, semisólido, y sólido. Las fronteras entre los estados de consistencia mencionados en este inciso, fueron establecidos por Atterberg bajo el nombre general de límites de consistencia, los cuales se indican a continuación: Límite líquido, es el contenido de agua que marca la frontera entre los estados semilíquido y plástico, Límite plástico, es el contenido de agua que marca la frontera entre los estados plástico y semisólido, Límite de contracción, es el contenido de agua que marca la frontera entre los estados semisólido y sólido.

3.2.5 EQUIVALENTE DE ARENA

La determinación del peso específico o volumétrico en el lugar, por el método de la trompa y arena se efectúa en los materiales tanto en estado natural como en estado compactado y sirve para obtener los grados de compactación y los coeficientes de variación volumétrica.

La determinación del peso específico o volumétrico en el lugar por este método, consiste esencialmente en hacer una excavación en el sitio de prueba elegido, pesar el material extraído y relacionar este peso con el volumen del sondeo, medido con arena.

3.3 PRUEBAS DE COMPACTACIÓN

Con las pruebas de campo se encuentra el peso volumétrico seco alcanzado en la obra, para lo cual se hace una cala con profundidad igual que el espesor de capa de estudio y con un ancho o diámetro de tres o cuatro veces el tamaño máximo del agregado (15cm aproximadamente). El material que se extrae del sondeo se coloca en una charola para conocer el peso total, tomándose una pequeña muestra para determinar la humedad; con esto es posible calcular el peso seco del material. El volumen del sondeo se encuentra al vaciar arena con una granulometría uniforme (de 0.850 mm a 0.600 mm). Esto se puede llevar a cabo por medio de una probeta, un embudo y una trompa o mediante un frasco y un cono. Hay otros métodos en los que se utiliza agua o aceite para medir el volumen, pero como necesitan una membrana plástica para evitar que el fluido se infiltre en el suelo, en general son más imprecisos que los que no utilizan esta membrana, pues a medida que ésta es menos flexible, se pliega menos a las irregularidades del sondeo.

3.3.1 COMPACTACION AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) ESTANDAR.

La prueba de compactación dinámica AASHTO estándar, que sirve para determinar el peso específico seco máximo y la humedad óptima en suelos que se emplean en la construcción de terracerías. El método consiste esencialmente en preparar especímenes utilizando una misma muestra de material con diferentes contenidos de agua, compactándolos mediante impactos. La prueba tiene cuatro variantes: La variante A que se aplica a materiales que pasan por la malla Núm. 4.75 y se compactan en molde de ciento uno punto seis (101.6) milímetros de diámetro interior. La variante B que se aplica a materiales que pasan la malla Núm. 4.75 y se compactan en molde de ciento cincuenta y dos punto cuatro (152.4) milímetros de diámetro interior. La variante C que se aplica a materiales con retenido en la malla Núm. 4.75; se efectúa utilizando la fracción que pasa la mala Núm. 19 y se compacta en molde de ciento uno punto seis (101.6) milímetros de diámetro interior.

La variante D que se aplica a materiales con retenido en la malla Núm. 4.75 se efectúa en la fracción que pasa la malla Núm. 19 y se compacta en molde de ciento cincuenta y dos punto cuatro (152.4) milímetros de diámetro interior. Para seleccionar cual de dichos moldes es el más apropiado y por tanto la variante correspondiente, se tomará en cuenta la conveniencia de utilizar especímenes de prueba más pequeños o la necesidad de emplear muestras de mayor tamaño, según los problemas de cada obra en particular. La prueba se efectúa en la forma siguiente: Se criba la muestra de prueba por la malla Núm. 4.75 en el caso de las variantes A y B y por la Núm. 19.0, para las variantes C y D, disgregando los grumos que se hayan formado durante la incorporación del agua. Se mezcla cuidadosamente la muestra para homogeneizarla, se disgregan los grumos y se divide en (3) fracciones aproximadamente iguales, se coloca una de las fracciones en el cilindro de prueba seleccionado de acuerdo con la variante respectiva, se apoya sobre el bloque de concreto y se compacta con 25 golpes del pisón, para el caso de las variantes A y C, o con (56) golpes para las variantes B y D, manteniendo la altura de caída de 30.5 cm y repartiendo uniformemente los golpes en la superficie de la capa. Se escarifica ligeramente la superficie de la capa y se repiten estas operaciones con cada una de las (2) fracciones restantes de la muestra. Terminada la compactación, se retira la extensión del molde y se verifica que el material no sobresalga del cilindro en un espesor promedio de 1.5 cms de lo contrario se repetirá.

3.3.2 COMPACTACION DINAMICA AASHTO MODIFICADA (3 CAPAS)

Sirve para determinar el peso específico seco máximo y la humedad óptima en los suelos que se emplean en la construcción de terracerías; consiste en preparar especímenes de prueba, utilizando la misma muestra de material, con diferentes contenidos de agua, la que se compacta en tres (3) capas en molde de dimensiones especificadas, mediante la aplicación de impactos con un pisón de cuatro punto cincuenta y cuatro (4.54) kilogramos de peso y altura de caída de cuarenta y cinco punto siete (45.7) centímetros. Esta prueba tiene cuatro variantes: La variante A que se aplica a materiales que pasan la malla Núm. 4.75 y se compactan en molde de ciento uno punto seis (101.6) milímetros de diámetro interior. La variante B que se aplica a materiales que pasan la malla Núm. 4.75 y se compactan en molde de ciento cincuenta y dos punto cuatro (152.4) milímetros de diámetro interior. La variante C, que se aplica a materiales

con retenido en la malla Núm. 4.75 se efectúa utilizando la fracción que pasa la malla Núm. 19.0 y se compacta en molde de ciento uno punto seis (101.6) milímetros de diámetro interior. La variante D, que se aplica a materiales con retenido en la malla Núm. 4.75 se efectúa en la fracción que pasa la malla Num 19.0 y se compacta en molde de ciento cincuenta y dos punto cuatro (152.4) milímetros de diámetro interior.

3.3.3 COMPACTACION DINAMICA AASHTO MODIFICADA (5 CAPAS)

Esta prueba es similar a la prueba de compactación dinámica AASHTO modificada tres capas excepto que para elaborar los especímenes de prueba se divide la muestra en cinco (5) porciones para integrar cada espécimen con cinco capas, aplicándoles sucesivamente a cada una de ellas el mismo número de golpes que se especifica en el inciso mencionado, de acuerdo con el tamaño del molde de compactación.

3.3.4 EXPANSION

Para medir los parámetros de resistencia y expansión se utilizan pruebas como las triaxiales y las realizadas en consolidómetros; sin embargo, una prueba muy usada para estos fines es la Porter y la AASHTO con estas se obtiene peso volumétrico seco máximo, humedad óptima, expansión y Valor Relativo de Soporte.

3.3.5 DETERMINACIÓN DEL GRADO DE COMPACTACION

Tiene por objeto determinar el grado de acomodo de las partículas de un suelo en estado natural o bien, de las de un material petreo que forme parte de una estructura, ya sea que esta se encuentre en construcción o terminada; consiste en relacionar el peso volumétrico seco en el lugar, con el respectivo peso volumétrico seco máximo, expresando el resultado en por ciento

3.3.6 PESO VOLUMETRICO EN EL LUGAR

La determinación del peso específico o volumétrico en el lugar, por el método de la trompa y arena se efectúa en los materiales tanto en estado natural como en estado compactado y sirve para obtener los grados de compactación y los coeficientes de variación volumétrica. La determinación del peso específico o volumétrico en el lugar por este método, consiste

esencialmente en hacer una excavación en el sitio de prueba elegido, pesar el material extraído y relacionar este peso con el volumen del sondeo, medido con arena.

3.4 DETERMINACIÓN DE LOS ÍNDICES DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS

Sus resultados se utilizan en el diseño de los espesores de los pavimentos y en el control de calidad durante la construcción.

3.4.1 METODO DEL CUERPO DE INGENIEROS DEL EJERCITO DE LOS ESTADOS UNIDOS

Prueba de Valor Relativo de Soporte en especímenes compactados dinámicamente, basada en el método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

La prueba se efectúa a los suelos que se emplean en la construcción de terracerías y consiste en elaborar especímenes utilizando la fracción del suelo que pasa la malla Núm. 19, compactándolos mediante impactos, con diferentes contenidos de agua y variando la energía de compactación, con objeto de cubrir los valores de peso específico y humedad que pueden presentarse en la obra. Dichos especímenes se someten normalmente a un período de saturación antes de efectuarles la determinación del valor relativo de soporte, obteniéndose como dato adicional la expansión producida durante la saturación. El resultado de estas determinaciones se utiliza tanto en el proyecto de espesores de pavimentos como en la determinación de las condiciones de compactación más favorable o bien, para el estudio de materiales que por sus características y condiciones de uso especiales, requieran ser analizados con mayor detalle.

El equipo y materiales necesarios para efectuar esta prueba son los siguientes: Moldes cilíndricos de metal de ciento cincuenta y dos punto cuatro (152.4) milímetros de diámetro interior y ciento setenta y siete punto ocho (177.8) milímetros de altura, provistos de un collarín o extensión de cincuenta punto ocho (50.8) milímetros de altura, una placa de base con perforaciones de uno punto seis (1.6) milímetros de diámetro y por cada grupo de moldes una placa base sin perforaciones. Tanto las placas de base como el collarín deberán fabricarse de tal manera que puedan fijarse en cualquier extremo del molde.

Disco espaciador metálico de ciento cincuenta punto ocho (150.8) milímetros de diámetro por sesenta y uno punto cuatro (61.4) milímetros de espesor.

Pisón de compactación del tipo de martillo deslizante, consiste en un (1) pie o base cilíndrica, de acero, de cincuenta punto ocho (50.8) milímetros de diámetro; guía de acero de quince punto nueve milímetros de diámetro, martillo deslizante con peso de cuatro mil quinientos treinta y seis (4536) gramos incluyendo la empuñadura del pisón.

La forma del pie del pisón y del martillo deslizante, deberán ser tales que permitan la aplicación de golpes en la superficie contigua a la pared interior del molde. La varilla deberá unirse al pie del pisón mediante un sistema amortiguador de resorte; el peso máximo del pisón compactador será de siete punto noventa y tres (7.93) kilogramos y la altura libre de caída para el martillo deslizante deberá ser de cuatrocientos cincuenta y siete punto dos (457.2) milímetros.

Malla Núm. 19

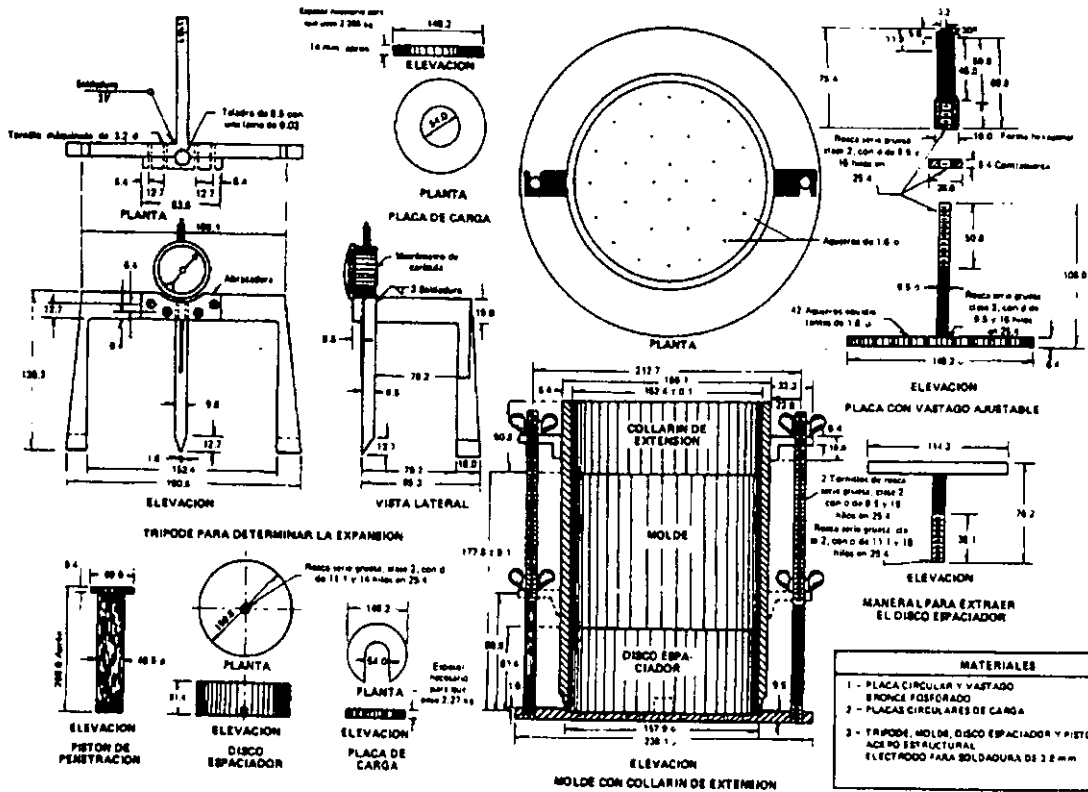
Malla Núm. 4.75

Dispositivo de medición de expansión que consiste en una placa perforada con vástago ajustable, trípode y un extensómetro para medir la expansión del suelo con aproximación de cero punto cero un(0.01) milímetro.

Una (1) placa anular y dos (2) circulares seccionadas con un peso de dos punto veintisiete (2.27) kilogramos cada una, diámetro exterior de ciento cuarenta y nueve punto dos (149.2) milímetros y diámetro interior de cincuenta y cuatro punto cero (54.0) milímetros. Estas placas se utilizarán como sobrecargas en la superficie del espécimen durante los períodos de saturación y penetración.

Pistón de penetración con diámetro de cuarenta y nueve punto cinco (49.5) milímetros y longitud de doscientos (200) milímetros.

FIG C-11 EQUIPO PARA LA PRUEBA DE VRS DEL CUERPO DE INGENIEROS DE LOS EUA



Dispositivo de aplicación de cargas, consistente en una (1) máquina de prueba de capacidad mínima de cuatro punto cinco (4.5) toneladas, con marco adaptado para sujetar el pistón de penetración y hacerlo penetrar en el espécimen a una velocidad uniforme de uno punto tres (1.3) milímetros por minuto.

Regla de acero biselada de treinta (30) centímetros de longitud.

Balanza con capacidad no menor de quince (15) kilogramos y aproximación de cinco gramos (5)

Tanque de saturación.

Horno con control termostático para mantener una temperatura de ciento cinco grados centígrados (105±5 grados centígrados).

Base cúbica de concreto con dimensiones mínimas de cuarenta (40) centímetros por lado, o una base con rigidez similar.

Cronómetro con aproximación de cero punto dos (0.2) segundos

Papel filtro

Hojas de plástico delgado y resistente.

La prueba se efectúa de la siguiente manera:

Se toma un primer grupo de muestras y se procede con éste como se indica a continuación: Se ajusta la humedad en las diferentes muestras de prueba en tal forma que sus contenidos de agua se incrementen de una a otra muestra en dos por ciento (2%) aproximadamente, con respecto al peso del material húmedo; para obtener esta relación de incrementos se adicionará agua o disminuirá ésta mediante secado, pero no se harán estas dos (2) operaciones en una misma muestra y en ningún caso se secarán totalmente. Los contenidos de agua en las muestras de este grupo deberán elegirse en tal forma que cuando menos dos (2) tengan humedad inferior a la óptima y dos (2) superior a ésta. La humedad óptima aproximada será usualmente la humedad mínima para que el material presente una consistencia tal que al ser comprimido en la palma de la mano, no la humedezca y que a la vez pueda, formar grumos. Una vez adicionada la cantidad de agua requerida se mezcla completamente cada muestra de prueba, y se cubre con una lona humedecida para evitar pérdidas por evaporación. En el caso de suelos arcillosos será necesario dejar en reposo el material húmedo durante cierto tiempo, cubierto con una lona humedecida para que el agua penetre adecuadamente en el material.

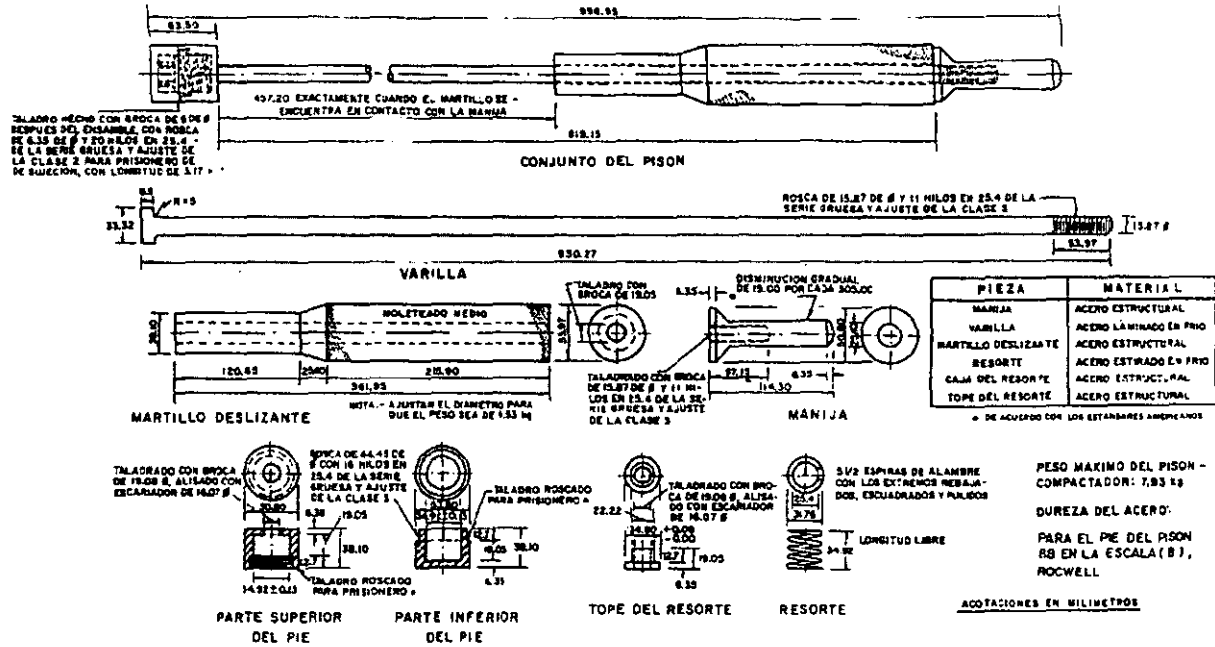


FIG. C-12 PISTON COMPACTADOR

Se coloca el disco espaciador sobre la placa de base y se arma el molde, poniendo además una hoja de papel filtro en la parte superior del disco, quedando éste con la perforación hacia abajo.

