

3
reje.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON**

**“ APUNTES DE MOVIMIENTO
DE TIERRAS ”**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A

GUSTAVO BALDERAS GARCIA

ENEP ARAGON SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEXICO

1994

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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 está 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.

La realización de la presente tesis se llevó a efecto gracias a la supervisión y orientación del ingeniero:

GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ

a quien agradezco mucho el haber aceptado ser el asesor de este trabajo.

La presente tesis está dedicada a MIS PADRES, quienes en todo momento me brindaron su apoyo y comprensión, para lo cual no tengo palabras que expresen mi agradecimiento, por lo que solo puedo decir . . . gracias.

APUNTES DE MOVIMIENTO

DE

TIERRAS

INDICE GENERAL

INTRODUCCION

Pág.

INTRODUCCION	2
------------------------	---

CAPITULO I

RENDIMIENTO Y COSTOS UNITARIOS DEL EQUIPO UTILIZADO EN TRABAJOS DE TERRACERIAS

I.1 Precios unitarios	6
I.2 Mano de obra	8
I.2.1 Salario	9
I.2.2 Seguro Social y prestaciones	13
I.2.3 Impuestos por concepto de pago de remuneraciones.	18
I.2.4 El IVA en la mano de obra	18
I.2.5 Factores que intervienen en la integración del salario real	18
I.3 Maquinaria	21
I.3.1 Vida útil	22
I.3.2 Vida económica	22
I.3.3 Valor de rescate	23
I.3.4 Costo horario de operación de la maquinaria	24
I.3.5 Cargo por transporte	35
I.3.6 El IVA en la maquinaria de construcción	35
I.3.7 Cargo unitario en la maquinaria	35
I.4 Costos indirectos	35
I.4.1 Administración central	36
I.4.2 Administración y gastos generales de obra	38
I.4.3 Financiamiento	39
I.4.4 Fianzas y seguros	40
I.4.5 Imprevistos	40

	Pág.
I.4.6 Utilidad	41
I.5 Mecanismos	41
I.5.1 Motores	42
I.5.2 Neumáticos	42
I.5.3 Tren de rodaje	45
I.5.4 Tren de rodaje elevado	45
I.5.5 Elementos del tren de rodaje	47
I.5.6 Ajuste de las cadenas	52
I.6 Rendimiento	53
I.6.1 Determinación de rendimientos por observación directa	53
I.6.2 Reglas y fórmulas para la determinación de rendimientos	53
I.6.3 Tablas proporcionadas por el fabricante de la máquina	57
I.7 Cálculo de precios unitarios de maquinaria que se utiliza en la construcción	102

CAPITULO II

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION EN TERRACERIAS

II.1 Actividades previas a la construcción de una obra de terracería	110
II.1.1 Estudios topográficos	110
II.1.2 Procedimiento fotogramétrico electrónico	121
II.1.3 Estudio de la mecánica de suelos	124
II.2 Drenaje	124
II.2.1 Drenaje superficial	124
II.2.2 Drenaje subterráneo	138
II.3 Terracerías	142
II.3.1 Definición y partes que las constituyen	142

II.3.2	Características y objetivo de las terracerías	143
II.3.3	Taludes de terraplenes y cortes	146
II.3.4	Construcción de terraplenes en pantanos	146
II.4	Terracerías para ferrocarriles	151
II.4.1	Sección transversal	151
II.5	Desmante	159
II.5.1	Factores que afectan el desmante	160
II.5.2	Exploración del lugar	160
II.5.3	Otros factores que influyen en el desmante	161
II.5.4	Producción	161
II.6	Procedimientos de nivelación	166
II.6.1	Nivelaciones indirectas	166
II.6.2	Nivelación directa	171
II.6.3	Nivelación recíproca	173
II.6.4	Aparatos para nivelación directa	176
II.7	Factores que afectan el procedimiento constructivo de una obra de terracería	178
II.7.1	Topografía del terreno	178
II.7.2	Tipo de excavación	134
II.8	Métodos de excavación y acarreo para los distintos materiales	191
II.9	Curva masa	201
II.9.1	Proyecto de la curva masa	201
II.9.2	Características de la curva masa	202
II.9.3	Objetivos de la curva masa	203
II.9.4	Procedimientos optativos para el cálculo de la curva masa	206
II.10	Compactación	209
II.10.1	Granulometría	212

	Pág.	
II.10.2	Grado de humedad	214
II.10.3	Tipo de esfuerzo de compactación	215
II.10.4	Elección de equipo	215
II.10.5	Revisión de la compactación	220
II.11	Empleo de explosivos	220
II.11.1	Propiedades de los explosivos	220
II.11.2	Equipo para voladuras	226
II.11.3	Máquinas detonadoras	233
II.11.4	Instrumentos de prueba	233
II.11.5	Conexiones de estopines	234
II.11.6	Voladuras	240
II.11.7	Extracción de tocones	259
II.12	Excavaciones en roca	262
II.12.1	Excavaciones en roca a cielo abierto	262
II.12.2	Excavaciones subterráneas	269
II.12.3	Iluminación y ventilación	283
II.13	Anclajes	284
II.13.1	Descripción de los sistemas de anclas más comunes	285
II.13.2	Ventajas, desventajas y aplicaciones de algunos sistemas de anclaje	287
II.13.3	Colocación de anclas	295
II.13.4	Concreto lanzado	303
II.14	Máquinaria para movimiento de tierras	309
II.14.1	Descripción de las máquinas de un solo cangilón	310
II.14.2	Descripción de las máquinas de cangilones múltiples	356

CAPITULO III
PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION EN
PAVIMENTACION

	Pág.
III.1 Pavimentos rígidos y flexibles	367
III.2 Condiciones de las capas del pavimento	369
III.3 Aspectos que afectan a los pavimentos	371
III.4 Bases y subbases	375
III.4.1 Procedimiento de construcción de bases y subbases	379
III.4.2 Bases estabilizadas químicamente	384
III.5 Asfaltos	384
III.5.1 Pruebas que se le realizan al asfalto	386
III.5.2 Especificaciones de los productos asfálticos	389
III.6 Carpetas asfálticas	394
III.6.1 Requisitos que se deben cumplir en una carpeta terminada	402
III.7 Riego de sello	403

TABLAS

TABLAS	411
------------------	-----

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES	419
------------------------	-----

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA	421
------------------------	-----

INTRODUCCION

Introducción.

El movimiento de tierras es una rama de la ingeniería civil que, en la construcción de vías terrestres, comprende una gran variedad de actividades que van desde la búsqueda de la ruta más conveniente para su construcción hasta su pavimentación.

Antes de iniciar la construcción de una vía terrestre es necesario que se realicen una serie de estudios de tipo topográfico, los cuales comprenden conceptos tales como exploraciones, trazos de líneas (preliminar y definitiva), trazos de curvas (horizontales, verticales, compuestas, etc.), referenciación de puntos, nivelaciones, etc. Dichos estudios pueden hacerse a través de dos procedimientos: el terrestre y el fotogramétrico electrónico, en ambos casos lo que se busca obtener es información suficiente para poder realizar lo antes mencionado.

Un concepto muy importante para el correcto funcionamiento y duración de una vía terrestre es el drenaje, con este se evita que el agua de lluvia y la subterránea causen efectos destructoras en la obra vial. El drenaje se divide en superficial (bordos, bombeo, guarniciones, cunetas, contracunetas, etc.) y el subterráneo (drenes longitudinales y transversales).

La terracería es la parte de una vía terrestre que primero se construye, quizás el problema mas grande para su construcción sea un estado pantanoso del terreno natural; así pues, para realizar la construcción de una terracería en dichas condiciones existen procedimientos como el de sustitución, flotación, consolidación y hundimiento total del terraplén. La elección del procedimiento estará en función de lo económico que resulte para cada caso.

Las vías terrestres utilizadas por los vehículos y por los ferrocarriles son similares en lo que respecta a la terracería, no así en lo que resta de su estructura, ya que las empleadas por los ferrocarriles poseen subbalasto, balasto, durmiente y riel, y las empleadas por vehículos subbase, base y carpeta asfáltica.

Otras de las actividades previas a la construcción de una terracería son la de desmonte y despalme. Estas actividades son con el objeto de cortar los árboles, matas y retirar la capa de tierra vegetal, de esta forma el terreno natural queda listo para que se inicie la construcción del terraplén. Los principales factores que afectan el desmonte son: la vegetación, utilización de materiales desmontados, topografía, lluvia, temperatura y especificaciones del proyecto.

Cuando se termina de realizar el desmonte y el despalme se procede a efectuar la nivelación del terreno, siendo los procedimientos indirecto y directo los que pueden utilizarse. El procedimiento indirecto es el que se apoya en la utilización del baróme--

tro, del aneroides, del termobarómetro y de la trigonometría, por su parte el directo se compone por la nivelación diferencial y por la de perfil.

La topografía es uno de los factores más importantes en la construcción de una vía terrestre, ya que de acuerdo a ella se determinará el grado de curvatura, tipo de pendiente y ancho de la sección que tendrá dicha construcción.

El tipo de material por desplazar también representa un factor que determina la manera en que se realizará la obra; así pues, la naturaleza del terreno es un factor muy importante que debe conocerse para con ello establecer el método a emplear en los trabajos de excavación.

Con la utilización de la curva masa podrán determinarse las zonas donde se requiere la compensación de volúmenes, el sentido del movimiento de los materiales, el sobre acarreo y el límite del acarreo libre. El cálculo de la curva masa podrá hacerse a través de la reducción de terraplenes o del abundamiento de cortes.

La compactación es otro de los factores que más influyen para que una vía terrestre se encuentre en buenas condiciones de funcionamiento. Para que pueda obtenerse una buena compactación es necesario tener en consideración la granulometría del material, el contenido de agua y el tipo de esfuerzo de compactación, si existieran deficiencias en alguno de estos conceptos el buen funcionamiento podría verse afectado al poco tiempo de ser abierta al tránsito.