Se toma una de las muestras de prueba y se le determina su humedad w ; anotando su valor en la hoja de registro; a continuación se divide la muestra en cinco (5) partes aproximadamente iguales, se coloca una de ellas en el cilindro de prueba apoyado sobre la base de concreto y se compacta con el pisón dándole cincuenta y seis (56) golpes, manteniendo constante la altura de caída y repartiendo uniformemente los golpes en la superficie de la capa. Se repite la operación con cada una de las cuatro (4) porciones restantes de la muestra para formar el espécimen de prueba.

Terminada la compactación se remueve el collarín y se verifica que el material no sobresalga del molde más de uno punto cinco (1.5) centímetros; de no ser así, la prueba deberá repetirse tomando una nueva muestra de material, corrigiendo el peso de la misma. Se enrasa el espécimen con la regla metálica depositando en una charola el material excedente y se rellenan con material fino las oquedades resultantes.

A continuación se retira el molde de la placa de base, se extrae el disco espaciador y se pesa el molde con el suelo compactado, anotando en la hoja de registro su valor w_1 , en gramos.

Se coloca el papel filtro en la placa de base, se invierte el cilindro con el espécimen de tal manera que su fondo sea ahora la parte superior y se fija de nuevo en la placa de base; a continuación se coloca sobre el espécimen un papel filtro, la placa perforada y las placas de carga necesarias para producir sobre el espécimen una sobrecarga igual a la del pavimento mas menos dos punto veinticinco (± 2.25) kilogramos; en seguida se introduce al tanque de saturación durante noventa y seis (96) horas el molde que contiene el espécimen, colocándolo sobre bloques pequeños para permitir el libre acceso de agua por la parte inferior y de manera que quede cubierto con el agua, con un tirante aproximado de dos (2) centímetros sobre el borde superior del molde.

Se repite en las muestras de prueba restantes del grupo seleccionado, el procedimiento indicado anteriormente.

A continuación se dejan saturar los especímenes y se les determina su expansión, transcurrido el periodo de saturación y determinada la expansión de cada espécimen se efectúa la penetración siguiendo el procedimiento descrito, excepto que el periodo de escurrimiento de los especímenes deberá ser de quince (15) minutos.

Terminada la penetración de cada espécimen, se retira el molde del dispositivo de carga, se remueven la placas de carga, se desmonta la base, se saca el espécimen del molde y se le determina su humedad en dos punto cinco (2.5) centímetros de la parte superior, anotando su valor en la hoja de registro.

Se les efectúa a los dos (2) grupos de muestras restantes el procedimiento descrito anteriormente, los especímenes del segundo grupo se compactarán con veintiséis (26) golpes por capa y los del tercero con doce (12) golpes por capa.

En el caso de suelos francamente arenosos, solamente se utilizará un grupo de muestras de prueba y se elaborarán los especímenes mediante compactación con cincuenta y seis (56) golpes, con humedades de moldeo semejantes a las que se espera se presentarán en la obra.

En esta prueba se calcula y se reporta el peso específico del material seco de cada espécimen, antes de su saturación y se construye la gráfica peso específico seco - humedad y se dibuja una curva para cada energía de compactación.

Se calcula el Valor Relativo de Soporte de cada espécimen, así como su expansión, se construye la gráfica Valor Relativo de Soporte y humedad.

Se reporta el peso específico seco, el por ciento de humedad después de la saturación y el por ciento de expansión de cada espécimen, acompañando el reporte con las gráficas, peso específico seco - humedad y valor relativo de soporte - peso específico seco

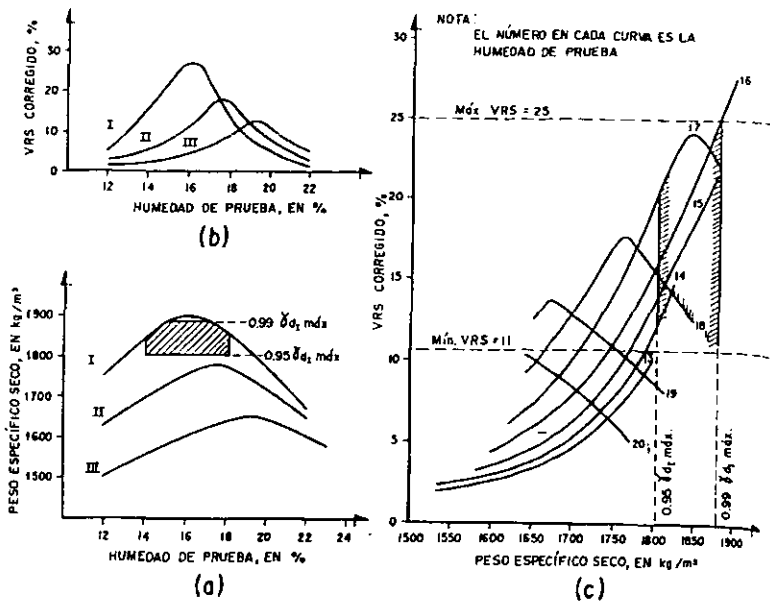


FIGURA C-13 CRITERIO DEL CUERPO DE INGENIEROS PARA LA ELECCION DEL VRS DE DISEÑO

3.4.2 PRUEBA DE VALOR RELATIVO DE SOPORTE (VRS) O CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR).

Esta prueba fue originalmente desarrollada por el Departamento del Estado de California; actualmente es de uso muy extendido y el método de diseño en ella fundado quizá sirve para proporcionar más de la mitad de todos los pavimentos que se construyen actualmente en el mundo.

El valor relativo de soporte (VRS) se obtiene de una prueba de penetración, en la que un vástago de 19.4 cm² (3 plg²) de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón de 0.127 cm/min (0.05 pulg/min); se mide la carga aplicada para penetraciones que varíen en 0.25 cm (0.1 pulg). El Valor Relativo de Soporte del suelo se define como la relación, expresada como porcentaje entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm (0.1 pulg) y la presión requerida para tener la misma penetración un material arbitrario, adoptado como patrón que es una piedra triturada en la que se producen las presiones en el vástago que se anotan en la tabla siguiente.

PRESIONES PARA DISTINTAS PENETRACIONES DEL VÁSTAGO EN EL MATERIAL PATRON. PRUEBA V.R.S

Penetración		Presión en el vástago	
Cm	Pulg	Kg/cm ²	Lb/plg ²
0.25	0.1	70	1000
0.50	0.2	105	1500
0.75	0.3	133	1900
1.00	0.4	161	2300
1.25	0.5	182	2600

Como se dijo, la penetración que se usa para calcular el V.R.S es la de los primeros 0.25 cm; como regla general, el V.R.S disminuye cuando la penetración en que se hace su cálculo es mayor, pero a veces si se calcula con la penetración de 0.5 cm (0.2 pulg) resulta más grande que el obtenido de la primera penetración; en tal caso, se adopta como V.R.S el obtenido con la segunda penetración (0.5 cm).

El espécimen de suelo con el que se hace la prueba está confinado en un molde de 15.2 cm (6pulg) de diámetro y 20.3 cm (8 pulg) de altura. En el método de prueba original utilizado en California, el espécimen se preparaba en tres capas varilladas que llenasen el molde; después el material se presionaba con 140 kg/cm², aplicados uniformemente en su superficie superior. En estas condiciones eran preparados especímenes con humedades diferentes, hasta encontrar una en la que los 140 kg/cm² provocaran la exudación del agua en la parte inferior del molde; este espécimen, tras un período de saturación de 4 días, se suponía representativo de las condiciones más desfavorables que pudieran llegar a prevalecer en el futuro pavimento.

Los factores que más afectan a los valores obtenidos en la prueba V.R.S son la textura del suelo, su contenido de agua y su condición de compactación. En los suelos friccionantes, prácticamente no hay expansión durante la saturación, por lo que el monto de la sobrecarga dada por la placa perforada no es significativo durante esa etapa de la prueba; sin embargo, el valor de la sobrecarga si influye mucho en la etapa de penetración, pues el confinamiento afecta mucho la resistencia de los suelos friccionantes. En los suelos arcillosos ocurre precisamente lo opuesto.

Generalmente la curva presión-penetración obtenida de una prueba V.R.S es lineal para bajas penetraciones y tiende a hacerse ligeramente curva con la concavidad hacia abajo, a penetraciones mayores; en ocasiones, sin embargo, la gráfica resulta curva con concavidad hacia arriba en un pequeño tramo correspondiente a las penetraciones iniciales; esto ocurre, sobre todo, cuando el pistón no está exactamente normal a la superficie de la muestra al iniciarse la prueba. En estas ocasiones será preciso corregir los resultados de la prueba, desplazando la gráfica hacia la izquierda, de manera que su parte recta prolongada haciendo caso omiso de la pequeña curvatura inicial, pase por el origen. Los valores del V.R.S así obtenidos se denominan el "V.R.S. corregido".

Los resultados de una prueba completa para la determinación del V.R.S se vacían en una combinación de tres gráficas a ellas se refiere la sig. Figura C-13

En la parte (a) de la figura C-13 aparecen gráficas resultado de las pruebas de compactación que se realizaron para fabricar los especímenes en que se efectuaron las pruebas de V.R.S. según la norma del cuerpo de ingenieros, las pruebas de compactación decrecientes. En la parte (b) de la misma figura C-13 aparecen correspondientemente los resultados típicos de las pruebas de V.R.S para los mismo especímenes a que se refiere la parte (a); nótese que el V.R.S no es una característica constante del suelo, sino circunstancial y que refleja el contenido de agua y la condición de compactación (energía y método de compactación). Existe un V.R.S máximo, que corresponde a una humedad relativamente cerca a la óptima de compactación.

Obsérvese también que para los suelos con contenido de agua alto, el V.R.S del suelo compactado con mayor energía específica puede ser menor que el que se obtiene usando una energía menor, con tal de que el contenido de agua sea más bajo; sin embargo, el máximo V.R.S obtenible sí es mayor cuanto mayor sea la energía específica con que se haya compactado el espécimen.

En la parte (c) de la figura C -13 se muestra una gráfica de la que pueden extraerse conclusiones de valor práctico muy grande y que, de hecho, ilustra el procedimiento que recomienda el US Army Corps of Engineers para elegir el valor del V.R.S de diseño en un caso particular dado. Se han dibujado los valores del V.R.S corregido contra los pesos específicos secos de los especímenes probados; cada curva dibujada corresponde a pruebas de penetración en que el suelo tenía la misma humedad de compactación, pero fue compactado con diferentes energías específicas y se obtiene fijando una humedad por ejemplo 14 % . En la parte (a) pueden obtenerse los tres pesos específicos que en el caso tratado correspondieron a la humedad de 14% con las diferentes energías de compactación usadas; en la parte (b) pueden obtenerse los valores del V.R.S, obtenidos en tres especímenes compactados con 14% de humedad, usando las tres energías específicas que se hayan manejado. Con estos tres pares de valores se construye la curva de 14 de parte (c) de la fig C -13.

En primer lugar, la prueba es un ensayo de penetración o punzonamiento en el cual un vástago penetra al suelo colocado en un molde por el ejercicio de una presión que se aplica con velocidad controlada; se mide la presión ejercida para un conjunto de penetraciones previamente establecido; al final de la prueba se está en condiciones de dibujar una gráfica presión-penetración, en la que estos últimos valores son previamente seleccionados y los primeros pueden variar fuertemente de caso a caso, según la naturaleza del suelo, su contenido de agua, las condiciones de compactación, etc.

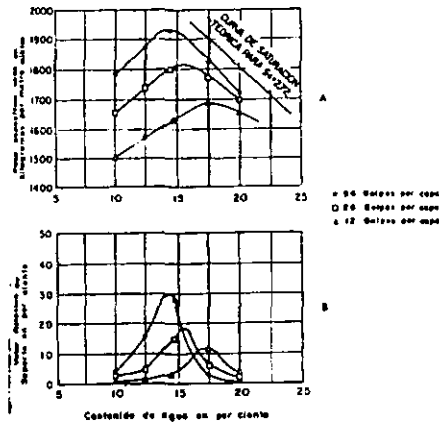


FIGURA C-14 EJEMPLO DE CURVAS PESO ESPECIFICO SECO-HUMEDAD Y VALOR RELATIVO DE SOPORTE-HUMEDAD

3.4.3 PRUEBAS DE PLACA

Se hacen para evaluar la capacidad portante de las subrasantes, las bases y, en ocasiones los pavimentos completos. Se utilizan tanto en pavimentos rígidos como flexibles.

La prueba consiste en cargar una placa circular, en contacto estrecho con el suelo por probar midiendo las deformaciones finales correspondientes a los distintos incrementos de carga utilizados. En aeropistas es frecuente el uso de placas de 76.2 cms de diámetro (30 pulg). Para impedir la flexión de la placa se le colocan encima otras, de diámetros decrecientes, que dan al conjunto la rigidez deseada. La carga se transmite a las placas con gatos hidráulicos, con reacción dada generalmente con camiones cargados. Las deformaciones producidas se miden usualmente en cuatro puntos de la placa, dos a dos opuestos y dispuestos en cruz, por medio de extensómetros ligados a un puente cuyo apoyo se coloca lo suficientemente lejos de la placa como para poderlo considerarlo fijo. En la Figura C-15 aparece esquemáticamente el conjunto.

Las pruebas de la placa de carga deberán hacerse empleando una de diámetro de 30 pulg. sobre suelos representativos , bajo condiciones que se aproximen a las que existen debajo del pavimento en condiciones de funcionamiento. Usando un sistema de placas circulares, un gato grande calibrado y un sistema de anclas o cargas muy pesadas, la subrasante se sujeta a presiones conocidas que se aplican con una velocidad predeterminada. Se mide el desalojamiento de la placa de carga sobre la subrasante, por medio de extensómetros calibrados y se registra a intervalos regulares de carga o tiempo.



FIG C- 15 REALIZACION DE UNA PRUEBA DE PLACA PARA ENCONTRAR EL MODULO DE REACCIÓN (K) EN LA SUBRASANTE DE UNA OBRA PARA EL PROYECTO DE ESPESOR DE UNA LOSA DE UN PAVIMENTO RIGIDO

La prueba de resistencia que se realiza a las capas de apoyo, es la prueba de placa con la que se encuentra el módulo de reacción (k). Para realizar esta prueba, sobre la capa subrasante, se coloca una serie de placas con los diámetros que se indican en la Fig C-15. Esta cantidad de placas se requiere para que las inferiores no sufran flexiones y la presión que reciba el terreno sea uniforme. Sobre la placa superior se coloca una carga tal que la presión que transmita la placa inferior sea de 0.7 kg/cm², alrededor, sobre esta placa se colocan cuando menos tres extensómetros para medir la deflexión producida. El módulo de reacción es igual a la relación de la presión proporcionada, entre el promedio de las deflexiones medidas (δ).

$$K= \text{Módulo de reacción} = p/\delta = 0.7/\delta = \text{kg/cm}^3$$

El módulo de reacción de la subrasante se corrige de acuerdo al espesor y calidad de la base, para lo cual se utilizan las tablas de las Fig C-20 y 21.

La primera se utiliza cuando la base se estabiliza con cemento Portland y la segunda cuando la base se construye con materiales naturales.

EVALUACION PARA ENSAYES DE RESISTENCIA DE CADA TIPO DE MATERIAL

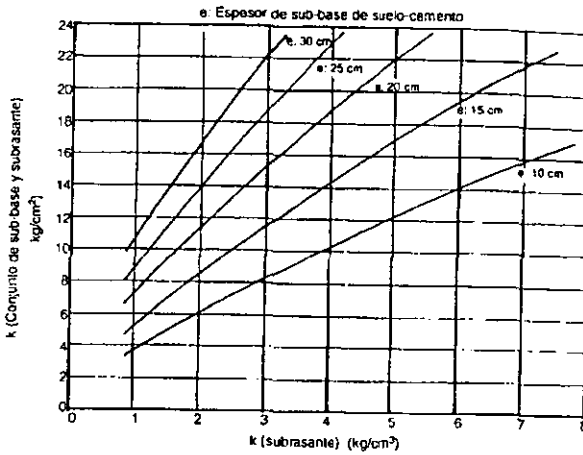


FIG C-20 NOMOGRAMA PARA ENCONTRAR EL MÓDULO DE REACCIÓN CORREGIDO, EN FUNCIÓN DEL MÓDULO DE LA SUBRASANTE Y EL ESPESOR DE LA SUB-BASE DE MATERIAL GRANULAR ESTABILIZADO

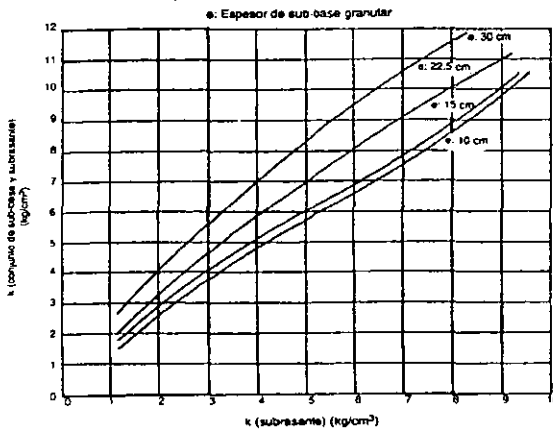


FIG C-21 NOMOGRAMA PARA ENCONTRAR EL MÓDULO DE REACCIÓN CORREGIDO PARA UNA SUBRASANTE, DE ACUERDO CON EL ESPESOR DE LA SUB-BASE NATURAL

3.4.4 LA VIGA BENKELMAN

La viga benkelman se muestra esquemáticamente en la Fig. C-16 . Un brazo D fijo se sitúa nivelado sobre el pavimento apoyado en tres puntos (un punto A y dos puntos B). Un brazo móvil D1 está acoplado al brazo fijo por una articulación rotatoria en el punto que se señala. Cuando las llantas de un camión cargado se colocan de manera que el punto C del brazo móvil quede centrado entre ellas (nótese que no es esa posición que se muestra en el esquema), dicho punto bajará una cierta cantidad por la deformación provocada en el pavimento por el peso de las llantas. Por tal causa el brazo D1 girará entorno a la articulación con respecto al brazo D, previamente nivelado (se supone que las dimensiones de la viga son tales que la posición del brazo D no es afectada por las deformación causada por las llantas) y de esta manera el extensómetro que se señala hará una lectura. Si se retiran ahora las llantas cargadas, el punto C se recuperará en lo que a deformación elástica se refiere y por el mismo mecanismo anterior el extensómetro hará otra lectura.

Con las dos lecturas del extensómetro es posible saber cuánto se movió el punto E en la operación y con la geometría de la viga se obtendrá correspondientemente la recuperación elástica de C al quitar llantas, tal como se ilustra en el croquis operativo que aparece en la misma Fig. C-16. Nótese que en realidad se ha medido la recuperación de C al remover la carga y no la deformación al colocar está.