En algunas ocasiones el empleo de máquinas es insuficiente para realizar el desplazamiento de ciertos materiales, por tal motivo cuando se requiera mover grandes volúmenes de tierra o roca será necesario que primero sean aflojados mediante el empleo de explosivos. Para determinar el tipo de explosivos por emplear es necesario conocer el tipo de material por mover, la distribución y diámetro de los barrenos y el tipo de trabajo.

La utilización de los explosivos en las excavaciones subterráneas es de gran ayuda, sobre todo cuando se trata de material rocoso, para su aplicación existen diversas cuñas (distribuciones de barrenos) disponibles, entre ellas se encuentran la instantánea, la "V", la de abanico y la de barrenos paralelos. Otros métodos que pueden utilizarse para las mencionadas excavaciones son el alemán, el belga, el de avance por partes y el de avance a sección completa; los tres primeros se llevan a efecto mediante explosivos y el último a través de una máquina denominada escudo, cuya forma es parecida a la de un cono truncado que puede tener cuchillas o cinceles en su lado mayor, y que son las partes con las cuales se lleva a efecto la disgregación del material por excavar.

En las excavaciones, principalmente en las subterráneas, es muy importante que se realice el anclaje de las paredes, ya que --

con ello se evitan que existan derrumbes y consecuentemente la seguridad para el personal que realiza la excavación se incrementa.

En la construcción de una vía terrestre la elección de la maquinaria a utilizar dependera de las condiciones topográficas del terreno. Para realizar desmonte y despalme se utilizaran tractores la nivelación de extensas áreas podrá hacerse con motoescrepas o motocoformadoras, las excavaciones por arriba del nivel de apoyo de la máquina se harán con cargadores o palas frontales y si se excava por debajo se emplearán las retroexcavadoras o las dragas; estas máquinas son las denominadas de funcionamiento discontinuo, las de funcionamiento continuo son las que excavan y cargan en forma simultánea.

El pavimento está constituido por la subbase, la base y la carpeta asfáltica; la función que desempeñan estas capas es la de transmitir a la subrasante los esfuerzos producidos por el tránsito vehicular de manera tal que esta sufra las menores averías posibles.

Existen diversos procedimientos para la elaboración de las mezclas con las cuales se construyen las carpetas asfálticas, dichas mezclas pueden elaborarse tanto en una planta como en el campo mismo; la colocación de la mezcla será de acuerdo al procedimiento escogido. El tratamiento final que se le hace a una carpeta asfáltica es el llamado riego de sello, consistente en la impregnación de la superficie de rodamiento con una mezcla de agregados pétreos y asfalto, el objeto de este tratamiento es brindarle a la carpeta un estado impermeable e incrementar su buen funcionamiento durante más tiempo.

Un aspecto importante en el costo de la construcción de una vía terrestre es el análisis del costo unitario por maquinaria, su importancia radica en que es la maquinaria el principal medio a través del cual se lleva a efecto su construcción. Este aspecto es hasta cierto punto un poco complejo, esto debido a que para determinar el costo unitario deberán considerarse diversos factores tales como: Ley Federal del Trabajo, INPONAVIT, Seguro Social, condiciones del lugar de trabajo y rendimiento de la maquinaria; el mencionar determinada máquina no quiere decir que sea la más recomendable, ya que en el mercado nacional existe una gran variedad de máquinas que pueden ser empleadas para las mismas actividades, y además quizás en este momento esta máquina ya resulte obsoleta.

CAPITULO I

RENDIMIENTO Y COSTOS UNITARIOS

DEL

EQUIPO UTILIZADO

EN

TRABAJOS DE TERRACERIAS

I.1 Precios unitarios.

A principios de la actividad constructiva, el logro del objetivo del constructor consistía básicamente en la intuición y experiencias personales; así la ejecución de la obra al más bajo costo y en el menor tiempo posible, a través de la utilización del equipo, mano de obra y material, son muy importantes en la construcción.

En la actualidad, cada actividad está planificada y analizada previamente antes de su inicio, seleccionando los recursos que favorezcan la realización de un proyecto determinado, el cual ha sido analizado con anterioridad de manera exhaustiva. De esta forma se definen los métodos adecuados de construcción para el óptimo desarrollo del proyecto, controlándolo mediante reportes de los avances de obra, tanto físicos como financieros, dichos reportes son de gran utilidad ya que ayudan a la corrección de errores y al cumplimiento de las especificaciones del proyecto original.

Si se determina que un proyecto se puede realizar mediante dos métodos o con dos distintos equipos, el método escogido y el equipo más económico serán los idóneos. Debido a esto surge la necesidad de aumentar el número de análisis de costos para definir el método y recursos aptos para el desarrollo del proyecto.

La ejecución de los precios unitarios, constituye una etapa en el proceso constructivo general, esta etapa principia con el estudio de la factibilidad de ejecución de una obra, y finaliza con la construcción, operación y mantenimiento de la misma.

Las especificaciones son muy importantes en el cálculo de los precios unitarios, ya que son los que determinan el tipo de obra requerida y la forma en que deberá desarrollarse, por lo tanto no se puede dudar de que son la base para la determinación de los precios unitarios de los conceptos de obra.

Antes de continuar es necesario realizar la definición de algunos términos mencionados hasta el momento.

- a) Precio unitario. Es la remuneración que realiza el contratante al contratista, por unidad de obra y por concepto de trabajo -- que realice según las especificaciones.
- b) Unidad de obra. Es la unidad de medición estipulada en las especificaciones, y que tienen el objeto de cuantificar el concepto de trabajo con el fin de medición y pago; evitando manejar el concepto de lotes.
- c) Trabajo. Es el conjunto de actividades manuales y mecánicas que desarrolla el contratista durante el proceso de la obra, con apego a los planos y especificaciones, que han sido separadas de manera convencional con el fin de realizar medición y pago; esto -

incluye el suministro de material específico cuando sea necesario.

d) Especificaciones; Son los requerimientos exigidos en el proyecto y presupuesto para determinar de manera clara y exacta el alcance de los conceptos de trabajo.

Las especificaciones de una actividad determinada deben contener las definiciones siguientes:

- a) Descripción del concepto.
- b) Material que interviene, y su calidad.
- c) Alcance de la realización del concepto.
- d) Medición para fines de pago.
- e) Cargos que contienen los precios unitarios.

A grandes rasgos, los elementos que constituyen el precio unitario son:

- 1.- Costos directos. Integrados por los materiales, mano de obra y maquinaria.
- 2.- Costos indirectos. Formados por la administración en obra, administración central, financiamiento, seguros y fianzas, así como los imprevistos.
- 3.- Utilidades.

Esto significa que se pueden clasificar en los costos directos del concepto de trabajo, las erogaciones efectuadas únicamente para la realización del concepto de trabajo; y todos los gastos generales, indispensables para la ejecución de la obra, que no son considerados en los costos directos, clasificarlos dentro de los costos indirectos.

La suma de los costos directos más los indirectos da como resultado el costo unitario del concepto en cuestión.

Las utilidades son las ganancias que el contratista considera como resultado de su esfuerzo administrativo, técnico y económico para llevar a efecto un proyecto determinado. Realizando la suma del costo unitario con la utilidad se obtiene el precio unitario del concepto de obra.

De lo anterior se determina que los elementos de los costos directos, los costos indirectos y la utilidad, son los que permiten valorizar el precio unitario, por lo que de forma conjunta forman los "Factores de consistencia de los precios unitarios".

I.2 Mano de obra.

El objeto del estudio de la obra está encaminado a la obtención de todos los datos que afecten directa o indirectamente la integración del precio unitario.

Cuando se realiza el análisis del costo de la mano de obra, - el analista se encuentra con el mayor problema para la integración del precio unitario, sobre todo cuando por múltiples razones no -- tiene conocimiento sobre el ambiente físico-social en que se desarrollará la obra, o cuando no tenga la experiencia suficiente que le permita suponer los distintos factores que intervienen en el -- rendimiento del trabajador.

Al inicio el analista debe considerar que el rendimiento del trabajador nunca será constante puesto que como ser pensante jamás puede ser comparado con una máquina, ya que su rendimiento generalmente se ve afectado por la acción de los factores siguientes:

- Físico-Geográfico. Es el conjunto de situaciones tales como la - variación atmosférica, el agotamiento y el acceso a la obra y al lugar de trabajo, además de la ventilación e iluminación adecuadas.
- Socio-Económico. Es el aspecto referente a la educación, las -- prestaciones, la remuneración, los incentivos y los sindicatos.
- Técnico. Es el referente a la preparación personal como la capacitación y experiencia; así como conceptos que conciernen principalmente al contratista como son: equipo, dirección, procedimiento constructivo y programa.
- Psicológico. Se refiere al bienestar mental, la inseguridad, el - peligro y competencia entre trabajadores.

El costo de la mano de obra es en sí, el repartir en forma -- proporcional el pago de los salarios al personal que directamente labora en los trabajos requeridos en el concepto por analizar, entre la unidad de producción que se realiza en el tiempo para el -- cual fue calculado el pago.

Las empresas dedicadas a la construcción para liquidar al trabajador el importe de su trabajo comunmente utilizan los siguientes sistemas:

- a) Por día: Es cuando se le debe dar al trabajador una cantidad fija por jornada normal de trabajo.
- b) Por destajo: El pago al trabajador depende directamente de las unidades de trabajo ejecutadas, y que el precio fue pactado anticipadamente.

- c) Por tarea: Es cuando se asigna un trabajo determinado por día, el cual al ser realizado, el trabajador podrá retirarse y recibirá su pago diario completo.

Los sistemas mencionados tienen sus desventajas y ventajas para la determinación del sistema adecuado, se estudiarán y analizarán los trabajos por efectuar. En la obra se pueden utilizar simultáneamente diferentes sistemas. Debe aclararse que los trabajos efectuados bajo el sistema de destajo tienen un rendimiento elevado en detrimento de la calidad, por lo que será necesario que se mantenga una vigilancia extrema en la ejecución de los trabajos bajo este sistema. En lo que se refiere a los trabajos por día, si se tiene una vigilancia adecuada y un estricto control de calidad se obtienen a un bajo costo muy buenos resultados. Los trabajos realizados bajo el sistema de tareas queda restringido a aquellos trabajos en los que la calidad y riesgo requeridos sean mínimos, como en los casos de excavaciones y acomodamientos de madera y varilla.

La mano de obra de la construcción se encuentra organizada en distintos niveles jerárquicos, cuyas principales categorías son la de maestro, oficial ayudante o peón, categorías que según la magnitud de la obra se dividen en otras tantas subcategorías, como son oficial de primera, segunda, cabo, etc.

Un caso especial de la mano de obra es el de operación de equipo, el cual está involucrado con el costo Hora-Máquina, debido a que el operador depende en forma directa del tiempo que la máquina trabaja.

I.2.1 Salario.

En general se le llama salario a la retribución por parte del contratista hacia el trabajador como compensación a un trabajo realizado. La cantidad del salario está en base al tiempo trabajado, tipo de trabajo, condiciones de realización y a la capacidad y preparación del trabajador.

En nuestro país existen leyes sobre relaciones laborales con el objeto de dar protección a las clases menos favorecidas; por lo que estas leyes deben conocerse a fondo, ya que tienen que ser consideradas en el análisis y determinación de costos, sobre los cuales existen importantes repercusiones económicas en las evaluaciones de la erogación real por salarios.

Para la realización de análisis de costos directos por mano de obra comúnmente en el ambiente de la construcción se dividen de la siguiente manera:

- a) Salario base, diario o nominal. Este es el que se le paga al trabajador de manera efectiva por día transcurrido, incluyendo domingos, vacaciones y días festivos, mientras dure la relación laboral estipulada en el contrato de trabajo.
- b) Salario mínimo. Es el que se le debe pagar al trabajador por día laborado, esta disposición la estableció la Comisión de Salarios Mínimos quien determina que es obligatoria para las vicinias, zonas y categorías que ella establece. En algunas regiones del país rigen salarios mínimos establecidos por sindicatos o asociaciones gremiales, por lo que el analista deberá considerarlos cuando una obra se realice en dicha región.
- c) Salario real. Es el pago total que el patrón realiza diariamente, que incluye el pago directo al trabajador, prestaciones en especie y efectivo, pago de impuestos al gobierno y a instituciones de beneficio social.

I.2.1.1 Ley Federal del Trabajo.

En el Diario Oficial del 28 de Agosto de 1931 fue publicada la Ley Federal del Trabajo que es reglamentaria del Artículo 123 de la Constitución, y que es obligatoria en todo el país.

Cuando la Ley Federal del Trabajo entró en vigor automáticamente quedaron abolidas todas las leyes regionales que se refieren al respecto.

Esta reglamentación contiene disposiciones acerca de cualquier tipo de relación laboral, como son: contratos colectivos, individuales, salario, trabajo de mujeres, etc.

En el año de 1970, específicamente el 10 de Abril, el Diario Oficial de la Federación publicó la nueva Ley Federal del Trabajo que invalida la anterior.

A continuación se presentan los Artículos más importantes en la integración del salario real del trabajador:

- Artículo 61. La duración máxima de la jornada será: ocho horas la diurna, siete la nocturna y siete horas y media la mixta.
- Artículo 66. Podrá prolongarse la jornada de trabajo por circunstancias extraordinarias, sin exceder nunca de tres horas diarias ni de tres veces en una semana.
- Artículo 67. Las horas de trabajo extraordinario se pagarán con un ciento por ciento más del salario que corresponda a las horas de la jornada.

- Artículo 68. La prolongación del tiempo extraordinario que exceda de nueve horas a la semana, obliga al patrón a pagar al trabajador el tiempo excedente con un 200% más del salario que corresponda a las horas de la jornada, sin perjuicio de las sanciones establecidas en esta ley.

- Artículo 69. Por cada seis horas de trabajo, el trabajador disfrutará de un día de descanso con goce de salario.

- Artículo 74. Son días de descanso obligatorio:

- 1o. de Enero
- 5 de Febrero
- 21 de Marzo
- 1o. de Mayo
- 16 de Septiembre.
- 20 de Noviembre
- 1o. de Diciembre de cada seis años, cuando corresponda la transmisión del Poder Ejecutivo Federal.
- 25 de Diciembre.

- Artículo 83. El salario puede fijarse por unidad de tiempo, por unidad de obra, por comisión, a precio alzado o de cualquier otra manera.

Quando se fije el salario por unidad de obra, se debe especificar la clase de esta, hacer constar la calidad y cantidad del material, las condiciones de la herramienta y útiles que el patrón proporciona para la ejecución de la obra, y el tiempo que estén disponibles para el uso del trabajador, sin que el patrón pueda exigir cantidad alguna por el uso y desgaste natural como consecuencia del trabajo.

- Artículo 137. El Fondo Nacional de la Vivienda tendrá por objeto crear sistemas de financiamiento que permitan adquirir en propiedad habitaciones cómodas e higiénicas para la construcción, reparación o mejoras de sus casas habitación y para el pago de pasivos adquiridos por estos conceptos.

I.2.1.2 Otras estimaciones para la determinación del salario real

a) Días inactivos por fiestas de costumbre. En el medio laboral de nuestro país existen tradiciones arraigadas que generalmente se refieren a celebraciones religiosas, como lo son: Viernes y Sábado Santos, 3 de Mayo, 1o. y 2 de Noviembre y el 12 de Diciembre. El constructor de acuerdo a la política acepta como días no laborales algunos de los días que se han mencionado.

AÑO	COTIZACIÓN DE LA CUOTA DE PATRONAL			COTIZACIÓN DE LA CUOTA DE OBRERO			GUARDES BIAS	COTIZACIÓN DE LA CUOTA DE PATRONAL		
	DEL PATRON	DEL ASEGURADO	CUOTA OBRERO PATRONAL	DEL PATRON	DEL ASEGURADO	CUOTA OBRERO PATRONAL		DEL PATRON	DEL ASEGURADO	CUOTA OBRERO PATRONAL
1991	8.400%	3.000%	11.400%	4.900%	1.750%	6.650%	1.000%	14.300%	4.750%	19.050%
1992	8.400%	3.000%	11.400%	5.040%	1.800%	6.840%	1.000%	14.440%	4.800%	19.240%
1993	8.400%	3.000%	11.400%	5.180%	1.850%	7.030%	1.000%	14.580%	4.850%	19.430%
1994	8.400%	3.000%	11.400%	5.320%	1.900%	7.220%	1.000%	14.720%	4.900%	19.620%
1995	8.400%	3.000%	11.400%	5.460%	1.950%	7.410%	1.000%	14.860%	4.950%	19.810%

Tabla I-1 Porcentajes de aplicación a la percepción base de cotización para el cálculo de las cuotas bimestrales.

- b) Días inactivos por enfermedad no profesional. Cuando el trabajador no labore por enfermedad no profesional, el patrón tiene la obligación de cubrir su salario durante los primeros tres días de ausencia, el criterio para la determinación de los días no laborables por dicha causa es responsabilidad del analista.
- c) Días inactivos por acción de agentes físico-meteorológicos. Para la integración del salario real el analista debe tener un amplio conocimiento sobre el lugar donde se efectuará la obra, el medio geográfico, la estación del año, la topografía local, etc., y realizar una investigación a base de datos estadísticos para la determinación de los días no laborables por causas como: lluvia, nieve, elevadas temperaturas, inundaciones, derrumbes, etc.

I.2.1.3 INFONAVIT.

El lo. de Mayo de 1972 fue creado el Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores, cuyo objetivo principal es el de proporcionar a los trabajadores habitaciones cómodas, dignas y a precios accesibles.

Este Instituto está compuesto por las aportaciones en efectivo que realizan las empresas de un 5% sobre los salarios de los trabajadores, según el Artículo 136 de la Ley Federal del Trabajo.

El lo. de Mayo de 1992 entra en vigor el sistema de ahorro para el retiro, que como subcuenta del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores, su objetivo esencial es incrementar los bienes a disposición de los trabajadores en el momento de su retiro. Las aportaciones en efectivo que las empresas realizan son del 2% sobre los salarios de los trabajadores.

El 5% de las percepciones de los trabajadores no debe ser considerado dentro de los análisis de precios unitarios para obras públicas, porcentaje que de acuerdo con el Artículo 136 de la Ley Federal del Trabajo, las empresas en su papel de patrones, se ven en la obligación de aportar al Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores. Debido a esto, el analista deberá tener en cuenta dichas aportaciones en el importe de la utilidad bruta.

Resumiendo, las aportaciones que las empresas hacen al INFONAVIT, por concepto de vivienda y seguro de retiro, son del 7% sobre los salarios de los trabajadores.

I.2.2 Seguro Social y prestaciones.

De acuerdo a los principios constitucionales vigentes, el empresario tiene la obligación de inscribir a sus trabajadores al Instituto Mexicano del Seguro Social, el cual a cambio de las cuo-

tas correspondientes se preocupa de la seguridad de los trabajadores, imparte asistencia, servicios sociales y prestaciones que señalan en la Ley del Seguro Social, corregida el 12 de Marzo de 1973.

Las disposiciones con carácter de obligatorias de la Ley del Seguro Social son:

- a) Riesgos de trabajo.
- b) Enfermedades y maternidad.
- c) Invalidez, vejez, cesantía en edad avanzada y muerte.
- d) Guarderías para hijos de asegurados.

A las sumas de las cuotas señaladas en la Tabla I-1 se les deberá aumentar la cuota correspondiente al seguro de riesgos de trabajo, aplicando al salario base de cotización la prima que corresponda a la clase y grado de riesgo que el Instituto haya asignado a la empresa.

El Artículo 78 de la Ley del Seguro Social indica que las cuotas que por el seguro de riesgos de trabajo deban pagar los patrones, se determinaran en relación con la cuantía del salario base de cotización, y con los riesgos inherentes a la actividad de la negociación de que se trate, en los términos que establezca el reglamento relativo.