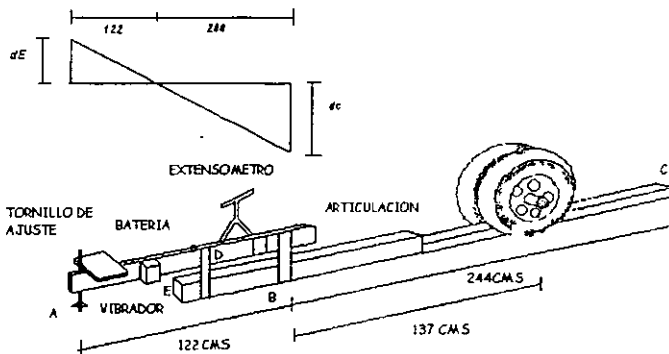


FIGURA C-16 ESQUEMA DEL DEFLECTOMETRO DE BENKELMAN

3.5 PRUEBAS PARA CONCRETO HIDRAULICO

3.5.1 ANALISIS GRANULOMETRICO EN AGREGADOS

Esta prueba consiste en pasar por mallas un suelo e ir analizando el tamaño de las partículas, las mallas que se deben ocupar para separar el material son: 2"(50mm), 1½"(37.5mm), y Núm.4(4.75mm), 10(2.0mm), 20(0.85mm), 40(0.425mm), 60(0.25mm), 100(0.15mm) y 200(0.075mm). El material retenido en cada malla se pesa para verificar la cantidad de material retenido que se tiene en cada una de las mallas y para verificar que el peso total de la muestra inicial sea igual al de la muestra final. Para determinar los porcentajes acumulados del material que se ha pasado por cada malla, se resta del 100%, al porcentaje parcial retenido en la malla. A este valor se resta el de la segunda malla y así sucesivamente.

Con los datos obtenidos se construye una gráfica granulométrica en la que, el eje horizontal es en escala logarítmica y representa la abertura de las mallas y en el eje vertical el porcentaje que paso en peso. Con esta prueba se puede checar la buena o mala graduación del material así como las cantidades de finos, gravas y arenas que tiene el material.

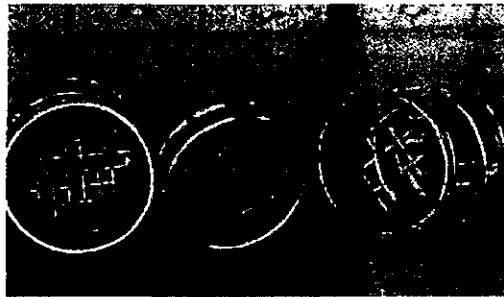


FIG C-17 MALLAS PARA LA PRUEBA DE GRANULOMETRIA

3.5.2 DENSIDAD

La mayoría de los agregados naturales tienen densidades relativas entre 2.4 y 2.9. El peso específico de un agregado se puede determinar considerando que ha sido secado al horno totalmente o que se encuentra saturado y superficialmente seco (SSS).

Ambos pesos específicos se pueden utilizar en los cálculos para el proporcionamiento de mezclas de concreto.

Los agregados secados en el horno, no contienen ninguna cantidad de agua libre o absorbida. Se les seca en un horno hasta obtener su peso constante. Los agregados saturados y superficialmente secos son agregados en los cuales los poros en el interior de cada partícula de agregado han quedado llenos con agua y no contienen agua en exceso en la superficie de la partícula.

Procedimiento a seguir:

- 1.-Por el procedimiento de cuarteo obtenga el tamaño de muestra deseado
- 2.-Dejar saturándose los agregados en agua limpia un tiempo de 24 horas
Secar las muestras de agregado con papel de estrasa, los agregados se consideraran adecuados para la prueba siempre que se cumpla con la condición SSS.
- 3.-Se pesan los agregados en estado de saturación
- 4.-Se llena el picnómetro de agua hasta el orificio de descarga del agua
- 5.-Se introduce la muestra de agregado en el picnómetro y se recoge el agua en un vaso de precipitado
- 6.-Se determina el peso del líquido desalojado

3.5.3 ABSORCIÓN

La absorción y humedad superficial de los agregados se debe determinar de acuerdo con las normas ASTM C70, C127, C128 y C566 de manera que se pueda controlar el contenido de agua en el concreto y se puedan determinar los pesos correctos de cada mezcla. La estructura interna de una partícula de agregado, está constituida de materia sólida y de vacíos que pueden o no contener agua.

Se designa como:

Secado al horno - completamente absorbentes

Secados al aire - secos en la superficie de la partícula pero conteniendo cierta humedad interior, siendo por lo tanto algo absorbentes.

Saturados superficialmente secos (SSS) no absorben ni ceden agua a la mezcla de concreto

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

Húmedos - contienen un exceso de humedad en la superficie (agua-libre).

La cantidad de agua utilizada en la mezcla de concreto, se debe ajustar a las condiciones de humedad de los agregados de manera que cubra los requerimientos de agua. Si el contenido de agua de la mezcla de concreto se mantiene constante, la resistencia a la compresión, la trabajabilidad y otras propiedades variarán de una revoltura a otra. El agregado grueso y fino generalmente tienen niveles de absorción (Contenidos de humedad en estado SSS) dentro de los rangos de 0.2% a 4% y 0.2% a 2% respectivamente. Los contenidos de agua libre, normalmente varían desde 0.5% hasta 2% para el agregado grueso y desde 2% hasta 6% para el agregado fino. El contenido de agua de un agregado grueso drenado, usualmente es menor que el de un agregado fino. La mayoría de los agregados finos se pueden mantener un contenido de humedad drenado máximo, aproximadamente de 3% a 8%, mientras que los agregados gruesos solo pueden mantener aproximadamente de 1% a 6%. El abundamiento es el aumento del volumen total de agregado fino húmedo respecto al mismo peso seco. La tensión superficial en la humedad mantiene separadas las partículas provocando un aumento de volumen.

El abundamiento de los agregados finos, ocurre cuando se traspalean o se mueven de cualquier otra forma en condición húmeda, aunque antes hayan sido consolidados totalmente. Puesto que la mayoría de los agregados finos se entregan en condiciones húmedas, pueden ocurrir grandes variaciones en las cantidades para las mezclas si se hace la dosificación de acuerdo al volumen. Por esta razón la buena práctica ha favorecido con mucho que el agregado sea pesado y se le ajuste por contenido de humedad cuando se dosifica un concreto.

3.5.4 DESGASTE DE LOS ANGELES

Esta prueba tiene por objeto conocer la calidad del material pétreo desde el punto de vista de su desgaste ya sea por el grado de alteración del agregado, por la presencia de planos débiles y aristas de fácil desgaste.

Cuando se trata de analizar el desgaste de piedras en trozos se emplea la máquina Deval, pero cuando se trata de agregados se emplea la máquina de Los Angeles denominándose al resultado Desgaste de Los Angeles. La prueba se ejecuta de la manera siguiente: La muestra a ensayar se lava para eliminar el polvo que tenga adherido y luego se seca a peso constante en un horno y después se criba a través de las mallas 3", 2-1/2", 1-1/2", 1", 3/4", 1/2", #3, #4, #8 y #12 para conocer su graduación. Luego se emplea una cantidad determinada de cada tamaño para ejecutar la prueba, así como el peso en kg de la carga abrasiva y el número de revoluciones que deberá darse a la máquina. La muestra seleccionada se pesa (P1), se coloca junto con las esferas en la máquina y ella se hace girar hasta completar las revoluciones especificadas.

Se saca muestra de la máquina y se lava a través de la malla # 12 secando el retenido de ésta en un horno y se pesa (p2). La pérdida por desgaste será: % de desgaste = $\frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100$



FIG C-18 CILINDRO METALICO PARA REALIZAR LA PRUEBA DE DESGASTE DE LOS ANGELES CARACTERISTICAS DE LAS MUESTRAS DE PRUEBA Y LA CARGA ABRASIVA

TIPO DE MUESTRA	GRANULOMETRIA		PESO DE LA MUESTRA EN GRAMOS	CARGA ABRASIVA	
	PASA MALLA NUM.	RETIENE MALLA NUM		NUM DE ESFERAS	PESO TOTAL EN GRAMOS
A	37.5	25	1250+/-25	12	5000+/-25
	25	19	1250+/-25		
	19	12.5	1250+/-10		
	12.5	9.5	1250+/-10		
		TOTAL	5000+/-10		
B	19.5	12.5	2500+/-10	11	4584+/-25
	12.5	9.5	2500+/-10		
		TOTAL	5000+/-10		
C	9.5	6.3	2500+/-10	8	3330+/-20
	6.3	4.75	2500+/-10		
		TOTAL	5000+/-10		
D	4.75	2.36	5000+/-10	6	2500+/-15
			TOTAL		
E	75	63	2500+/-50	12	5000+/-25
	63	50	2500+/-50		
	50	37.5	2500+/-50		
		TOTAL	10000+/-100		
F	50	37.5	5000+/-50	12	5000+/-25
	37.5	25	5000+/-25		
		TOTAL	10000+/-75		
G	37.5	25	5000+/-25	12	5000+/-25
	25	19	5000+/-25		
		TOTAL	10000+/-50		

3.5.5 PARTICULAS DESLEZNABLES

Esta prueba nos determinara los grumos de arcillas en agregados naturales:

Para esta prueba se usarán los siguientes aparatos: Balanza con sensibilidad de un (1) gramo, Recipientes de dimensiones y forma que permitan extender en su fondo la muestra en una capa delgada y juego de mallas normalizadas.

Las muestras se preparán en la siguiente forma: deberán obtenerse por cuarteo o con un separador mecánico de una muestra representativa tomada del material que se requiere ensayar. Las muestras deberán manejarse de tal manera que no se rompan los grumos de arcilla que puedan estar presentes.

Deberán secarse hasta peso más o menos constante a una temperatura que no exceda de ciento diez grados centígrados (110 C°). Si las muestras son de agregado fino, consistirán de partículas retenidas en la malla Núm. 16 y sus peso no será menor de cien (100) gramos. Las muestras de agregado grueso deberán separarse en diferentes tamaños usando las siguientes mallas: Núm. 4: Noventa y cinco centésimos (0.95) de centímetro (3/8"); uno punto noventa y un (1.91) centímetros (3/4") y tres punto ochenta y un (3.81) centímetros (1 1/2"). El peso de la muestra para los diferentes tamaños no será menor del que se indica en la siguiente tabla:

Tamaño de las Partículas	Peso mínimo de la muestra, en gramos
Núm 4 a 0.95 cm. (3/8")	1000
0.95 (3/8") a 1.91 cm (3/4")	2000
1.91 (3/4") a 3.81 cm (1 1/2")	3000
Mayores de 23.81 cm (1 1/2")	5000

En el caso de que los agregados finos y gruesos estén mezclados, el conjunto deberá separarse en dos (2) fracciones por medio de la malla Núm. 4 y las muestras de agregado fino y grueso habrán de prepararse de acuerdo con lo indicado.

Para la determinación de grumos de arcilla se seguirá el siguiente procedimiento: extiéndase la muestra en una capa delgada en el fondo del recipiente y examínese para descubrir los grumos de arcilla.

Cualquier partícula que pueda dividirse fina mente con los dedos deberá clasificarse como grumo de arcilla. Después de haber pulverizado todos los grumos de arcilla quítese de ellos el residuo por medio de las mallas que se prescriben en la siguiente tabla:

Tamaño de las partículas que forman la muestra	Tamaño de malla para cribar los residuos de grumos de arcilla
Agregado fino (retenido en la malla Núm. 16, (1190 micras)	Núm. 20 (840 micras)
Núm. 4 a 0.95 cm (3/8")	Núm 8 (2380 micras)
0.95 cm (3/8") a 1.91 cm (3/4")	Núm 4 (4760 micras)
1.91 cm (3/4") a 3.81 cm (1 1/2")	Núm 4 (4760 micras)
Mayores de 3.81 cm (1 1/2")	Núm 4 (4760 micras)

Calcúlese el por ciento de grumos de arcilla con aproximación de un décimo por ciento (0.1%), como sigue:

$$L = P - R/P \times 100$$

En donde: (L) es el porcentajes de grumos de arcilla en la muestra, (P) es el peso de la muestra y (R) es el peso de la muestra, después de quitar los grumos de arcilla.

El método para determinar partículas ligeras en los agregados se refiere al procedimiento para la valuación del porcentaje aproximado de partículas ligeras en el agregado, separándolas por medio de flotación en un líquido de densidad adecuada.

Para realizar esta prueba se usara el siguiente equipo: Una balanza para pesar agregados finos, con capacidad mínima de quinientos (500) gramos y sensibilidad de un décimo (0.1) de gramo, para pesar el agregado grueso, una balanza con capacidad mínima de cinco mil (5000) gramos, sensible por lo menos a un (1) gramo. Recipientes adecuados para secar la muestra de agregados y recipientes adecuados para contener el líquido pesado durante la separación por flotación. Una pieza de tela de malla Núm. 50 de dimensiones y forma adecuada para separar las piezas que floten en el líquido empleado (Esta pieza suele denominarse espumadera). Una parrilla o un horno.

Para esta determinación se usará la siguiente preparación: una mezcla de tetracloruro de carbono y tetrabromuro de acetileno; bromoformo y monobromobenceno (la recuperación del bromoformo de la mezcla de bromoformobenceno, puede efectuarse mediante el paso de una corriente de agua a través de la mezcla, hasta que todo el benceno hay sido disuelto y eliminado) o bromoformo y benceno, en tales proporciones que se obtenga la densidad deseada. Ha de tenerse la siguiente precaución: los productos químicos mencionados son sumamente tóxicos, por absorción a través de la piel y por inhalación. Deberán usarse solamente bajo una campana y se tendrá cuidado de evitar el contacto con la piel o la inhalación de los gases. La densidad deberá mantenerse dentro de una tolerancia en más o en menos de un centésimo (± 0.01) del valor especificado, mientras dure la prueba.

Los volúmenes aproximados de los materiales que se van a mezclar para obtener la densidad deseada, pueden calcularse usando la lista siguiente, que da las densidad de los diferentes líquidos:

Substancia	Densidad
Tetrabromuro de acetileno	2.97
Benceno	0.88
Bromoformo	2.88
Tetracloruro de carbono	1.58
Monobromobenceno	1.49

Las muestras se preparan en la forma siguiente: deberán obtenerse de acuerdo con los métodos de muestreo y secarse hasta peso constante a una temperatura comprendida entre ciento cinco y ciento diez grados centígrados ($105 - 110\text{ C}^\circ$) antes de someterse a la prueba.

La cantidad mínima de muestra deberá ser la mostrada en la tabla siguiente:

Tamaño máximo del agregado	Peso mínimo de la muestra gramos
0.64 cm (1/4") (agregado fino)	200
1.91 cm. (3/4")	3000
3.91 cm (1 1/2")	5000
7.62 cm (3")	10000

Se seguirá el siguiente procedimiento de prueba: Para agregado fino, déjese que la muestra, ya seca se enfríe a la temperatura ambiente y después cribese por la malla Núm.50, hasta que el material que pase sea menos del uno por ciento (1%) del retenido, por minuto de cribado continuo. Pésese el material retenido en la malla Núm. 50, aproximando al décimo (0.1) de gramo; después introdúzcase en el líquido que ya estará en un recipiente adecuado, siendo el volumen de ese líquido, por lo menos, el triple del volumen absoluto del agregado. Viértase el líquido en un segundo (2) recipiente, colándolo por la espumadera y cuidando que solamente las partículas flotantes sean arrastradas por el líquido, es decir, que al decantar no se vaya parte de la arena a la espumadera. Vacíese al primer (1er) recipiente el líquido que se recogió en el segundo (2) y, después de agitar nuevamente la muestra repítase el proceso de decantación tal como queda descrito, hasta que la muestra quede exenta de partículas flotantes. Lávense las partículas decantadas contenidas en la espumadera con tetracloruro de carbono hasta eliminar el líquido y luego séquese. Las partículas ligeras se secarán rápidamente, pero pueden colocarse en un horno a una temperatura de ciento cinco grados centígrados (105 C°) durante unos cuantos minutos, si así se desea. Pásense de la espumadera al platillo de la balanza las partículas decantadas, ya secas y determínese su peso con aproximación al décimo (0.1) de gramo.

Para agregado grueso déjese que la muestra, ya seca, se enfríe a la temperatura ambiente, cribese a través de la malla Núm. 4 y pésese el material retenido en dicha malla con aproximación de un (1) gramo; después de esto, introdúzcase en el líquido, en un recipiente adecuado, siendo el volumen de éste por lo menos tres (3) veces el volumen absoluto del agregado. Por medio de la espumadera, recójense las partículas floten y sepárense estas.

Agítase el líquido repetidamente con las partículas restantes y sáquense las partículas flotantes, continuando esta operación hasta que dejen de salir a la superficie. Lávense las piezas decantadas con tetracloruro de carbono hasta eliminar todo el líquido y déjense secar. Determinense el peso de esas partículas decantadas aproximando al gramo.

Calcúlese la cantidad de partículas ligeras como porcentaje de la muestra señalada o sea las que flotaron en el líquido, de la manera siguiente:

Para agregado fino: $L = P1/P2 \times 100$

Para agregado grueso: $L = P1/P3 \times 100$

L= Partículas ligeras en porcentaje de la muestra señalada P1= Peso seco de las partículas decantadas P2=Peso seco de la porción de la muestra retenida en la malla Núm. 50, P3= Peso seco de la porción de muestra retenida en la malla Núm. 4

3.6 PRUEBAS EN CONCRETO FRESCO

3.6.1 PRUEBA DE REVENIMIENTO

El revenimiento se mide en pulgadas, un revenimiento bajo indica una consistencia rígida o seca y un revenimiento alto una consistencia blanda o húmeda. Cuando se habla de " alto revenimiento " o " bajo revenimiento " se esta haciendo referencia a la distancia o altura que se revienen o asienta el espécimen de concreto cuando se retira el cono.

El concreto designado con A corresponde a un concreto con alto revenimiento, húmedo y fluido o blando. El indicado con B es un concreto de bajo revenimiento, rígido o seco.

El cono de revenimiento se fabrica de metal laminado; está abierto en ambos extremos, tiene 12 pulgadas de altura, 8 pulgadas, de diámetro en su base y 4 en su parte superior; esta provisto de piezas para colocar los pies y de agarraderas. Se determina el revenimiento midiendo el asentamiento vertical de un espécimen al retirar el cono. La medición se realiza colocando el cono de revenimiento al lado del espécimen y la varilla de compactación horizontalmente en la parte superior del cono, extendida sobre el espécimen; a continuación se mide la distancia desde la parte inferior de la varilla hasta el concreto revenido en un punto del centro original de la base del espécimen. Después de haber medido el revenimiento, debe golpearse suavemente la parte lateral del tronco de concreto con la varilla apisonadora.

El comportamiento del concreto al aplicar este tratamiento es un indicador valioso de su Cohesión, Trabajabilidad y Colocabilidad. Una mezcla trabajable, dosificada adecuadamente, se revenirá gradualmente a las menores elevaciones y retendrá su identidad original, en tanto que una mezcla áspera se desmoronará, segregará y separará.

Los especímenes para las pruebas de revenimiento que se rompen o se desconchan lateralmente, proporcionan resultados incorrectos y deben volver a elaborarse con un espécimen nuevo. Una prueba de revenimiento que no se ajuste a los límites especificados debe verificarse practicando de inmediato por lo menos una prueba adicional.

El procedimiento seguido para llevar a cabo la prueba de revenimiento es el siguiente:

- 1.- Obténgase una muestra representativa del concreto recién mezclado, del camión mezclador.
- 2.- Humedézcase la parte superior del cono y colóquese éste sobre una superficie plana, húmeda y no absorbente, de por lo menos 1 x 2 pies (madera, triplay pesado, losa de concreto, etc.) La superficie debe ser firme y nivelada. El cono debe mantenerse en su lugar parándose en las salientes para los pies.
- 3.- Llénese con concreto la tercera parte del cono y compactándolo por varillado aplicando 25 golpes o penetraciones de una varilla de acero de 5/8 pulg de diámetro por 24 pulgadas de largo y con un extremo redondeado hasta formar una punta semiesférica (punta de bala).
- 4.- Colóquese una segunda capa para rellenar el cono hasta sus dos terceras partes y apisonese esta capa 25 veces permitiendo que la varilla apisonadora penetre en ella pero no atraves de la primera capa.
- 5.- Sobrellénese el cono ligeramente y apisonese la capa superior 25 veces, permitiendo que la varilla penetre en ésta última pero no en la segunda capa.
- 6.- Utilícese la varilla apisonadora para remover el exceso de concreto de la parte superior del cono y remuévase el que quede en la base del cóno metálico.
- 7.- Levántese lentamente el cono, evitando abollar o golpear el concreto.
- 8.- Colóquese el cono de revenimiento sobre una superficie próxima al concreto revenido, pero sin tocarlo y colóquese la varilla apisonadora sobre la parte superior del cono. Mídase el revenimiento, aproximándose a $\frac{1}{4}$ de pulgada, desde la parte inferior de la varilla apisonadora hasta un punto que se localice sobre el centro original de la base del espécimen.
- 9.- Colóquese ligeramente el concreto revenido y obsérvese si se asiente o se desmorona

REVENIMIENTO



REVENIMIENTO DE 5.1 CM (2") ESTE CONCRETO ES DEMASIADO DENSO PARA USO ESTRUCTURAL NORMAL, PERO CON FRECUENCIA SE ESPECIFICA PARA LOSAS Y PAVIMENTOS



REVENIMIENTO DE 10.2 CM (4") CONCRETO DE CONSISTENCIA MEDIA ADECUADO PARA USO ESTRUCTURAL NORMAL



REVENIMIENTO DE 20.3 (8") ES UN REVENIMIENTO INADECUADO PARA CUALQUIER CONDICION TIPO DE COLADO. SE PRESENTARAN CONDICIONES DE EXCESO DE SANGRADO, CONTRACCION, AGRIETAMIENTO Y DE FIBRAS

FIGURA C-19 TIPOS DE REVENIMIENTOS

3.6.2 COHESIVIDAD

Es el elemento de la Trabajabilidad que indica si el concreto es áspero, pegajoso o plástico. Una mezcla óptima y plástica, no es áspera ni pegajosa. Se segrega fácilmente. La Cohesividad no es una función del revenimiento, ya que un concreto muy húmedo (con alto revenimiento) carece de plasticidad y por otra parte una mezcla con bajo revenimiento puede tener un alto grado de plasticidad. Un concreto áspero carece de plasticidad y cohesividad. Se segrega fácilmente.

Para medir la Trabajabilidad de un concreto se han propuesto diversos dispositivos, la mayor parte de los cuales resultan aconsejables sólo para usarse en un laboratorio de investigación.

Miden fluidez, moldeabilidad, deformabilidad, respuesta a la aplicación del trabajo y otras cualidades.

Hasta ahora la prueba de revenimiento anteriormente descrita, aún con sus limitaciones continua siendo la mejor prueba de campo, la más práctica, los juicios resultantes de la

experiencia permiten al técnico evaluar el concreto cuando lo observa, en el momento en que se ejecuta la prueba de revenimiento.

Otra prueba práctica consiste en la penetración de bola en la cual la cantidad que la bola se hunde dentro del concreto fresco nos da la medida de la consistencia la penetración de la bola se correlaciona muy íntimamente con el revenimiento.

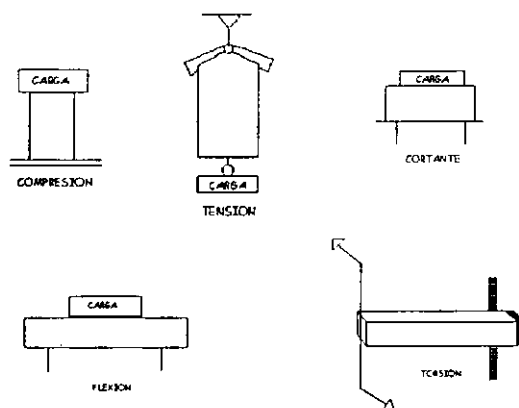


FIGURA C-20 LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO ESTAN SUJETAS A DIVERSAS CLASES DE CARGA ADEMAS DE LA COMPRESIÓN A) LA COMPRESIÓN ES UN TIPO DE CARGA QUE PRESIONA B) LA TENSION ES LA ACCIÓN DE TIRAR, APARTAR C) EL CORTANTE TIENDE A CILLAR O DESLIZAR D) LA TORSION ES UNA TORCEDURA

3.7 PRUEBAS EN EL CONCRETO ENDURECIDO

3.7.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

La resistencia se determina generalmente mediante cilindros de (6" x 12") 15.2 x 30.5 cm elaborados con el concreto fresco en la obra, mismos que se prueban a la compresión a diversas edades. Se exige que tenga una resistencia a los 28 días, o una edad menor cuando el concreto va a ser sometido a la carga total de servicio o al esfuerzo máximo. Cuando se han establecido relaciones edad-resistencia para los materiales y proporciones utilizados, frecuentemente se

hacen pruebas adicionales a edades más tempranas con objeto de obtener información anticipada sobre la forma como se va desarrollando la resistencia. El tamaño y forma del espécimen de prueba afectan la resistencia indicada.

Suponiendo que el 100 por ciento representa la resistencia a la compresión de un cilindro estándar de 15.2 x 30.5 cm con una relación de 2.0 entre su longitud y su diámetro, un espécimen con diámetro de 15.2 cm pero de 45.7 cm de largo, tendrá el 94 por ciento de la resistencia del cilindro estándar, y uno de 15.2 cm de largo tendría el 115 por ciento con relación al mismo. Para cilindros de diferentes dimensiones, pero todos con la misma relación L/D, se muestra que la resistencia manifiesta disminuye conforme aumenta el diámetro.

L/D	FACTOR DE CORRECIÓN
2.00	Ninguno
1.75	0.98
1.5	0.96
1.25	0.94
1.00	0.89

3.7.2 RESISTENCIA A LA FLEXION

Muchos elementos estructurales están sujetos a flexión. Los pavimentos, las losas y las vigas son ejemplos que trabajan a flexión. Un ejemplo elemental lo constituye una viga libremente apoyada en sus extremos y cargada al centro. Cuando esta viga se carga, las fibras inferiores (bajo el eje neutro) trabajan a la tensión y las superiores a la compresión. La falla de la viga, si ésta es de concreto será a la tensión en las fibras inferiores, ya que el concreto es mucho más débil a la tensión que a la compresión. Si en la parte inferior de la viga se colocan varillas de acero, dicha viga podrá soportar una carga mucho mayor debido a que el acero de refuerzo, tiene una elevada resistencia a la tensión. Llevando esto un paso adelante, si las varillas de acero se preesfuerzan a la tensión pueden soportar una carga todavía mayor. En obras como las de pavimentación, la resistencia a flexión es mas representativa que la de compresión. La resistencia a la compresión se realiza sobre pequeñas vigas que se cargan en el centro del claro

ó en los puntos localizados en los tercios del claro. La práctica usual consiste en probar vigas con sección transversal cuadrada de 6 x 6 pulgadas, con cargas aplicadas en los tercios del claro.

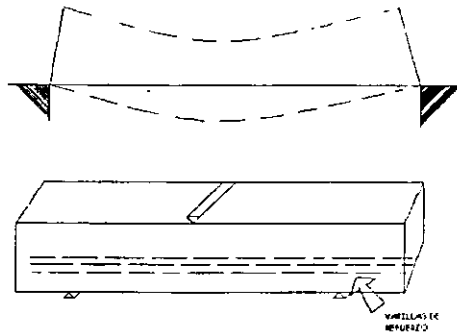


FIG C-21 AL CARGARSE LA VIGA, LA ZONA INFERIOR QUEDA SOMETIDA A TENSION, POR LO TANTO SE COLOCAN VARILLAS DE REFUERZO EN ESA ZONA PARA PROPORCIONARLE UNA MAYOR RESISTENCIA A LA FLEXION

3.7.3 RESISTENCIA A LA TENSION

Existe, un método indirecto llamado prueba de tensión por compresión (prueba brasileña), en la cual la carga de compresión se aplica en un sentido diametral por el costado en un cilindro estándar de prueba. Mediante una ecuación se puede calcular de manera indirecta la resistencia a la tensión. Las comparaciones de laboratorio muestran que la resistencia a la tensión determinada por esta prueba puede ser hasta 150% mayor que la resistencia directa.

En la estructura es raro que un concreto esté sujeto a tensión pura; los esfuerzos de tensión están vinculados a los de flexión, torsión o a una combinación de cargas. No obstante ha aumentado la importancia de la resistencia a la tensión, considerando la significación que tiene dicha resistencia en el control del agrietamiento.

Los estudios realizados indican que la resistencia promedio a la tensión directa de un concreto es aproximadamente el 10% de su resistencia a la compresión simple, variando de un 7 a 8% para los concretos de alta resistencia (562 a 703 kg/cm² a la compresión), hasta un 11 o 12% en los concretos de baja resistencia (aproximadamente 70kg/cm² a la compresión)

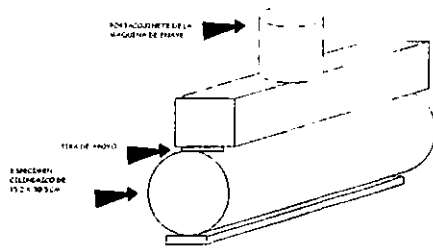


FIG C-22 PRUEBA DE TENSION POR COMPRESION PROPORCIONA UNA BUENA INDICACION DE LA RESISTENCIA A LA TENSION DEL CONCRETO

3.7.4 MODULO DE RUPTURA

El módulo de ruptura es una medida de la resistencia a la flexión, y se determina probando a la flexión una viga pequeña, generalmente con una sección transversal de 15.2 cm x 15.2 cm. La práctica común consiste en ensayar una viga libremente apoyado aplicando una carga concentrada en cada uno de los tercios del claro.

La carga sobre el punto medio generalmente no se aplica en las vigas de 15.2 cm, sino en especímenes más pequeños.

Para efectuar el cálculo del espesor de las losas, se requiere conocer la resistencia del concreto y la capacidad de soporte de las capas de apoyo. El parámetro de resistencia del suelo que se acostumbra para el concreto hidráulico en pavimentos rígidos es el Módulo de ruptura (MR) que se obtiene de la prueba de tensión por flexión, que consiste en llevar a la ruptura a una viga curada durante 28 días, con sección transversal de 225 cm² (15 cm por lado) y longitud de 60 cm; la carga se aplica en 2 puntos de apoyo situados en la parte superior de la viga y 2 apoyos en la parte inferior en los tercios.

El módulo de ruptura se calcula con la siguiente forma:

$$MR = PL/bd^2 \text{ Kg/cm}^2$$

P= Carga de ruptura

L= Distancia entre apoyos inferiores

b= Ancho de la viga

d= Peralte de la viga

A continuación se presenta una correlación entre el módulo de ruptura y la resistencia de la compresión del concreto a los 28 días.

De acuerdo a los materiales y el cemento Portland que se use en una obra determinada, se puede ajustar dicha correlación y como la prueba de tensión por flexión es más elaborada y consume mayor volumen de concreto, la prueba a la compresión simple se puede realizar, para realizar; lo anterior con el objeto de reducir el número de vigas y complementar la verificación por medio de cilindros para probarlos a la compresión simple.

3.7.5 RESISTENCIA A LA COMPRESION

1.- Las muestras para ensayos de resistencia de cada tipo de concreto deben tomarse por lo menos una vez al día ó al menos una vez al día ó al menos por cada 5000 m² de área superficial colocada. Los cilindros para las pruebas de resistencia deben moldearse, curarse en laboratorio y ensayarse . El resultado de cada prueba de resistencia debe ser el promedio de dos cilindros de la misma muestra sometida a prueba a los 28 días o, si es antes, a la edad especificada.

2.- Cuando la frecuencia de los ensayos a que se refiere el párrafo anterior permita obtener menos de 5 ensayos de una determinada clase de concreto, estos deben por lo menos realizarse de 5 revolturas diferentes al azar o de cada revoltura se utilizaran al menos una. Cuando la cantidad total de la muestra determinada es menor a 38.19 m³ o 1349 pies cúbicos el evaluador podrá decidir en desistir las pruebas de resistencia.

Refiriéndonos a la elaboración de cilindros de 6 x 12 pulgadas para determinar la resistencia a la compresión. Pueden efectuarse cambios obvios al elaborar vigas para pruebas de flexión.

Al elaborarse especímenes para pruebas, debe tomarse el concreto de revolturas espaciadas a través del período de operaciones de colado del concreto no solamente de una o dos

revolturas. Todo el equipo para la ejecución de ensayos debe estar limpio, sin concreto seco o endurecido adherido al mismo y libre de aceite o algún otro desecho. Un cepillo de alambre de mango largo debe formar parte de todo equipo. Tan pronto como se haya concluido un grupo de pruebas, debe limpiarse perfectamente el equipo con el cepillo de alambre, lavando con bastante agua.

3.- La resistencia a la compresión es una de las propiedades del concreto que se determina con mayor facilidad. Un espécimen para ensayos de resistencia, apropiadamente elaborado, suministra valiosa información sobre el concreto. Cuando ocurre lo contrario, los resultados de las pruebas pueden conducir a conclusiones engañosas que pueden tener graves repercusiones. Un muestreo no representativo, un manejo descuidado y un curado inapropiado, pueden ser causa de importantes deficiencias que afectarían los resultados de los ensayos pero que no se apreciarían sin el espécimen.

Los moldes deben estar limpios y ser herméticos (impermeables). Los moldes de metal o plástico deben aceitarse ligeramente. Antes de llenarlos deben colocarse los moldes sobre una superficie firme nivelada y tersa. Todos deben llenarse hasta una tercera parte y apisonarse exactamente 25 veces con una varilla de acero de 5/8" de diámetro que tenga una punta semiesférica. La segunda y tercera capa deben colocarse de manera similar.

Al apisonarse la primera capa, la varilla no debe tocar el fondo del molde, al hacerlo en las capas subsiguientes, la varilla apenas debe penetrar en la capa de abajo.

La capa superior debe contener un ligero excedente de concreto, que se enrasa con una llana de metal después de concluido el apisonado. Debe evitarse el trabajar o acabar en exceso la parte superior. La superficie del concreto debe ser perpendicular a las paredes del molde.

Si el espécimen debe consolidarse por vibración, el concreto se consolida en dos capas, utilizando un elemento vibratorio de aproximadamente 3/8" de diámetro que se inserta tres veces en cada capa durante tres o cuatro segundos. La duración de la vibración es mayor en el caso de mezclas rígidas poco trabajables, que en el de fluidas o húmedas. El vibrador no debe tocar el molde. Al vibrar la capa superior, el vibrador debe penetrar tan solo una pulgada en la de abajo. El mortero no debe desbordarse del molde cuando se inserta el vibrador en la capa superior. Una vez concluido el vibrado, debe agregarse el concreto restante y acomodarse en el espécimen con una llana metálica y por último, enrasarse la superficie.

En ocasiones se utiliza la vibración externa, especialmente en concretos rígidos de muy bajo revenimiento. Debe tenerse cuidado en evitar la sobre vibración, ya que originaría la segregación del concreto en el molde. Una práctica común es terminar la superficie de un espécimen después de haber concluido la vibración.

Deben identificarse apropiadamente los especímenes. Puede marcarse un número en la parte lateral del molde o en el concreto fresco de la parte superior del cilindro y si esto se hace con cuidado da buenos resultados.

Cualquiera que sea el sistema utilizado para marcar el espécimen, debe ser impermeable, indeleble y permanente. Algunos plumones pueden satisfacer estos requerimientos. Otro método consiste en utilizar una etiqueta de papel sujeta con alambre. Se ata en ella, con lápiz indeleble o bolígrafo, el número del espécimen, la identificación de la obra y la fecha de su elaboración y, a continuación, se ahoga el alambre en el concreto fresco a un lado del espécimen.

La parte superior de los cilindros debe cubrirse con lámina de vidrio, hojas de plástico, yute, o algún otro material similar para evitar que se sequen rápidamente.

Los especímenes deben colocarse inmediatamente en un lugar alejado del de las actividades de la construcción y en el que pueden conservarse entre 15 grados y 25 grados centígrados durante 24 horas. Por ninguna circunstancia deben moverse los especímenes antes de 12 horas ya que pueden fácilmente dañarse.

Después de un día se envían los especímenes al laboratorio, donde se sacan de los moldes y se colocan a una temperatura de 22.81 grados centígrados para el curado por humedad. Puesto que los extremos de los cilindros nunca son exactamente iguales ni se encuentra en un ángulo recto con respecto a su eje, es necesario prepararlos antes de colocarlos en la maquina de ensaye. Algunos laboratorios, especialmente los de investigación, pulen o afinan los extremos del cilindro, utilizando plantillas especiales para asegurar la precisión.