Para fijar las cuotas de riesgos de trabajo el Artículo 79 señala que para los efectos de la fijación de las primas a cubrir por el seguro de riesgos de trabajo, las empresas serán clasificadas y agrupadas de acuerdo con su actividad, en la clase cuyos grados de riesgo se señalan para cada una de las clases que a continuación se relacionan.

Cuando una empresa cambia de actividades o se inscribe por primera vez al Instituto, será colocada en el grado medio de la correspondiente clasificación y conforme a dicho grado pagará la prima correspondiente. Así mismo la ley también toma en cuenta la posibilidad de modificar las primas, esto en la proporción en que la empresa adopte medidas de higiene y seguridad que disminuyan el riesgo; dichas primas no serán menores a las del riesgo mínimo ni mayores al riesgo máximo de su clase.

Los costos debidos a las medidas de higiene y seguridad como son el uso de casco, mascarilla, anteojos, botas, barandales, etc, se deben considerar dentro de los costos indirectos.

A continuación se muestran los grados de riesgo de trabajo publicados el 27 de Diciembre de 1990.

Grado de riesgo	Producto de los índices de frecuencia y gravedad por un millón	Primas en por cientos sobre el salario base de cotización inferiores al medio	grado medio	superiores al medio
Clase I				
1	454	0.0875		
2	770	0.1758		
3	1086		0.2625	
4	1368			0.3500
5	1757			0.4375
Clase II				
4	1368	0.3500		
5	1757	0.4375		
6	2146	0.5250		
7	2535	0.6125		
8	2924	0.7000		
9	3302		0.7875	
10	3667			0.8750
11	4032			0.9625
12	4397			1.0500
13	4762			1.1375
14	5127			1.2250
Clase III				
11	4032	0.9625		
12	4397	1.0500		
13	4762	1.1375		
14	5127	1.2250		
15	5676	1.3125		
16	6073	1.4000		
17	6470	1.4875		
18	6867	1.5750		
19	7264	1.6625		
20	7661	1.7500		
21	8058	1.8375		
22	8455	1.9250		
23	8852	2.0125		
24	9226		2.100	
25	9583			2.1875
26	9940			2.2750
27	10297			2.3725
28	10654			2.4500
29	11011			2.5375
30	11368			2.6250
31	11725			2.7125

32	12082		2.8000
33	12439		2.8875
34	12796		2.9750
35	13153		3.0625
36	13510		3.1500
37	13867		3.2375

Class IV

30	11368	2.6250	
31	11725	2.7125	
32	12082	2.8000	
33	12439	2.8875	
34	12796	2.9750	
35	13153	3.0625	
36	13510	3.1500	
37	13867	3.2375	
38	14204	3.3250	
39	14540	3.4125	
40	14876	3.5000	
41	15212	3.5875	
42	15548	3.6750	
43	15884	3.7625	
44	16220	3.8500	
45	16558		3.9375
46	16940		4.0250
47	17328		4.1125
48	17716		4.2000
49	18104		4.2875
50	18207		4.3750
51	18565		4.4625
52	18923		4.5500
53	19281		4.6375
54	19639		4.7250
55	19997		4.8125
56	20355		4.9000
57	20713		4.9875
58	21071		5.0750
59	21429		5.1625
60	21787		5.2500

Class V

50	18207	4.3750
51	18565	4.4625
52	18923	4.5500
53	19281	4.6375
54	19639	4.7250
55	19997	4.8123
56	20355	4.9000
57	20713	4.9875

58	21071	5.0750	
59	21429	5.1625	
60	21787	5.2500	
61	22145	5.3375	
62	22503	5.4250	
63	22851	5.5125	
64	23219	5.6000	
65	23577	5.6875	
66	23935	5.7750	
67	24293	5.8625	
68	24651	5.9500	
69	25009	6.0375	
70	25357	6.1250	
71	25725	6.2125	
72	26083	6.3000	
73	26441	6.3875	
74	26799	6.4750	
75	26810		6.5625
76	26870		6.6500
77	27278		6.7375
78	27686		6.8250
79	28094		6.9125
80	28502		7.0000
81	28910		7.0875
82	29318		7.1750
83	29726		7.2625
84	30134		7.3500
85	30542		7.4375
86	30950		7.5250
87	31358		7.6125
88	31766		7.7000
89	32174		7.7875
90	32582		7.8750
91	32990		7.9625
92	33398		8.0500
93	33866		8.1375
94	34214		8.2250
95	34622		8.3125
96	35030		8.4000
97	35438		8.4875
98	35846		8.5750
99	36254		8.6625
100	36662		8.7500

Aunque en algún lugar del país no existan los servicios del Seguro Social el Artículo 123 Constitucional Fracción XIV establece que el patrón es responsable de los accidentes de trabajo y enfermedades profesionales, por lo que gastos debidos a medicinas, servicios médicos, botiquines y seguros de grupo, el analista los debe considerar dentro del costo de la mano de obra o en los costos indirectos.

Finalmente el lo. de Abril de 1973, se establece el Seguro de Guarderías para beneficio de hijos de trabajadoras y de acuerdo a los Artículos 190 y 191 de la Ley del Seguro Social la empresa deberá pagar íntegramente la prima correspondiente, que es del 1%. - tenga o no trabajadoras a su servicio.

I.2.3 Impuestos por concepto de pago de remuneraciones.

El lo. de Febrero de 1965 mediante decreto Presidencial se estableció el impuesto del 1% sobre el total de remuneraciones pagadas, destinado a la enseñanza media y superior, técnica y universitaria, este impuesto se encuentra dentro de la Ley de Ingresos de la Federación. Dicho decreto en su Artículo 2 Fracción I determina como causantes de impuestos a quienes realicen pagos por remuneraciones al trabajo personal.

I.2.4 El IVA en la mano de obra.

Los pagos que realiza el empleador por concepto de mano de obra no le generan IVA, por lo que tampoco este debe formar parte de los precios unitarios.

Quando una persona moral otorga un subcontrato por servicio de mano de obra a una empresa constituida en Sociedad Anónima, esta debe facturar conforme a los requerimientos fiscales y transferir el IVA a la empresa a quien prestó el servicio; el IVA tampoco se incluirá en los análisis de precios unitarios sino que se considerará como una cuenta especial.

I.2.5 Factores que intervienen en la integración del salario real

La Ley dice que el trabajador tiene derecho a recibir como -- compensación a su trabajo los pagos directos mínimos anuales que a continuación se describen:

- Cuota diaria	365 días
- Prima vacacional: 0.25 x 6 días de vacaciones mínimas	1.5 días
- Aguinaldo mínimo según la ley	15 días

SUMA 381.5 días

Los días de descanso a que los trabajadores tienen derecho como mínimo con goce de salario son:

- Séptimo día	52	días
- Días festivos	7.17	"
- Vacaciones	6	"
	SUMA	65.17 días

Los días inactivos con goce de salario integro son de acuerdo a la política de cada empresa, en este caso supondremos que los días inactivos son:

- Fiestas de costumbre	5	días
- Enfermedades no profesionales	3	"
- Acción de agentes físico-meteorológicos	2	"
	SUMA	10 días

Resumiendo tenemos que:

- 1.- Los días pagados al año al trabajador son 381.5
- 2.- Los días que realmente se trabaja son $365 - 65.17 - 10 = 289.83$

Finalmente, el coeficiente por prestaciones que la Ley Federal del Trabajo señala es:

$$381.5 \text{ días pagados} / 289.83 \text{ días trabajados} = 1.3163$$

Algunas veces se presentarán casos en los cuales por requerimiento de la obra o por conveniencia del contratante y contratista las jornadas de trabajo serán desde ocho horas hasta doce, que es a lo que comúnmente se le llama jornada extraordinaria de trabajo.

El porcentaje sobre el sueldo integrado que se debe pagar por concepto de vivienda y retiro es 5% y 2% respectivamente, que sumados dan un total de 7%, cuyo coeficiente será:

$$0.07 \times 381.5 \text{ días de salario} / 289.83 \text{ días trabajados} = 0.0921$$

Las Leyes del Seguro Social establecen que por cada trabajador se deben pagar las siguientes cuotas:

a) Por trabajadores con salario mínimo.

- Enfermedad y maternidad	11.40%
---------------------------	--------

- Invalidez, vejez, cesantía en edad avanzada y muerte 6.84%
- Para los riesgos de trabajo se supondrá el valor medio de la Clase V, por lo que 6.5625 será el porcentaje de la cuota obrero-patronal de invalidez, vejez, etc., que se incluirá en el cálculo del coeficiente, por lo que:

$$0.0656 \times 6.84 = 0.4489$$

El porcentaje total a considerar es:

$$11.40 + 6.84 + 0.4489 = 18.6889$$

Cuyo coeficiente será:

$$0.1869 \times 381.5 \text{ días de salario} / 289.83 \text{ días trabajados} = 0.2460$$

b) Por trabajadores con salario mayor al mínimo.

- Enfermedad y maternidad 8.40%
 - Invalidez, vejez, etc. 5.04%
 - Por riesgo tenemos que:
 $0.0656 \times 6.84 = 0.4489\%$
- SUMA 13.8889%

Su coeficiente es:

$$0.1389 \times 381.5 \text{ días de salario} / 289.83 \text{ días trabajados} = 0.1828$$

Por concepto de guarderías, el patrón deberá considerar en sus precios unitarios el siguiente coeficiente:

$$0.01 \times 365 \text{ días de cuota} / 289.83 \text{ días trabajados} = 0.0126$$

Los impuestos por concepto de pago de remuneraciones tiene el siguiente coeficiente:

$$0.01 \times 381.5 \text{ días de salario} / 289.83 \text{ días trabajados} = 0.0132$$

Realizando un resumen tenemos que:

- 1.- Ley Federal del Trabajo 1.3163
- 2.- INFONAVIT (X) 0.0921
- 3.- IMSS
 - a) Por salarios mínimos 0.2460
 - b) Por salarios superiores al mínimo 0.1828
 - c) Guardería 0.0126
- 4.- Remuneraciones pagadas 0.0132

Realizando la suma tenemos que los coeficientes definitivos que se considerarán para la integración del salario real son:

- Para salarios mínimos	1.6802
- Para salarios superiores al mínimo	1.6170

(*) Este coeficiente no se considerará en los precios unitarios para obras públicas.