3.7.6 PRUEBA DE VARILLADO

El procedimiento de varillado es aplicable a agregados con un tamaño máximo de cinco punto cero ocho (5.08) centímetros (2") y se efectuará de la siguiente manera: la medida se deberá llenar a un tercio (1/3) de su capacidad, emparejándose la parte superior con los dedos. En seguida, se deberán dar a la masa veinticinco (25) golpes con la varilla de compactación,

distribuidos uniformemente sobre la superficie. Después deberá llenarse la medida a dos tercios (2/3) de su capacidad y se repetirá la operación de veinticinco (25) golpes, como antes se indicó. A continuación se deberá llenar hasta derramar, golpear veinticinco (25) veces y quitar el agregado sobrante, usando la varilla como regla. Al golpear la primera (1ª) capa, no se deberá permitir que la varilla choque con fuerza en el fondo de la medida. Al golpear la segunda (2ª) capa y la final, sólo se deberá usar la fuerza suficiente para que la varilla de compactación penetre en la última capa de agregado colocada en el molde

3.8 PRUEBAS PARA PRODUCTOS ASFALTICOS

3.8.1 DENSIDAD

La determinación de la densidad de los productos asfálticos es de mucha importancia como un medio para hacer correcciones de volumen cuando éstos se miden a temperaturas altas.

3.8.2 DUCTILIDAD

Esta prueba nos dice la longitud que puede estirarse una briqueta de asfalto, sin romperse

3.8.3 PUNTO DE ABLANDAMIENTO

Es un método para la determinación de la temperatura a la cual fluye un asfalto hasta cierto grado.

3.8.4 PERDIDA POR CALENTAMIENTO Y PELICULA DELGADA

Para ejecutar esta prueba se someten 50 cm³ de cemento asfáltico en una charola circular de 14 cm de diámetro para formar una película de aproximadamente 3 mm de espesor, la cual se somete a un calentamiento de cinco horas a una temperatura de 163 grados centígrados. Al finalizar el período de calentamiento se saca la charola del horno y una vez enfriada se pesa nuevamente para calcular las pérdidas debidas a la volatilización de solventes, que se reportará como porcentaje del peso original de la muestra.

3.8.5 PENETRACION

La prueba de penetración tiene por objeto el determinar el grado de dureza del residuo de la destilación de los asfaltos rebajados, emulsificados o la dureza del cemento asfáltico original.

3.8.6 VISCOSIDAD

El objeto de la prueba de viscosidad es el de determinar el grado de fluidez de un asfalto líquido a determinada temperatura.

3.8.7 PUNTO DE INFLAMACION O ENCENDIDO

El punto de ignición o encendido mínimo de un asfalto representa la temperatura crítica arriba de la cual deberán tomarse precauciones para eliminar los peligros de incendio durante el calentamiento y manipulación del mismo.

IV METODOS UTILIZADOS POR LA ORGANIZACIÓN DE AVIACION CIVIL (OACI) Y LA FEDERAL AIPORT AVIATION (FAA).

En este capítulo se presenta una descripción detallada de los procedimientos y criterios vigentes, que la OACI ha considerado necesario seguir al calcular los pavimentos rígidos .

4.1 METODO UTILIZADO POR LA OACI (ORGANIZACIÓN DE AVIACIÓN CIVIL INTERNACIONAL)

La OACI esta convencida de que no existe ningún método rápido o abreviado para el calculo de un pavimento y que son esenciales los servicios de un ingeniero calificado para garantizar un calculo realista del pavimento rígido.

El espesor de este y sus componentes no constituye sino uno de los factores que se deben estudiar. Las características locales, tanto climáticas como topográficas, la cimentación, la calidad de los materiales y los métodos de construcción, son todos ellos elementos esenciales de cualquier técnica de evaluación para determinar el método del calculo del espesor.

4.1.1 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

Los datos de resistencia del terreno se usan para proyectar un CBR equivalente o módulos de reacción "k" del terreno de cimentación para utilizarse en la selección de la categoría del terreno de cimentación. La información sobre la resistencia del terreno de cimentación puede obtenerse de las empresas viales nacionales.

Una determinación directa, aunque algo gruesa o aproximada, de la resistencia del terreno de cimentación, puede efectuarse a partir de la clasificación del material del terreno de cimentación y haciendo referencia a cualquiera de las muchas correlaciones publicadas, tales como las que se indican en la Fig. D-1.

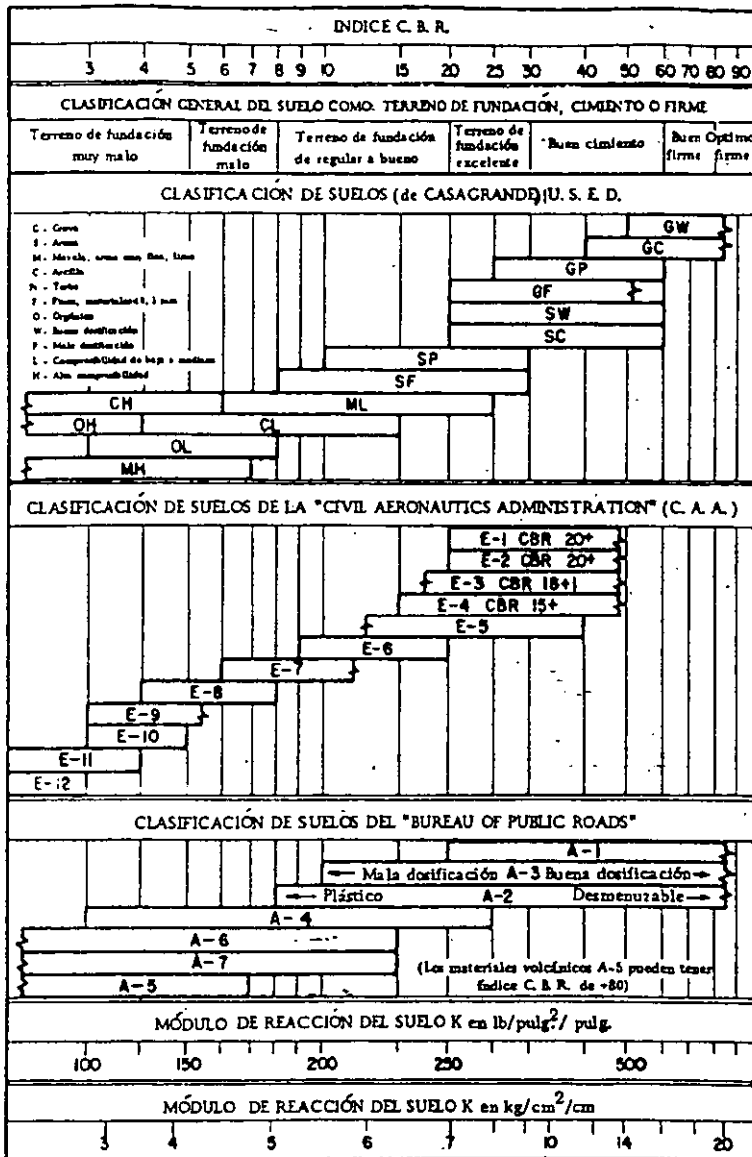


FIGURA D-1 RELACIONES ENTRE LAS CLASIFICACIONES DE SUELOS, INDICES C.B.R Y VALORES DE K (PRUEBA DE PLACA)

4.1.2 ENSAYES DE RESISTENCIA DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

Ensayes con placa de carga. Como el nombre lo indica, el ensaye con placa de carga mide la capacidad de resistencia del suelo de cimentación.

El resultado de estos ensayos se expresa como un valor "k" con unidades de presión sobre la longitud. El valor "k" puede considerarse como la presión requerida para producir una deformación unitaria de una placa de carga en la cimentación del pavimento.

El cálculo de pavimentos rígidos no es demasiado sensible al valor "k". Un error en el establecimiento del valor "k" no tendrá ninguna repercusión seria sobre el espesor nominal del pavimento rígido. Los ensayos con placa de carga deben llevarse a cabo en el terreno mismo y lo más adecuado es realizarlos sobre secciones que se hayan construido según las condiciones de compactación y de humedad de cálculo. Se requiere una corrección del valor de "k" para tener en cuenta la saturación, con el propósito de simular las condiciones de humedad que es probable encontrar en el pavimento en uso.

Los ensayos con placa de carga son relativamente costosos y en consecuencia, es limitado el número de ensayos que puede llevarse a cabo para establecer un valor de cálculo. Por lo general, sólo pueden llevarse a cabo dos o tres ensayos para cada capa del pavimento. El valor "k" de cálculo debe seleccionarse con un criterio prudente.

Las curvas de cálculo y evaluación de un pavimento rígido que se presentan aquí, se basan en un valor "k" determinado por un ensayo con carga de placa estático, utilizando una placa de 30 pulgadas o (762 mm) de diámetro. La utilización de una placa de diámetro menor tendrá como consecuencia un valor "k" superior, que se representa en las curvas de cálculo y evaluación.

Se recomienda llevar a cabo los ensayos con placa de carga en el terreno de cimentación y ajustar los resultados para tener en cuenta el efecto de la capa de cimentación. La figura D-4 muestra el aumento del valor k para diferentes espesores de la capa de cimentación, sobre un terreno de cimentación k propuesto. Los ensayos con placa de carga llevados a cabo en la parte

superior de las capas de cimentación, pueden a veces producir resultados erróneos ya que la profundidad de influencia, debajo de una placa de carga de 30 pulg (762 mm), no es tan grande como la profundidad de influencia debajo de una losa cargada por el tren de aterrizaje de una aeronave. En este caso, una capa de cimentación puede influir la respuesta de una placa de carga más que la respuesta de un pavimento.

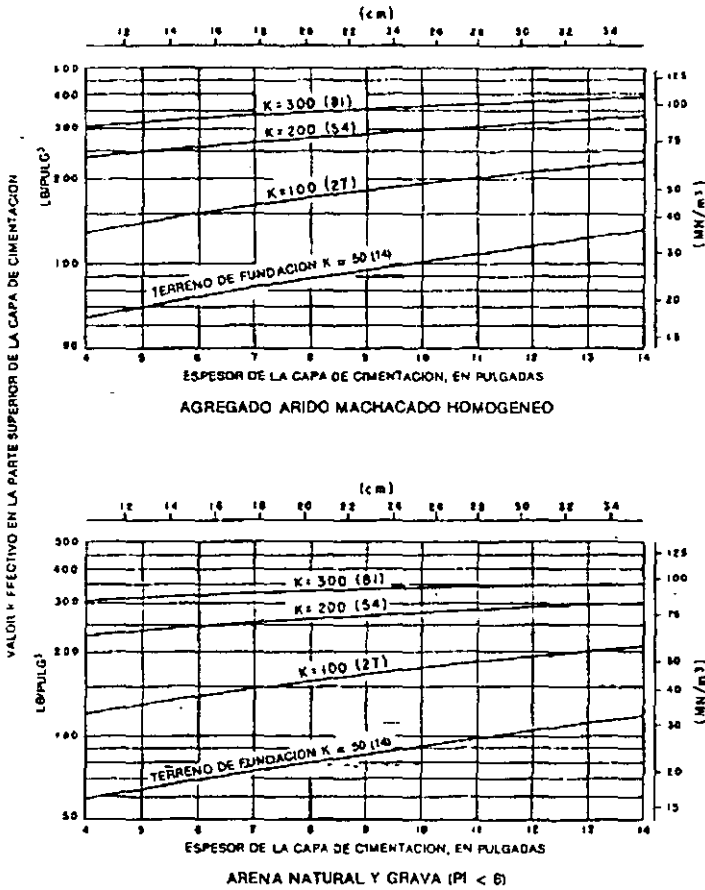


FIG D-4 EFECTO DE LA CAPA DE CIMENTACION SOBRE EL MODULO DE REACCION DEL TERRENO DE CIMENTACION

La determinación del valor "k" para las capas estabilizadas es un problema difícil de resolver. Normalmente, hay que estimar el valor de "k", se recomienda estimarlo del modo siguiente: El espesor de la capa estabilizada debería multiplicarse por un factor que vaya desde 1.2 a 1.6 para determinar el espesor equivalente del material pétreo triturado (grava equivalente) homogéneo. El valor real se encuentra en la gama de 1.2 a 1.6 y debería basarse en la calidad de la capa estabilizada y en el espesor de la losa con relación al espesor de la capa estabilizada. A los materiales de alta calidad que se estabilizan con altos porcentajes de estabilizadores, se les debería asignar un factor equivalente mayor que en el caso de un material estabilizado de baja calidad. Para un espesor dado de pavimento rígido, una capa estabilizada de mayor espesor ejercerá una mayor influencia sobre el comportamiento del pavimento que una capa estabilizada delgada y en consecuencia se le debería asignar un factor de equivalencia mayor.

Se recomienda no exceder en ningún cimiento el valor k de cálculo de 500 lb/pulg³

4.1.3 DETERMINACION DEL VALOR "K" DE LOS CIMIENTOS GRANULARES

El aumento probable del valor "k" relacionado con los diferentes espesores de los materiales de la capa de cimentación se indica en la Fig. D-4 y está destinada para emplear la cuando la capa de base se compone de materiales granulares no estabilizados. Los valores indicados en la figura D-4 se han de considerar como directrices y pueden ser atenuados por la experiencia local.

4.2 CALCULO DE PAVIMENTOS

El cálculo de pavimentos de aeropuertos es un problema técnico complejo que abarca un gran número de variables interdependientes. Las curvas de cálculo se basan en un análisis de tensiones en los bordes de las juntas, para los pavimentos rígidos.

Las curvas de cálculo de pavimentos rígidos se basan en el análisis Westergaard de cargas en los bordes. El análisis de cargas en los bordes se ha modificado para simular una condición de borde de junta. Las curvas de cálculo se proporcionan para las zonas en las cuales el tráfico sigue una dirección predominantemente paralela a las juntas y para las áreas en las cuales es

probable que el tráfico cruce las juntas con un ángulo aproximadamente agudo. Los criterios anteriores sobre pavimentos rígidos se basan en una hipótesis de carga interior. Las tensiones de los pavimentos son mayores en los bordes de juntas que en el interior de las losas. Los ensayos y el comportamiento en el campo indican que prácticamente todas las grietas producidas por carga se producen en el borde de la junta y se propagan hacia el interior de la losa. Por estas razones, la base del diseño se modifica desde el interior hasta el borde de la junta. En las curvas de cálculo se encuentran líneas para cinco volúmenes diferentes de tráfico anual. El espesor del pavimento determinado a partir de estas curvas se refiere únicamente al espesor de la losa.

La determinación de los requisitos de espesor del pavimento es un problema técnico complejo. Los pavimentos se encuentran sometidos a una amplia variedad de cargas y defectos climáticos. El proceso de cálculo comprende un gran número de variables interrelacionadas que con frecuencia resulta difícil cuantificar. Aunque se han llevado a cabo numerosas investigaciones y algunas otras se realizan actualmente, ha sido imposible llegar a una solución matemática directa de los requisitos relativos al espesor, por esta razón, la determinación del espesor del pavimento debe basarse en el análisis teórico de distribución de las cargas por los pavimentos y los suelos de cimentación, en el análisis de los datos experimentales relativos al pavimento y en un estudio del comportamiento de los pavimentos en condiciones de servicio real. Las curvas de espesores de pavimentos que se presentan en esta sección se han preparado mediante correlación de los datos obtenidos de estas fuentes. Los pavimentos calculados de acuerdo con estas normas están previstos para proporcionar una vida útil estructural de 20 años, libres de grandes obras de mantenimiento, salvo que ocurran modificaciones de magnitud en el tráfico previsto.

Es probable que el reacondicionamiento de la superficie y la renovación de las propiedades de resistencia al deslizamiento sean necesarios antes de los 20 años, debido a los efectos climáticos destructivos y a los efectos del deterioro causado por el uso normal.

El cálculo estructural de los pavimentos de los aeropuertos consiste en determinar tanto el espesor general del pavimento como el espesor de las partes componentes del mismo. Hay varios factores que ejercen influencia sobre el espesor del pavimento requerido para

proporcionar un servicio satisfactorio. Estos factores son la magnitud y las características de las cargas de la aeronave que han de soportarse, el volumen del tráfico, la concentración del tráfico en ciertas zonas y la calidad del terreno de cimentación de los materiales que constituyen la estructura del pavimento.

4.3 CONSIDERACIONES RELACIONADAS CON LAS CARGAS (AERONAVES)

El método de cálculo del pavimento se basa en el peso total de la aeronave. Para fines de cálculo del pavimento deberá preverse como se menciona a continuación:

4.3.1 CARGA DE LA AERONAVE

El procedimiento de cálculo supone que el 95% del peso bruto es soportado por los trenes de aterrizaje principales y el 5% por el tren de nariz. El peso máximo de despegue debe utilizarse en el cálculo del espesor del pavimento requerido. Se recomienda utilizar el peso máximo de despegue para proporcionar cierto grado de prudencia en el cálculo, justificado por el hecho de que pueden presentarse cambios en el uso operacional y reconociendo el hecho de que el tráfico previsto es a lo sumo aproximado. Si no se tiene en cuenta el tráfico de llegada, se anula una parte de la seguridad.

4.3.2 TIPO Y GEOMETRÍA DEL TREN DE ATERRIZAJE

El tipo del tren de aterrizaje y su configuración determinan de que modo se distribuye el peso de la aeronave en el pavimento y establecen la respuesta del pavimento a las cargas producidas por la aeronave. No habría sido práctico preparar curvas de cálculo para cada tipo de aeronave. Sin embargo, como el espesor de los pavimentos, tanto rígidos como flexibles, depende de las dimensiones y del tipo de tren de aterrizaje, sería necesario trazar curvas de cálculo separadas a menos que pudieran plantearse hipótesis válidas para reducir el número de variables. El examen de la configuración del tren, las zonas de contacto de los neumáticos y la presión de los mismos en uso común, indican que se sigue una tendencia determinada relacionada con el peso bruto de la aeronave. En consecuencia, podrían plantearse hipótesis razonables y trazarse curvas de cálculo a partir de los datos supuestos. Estos datos supuestos son los siguientes:

- a) Aeronave de tren simple. No se requiere ninguna hipótesis especial.
- b) Aeronave de ruedas gemelas en tandem. Un estudio del espacio entre las ruedas gemelas para estas aeronaves indica que una dimensión de 20 pulg (0.51m) entre el eje de los neumáticos, parece razonable para las aeronaves ligeras y una dimensión de 34 pulg (0.86 m) entre el eje de los neumáticos, parece razonable para las aeronaves más pesadas.
- c) Aeronave con bogie de cuatro ruedas. El estudio indica que un espacio entre ruedas gemelas de 20 pulg (0.51 m) y un espacio entre bogie de 45 pulg (1.14 m) para las aeronaves ligeras y un espacio entre ruedas gemelas de 30 pulg (0.76 m) y un espacio entre bogie de 55 pulg (1.40 m) para las aeronaves más pesadas, son valores apropiados para el cálculo.
- d) Aeronave de fuselaje ancho. Las aeronaves de fuselaje ancho, representan una diferencia radical con respecto a la geometría supuesta para las aeronaves de tren en bogie. Debido a las grandes diferencias en peso bruto y en geometría de tren del aterrizaje, se han preparado curvas de cálculo separadas para las aeronaves de fuselaje ancho.