A continuación se presentan algunos salarios reales de operación de equipo utilizado en la industria de la construcción, los salarios mínimos utilizados son los vigentes a partir del 11 de Noviembre de 1991, y que son aplicables en la zona metropolitana del valle de México.

Actividad	Salario mínimo	Coefficiente	Salario real
Peón	N\$ 13.330	1.6802	N\$ 22.397
Bulldozer, operador de	N\$ 20.460	1.6170	N\$ 33.084
Chofer de camión de carga en general	N\$ 19.915	1.6170	N\$ 32.203
Chofer de camioneta de carga en general	N\$ 19.285	1.6170	N\$ 31.184
Chofer operador de vehículo con grúa	N\$ 18.470	1.6170	N\$ 29.866
Draga, operador de	N\$ 20.730	1.6170	N\$ 33.520
Perforista con pistola de aire	N\$ 19.195	1.6170	N\$ 31.038
Soldador con soplete o con arco eléctrico	N\$ 19.195	1.6170	N\$ 31.038
Traxcavo neumático y/o oruga, y compactador, operador de	N\$ 19.825	1.6170	N\$ 32.057

I.3 Maquinaria.

La ejecución de la obra puede ser realizada mediante distintos métodos y diferentes tipos de maquinaria, pero tenemos que considerar que para la realización de un trabajo determinado existe un procedimiento y maquinaria determinados que facilitan el desa--

rollo del trabajo, y que como consecuencia tiene una gran importancia en el aspecto económico.

En la elección del tipo de maquinaria que se utilizará en la ejecución de la obra, ya que en el mercado existe una gran variedad de maquinaria y de diferentes marcas, capacidades, modelos y calidad, los estudios deben ser intensos y cuidadosos.

La vida útil y económica está íntimamente relacionada con la actividad que tenga y con los factores económicos.

I.3.1 Vida útil.

El mantenimiento que la maquinaria recibe cuando está activa y cuando no, consiste principalmente en la revisión de las partes y mecanismos que pudieran sufrir desgastes y averías, cuando así sucede, se cambian las piezas afectadas para que la máquina esté siempre en óptimas condiciones. No obstante con el transcurrir del tiempo, el deterioro y desgaste de la maquinaria es tal que en lugar de que su operación y posesión signifiquen un bien productivo, significan una pérdida, esto sucede cuando la inversión necesaria para su operación excede de los rendimientos económicos obtenidos con su uso.

En resumen, se llama vida útil al tiempo en que los rendimientos económicos son mayores que los gastos que se generan por el mantenimiento.

I.3.2 Vida económica.

La vida económica es el lapso de tiempo durante el cual la máquina realiza un trabajo económico con un funcionamiento satisfactorio, lo anterior como consecuencia de la conservación y mantenimiento de que es objeto la máquina.

Conforme la vida y utilización de la máquina aumentan, su rendimiento tiende a disminuir y sus costos de mantenimiento y operación a aumentar, además la averías producen un aumento en los tiempos improductivos o muertos, que en ocasiones afectan la productividad de la máquina o máquinas que la auxilian o trabajan conjuntamente con ella.

La vida económica de una máquina se termina cuando los costos Hora-Máquina son cada vez mayores con respecto a los obtenidos anteriormente.

Quando la vida útil de una máquina finaliza, se pueden presentar cualquiera de los tres siguientes casos:

- a) Cuando la máquina llega a un alto grado de deterioro, esta deberá ser desechada, por lo que se tendrá que vender para así obtener algún rescate, ya que en cualquier estado en que se encuen-

tre, siempre tendrá algún valor.

b) Si se le brinda un buen mantenimiento a la máquina, esta se encontrará en condiciones aceptables y continuará trabajando, aun que con ciertas limitaciones como lo son la eficiencia, potencia, productividad, operación económica y se podría presentar algún daño no previsto, motivos por los cuales la máquina tendría -- que dejar de operar afectando así la productividad de máquinas que trabajan con ella conjuntamente.

c) El propietario por motivos presupuestales o financieros, independientemente del estado en que se encuentre la máquina, no -- tiene la posibilidad de sustituirla, ante tal situación la máquina tendrá que seguir operando, aún en perjuicio de las utilidades. Cuando así suceda se estará prolongando su vida útil más allá de la económica.

I.3.2.1 Norma para determinar la vida económica.

Existen diversos criterios fundamentados en especulaciones -- más o menos confiables. El criterio más utilizado es el estadístico, en nuestro país las estadísticas norteamericanas son las que -- más se aceptan, ya que la mayoría de la maquinaria que se usa en México es norteamericana. No se debe olvidar que en América Latina se presentan factores económicos, sociales y culturales que afectan el rendimiento, número y economía de los trabajos, y que son -- factores muy distintos a los que se presentan para las máquinas en el medio norteamericano; así pues, para la determinación de la vida económica, los constructores de nuestro país se ven en la necesidad de crear estadísticas (Tabla I-2) con mayor apego a los factores que predominan en el ambiente nacional de la construcción.

I.3.3 Valor de rescate.

El valor de rescate es aquel que la máquina tiene al final de su vida económica.

Aún cuando a una máquina solo se le considere como chatarra, -- siempre tendrá un valor de rescate, generalmente se considera un -- porcentaje del valor de adquisición, dicho porcentaje por lo regular es del 5% al 20%.

En la obtención del costo horario de operación, un criterio -- válido es el de considerar que al llegar a su fin la vida económica, la máquina se encontrará totalmente depreciada, considerandose también que su valor de rescate es nulo.

MAQUINA	SHCP	ASOC. DE PALAS Y DRAGAS	LIBRO AMARILLO	S A R H	PEURIFOY	C N I C	S A H O P (SCT)
CANONES DE 5 TONS. MOTOR DE GASOLINA	5 AÑOS	---	5 AÑOS 7040 Hrs.	5 AÑOS 10,000 Hrs.	5 AÑOS 10,000 Hrs.	5 AÑOS 8000 Hrs.	8000 Hrs.
CARGADOR FRONTAL SOBRE ORUGAS, DE MAS DE 83 HP	5 AÑOS	---	5 AÑOS 5280 Hrs.	5 AÑOS 10,000 Hrs.	5 AÑOS 7,000 Hrs.	5 AÑOS 6000 Hrs.	10,000 Hrs.
COMPACTADORES VIBRATORIOS AUTOPROPULSADOS	5 AÑOS	---	4 AÑOS 5632 Hrs.	---	---	4 AÑOS 6400 Hrs.	10,000 Hrs.
COMPRESORES PORTATILES 210-1250 P.C.M.	5 AÑOS		5 AÑOS 6000 Hrs.	5 AÑOS 6000 Hrs.	5 AÑOS 6000 Hrs.	5 AÑOS 6000 Hrs.	8,600 Hrs.
DRAGAS 2-3 YD ³	5 AÑOS	16 AÑOS 28,000 Hrs.	6.25 AÑOS 7700 Hrs.	8 AÑOS 16,000 Hrs.	5.88 AÑOS 9408 Hrs.	6.25 AÑOS 8750 Hrs.	13,400 Hrs.
MOTOCORRAPIADORAS	5 AÑOS	---	5 AÑOS 7400 Hrs.	5 AÑOS 10,000 Hrs.	5 AÑOS 10,000 Hrs.	5 AÑOS 8000 Hrs.	10,000 Hrs.
MOTOSCREPAS	5 AÑOS	---	5 AÑOS 7040 Hrs.	5 AÑOS 10,000 Hrs.	5 AÑOS 10,000 Hrs.	5 AÑOS 8000 Hrs.	12,000 Hrs.
TRACTOR SOBRE ORUGAS	5 AÑOS	---	5 AÑOS 6160 Hrs.	5 AÑOS 10,000 Hrs.	5 AÑOS 10,000 Hrs.	5 AÑOS 7000 Hrs.	12,000 Hrs.

Tabla I-2 Vida económica de algunos tipos de máquinas empleadas en la construcción.

I.3.4 Costo horario de operación de la maquinaria.

Los análisis de costos se deben estructurar en base al costo de operación por hora de las máquinas, conjuntamente con los elementos que intervienen en la ejecución del trabajo, ya que el rendimiento de cada máquina está en función del tiempo que trabaja.

El costo horario de una máquina es aquel en el cual la máquina es la adecuada y es usada correctamente en la ejecución de un trabajo, de acuerdo con lo establecido en el contrato y especificaciones. Dicho costo está compuesto de cargos que son determinados por hora efectiva de trabajo, y que a continuación se definen:

- Cargos fijos.
- Cargos por consumo.
- Cargos por operación

I.3.4.1 Cargos fijos.

Son los que a su vez están integrados por los cargos siguientes:

- a) Cargos por depreciación.
- b) Cargos por inversión.
- c) Cargos por seguros.
- d) Cargos por mantenimiento mayor y menor.

I.3.4.1.1 Cargos por depreciación.

Son los que se originan al disminuir el valor de adquisición de las máquinas, debidos a la operación durante la vida económica. Entre las distintas maneras que existen para asignarle un valor a este concepto, el más aceptado es el sistema lineal, este nos dice que la maquinaria se deprecia la misma cantidad por unidad de tiempo.

La legislación fiscal determina que la depreciación de una máquina es total al cumplir 5 años a partir de su adquisición, es decir, que la máquina se deprecia el 20% del valor adquisición por cada año, apegándose al criterio de depreciación lineal.

Para calcular la depreciación se utiliza la siguiente ecuación,

$$D = (VA - VR) / VE$$

donde:

D = Depreciación por hora real de operación.