4.3.3 PRESION DE LOS NEUMÁTICOS

La presión de los neumáticos varía entre 75 y 200 lb/pulg² (0.52 a 1.38 Mpa), en función de la configuración del tren y del peso. Debería tomarse nota de que la presión de los neumáticos ejerce menos influencia sobre las tensiones de los pavimentos a medida que aumenta el peso y que el máximo supuesto de 200 lb/pulg² (1.38 Mpa) puede excederse en condiciones de seguridad, siempre que no se excedan los demás parámetros.

4.3.4 VOLUMEN DE TRAFICO

Es necesario disponer de pronósticos de salidas anuales por tipo de aeronave, para el diseño del pavimento. La información sobre las operaciones de aeronaves está disponible en los planos principales de aeródromos, en los pronósticos de las terminales aéreas, en el plan nacional de sistemas de aeropuertos, y en las estadísticas de actividad aeroportuaria. Deben consultarse estas publicaciones para la preparación de pronósticos de salidas anuales por tipo de aeronave.

El pronóstico de salidas anuales por tipo de aeronave da por resultado una lista de varias aeronaves diferentes. La aeronave de cálculo debe seleccionarse a base de la que requiera el mayor espesor del pavimento. Debe definirse cada tipo de aeronave del pronóstico para

determinar el espesor de pavimento requerido, utilizando la curva de cálculo apropiada, con el número pronosticado de salidas anuales para cada aeronave. El tipo de aeronave que determine el espesor mayor de pavimento, es la aeronave de cálculo. La aeronave de cálculo no es necesariamente la aeronave más pesada del pronóstico.

El pronostico de tráfico es una mezcla de diferentes aeronaves que poseen diferentes tipos de trenes de aterrizaje y diferentes pesos por lo tanto se deben tener en cuenta los efectos de todo el tráfico en lo referente a la aeronave de cálculo. En primer lugar deben convertirse todas las aeronaves al mismo tipo de tren de aterrizaje que la aeronave de cálculo. Debiendo utilizarse los siguientes factores de conversión para pasar de un tipo de tren a otro:

Para convertir de	A	Multipliquense las salidas por
Rueda simple	Ruedas gemelas	0.8
Rueda simple	Bogie	0.5
Ruedas gemelas	Bogie	0.6
Bogie Doble	Bogie	1.0
Bogie	Rueda Simple	2.0
Bogie	Ruedas Gemelas	1.7
Ruedas Gemelas	Rueda Simple	1.3
Bogie doble	Ruedas Gemelas	1.7

En segundo lugar, una vez que se han agrupado las aeronaves en la misma configuración de tren de aterrizaje, la conversión a salidas anuales equivalentes de la aeronave de cálculo, deberá determinarse según la fórmula siguiente:

$$\log R1 = \log R2 \times (W2/W1)^{1/2}$$

Donde

R1 = Salidas anuales equivalentes de la aeronave de cálculo

R2 = Salidas anuales expresadas en el tren de aterrizaje de la aeronave

W1 = Carga sobre la rueda de la aeronave de cálculo

W2 = Carga sobre la rueda de la aeronave en cuestión.

Para este cálculo se supone que el 95% del peso bruto de la aeronave ha de ser soportado por el tren de aterrizaje principal. En este cálculo, las aeronaves de fuselaje ancho requieren una atención especial. El procedimiento tratado anteriormente representa una norma relativa que compara diferentes aeronaves con una aeronave común de cálculo. Como las aeronaves de fuselaje ancho poseen trenes de aterrizaje radicalmente diferentes de las otras aeronaves, es preciso considerarlas especialmente para mantener los efectos relativos. Esto se lleva a cabo tratando cada fuselaje ancho como una aeronave con bogie de cuatro ruedas, de 300,000 lb (136,100kg), al calcular las salidas anuales equivalentes. Esto debe efectuarse en todos los casos, aun cuando la aeronave de cálculo sea de fuselaje ancho. Una vez determinadas las salidas anuales equivalentes, el cálculo debiera proseguir utilizando la curva de cálculo apropiada para la aeronave de cálculo. Por ejemplo, si el fuselaje ancho corresponde a la aeronave de cálculo, todas las salidas equivalentes deben calcularse como se describe anteriormente; entonces la curva de cálculo para el fuselaje ancho debiera utilizarse con las salidas anuales equivalentes calculadas.

4.4 CALCULO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

Se cuenta con curvas de cálculo para pavimentos rígidos, o sea curvas separadas para trenes de aterrizaje simple, de ruedas gemelas, de bogies y curvas separadas para aeronaves de reacción de fuselaje ancho. Estas curvas se basan en una hipótesis de carga en bordes de junta en que las cargas son tangentes a la junta. El uso de las curvas de cálculo requiere cuatro parámetros de entrada: resistencia del concreto hidráulico a la flexión, módulo del terreno de cimentación, peso de la aeronave de cálculo y salidas anuales de la misma aeronave. Las curvas de cálculo del pavimento rígido indican únicamente el espesor del concreto. Los espesores de los demás componentes de la estructura del pavimento rígido deben determinarse por separado.

Resistencia del concreto a la flexión.

El espesor requerido del pavimento de concreto está relacionado con la resistencia del concreto utilizado en el pavimento y se evalúa por el método de resistencia a la flexión ya que el trabajo primario de una losa de pavimento de concreto es a la flexión. La resistencia del concreto a la flexión debe determinarse como se indica en el capítulo 3.

Valor "K". El valor "k" es una constante elástica del material que soporta el pavimento rígido y una indicación del valor de resistencia del material de apoyo.

Peso de la aeronave. El peso de la aeronave de cálculo se indica en cada curva de cálculo. Las curvas de cálculo se agrupan de acuerdo con el tipo de tren de aterrizaje principal, excepto para las aeronaves de fuselaje ancho que se indican en curvas separadas. En todas las curvas se indica una amplia gama de pesos para ayudar a efectuar las interpolaciones necesarias. En todos los casos, la gama de pesos brutos que se indica es suficiente para considerar los pesos de las aeronaves actuales.

Salidas Anuales de la aeronave de cálculo. El cuarto parámetro de entrada es el correspondiente a las salidas anuales de la aeronave de cálculo. Las salidas deben calcularse utilizando el procedimiento que se explicó anteriormente.

4.4.1 UTILIZACION DE LAS CURVAS DE CALCULO

El uso de los Nomogramas (Curvas de calculo de pavimentos rígido) es el siguiente:

El primer lugar se ubica la resistencia del concreto a flexión y en la ordenada izquierda de la curva de cálculo se localiza la resistencia del concreto a la flexión, después se traza una proyección horizontal hasta intersectar la línea del módulo de cimentación conveniente; a continuación se traza una proyección vertical a partir del punto de intersección hasta el peso considerado de la aeronave de cálculo, finalmente se traza una proyección horizontal hasta intersectar la ordenada de el lado derecha, que indica las salidas anuales y se lee el espesor del pavimento, medido a partir de la línea de salida anual para proyecto.

El espesor de pavimento determinado se refiere únicamente al espesor del concreto, sin tener en cuenta el de la capa de cimentación.

4.5 REQUISITOS DE LA CAPA DE BASE O SUBBASE

El objetivo de una capa de base o subbase debajo de un pavimento rígido consiste en proporcionar un apoyo estable y uniforme para las losas del pavimento. Se requiere un espesor mínimo de 4 pulg (10 cm) de base, debajo de todos los pavimentos rígidos excepto los que se indican en la Tabla D-5

CLASIFICACION DEL SUELO	BUEN DRENAJE		MAL DRENAJE	
	SIN HELADA	CON HELADA	SIN HELADAS	CON HELADAS
GW	X	X	X	X
GP	X	X	X	
GM	X			
GC	X			
SW	X			

TABLA D-5 Condiciones en que no se requiere capa de cimentación

Puede utilizarse una capa de base con un espesor superior a 4 pulgadas (10 cm) para aumentar el módulo de reacción del terreno y reducir el espesor requerido de concreto necesario, si esto redundara en una mayor economía para la obra. Los costos de utilización del espesor extra de la capa de cimentación deben ponderarse en función del ahorro en el espesor del concreto. A continuación se da una lista de materiales adecuados para capas de cimentación debajo de pavimentos rígidos.

Capa de base asfáltica Capa de cimentación de grava

Capa de base hidráulica

Capa de base de material pétreo triturado

Capa de base tratada con cemento Portland

4.6 CAPA DE CIMENTACIÓN ESTABILIZADA

La capa de cimentación estabilizada se requiere en todos los pavimentos rígidos nuevos calculados para las aeronaves cuyo peso sea de 100,000 lb (45,000 kg.) o más. La ventaja estructural de una sección de pavimento con capa de cimentación estabilizada se refleja en el módulo de reacción del terreno de cimentación, asignado al cimiento.

Determinación del valor k para capas de cimentación estabilizadas. El efecto de la capa de cimentación estabilizada se refleja en el módulo del cimiento. La dificultad de asignar un módulo para el cimiento es que los datos del ensaye no estarán disponibles durante la fase de cálculo. La figura D-15 indica el aumento probable del valor de " k " con los diferentes espesores de capa de cimentación estabilizada, en suelos de cimentación de diferentes módulos. Esta grafica tambien es aplicable a las capas estabilizadas, en terrenos de cimentación de diferentes módulos pues se preparó suponiendo que una capa estabilizada tiene el doble de resistencia que el material pétreo triturado uniforme, en el aumento del módulo del suelo de cimentación. Debe asignarse valores de " k " algo menores a las capas estabilizadas de menor calidad. Una vez asignado el valor de " k " a la capa de cimentación estabilizada, el procedimiento de cálculo es el mismo que se describió anteriormente.

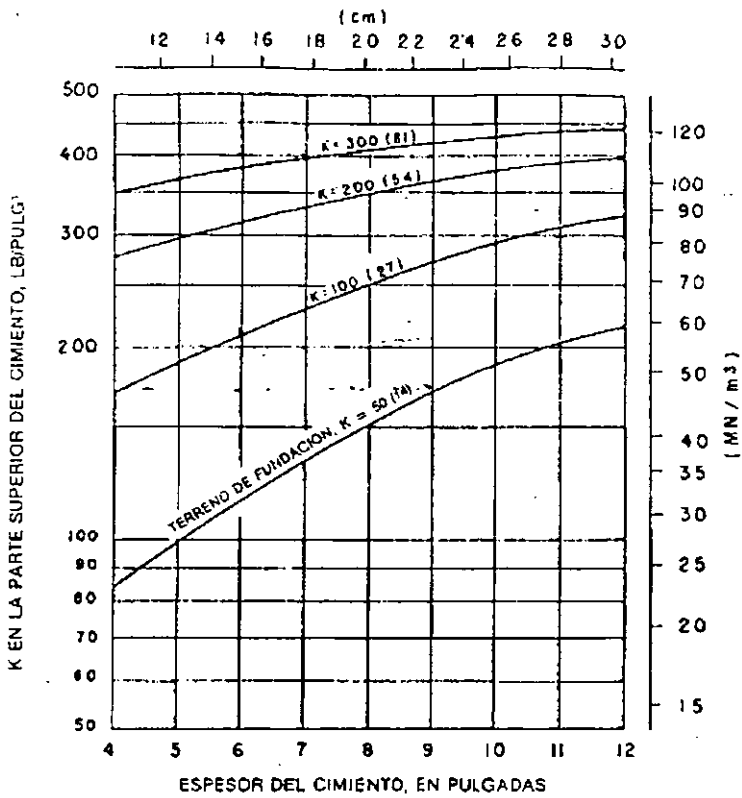


FIGURA D-15 EFECTO DE LA CAPA DE CIMENTACION ESTABILIZADA SOBRE EL MODULO DEL TERRENO DE CIMENTACION

4.7 EJERCICIO PRACTICO DEL METODO OACI

DATOS DEL PROYECTO

Aeronave con un tren de ruedas gemelas

Peso de 190,500 lb ó 86500 kg.

Se calculara una pista primaria

TRANSITO EQUIVALENTE

AERONAVE	TIPO DE TREN	SALIDAS ANUALES PREVISTAS	PESO MAXIMO DE DESPEGUE	
			Lb	Kg
727-100	Ruedas Gemelas	4000	160000	72600
707-320B	Bogie de cuatro ruedas	3500	327000	148500
CV-880	Bogie de cuatro ruedas	500	184500	83948
747-100	Bogie doble	100	700000	317800
727-200	Ruedas Gemelas	10000	190500	86500

AERONAVE	SALIDAS CON TREN GEMELO	CARGA POR RUEDA	CARGA POR RUEDA DE LA AERONAVE DE CALCULO		SALIDAS ANUALES EQUIVALENTES DE LA AERONAVE DE CALCULO	
			Lb	kg	lb	Kg
727-100	4000	38000	17240	45240	20520	2002
707-320B	5950	38831	17634	45240	20520	3141
CV-880	850	21910	9940	45240	20520	110
747-100	170	35625	16162	45240	20520	96
727-200	10000	45240	20520	45240	20520	10,000
						15349

$$\text{Log } R_1 = \text{log} R_2 \times (W_2/W_1)^{1/2}$$

R_1 = Salidas Anuales Equivalentes de la aeronave de cálculo

R_2 = Salidas Anuales expresadas en el tren de aterrizaje de la aeronave

W_1 = Carga sobre la rueda de la aeronave de cálculo

W_2 = Carga sobre la rueda de la aeronave en cuestión

ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL LUGAR

De la prueba de placa obtuvimos un módulo del terreno de cimentación de $K = 200 \text{ lb/pulg}^3$ con el modulo de cimentación del terreno y la fig D-1 obtenemos un un $VRS=10\%$, debido a que el suelo es un(CL) se decidió estabilizar la capa de base con cemento y se procedió de la siguiente manera con la fig D-15, el Módulo de cimentación $k = 200 \text{ lb/pulg}^3$ y un espesor propuesto de 8" obtiene un módulo de cimentación estabilizado de $k= 350 \text{ lb/pulg}^3$, el cual se utilizara para el calculo del espesor.

ESPESOR	K NORMAL lb/pulg ³	K ESTABILIZADA lb/pulg ³
4"	200	280
5"	200	300
6"	200	310
7"	200	320
8"	200	350
9"	200	360
10"	200	370
11"	200	390
12"	200	400

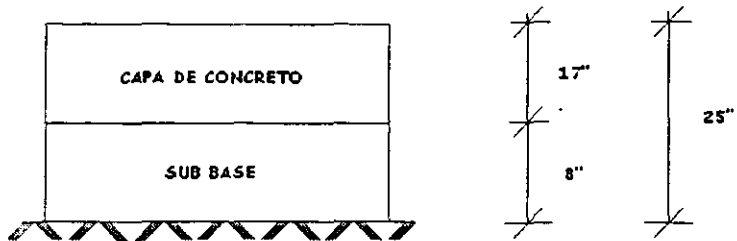
CONCRETO

Concreto Rígido(MR) = 650 lb/pulg^2 o 45.7 kg/cm^2 (Aproximadamente $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$)

CALCULO DEL ESPESOR

Utilizando la fig D-7 la curva de calculo para un tren de ruedas gemelas, una resistencia a la tensión por flexión de 650 lb/pulg^2 , un modulo de terreno de cimentación de 350 lb/pulg^3 un peso de la aeronave de 190,500 lbs y 15349 salidas anuales de la aeronave de cálculo propuesto.

E= 17" de concreto y una subbase de 8"



$e = 17''$ y una Subbase de $8''$

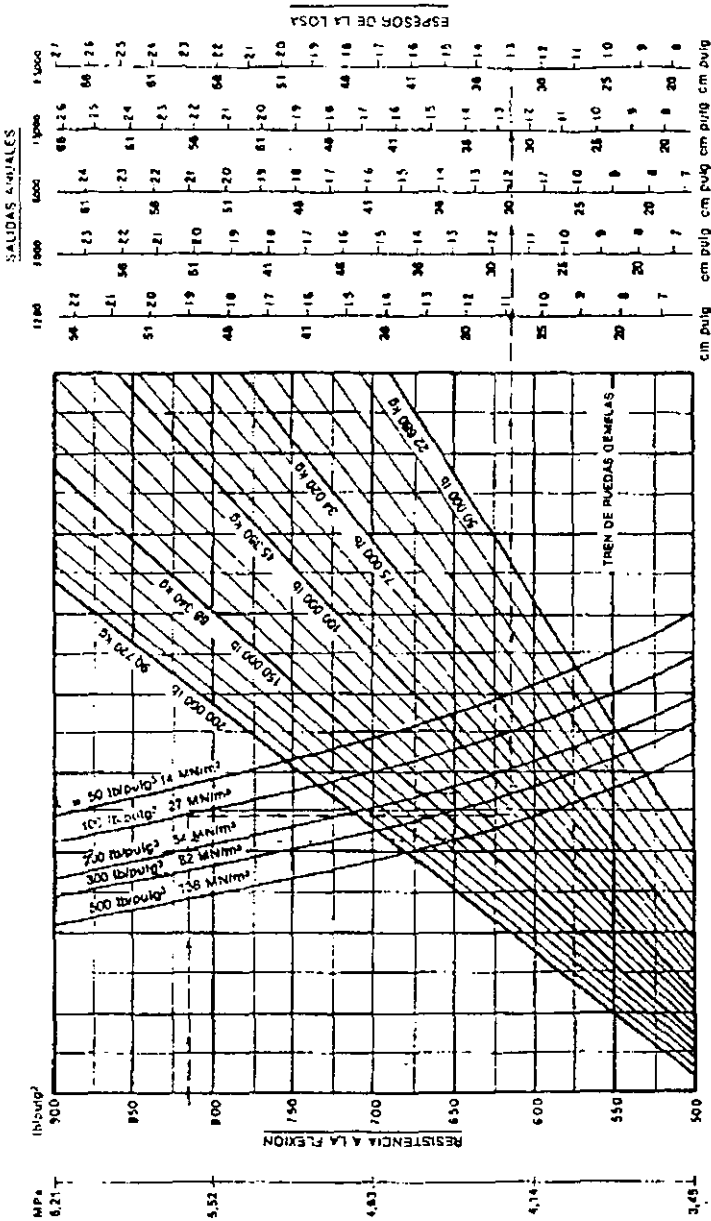


FIGURA D-7 CURVAS DE CALCULO DE PAVIMENTOS RIGIDOS -TREN DE RUEDAS GEMELAS

4.8 METODO UTILIZADO POR LA F.A.A (FEDERAL AIRPORT AVIATION)

Esta sección presenta una descripción de los procedimientos y criterios vigentes, que la F.A.A de los Estados Unidos ha considerado necesario seguir al proyectar los pavimentos y al llevar a cabo el cálculo de los espesores.

En el diseño estructural de los pavimentos de los aeropuertos intervienen varios factores importantes:

- 1.- Las propiedades del concreto
- 2.- La capacidad de carga de la capa subrasante o de la combinación de la subrasante y la sub-base.
- 3.- Tipo de aviones y cargas que puedan preverse para el pavimento y frecuencia aproximada de operación.

4.9 CONSIDERACIONES PARA EL CONCRETO HIDRAULICO

La flexión en los pavimentos de concreto bajo las cargas aplicadas por las ruedas produce esfuerzos tanto de compresión como de flexión. Los esfuerzos de compresión son demasiados pequeños, comparados con la resistencia a la misma, para que puedan influir en el espesor de la losa y las relaciones de los esfuerzos de flexión a la resistencia a la misma son mucho mayores excediendo a veces su valor a 0.5; Esto da por resultado que deben considerarse los esfuerzos de compresión y la resistencia a la flexión en el diseño del espesor. La resistencia a la flexión se determina con el módulo de ruptura (MR), que se obtiene mediante pruebas explicadas en el capítulo 3.

Las pruebas para determinar el módulo de ruptura del concreto hidráulico por lo general se hacen a los 7, 14, 28 y 90 días. Los resultados de las pruebas a los 7 y 14 días se comparan con los requeridos en la especificación para el control de la obra y para determinar cuando pueden ponerse en servicios los pavimentos.

Para los pavimentos de los aeropuertos normalmente se eligen los resultados de las pruebas a los 90 días como resistencia para el diseño. Por medio del estudio de las condiciones y de la evaluación se demuestra que el uso de un valor de resistencia inferior, por ejemplo el obtenido

a los 28 días, usualmente da por resultado un pavimento sobre diseñado. Debido al continuo aumento de resistencia que se produce durante la vida del pavimento, el módulo de ruptura pronto excede del valor a los 28 días.

El número de repeticiones de esfuerzo en cualquier punto, bajo toda la carga de proyecto, será muy pequeño durante los primeros meses después de pavimentar. Por esta razón, se recomienda que el módulo de ruptura que se use para determinar el espesor del pavimento sea el de la resistencia a los 90 días o del 110 al 114% de la resistencia a los 90 días. Durante este período, el factor de seguridad de diseño será más adecuado para evitar una falla por fatiga en el pavimento.

La experiencia indica, que cuando el concreto tiene un módulo de ruptura de 600 a 700 lb/pulg² a los 28 días, por lo general se obtiene el pavimento de menor costo, cuando se compara el espesor con el costo de los materiales.

4.10 RESISTENCIA DEL CONJUNTO DE CAPA SUBRASANTE Y SUB-BASE

En un análisis para diseño se hacen suposiciones con respecto al funcionamiento en conjunto de la capa subrasante y de la sub-base o solo de la subrasante. La mayoría de los procedimientos para diseñar pavimentos de concreto se han basado en el módulo de Westergaard de la reacción de la subrasante, "k", determinado por medio de pruebas de carga con una placa de 30 pulg de diámetro. En este método se considera como si la subrasante tuviera las propiedades de un líquido denso para soportar cargas. Las gráficas de influencia elaboradas por Pickett y Ray son una extensión del análisis de Weestergaard y fueron elaboradas, tanto para la suposición de que el material de la capa subrasante es un líquido denso, como para la que supone que es un sólido elástico. La primera es la que se ha usado con mayor frecuencia para el diseño de pavimentos

Los resultados obtenidos suponiendo que la capa subrasante es de un líquido denso son algo mayores que los esfuerzos medidos. En la mayoría de los casos estas diferencias no son grandes. Los esfuerzos calculados están del lado de la seguridad y se aconsejan para el diseño. (Cuando se usa la suposición del sólido elástico, siempre que se use el valor correcto para el módulo de la subrasante, se obtienen esfuerzos teóricos más aproximados a los valores medidos. Si embargo, existen dificultades prácticas para la determinación de las constantes elásticas de los datos de las pruebas de los suelos o de las pruebas en que se aplican cargas con una placa. En la actualidad se está trabajando mucho tanto experimental como analíticamente en estas y otras teorías de la capa subrasante. Los resultados de los estudios pueden aplicarse al diseño si se dispone de datos suficientes para establecer una correlación segura con la experiencia obtenida en el funcionamiento de los pavimentos.

El valor de "k" se determina por medio de pruebas de placa sobre la capa subrasante y sobre la sub-base, si es que se usa una. Aunque las pruebas con la placa de carga son preferibles, algunas veces el valor de k se estima por correlación con las pruebas de laboratorio para determinar la resistencia o el tipo de suelo para obras pequeñas para las cuales no es posible hacer pruebas de carga con la placa.

Si se usa una base granular o estabilizada bajo el pavimento, habrá un aumento en el valor de "k". Siempre que sea posible, deberá construirse un tramo de sub-base de prueba y hacerse pruebas con la placa de carga. Si esto no resulta práctico, puede hacerse una estimación del valor de "k" de la Fig D-1 Y 2

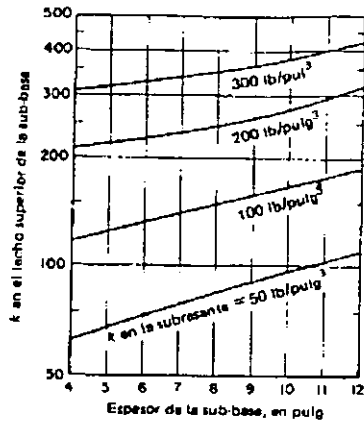


FIG D-1 EFECTO DEL ESPESOR DE LAS SUB-BASES GRANULAR EN EL VALOR DE K

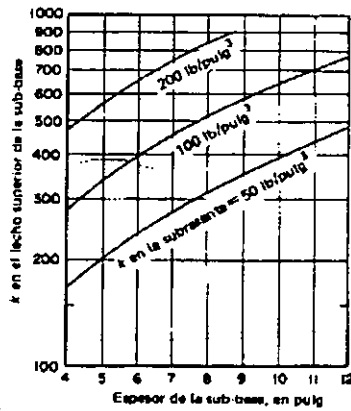


FIG D-2 EFECTO DEL ESPESOR DE LAS SUB-BASES TRATADAS CON CEMENTO, EN EL VALOR DE K

El análisis de Westergaard representa un sistema de dos capas compuesto de una losa de concreto sobre la cimentación en que se apoya con el módulo de reacción "k". Si se usa una sub-base y posiblemente otras capas, una descripción analítica más estricta sería que se trata de un sistema de tres capas o de uno de capas múltiples. Sin embargo cuando se determina "k" en la superficie de la capa de cimentación (s), la experiencia ha demostrado que se obtienen aproximaciones razonables para los esfuerzos y las deflexiones usando este valor de "k" en el análisis de Westergaard. Esto es cierto mientras el tamaño del área cargada esté limitada a la de los trenes de aterrizaje de ruedas sencillas, al de ruedas dobles, y al de ruedas muy juntas dobles en tandem. Para aviones mas pesados, por lo general las superficies efectivas cargadas son mayores debido al uso de trenes de aterrizaje con ruedas dobles en tandem y los de ruedas múltiples de seis ruedas o más.

4.11 ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS

Los esfuerzos de flexión producidos por las cargas de los aviones se determinan cómodamente con gráficas especiales de diseño para aviones específicos. (Las gráficas, que pueden obtenerse de la PCA), se preparan por análisis hechos con programas de computadora o utilizando gráficas de influencia para losas de espesor uniforme apoyadas en una subrasante constituida por un líquido denso.

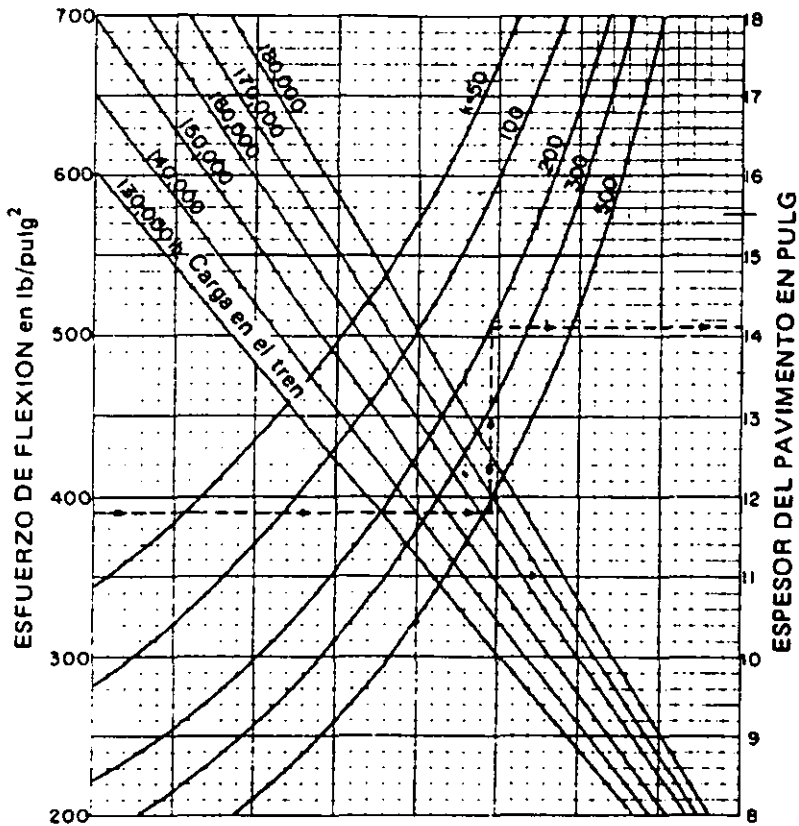
Los esfuerzos de flexión que se usan en el procedimiento de diseño son los correspondientes al interior de la losa, suponiendo que se aplica la carga a alguna distancia de cualquier borde libre de una losa de pavimento. Cuando los bordes de las losas en todas las juntas (longitudinales y transversales) permiten la transferencia de cargas adecuadas, se ha encontrado que una superficie actúa como losa grande continua. Esto se ha justificado por el comportamiento de los pavimentos construidos en los aeropuertos y por las observaciones hechas en losas experimentales de tamaño natural.

En los bordes libres, los esfuerzos producidos por las cargas son algo mayores que cuando las cargas son inferiores. Debido a esto, se aumentan los espesores en las juntas sin espigas, a tope, (juntas de dilatación en la intersección de la aeropistas y las pistas de rodaje, para compensar la ausencia de la transferencia de carga, conservando así los esfuerzos producidos por las cargas, en los bordes de las losas, dentro de los límites de seguridad). Esto también es válido para las losas angostas, donde se espera que los aviones crucen las esquinas muy cerca, resultando una canalización del tráfico cerca del borde de forma irregular.

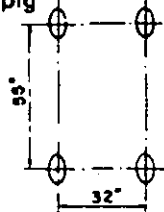
No se necesita engrosar los bordes exteriores de las aeropistas, de las pistas de rodaje o de las plataformas, ya que las ruedas de los aviones rara vez, si es que llegan a hacerlo, pasan cerca de los bordes exteriores. Cuando se sabe con anticipación que se ampliará el pavimento, deberá dejarse en los bordes de las losas algunos medios para la transferencia de cargas, o se engrosará el pavimento para tomar en cuenta las cargas que ejercen en esos bordes.

4.12 GRAFICAS PARA DISEÑO

Se pueden obtener gráficas para el diseño de pavimentos para la mayoría de los aviones civiles y militares. Hay que mucho cuidado con los detalles para usar las gráficas en forma correcta. Deberá elegirse la gráfica específica para los datos de las cargas en el tren de aterrizaje, separación de ruedas, y el área de contacto para el avión en cuestión. Los esfuerzos producidos por las cargas se basan en las del tren de aterrizaje y no en el peso bruto del avión. La carga del tren de aterrizaje en el centro de gravedad máximo de popa usualmente se dan en los datos del fabricante del avión. En la tabla de la fig D-3 se presenta un ejemplo de la información del avión DC-8. En la mayor parte de los aviones, la carga en el tren puede estimarse del peso bruto del avión, con la suposición de que el 93% al 95% del peso está en el tren principal.



Area de contacto
por neumático =
220 plg²



MCDONNELL-DOUGLAS DC-8
Gráfica de diseño especial
para pavimentos de
aeropuertos
(Basada en el programa de
computadora PDILB)
Tren de aterrizaje de ruedas
dobles en tándem

D-3 GRÁFICA DE DISEÑO PARA EL MCDONNELL DOUGLAS DC-8 (62,63)

Los que usen las gráficas verán una línea de ejemplo de flechas punteadas que representa la carga de diseño reportada por los fabricantes del avión, cuando se publicó la gráfica. También se han incluido líneas de carga adicionales, arriba y abajo del ejemplo: las que están arriba representan versiones futuras más pesadas del avión que podrán aparecer; las de abajo son para los aviones operados con cargas menores que las de diseño, como las de los aviones que vuelan a los aeropuertos más pequeñas. Es posible interpolar entre las líneas de carga o curva "k" para la combinación de subrasante y base si se usan valores intermedios.

Debe notarse que la secuencia que se usa en el uso de las variables es la indicada en el ejemplo por flechas punteadas.

El coeficiente de seguridad (relación del módulo para el diseño al esfuerzo de trabajo) usado para el diseño del pavimento depende de la frecuencia prevista para las operaciones de tráfico y de su canalización en aeropistas, pistas de rodaje y plataformas. En la experiencia que se ha tenido en el diseño de pavimentos, se ha visto que en los coeficientes de seguridad adoptados, no se tomaban en cuenta las grandes magnitudes de cargas de los aviones ni la frecuencia mayor de las aplicaciones de carga a las que después se sujetó el pavimento.

La estimación del tráfico futuro es indudablemente uno de los factores más importantes en el diseño de los pavimentos de los aeropuertos. Los datos sobre las futuras operaciones y cargas pueden obtenerse de varias fuentes incluyendo las predicciones de las líneas de aviación comercial, los funcionarios que administran los aeropuertos, y de los proyectos de los fabricantes de aviones.

Basándose en esta información, puede elegirse un coeficiente de seguridad adecuado y usarlo para determinar los esfuerzos de trabajo admisibles en las gráficas de diseño.

Se recomienda las siguientes amplitudes de variación de los coeficientes de seguridad:

INSTALACION	FACTOR DE SEGURIDAD
Zonas Críticas:	
Plataformas, pistas de rodaje, estacionamientos, extremos de las aeropistas en una distancia de 1000 pies, y pisos de hangares	1.7 - 2.0
Zonas que no son críticas:	
Aeropistas (porción central) y algunas pistas de rodaje, de salida, de alta velocidad	1.4 - 1.7

En la porción central de las pistas se permiten coeficientes de seguridad menores, porque la mayor parte del tráfico consiste en cargas que se mueven a gran velocidad que son parcialmente sostenidas por el aire. Además, las cargas de las ruedas de los aviones están distribuidas transversalmente sobre una superficie ancha de pavimento, de manera que el número de repeticiones de esfuerzo en un lugar cualquiera es demasiado pequeño, mucho menor que en una pista de rodaje, aun en los aeropuertos con una sola pista

En los aeropuertos en que vayan a operar gran número de aviones con carga crítica, deberán usarse coeficientes de seguridad que se aproximen a los mayores sugeridos en la amplitud de variación. En los aeropuertos en que sólo funcionarán ocasionalmente aviones con cargas críticas, deberán usarse los coeficientes menores. Los aeropuertos para pocas operaciones diarias con las cargas críticas debe usarse un valor intermedio. Aún cuando haya un número grande de operaciones de aviones ligeros, la resistencia a la fatiga del concreto no se utilizará totalmente. Un coeficiente de 2.0 permite operar un pavimento a toda su capacidad de tráfico. Para las pistas de trabajo pesado que dan servicio a grandes volúmenes de tráfico, los proyectistas algunas veces optan por el diseño de una sección de quilla, en la que la porción central del pavimento es más gruesa que en los bordes

4.13 PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO

La determinación de los espesores de las losas consta de los siguientes pasos:

1. Se recomienda el valor de "k" por medio de pruebas con placas de carga o correlacionando los datos de las pruebas efectuadas en el suelo de la capa subrasante.
2. Se hace una estimación cuidadosa de las condiciones de operación y de carga presentes y futuras y se elige un coeficiente de seguridad conservador. (Cuando se hace una predicción específica del tráfico futuro, puede usarse el procedimiento de la fatiga).
3. Los esfuerzos de trabajo para un avión específico se determinan dividiendo el módulo de ruptura de concreto por el coeficiente de seguridad elegido.
4. Con la gráfica para diseño del avión específico, determínese el espesor del pavimento para el esfuerzo de trabajo determinado en el paso 3. Procédase horizontalmente del esfuerzo a la carga en el tren de aterrizaje, verticalmente al valor de k, luego horizontalmente al espesor.
5. Repitase el proceso para otras cargas críticas eligiendo de nuevo, factores de seguridad adecuados a la categoría de operaciones previstas para estos aviones y elijase un espesor de diseño para la condición más crítica.

4.14 EJERCICIO PRACTICO METODO F. A. A.

DATOS DEL PROYECTO

B-727 Carga en el tren de aterrizaje de 80,000 lbs

DC-10 Carga en el tren de aterrizaje de 190,000 lbs

DC-8-63 Carga en el tren de aterrizaje de 165,000 lbs

B-727 Tren de aterrizaje de ruedas dobles

DC-10-10 Tren de aterrizaje de ruedas dobles en tandem

DC-8 Tren de aterrizaje de ruedas dobles en tándem.

Factores de Seguridad de 2 para zonas laterales y 1.7 para zonas centrales.

TRANSITO EQUIVALENTE A LA AERONAVE DE DISEÑO CRITICO

En este método se toman las aeronaves que tienen una frecuencia alta en el número de despegues y aterrizajes en este caso se tomaron las aeronaves B-727, DC-10-10, DC-8-62 tomando en cuenta las cargas de los trenes principales considerando las de mayor peso.

ESTUDIO GEOTECNICO DEL LUGAR

La subrasante es un suelo arcilloso que puede ser expulsado, por lo cual la prueba de placa ha indicado un valor de $k = 170 \text{ lb/pulg}^3$, ya que requiere una subbase o base para evitar que el tráfico expulse el suelo de la subrasante se propone una base de 6" ya que una capa gruesa es antieconómica, utilizando la fig D-16 y con los valores de 6" y $k = 170 \text{ lb/pulg}^3$

Se obtiene un valor de $k = 200 \text{ lb/pulg}^3$ o $VRS = 10\%$ el cual se utilizara para obtener el diseño del espesor.

CONCRETO

Concreto Hidráulico= $MR = 700 \text{ lb/pulg}^2$ a 90 días (Aproximadamente $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$).