VA = Valor de adquisición de la máquina nueva, sin incluir el valor de las llantas, cuando sean necesarias.

VR = Valor de rescate de la máquina.

VE = Vida económica de la máquina, se expresa en horas de trabajo.

I.3.4.1.2 Cargos por inversión.

Para realizar la compra de una máquina, muchas veces se tiene que recurrir a los préstamos que otorgan los bancos y mercados de capital, a los que se les paga los intereses correspondientes, cuando el constructor cuenta con los suficientes fondos de capital realiza la inversión de manera directa, esperando que la máquina le rinda utilidades en proporción con la inversión que no ha sido compensada hasta entonces. Así pues, el cargo por inversión es el que equivale a los intereses del capital que se invierte en la maquinaria.

Este cargo se representa por la siguiente ecuación:

$$I = ((VA + VR) / 2HA) i$$

en la cual:

I = Cargo por inversión por hora real de operación.

VA = Valor de adquisición.

VR = Valor de rescate.

$(VA+VR)/2$ = Valor promedio durante la vida económica.

HA = Número de horas reales que la máquina opera en un año.

i = Tasa anual de interés vigente, manejada en decimal.

La tasa de interés, cuando menos deberá presentar el valor mínimo que las instituciones bancarias pagan por el caudal que se invierte en la máquina; no obstante, debido a la inflación no se ha reglamentado la cantidad justa para dicho cargo.

Razón por la cual, la Ley de Obras Públicas mediante linea---mientos para la integración de los precios unitarios nos dice que: Para los análisis y estudios de precios unitarios, las entidades y dependencias considerarán a su criterio la tasa de interés i. De la misma manera los contratistas en las propuestas para concursos podrán sugerir la tasa de interés que más les convenga.

I.3.4.1.3 Cargos por seguros.

Estos son los necesarios para cubrir las fallas y accidentes que la máquina pudiera sufrir durante su vida económica. El aseguramiento se puede realizar con alguna compañía de seguros o la constructora con su propio capital puede hacer frente a los daños posibles.

Estos cargos se calculan con la fórmula siguiente:

$$S = ((VA + VR) / 2HA)s$$

donde:

S = Cargo por seguro por hora real de operación.

VA = Valor de adquisición.

VR = Valor de rescate.

$(VA+VR)/2$ = Valor promedio durante la vida económica.

HA = Número de horas reales de operación durante un año.

s = Prima anual promedio, que es un porcentaje del valor de la máquina (entre el 3% y el 6%), expresada en decimal.

I.3.4.1.4 Cargos por mantenimiento mayor y menor.

Son los gastos que se efectúan para que la maquinaria se encuentre en buenas condiciones de operación a través de su vida económica. El mantenimiento que se le da se divide en mayor y menor. El mantenimiento mayor es aquel que se da en talleres especializados, al que se da en campo empleando especialistas, y que es necesario retirar la máquina de la obra por un tiempo más o menos prolongado. El mantenimiento menor es el gasto que el constructor hace por ajustes de rutina y reparaciones hechas en la obra, así como los cambios de aceite, grasas, filtros, etc. Al igual que en el mantenimiento mayor, en el menor también se incluye la mano de obra, equipo auxiliar y cualquier material necesario.

Se calcula con la ecuación siguiente:

$$T = QD$$

donde:

T = Gastos por mantenimiento mayor y menor por hora real de operación.

Q = Coeficiente que incluye el tipo de mantenimiento, este se basa principalmente en datos estadísticos; variante debido a las características del trabajo y tipo de máquina.

D = Depreciación por hora real de operación.

A continuación se presentan los coeficientes de mantenimiento de algunos tipos de maquinaria que se emplea en el movimiento de tierras.

Q = 1.0

Grúas con neumáticos.

Grúas sin neumáticos.

Q = 0.9

Almeja guiada.

Camiones de volteo y roqueros.

Q = 0.8

Aplanadora de tres rodillos

Compactador autopropulsado

Compactador vibratorio

Draga

Motoconformadora

Motoescrapa

Retroexcavadora

Tractor con desgarrador

Traxcavo.

Los coeficientes anteriores son considerando la depreciación-lineal de la maquinaria.

I.3.4.2 Cargos por consumo.

Las máquinas, para su operación requieren un constante abastecimiento de combustible y lubricantes.

Lo que principalmente afecta el consumo de combustible de las máquinas de combustión interna, es la altura sobre el nivel del mar, la variación de temperatura y las condiciones climáticas, y como consecuencia se ve afectada la potencia de manera negativa.

Estos gastos son los generados por la erogación producto del uso de:

- a) Combustibles.
- b) Otros consumos de energía.
- c) Lubricantes.
- d) Neumáticos.
- e) Piezas especiales que se desgastan rápidamente.

I.3.4.2.1 Cargo por combustibles.

Es el originado por los gastos hechos para abastecer de gasolina o diesel a las máquinas que realizan un trabajo. Se representa por la ecuación siguiente:

$$E = cPC$$

dónde:

E = Cargo por consumo de combustible, por hora real de operación.

c = Cantidad de combustible necesaria por hora real de operación. Para la determinación de esta cantidad nos debemos apoyar en la potencia del motor, en el factor de operación y de un coeficiente que se determina en base a la experiencia, el cual varía con respecto al consumo de combustible.

PC = Precio del combustible.

El consumo de combustible de la maquinaria de combustión interna, generalmente se calcula a través de procedimientos estadísticos y al nivel del mar. Para ello se utilizan las siguientes fórmulas, las que dan valores promedios por hora efectiva de operación:

Motor Diesel: 0.20 lts x H.P.op/Hr

Motor de Gasolina: 0.24 lts x H.P.op/Hr

I.3.4.2.2 Cargo por otros consumos de energía.

Es la erogación hecha por gastos de energía eléctrica o energéticos distintos a la gasolina y diesel.

El principal factor que influye en el consumo de energía en un motor eléctrico es la capacidad de transformar la energía eléctrica en la energía necesaria que requieren para su operación, es decir la mecánica.

Se representa por la ecuación:

$$EC = N \times EM \times PE$$

donde:

EC = Energía consumida.

N = Eficiencia del motor eléctrico.

EM = Energía mecánica utilizable.

PE = Costo de la energía eléctrica consumida.

Para obtener el valor de la energía que se consume se utiliza la siguiente fórmula:

$$EC = 0.653 \text{ H.P.} \times PE$$

en la cual:

EC = Energía que se consume (KWH).

H.P. = Potencia nominal del motor.

PE = Costo del kilowatt-hora consumido por la máquina.

I.3.4.2.3 Cargo por consumo de lubricantes.

Es el que se origina por la erogación hecha en cambios de aceites y grasas, en él se incluyen todos los gastos necesarios para el suministro.

Se determina con la siguiente ecuación:

$$AL = (C + aL) PL$$

en la que:

AL = Cargo por consumo de lubricantes por hora real de operación.

aL = Cantidad de aceite necesaria por hora real de operación, según la condición media de operación.

C = Consumo del lubricante entre cada cambio, se define en base a la potencia de operación, además de un factor de operación.

PL = Costo del aceite consumido.

El consumo de lubricantes también se puede obtener a partir de fórmulas producto de observaciones estadísticas, las fórmulas son las siguientes:

Para potencia nominal igual o menor a 100 H.P.:

$$c = 0.0030 \times \text{H.P. op.}$$

y para potencia nominal mayor a 100 H.P.:

$$c = 0.0035 \times \text{H.P. op.}$$

en donde:

H.P. op. = Potencia nominal del motor, multiplicada por el factor de operación.

El consumo en litros de combustible que la máquina requiere por hora real de operación se define con la siguiente fórmula:

$$aL = v / t$$

donde:

v = Capacidad del carter (lts).

t = Tiempo entre dos cambios de aceite, manejado en horas, por lo general el cambio es cada 100 hrs., y cuando existe abundancia de polvo cada 70 hrs.

I.3.4.2.4 Cargo por consumo de neumáticos.

Este cargo es el que se origina cuando los neumáticos tienen que ser reparados por las averías que sufren y cuando tienen que ser renovados debido a su desgaste, y finalmente al terminar su vida económica ser reemplazados.

El cuidado y mantenimiento que se les da, las cargas de operación y las condiciones de la superficie de rodamiento, son los factores que principalmente influyen en la vida económica de los neumáticos.

Cuando en la depreciación de la máquina se restó el valor de los neumáticos al valor inicial, se tendrá que considerar el mencionado cargo.

La ecuación de este cargo es:

$$N = VN / HV$$

donde:

- N = Cargo por consumo de neumáticos, por hora real de operación.
- VN = Valor inicial de los neumáticos que el fabricante de la máquina sugiere.
- HV = Vida económica en horas de los neumáticos, considerando las condiciones de trabajo. Se calcula en base a la experiencia en velocidades máximas de trabajo y en las condiciones que son relativas al medio en que transitan, como lo son: pendiente, rodamiento, carga que soportan y las condiciones climáticas del lugar de trabajo.

Los datos estadísticos que se han obtenido a través de observaciones hechas a maquinaria de construcción pesada, determinan que la vida económica de los neumáticos en condiciones normales de operación es de 80,000 Kms. ó 5,000 Hrs., aproximadamente. Para calcular la vida económica real, será necesario considerar los factores que se encuentran en la Tabla I-3, los cuales se encuentran en función de las condiciones de obra.