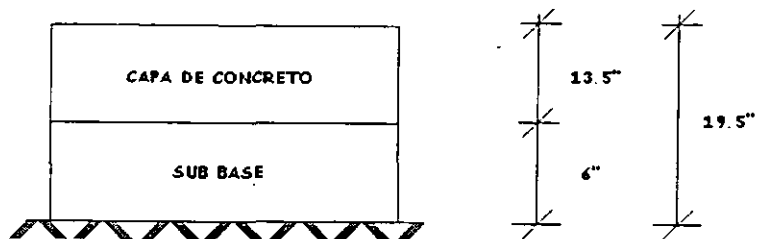
CALCULO DE ESPESORES

AVION	CARGA EN EL TREN DE ATERRIZAJE	OPERACIONES	ZONAS LATERALES			LA PORCION CENTRAL DE LA PISTA		
			COEF DE SEGURIDAD	ESF DE TRABAJO EN LB/PULG2 MR/COL4	ESPESOR DE LA LOSA	COEF DE SEGURIDAD	ESF DE TRABAJO	ESPESOR DE LA LOSA
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
B-727	80,000	FRECUENTE	2.0	350	14.0	1.7	412	12.5
DC-10-10	190,000	FRECUENTE	2.0	350	14.4	1.7	412	12.7
DC-8-62	165,000	FRECUENTE	2.0	350	15.5	1.7	412	13.5

$e = 15.5$ Pulgadas; con subbase de 6 pulgadas y $k = 170 \text{ lb/pulg}^3$ en subrasante (para zonas laterales).

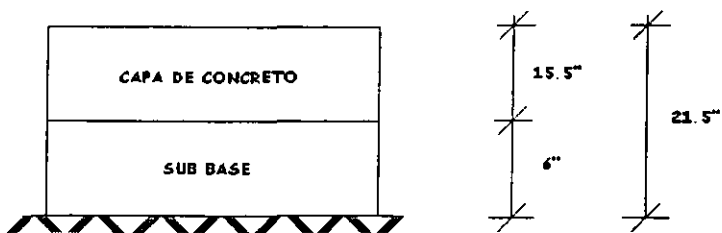
$e = 13.5$ Pulgadas con subbase de 6 pulgadas y $k = 170 \text{ lb/pulg}^3$ en subrasante (parte central de la pista).

ZONA CENTRAL



e = 13.5" con Subbase de 6"

ZONAS LATERALES



e = 15.5" con una Subbase de 6"

4.15 JUNTAS

4.15.1 JUNTAS LONGITUDINALES

Las juntas longitudinales son las que corren paralelas a los carriles de construcción. Estas son juntas de construcción (a lo largo de los bordes de los carriles de construcción) o bien juntas intermedias (juntas aserradas o rellenas) usadas algunas veces entre las juntas de construcción. La separación entre las juntas longitudinales depende del equipo de construcción usado, de la anchura total del pavimento y del espesor del mismo. En los pavimentos más delgados, se necesitan juntas longitudinales intermedias, para evitar la formación de grietas longitudinales irregulares. Estas juntas longitudinales intermedias también se llaman juntas centrales y pueden ser del tipo de ranura superficial, como las hechas con una sierra o rellenas. La figura D-4 muestra los tipos comunes de juntas longitudinales intermedias. Las juntas longitudinales de construcción en el borde de cada carril de construcción pueden ser del tipo de caja y espiga, para obtener transferencia de carga en ese lugar. Los detalles se muestran en la fig D-5. La junta de caja y espiga puede formarse por extrusión con una pavimentadora de moldes deslizables o con una tira de metal unida a los moldes que produzca una ranura a lo largo del borde de la losa. Cuando se cuejan losas adyacentes, el nuevo concreto formará la porción de la espiga de la junta. La práctica y la investigación han demostrado que es importante que las dimensiones de la caja y de la espiga sean las mostradas en la fig D-5.

4.15.2 JUNTAS LONGITUDINALES EN PAVIMENTOS PARA SERVICIO PESADO.

En casos especiales, como el de los pavimentos que van a soportar volúmenes muy grandes de tráfico de aviones pesados, puede ser necesario reforzar las juntas longitudinales dentro de la zona de tráfico. Puede obtenerse una mayor resistencia en las juntas de varias maneras, incluyendo: El engrosamiento de los bordes, en las juntas con cajas y espigas sin amarres, bordes engrosados en juntas a tope, juntas atravesadas por varillas, sin engrosar los bordes, juntas longitudinales tradicionales (sin engrosarlas) apoyadas en una base estabilizada en la que el valor mínimo de "k" sea 400 lb/pulg³.

4.15.3 JUNTAS DE CONTRACCION

Las juntas transversales de contracción controlan la formación de grietas transversales irregulares por la contracción del pavimento y disminuyen los esfuerzos producidos por las restricciones a los cambios de volumen en el concreto. La mayor parte de las juntas de contracción son del tipo de ranura superficial. Estas ranuras pueden ser aserradas o formadas durante el colado, controlan el agrietamiento y permiten dar una forma precisa a la junta. Los extremos de todos los pavimentos de los aeropuertos deben construirse tomando en cuenta la transferencia de cargas a las posibles adiciones o ampliaciones futuras

4.15.4 PAVIMENTOS CON ACERO DISTRIBUIDO

Las separaciones usadas entre las juntas en los pavimentos reforzados (con refuerzo y varillas en las juntas) varían de 30 a 70 pies. Para estas separaciones más largas entre las juntas, se necesitan varillas en todas las juntas transversales, ya que estas se abren mas, haciendo menos efectiva la transferencia de cargas por la trabazón del agregado

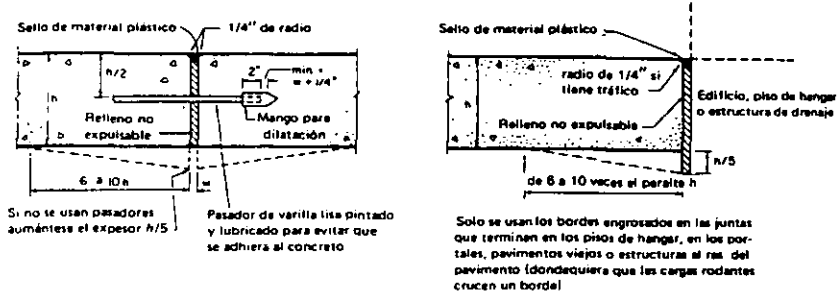
4.15.5 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN TRANSVERSALES

Las juntas de construcción transversales son necesarias al final de cada turno diario, o cuando se suspenden las operaciones de pavimentación por 30 minutos o más. Si se tiene que hacer una junta de construcción en o cerca de una de contracción transversal, se recomienda una junta del tipo a tope con varillas. Si hay que hacer una junta en el tercio medio del intervalo normal entre juntas, deberá hacerse una junta de caja y espiga con varillas. Esto es necesario para evitar que se abra la junta en este lugar, que puede producir, por afinidad, un agrietamiento en el carril adyacente.

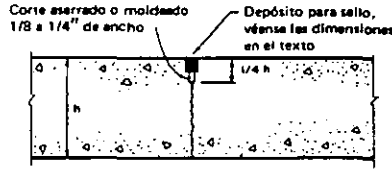
4.15.6 JUNTAS DE DILATACION

Cuando las juntas de contracción se construyen con las separaciones que se han descrito antes, en los pavimentos de los aeropuertos no se requieren las juntas de dilatación transversal o longitudinalmente, excepto en condiciones especiales. La omisión de las juntas de dilatación tiende a mantener las zonas interiores del pavimento en estado de esfuerzo y limitan la abertura de grietas y juntas, aumentando así la eficacia de la trabazón. Deberán dejarse juntas

de dilatación de $\frac{3}{4}$ a $1 \frac{1}{2}$ pulgadas entre los pavimentos de concreto y todos los edificios y otras estructuras fijas del aeropuerto. Algunas veces es necesario en las intersecciones de las pistas, pistas de rodajes y plataformas.



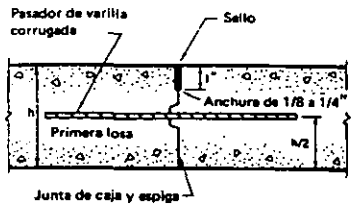
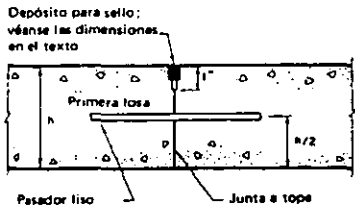
D-7 JUNTAS DE DILATACION



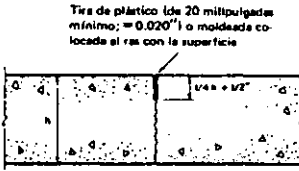
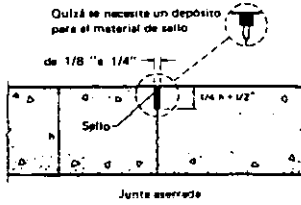
Junta aserrada o moldeada

En los pavimentos reforzados, instátese varillas lisas a la profundidad h/2. Véase en el texto el uso de pasadores en ciertos lugares en los pavimentos sin refuerzo

JUNTA DE CONTRACCION



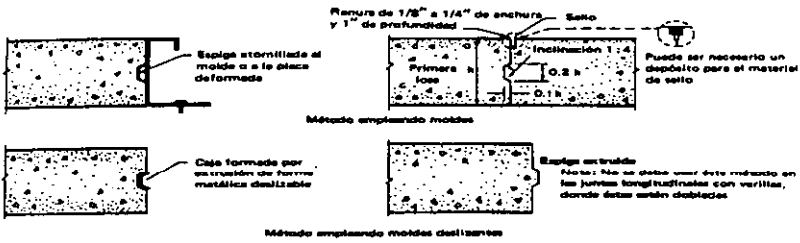
D-4 JUNTAS DE CONSTRUCCION LONGITUDINALES



Sólo deben usarse cuando la separación entre juntas sea de 15' o menos

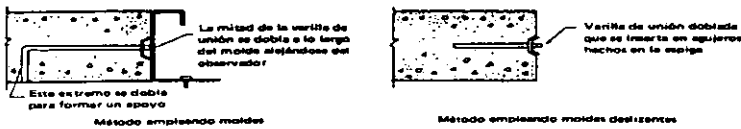
Tira de plástico o moldeada

D D-22 JUNTAS DE CONSTRUCCION LONGITUDINALES



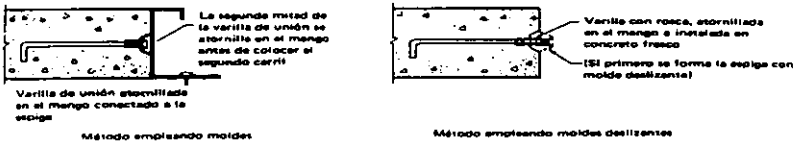
JUNTAS SIN VARILLAS DE AMARRE

(Todas las dimensiones, sello y depósito para el mismo son las que se dan arriba a la derecha)



JUNTAS DE CAJA Y ESPIGA CON VARILLAS DE UNION

(Todas las dimensiones del sello y depósito son las que se dan arriba a la derecha)



JUNTAS DE CAJA Y ESPIGA CON PASADORES

(Todas las dimensiones del sello y depósito son las que se dan arriba a la derecha)

D-5 JUNTAS DE CONSTRUCCION LONGITUDINALES

CONCLUSIONES

PRIMERA. Los pavimentos se diferencian por su estructura interna y por los materiales que los constituyen, sobretodo en la última capa de la estructura que lo conforma (la superior), donde los flexibles constan de una carpeta de pavimento de concreto asfáltico y los rígidos se construyen con una losa de concreto hidráulico.

SEGUNDA. AL realizar el cálculo de pavimentos, rígidos o flexibles, es de gran importancia tomar en cuenta la calidad de los materiales de las capas de base y subbase para las estructuras de los pavimentos ya que estas capas nos permitirán reducir económicamente el costo total del pavimento a construir.

TERCERA. El estudio principal antes de realizar el cálculo de una pista, consiste en ubicar las partes e instalaciones del aeropuerto con respecto a la orientación de los vientos dominantes, tipo de suelos existentes, impacto social, costos etc, para poder localizar las pistas centrales, plataformas, calles de rodaje y todas las partes por donde circularán los aviones ya que en esto se basarán los diferentes cálculos de los espesores para cada pavimento a realizar.

CUARTA. La realización de un buen estudio de pruebas tanto de laboratorio como de campo es de gran importancia porque de estas pruebas saldrán datos esenciales para el cálculo de los espesores ya que el 50% de un buen diseño dependerá de estos resultados.

QUINTA. Los métodos para diseño de espesores de pavimentos rígidos descritos en este trabajo son muy similares ya que estos fueron desarrollados através de los análisis matemáticos de Weestgaard y otros autores dando origen a los nomogramas que se presentan en la tesis.

Las principales diferencias encontradas en los procedimientos para el diseño de espesores de pavimento, fueron en la consideración del tráfico promedio anual de la aeronave ya que en el método de la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI) se convierten todas las

aeronaves de cálculo a una sola aeronave equivalente que es la que se toma para realizar el cálculo del espesor total y en el de la Federal Airport Aviation (F.A.A) se utiliza la aeronave con mayor carga para obtener el espesor de pavimento para ese avión y poder utilizar el nomograma que le corresponda para el cálculo por lo que considero que cualquiera de los dos métodos nos darán espesores de calculo resistentes para las aeronaves en estudio .

Las Salidas Anuales del Avión en la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI) se toman también con respecto a la aeronave de cálculo equivalente, es decir se toman las salidas equivalentes para determinar el espesor del cálculo. En la Federal Airport Aviation no se utilizan las salidas anuales y solamente se toma el número de operaciones para ver si son frecuentes las salidas y aterrizajes del avión; en este método tiene mas importancia el peso y el tren de aterrizaje del avión esto puede ser adecuado en el sentido técnico ya que tomas las cargas y los aviones mas pesados para realizar los cálculos pero económicamente puede ser mas caro.

En los dos métodos de cálculo se toma como regla que el 95% del peso de la aeronave se encuentra en el tren principal y el 5% del peso se encuentra en el tren secundario.

En los dos métodos se utiliza un valor " k " que es el valor índice de la resistencia del suelo de cimentación, el cual se obtiene de las pruebas de placa y utilizando un CBR ó VRS para aproximar el valor "k" através de la correlación del CBR ó VRS con un valor " k", esta gráfica se puede utilizar para los dos métodos de diseño ya que en los dos se utiliza un " K" de diseño el cual servirá para el diseño de el espesor de las capas del pavimento.

Los valores del peso de la aeronave los debe proporcionar el fabricante y con esto poder asegurar el cálculo de los espesores através de dichos valores.

Para obtener la Resistencia del Concreto se utiliza la prueba para determinar el Módulo de Ruptura (MR), el cual se ocupa en los dos métodos para realizar el cálculo del espesor del pavimento.

SEXTA. En la utilización de los nomogramas se encontraron diferencias como se menciona a continuación: en la Federal Airport Aviation al entrar al nomograma se toma el valor del MR del concreto para trazar sobre este una línea horizontal a la carga total de la aeronave de diseño después de haber intersectado el punto que indica la carga considerada, se traza una línea vertical hacia el valor de "k" que es el valor de la resistencia del suelo de cimentación y por el punto de intersección se traza una línea horizontal hasta el eje de las ordenadas para encontrar el espesor de la losa de concreto hidráulico que se construirá.

Con el método de la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI) se entra también con el valor del MR o Resistencia del concreto, localizando el MR se proyecta una línea horizontal hacia el valor de "k" y por el punto de intersección se proyecta una línea vertical hacia el peso de la nave y por ese valor se traza una línea horizontal hacia las salidas anuales de dicha aeronave, esta consideración no se hace en el método de la F.A.A.

SEPTIMA. El cálculo de los espesores dependerá del criterio del ingeniero que lo desarrolle ya que los datos que se utilizan se aplican con criterios forjados por la experiencia y las pruebas que se hagan, por lo que el 50% del éxito de un diseño se debe al ingeniero proyectista y el otro 50% a la veracidad de las pruebas que se realicen tanto en laboratorio como en campo.

OCTAVA. Aunque el propósito de esta tesis no contempla el estudio exhaustivo de las juntas de construcción es importante mencionar que el uso de estas nos ayudaran a evitar cuarteaduras en las esquinas de las losas, además de desplazamientos entre ellas, por lo que se considera indispensable contar con criterios generales sobre el tema de las juntas al calcular el espesor de la losa, para asegurar el buen funcionamiento de esta.

NOVENA. Podemos decir que esta tesis es una guía básica práctica para el diseño de pavimentos de concreto hidráulico aplicando los dos métodos de diseño mas frecuentemente utilizados en el medio; trata de un trabajo encaminado a tener una visión de los factores, materiales y técnicas organizadas para el buen diseño de la estructura de un pavimento rígido.

DECIMA. El cálculo de la base ó subbase dependerá del análisis de costos y de la experiencia del proyectista ya que este decidirá el espesor de la capa de base o subbase según su criterio, aunque se tienen valores mínimos, en la OACI hablan de una base mínima de 4 pulgadas y en la F.A.A hablan de 6 pulgadas de espesor, el diseño integral depende del proyecto.

BIBLIOGRAFIA

I. OBRAS CONSULTADAS

CRESPO VILLALAZ, Carlos, *Vías de Comunicación (Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos)*, 3ª Edición, Limusa Noriega Editores, México, 1996, 715 págs.

JUAREZ BADILLO, Eulalio y RICO RODRIGUEZ, Alfonso, *Fundamentos de la Mecánica de Suelos Tomo I y II*, 17 ma, Edición, Limusa Noriega Editores, México, 1996, 642 págs.

OLIVERA BUSTAMANTE, Fernando, *Estructuración de vías terrestres*, 2da Edición, Compañía Editorial Continental S.A de C.V (CECSA), México, 1996, 413 págs.

ORGANIZACIÓN DE AVIACION CIVIL INTERNACIONAL, *Manual de Proyectos de aeródromos*, 2 da edición, Compañía editorial OACI, Montreal, Quebec, Canadá, 1983, págs 348.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS (DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS, *Perforación y Sondeos del Suelo para obras de Ingeniería Civil*, 1ra edición, editorial SOP, México, 1972, págs 111.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, *Normas de Muestreo y Pruebas de Materiales Equipos y Sistemas*, Tomo 6.

HERBERT H Howell, *Ingeniería de Aeropuertos*, 4ta Edición, Editorial Mc Graw Hill, Nueva York, 1985.

YODER E. J, *Principles of Pavement Design*, 3ra Edición, Editorial John Wiley and son, Nueva York, 1967.

RODRIGUEZ A Rico y DEL CASTILLO H, La Ingeniería de suelos en las Vías Terrestres Vol. II, 2da Edición, Editorial Limusa S.A, México D.F,1977.

PORTLAND CEMENT ASOCIATION, Manual de Diseño Estructural de Pavimentos de Concreto para aeropuertos, Concrete Information Paving Bureau, Chicago Illinois, 1986.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES (SCT), SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA, Manual de Inspección del Concreto Tomo I y II, 1ra Edición, International Conference of Building Officials, México D.F, 1984, PÁGS 1000.