Condición	Factor
1. Mantenimiento	
Excelentes	1.00
Medias	0.90
Deficiente	0.70
2. Máxima velocidad de tránsito.	
16 kph	1.00
32 kph	0.80
48 kph	0.60
3. Superficie de rodamiento.	
Tierra suave sin roca	1.00
Tierra suave con roca	0.90
Caminos bien conservados con superficie de grava compactada	0.70
Caminos mal conservados con superficie de grava compactada	0.70
4. Posición de neumáticos.	
En los ejes traseros	1.00
En los ejes delanteros	0.90
En el eje de tracción:	
Vehículos con descarga trasera	0.80
Vehículos con descarga de fondo	0.70
Motoscrepas y similares	0.60

5. Cargas de operación.		
Dentro del límite indicado por el fabricante	-----	1.00
Con 20% de sobrecarga	-----	0.80
Con 40% de sobrecarga	-----	0.50
6. Densidad y grado de curvas en el camino.		
No existentes	-----	1.00
Condiciones medias	-----	0.90
Condiciones severas	-----	0.80
7. Pendiente del camino. (Aplicable al eje tractor)		
A nivel	-----	1.00
5% como máximo	-----	0.90
10% como máximo	-----	0.80
15% como máximo	-----	0.70
8. Otras condiciones variables.		
Inexistentes	-----	1.00
Medias	-----	0.90
Adversas	-----	0.80

Tabla I-3 Factores para determinar la vida económica de los neumáticos.

Los factores para determinar la vida económica de los neumáticos en la Tabla I-4 son presentados de manera tabular, indicando a que tipo de maquinaria son aplicables.

I.3.4.2.5 Carga por consumo de piezas especiales que se desgastan rápidamente.

Estas piezas son las que están expuestas a altas temperaturas cambios bruscos de presión y a altas fuerzas de fricción, y que su vida económica es muy corta.

Se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Pe = VP / HR$$

donde:

Pe = Costo de las piezas, por hora de operación.

VP = Precio de las piezas.

HR = Horas de vida económica de las piezas.

Condición	1	2	3	4	5	6-7	8	Factor total	Vida económica
Camiones de carretera	1.0	0.90	0.90	0.95	1.0	0.90	1.0	69.26	3463
	0.9	0.90	0.80	0.95	1.0	0.70	0.9	38.783	1940
Camiones pesados de terracería	1.0	0.90	0.80	0.95	1.0	0.85	1.0	58.14	2900
	0.9	0.90	0.70	0.95	1.0	0.70	0.9	33.94	1697
Motoescrapas	1.0	1.00	0.80	0.75	1.0	0.85	1.0	51.0	2550
	0.9	1.00	0.70	0.75	1.0	0.70	1.0	33.07	1650
Motoconformadoras	1.0	1.00	0.80	0.90	1.0	0.85	1.0	61.20	3060
	0.9	1.00	0.80	0.90	1.0	0.70	1.0	45.35	2270
Palas cargadoras	1.0	1.00	0.80	0.90	1.0	0.85	1.0	61.20	3060
	0.9	1.00	0.80	0.90	1.0	0.85	0.9	49.57	2480
Tractores	1.0	1.00	0.80	0.80	1.0	0.85	1.0	54.40	2720
	0.9	1.00	0.80	0.80	1.0	0.70	0.9	36.288	1815
Apisonadoras	1.0	1.00	0.80	1.00	1.0	0.85	1.0	68.0	3400
	0.9	1.00	0.80	1.00	1.0	0.85	1.0	61.2	3060

Tabla I-4 Vida económica de los neumáticos; considerando 5000 hrs. como vida óptima.

Dicho cargo se deberá de considerar cuando no sea incluido en los cargos fijos, claro siempre y cuando no haya sido considerado en los precios unitarios como parte del consumo de materiales o mantenimiento.

I.3.4.3 Cargos por operación.

Son los originados por los pagos de salarios al personal que se encarga de la operación de la maquinaria.

Se determina con la siguiente ecuación:

$$CO = SO / H$$

en donde:

CO = Cargo por hora real de operación.

SO = Salario real por turno del personal de operación.

H = Horas reales de operación por turno.

Cuando las condiciones en el lugar donde se realizará el trabajo no son muy buenas, las interrupciones durante la operación aumentaran, ya sea por las adversas condiciones topográficas, por fenómenos meteorológicos o también porque la maquinaria que se utiliza no es la correcta.

Considerando lo mencionado, se llega a la conclusión de que de una hora la máquina solo opera un porcentaje de la misma; otro factor que influye en el porcentaje de operación es la calidad de la administración de la empresa constructora. Así pues, para la obtención de los tiempos reales de operación será necesario considerar en los cálculos los factores que señalan en la Tabla I-5.

Condiciones de la obra	Calidad de la administración o gestión			
	Excelente	Buena	Regular	Mala
Excelentes	0.84	0.81	0.76	0.70
Buenas	0.78	0.75	0.71	0.65
Regulares	0.72	0.69	0.65	0.60
Malas	0.63	0.61	0.57	0.52

Tabla I-5 Factores que determinan el rendimiento en función de la calidad de la administración y de las condiciones de la obra.

I.3.5 Cargo por transporte.

Por lo regular, este cargo siempre será considerado en los costos indirectos, solo cuando exista un convenio entre contratista y contratante se considerará en los costos directos o considerarlo como un trabajo extra.

I.3.6 El IVA en la maquinaria de construcción.

El IVA no se incluíra en los costos horarios de la maquinaria. Cuando un constructor adquiriera una máquina, ya sea en el mercado nacional o internacional, pagará el IVA correspondiente al proveedor; lo anterior nos dice que en una obra gravada, el IVA se pagará al proveedor, el transporte a clientes por obra realizada y el acreditamiento a la SHCP, de manera contable, sin que influya en los costos o en el valor de venta.

I.3.7 Cargo unitario en la maquinaria.

Es la división del costo directo por Hora-Máquina entre el rendimiento horario de la misma, cuya ecuación es la siguiente:

$$CM = HMD / RM$$

donde:

CM = Cargo unitario por maquinaria.

HMD = Costo directo Hora-Máquina.

RM = Rendimiento horario.

I.4 Costos indirectos.

Los costos indirectos son aquellos de carácter esencial, ya que son gastos generales que se hacen con el fin de dar continuidad en la ejecución de los trabajos.

Los costos indirectos se pueden prever, analizar y estimar más o menos en el mismo orden de los costos directos. Estos costos deben ser controlados para que no rebasen los límites que se han señalado para ellos.

La integración de estos costos consta de los grupos siguientes:

- a) Administración central.
- b) Administración y gastos generales de obra.
- c) Financiamiento.

- d) Fianzas y seguros.
- e) Imprevistos.

I.4.1 Administración central.

Es el organismo que sirve de unión entre todos los demás organismos necesarios para la ejecución de la obra, además de que dirige, controla y vigila todas las actividades de la empresa.

Los costos de esta administración se clasifican de la manera siguiente:

- a) Gastos técnicos y administrativos.
- b) Depreciaciones, rentas y mantenimiento.
- c) Obligaciones y seguros.
- d) Materiales de consumo.
- e) Capacitación y promoción.
- f) Previsiones.

I.4.1.1 Gastos técnicos y administrativos.

Son los necesarios para cubrir los salarios del personal técnico administrativo y servicios de asesoría contable, fiscal, legal, etc. Así pues, los gastos que se consideran aquí son: los salarios de ejecutivos (directores, gerentes, etc.), consultores, contadores, almacenistas, secretarías, choferes, etc., así como los gastos de representación, viáticos del personal de la oficina-matriz, estudios e investigaciones.

I.4.1.2 Depreciaciones, rentas y mantenimiento.

Los lugares que la empresa utiliza para operar, en algunas ocasiones son propios y en otros rentados, en cualquier caso se producen gastos necesarios para que estos lugares se encuentren en buenas condiciones y así tener una mejor utilización. Dentro de este grupo encontramos las depreciaciones y/o rentas de los inmuebles, equipo de transporte, así como el equipo y mobiliario de la oficina. También los servicios de teléfono, luz, correo, etc.; además de la compensación de los gastos de organización e instalación

I.4.1.3 Obligaciones y seguros.

Son gastos originados por el cumplimiento de las disposiciones de la ley, así como por la protección que se da a los integran

tes de la organización por los riesgos a los que están expuestos.

Aquí encontramos las suscripciones y cuotas a la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción y a la Secretaría de Programación y Presupuesto, cuotas a colegios y asociaciones profesionales, seguros de vida, etc.

I.4.1.4 Materiales de consumo.

Los gastos originados por el consumo de materiales son básicos para que la empresa pueda operar, ya que con ellos se adquieren los combustibles y lubricantes de los vehículos de la oficina central, papelería y útiles de escritorio, material de dibujo, copias, etc.

I.4.1.5 Capacitación y promoción.

Las empresas, para que puedan expandirse en el medio laboral, necesitan promover a sus empleados y trabajadores, lo cual se logra solo mediante la capacitación.

En estos gastos se consideran los originados por la capacitación en todos los niveles de la organización, promoción y publicidad, atención a clientes, etc.

I.4.1.6 Previsiones.

Para que la empresa pueda hacer frente a situaciones previstas o no, los analistas deben considerar los posibles períodos de inactividad, las asistencias médicas de emergencia, además de los donativos e indemnizaciones.

Los gastos por concepto de administración central se pueden expresar como un porcentaje del costo directo a través de la fórmula siguiente:

$$\% \text{ sobre costo directo} = \frac{\text{Costo total de los gastos de la oficina central}}{\text{Costo directo total de los trabajos realizados en un período considerado}} \times 100$$

Generalmente este porcentaje se encuentra dentro del intervalo del 3 al 8%, de acuerdo con la facultad de organización de la empresa.

I.4.2 Administración y gastos generales de obra.

Esta parte de los costos indirectos está formada por:

- a) Honorarios, salarios y prestaciones.
- b) Instalaciones y obras interinas.
- c) Transportes, fletes y acarreos.
- d) Gastos de oficina.
- e) Diversos.

I.4.2.1 Honorarios, salarios y prestaciones.

Aquí se toman en cuenta los gastos originados por causa del personal técnico-administrativo, que se encarga de la dirección y supervisión de los trabajos que se ejecutan en campo.

En este punto se encuentran los casos de honorarios de superintendentes e ingenieros auxiliares, salarios de obreros, seguro social e impuestos sobre remuneraciones pagadas, viáticos, pasajes y algunos otros factores.

I.4.2.2 Instalaciones y obras interinas.

En este concepto se analizan los gastos originados por la construcción de obras e instalaciones auxiliares, que son indispensables para desarrollar la obra.

Las obras interinas son: la construcción del campamento, el cual está integrado por oficinas, talleres, almacenes, laboratorios, etc. Las instalaciones son: eléctrica, sanitaria, hidráulica y algunas otras más.

I.4.2.3 Transportes, fletes y acarreos.

En este punto se comprenden los gastos efectuados por consumo y amortización de equipo de transporte del servicio general de la obra y por el flete de materiales y equipo.

I.4.2.4 Gastos de oficina.

Estos son en sí todos los gastos por papelería, útiles de escritorio, copias de planos y documentos, correo, telegramas, consumo de luz, etc.

I.4.2.5 Diversos:

Este punto lo integran gastos de distinto origen, entre los - que se encuentran los que producen los sindicatos, el control de - calidad, la conservación de la obra hasta su entrega, los servi- - cios médicos de emergencia, la limpieza de la obra en proceso y pa - ra entrega, etc.

Todos los costos integrantes de la administración y gastos ge - nerales de obra, pueden expresarse como un porcentaje del costo di - recto de la obra a través de la siguiente fórmula:

$$\% \text{ GDAO} = (\text{GTAO} / \text{CTOA}) \times 100$$

donde:

$\% \text{ GDAO}$ = Porcentaje sobre el costo directo por administración en - obra.

GTAO = Costo total de la administración de la obra.

CTOA = Costo total de la obra analizada.

La amplia gama de conceptos que constituyen esta parte de los indirectos, han determinado que dicho porcentaje se encuentre dentro del amplio intervalo del 5 al 20%.

I.4.3 Financiamiento.

Este punto se debe analizar con lujo de detalle, porque de -- existir errores en el análisis, se podrían presentar fallas en el - desarrollo de la obra, y como consecuencia grandes pérdidas.

Los aspectos que se relacionan para la determinación del monto del financiamiento requerido son:

- a) El programa pronosticado de gastos, factor que depende fundamen-talmente del programa general de la obra.
- b) El programa esperado de ingresos, que depende de la forma de pa - go que se establece en el contrato.

Una forma para el cálculo del financiamiento, es mediante el registro en función del tiempo, del programa de gastos y recuperaciones que se esperan. Después se obtiene la diferencia entre gastos e ingresos, se acumulan y se multiplican por la tasa de inte--rés que se encuentre vigente cuando se realice el análisis. El resultado obtenido, relacionándolo con el monto total de la obra, -- nos proporciona el porcentaje que afectara los costos indirectos.

Otra manera para calcularlo, es mediante la siguiente fórmula:

$NF = CV (TC/2 + PE + TP) - (PV/TC \times PE^2 \times N((N+1)/2)) - (VA^2/VE)$
además de:

$$F = (NF \times i)/CV$$

donde:

NF = Necesidad de financiamiento (miles - mes).

CV = Costo de venta, precio de venta menos utilidad (miles).

TC = Tiempo de construcción (meses).

PE = Período entre cada estimación (meses).

TP = Tiempo del pago de las estimaciones (meses).

PV = Precio de venta (miles).

N = TC/PE

VA = Valor de anticipo (miles).

F = Financiamiento, manejado en decimal.

i = Tasa de interés vigente, en decimal.

VE = Valor de estimación media.

El intervalo del porcentaje de financiamiento puede ser de 0 al 50% del costo de la obra, y aún más.

I.4.4 Fianzas y seguros.

En este concepto se tienen considerados los gastos realizados por fianzas, seguros, multas, recargos, etc. Por lo general, el porcentaje con respecto al costo total de la obra, se encuentra entre el 1 y el 4%.

I.4.5 Imprevistos.

El método indicado para la estimación de los imprevistos es el suponer, fundamentandolos, cargos de previsión para los posibles riesgos, con el propósito de obtener un factor mínimo que solventa los riesgos cuya imprevisibilidad es real.

Entre los conceptos que forman parte de los costos imprevistos encontramos los retardos y suspensiones de trabajos por problemas obrero-patronales, retardo en la proporción de materiales, mano de obra y maquinaria; así como accidentes y cambios de proyecto.

Sintetizando, se llega a la conclusión de que el porcentaje de imprevistos, depende del grado de incertidumbre que se tenga de cada costo que integra el costo total de la obra. Por lo general,-

este porcentaje se encuentra entre el 2 y el 5% del costo total de la obra.

I.4.6 Utilidad.

La participación de utilidades, es la parte de los rendimientos obtenidos por la empresa en cada ejercicio de operación, que corresponde a los trabajadores por su intervención en el proceso productivo.

Todos los trabajadores al servicio de la empresa, tienen derecho a participar en las utilidades de conformidad con lo siguiente

- Trabajadores de planta: Independientemente del número de días laborados durante el ejercicio fiscal de la empresa.
- Trabajadores eventuales: Cuando hayan laborado por lo menos 60 días en forma continua durante el ejercicio fiscal. Cuando pasen a ser de planta se computará el tiempo laborado en ambas relaciones de trabajo.
- Ex trabajadores: Participarán de las utilidades, en tanto no haya prescrito su derecho.

Las personas excluidas del reparto son los directores, administradores y gerentes generales de las empresas, personas físicas que sean propietarias o copropietarias de las empresas, profesionales, técnicos, artesanos y otros que mediante el pago de honorarios presten sus servicios sin existir una relación de trabajo subordinado, y finalmente trabajadores eventuales cuando hayan laborado menos de 60 días durante el ejercicio fiscal de la empresa.

Las utilidades se determinan como un porcentaje de la suma del costo directo total de la obra y de los costos indirectos, generalmente, en condiciones normales, el porcentaje varía de un 8 a un 15%.

I.5 Mecanismos.

El conocer el funcionamiento de los principales mecanismos de la maquinaria del movimiento de tierras, es tener una buena base para la elección de la maquinaria que genere los más altos rendimientos, ya que de no conocer suficientemente las características de funcionamiento de la maquinaria, la elección podría ser equivocada y los resultados no serían satisfactorios; además de que se producirían enormes pérdidas.

Las descripciones que a continuación se presentan, pertenecen a la maquinaria más avanzada que se puede obtener en el mercado nacional.

I.5.1 Motores.

Los motores diesel y de gasolina, generalmente son los más usados por la maquinaria de la construcción. Estos motores tienen varios aspectos en común, el principal es que ambos queman una combinación de aire y combustible, transformando el calor de la combustión explosiva en presión sobre el pistón del cigüeñal que hace girar al eje. Estos motores, son los llamados de combustión interna, porque el combustible lo queman dentro de la unidad que gira al eje. Se les dio este nombre para diferenciarlos de los motores de vapor, que queman combustible para producir el vapor, que posteriormente es transferido al motor para que sea transformado en potencia útil.

I.5.1.1 Turbocargadores.

La potencia de los motores de combustión interna disminuye cuando estos operan en alturas muy elevadas. Este fenómeno se origina por la disminución de la densidad del aire, y como consecuencia, el aire aspirado por el motor tendrá menos oxígeno y la combustión se realizará con menor cantidad de combustible.

La altura que afecta la potencia está por encima de 1500 m.s.n.m., con la proporción del 1% por cada 100 m. de altura que se agreguen.

Para proporcionar al cilindro el aire que suplirá la falta de oxígeno del aire aspirado en alturas elevadas, y para que la combustión se realice completamente, se utilizará un turbocargador, ya que con este la eficiencia del motor es incrementada.

I.5.2 Neumáticos.

En el movimiento de tierras, un factor que es muy importante para la economía de las operaciones, es la selección, empleo y conservación de los neumáticos. La productividad y costo por unidad útil, dependen principalmente de la manera en que los neumáticos operen.

Los neumáticos que se utilizan en la maquinaria de la construcción, por lo regular tienen que trabajar en superficies donde existe desde tierra seca y muy blanda hasta roca mojada de voladura donde las velocidades de operación son de poco menos de 1.6 y 72 kilómetros por hora, respectivamente.

El neumático está formado por elementos estructurales (nilón, cable de acero, etc.) que son necesarios para contener la presión de inflado, encima de estos elementos se encuentra una capa de goma que los protege y sella, además de que forma el dibujo de las bandas de rodadura.

I.5.2.1 Configuración y componentes de un neumático.

El neumático que comúnmente se utiliza en la construcción esta compuesto por las siguientes partes:

- **Caja.** La caja de un neumático es un conjunto de alambres de acero muy fuerte, el cual evita que se produzcan deformaciones que impidan la colocación del rin.
- **Cubierta.** Es una banda de caucho vulcanizado o hule sintético que cubre el neumático, y que le proporciona la resistencia para soportar las presiones originadas por las cargas.
- **Capa.** Es un tejido que se encuentra enrollado alrededor de la caja.
- **Piso.** Es la parte que estará en contacto con el camino. Las cualidades que debe presentar son: tracción, durabilidad, características para amortiguamiento y resistencia al corte.
- **Paradas laterales.** Son las capas de hule que cubren los costados estas se encuentran entre la caja y el piso.
- **Capas del piso.** Son capas que se ubican por debajo del piso, distribuyen y resisten los impactos que le produce el suelo y también resisten el deterioro por la acción de objetos filosos.
- **Capas del talón.** Son capas que protegen al neumático del rin, se encuentran encima de las cajas.

Algunos neumáticos tienen en su interior una cámara que contiene el aire, para protegerla de daños posibles está equipada con una capa de seguridad. Los neumáticos que carecen de cámara tienen una capa hermética que evita las posibles fugas de presión.

Los neumáticos son identificados por su tamaño, por el ancho de su sección cuando está inflado sin carga y por el rin en que descansan las cajas.

- D = Diámetro total del neumático
- R = Diámetro nominal del aro
- H = Altura de la sección transversal del neumático
- S = Ancho de la sección transversal del neumático
- W = Ancho del neumático, con inclusión de las nervaduras
- $\frac{H}{S}$ = Relación de dimensiones

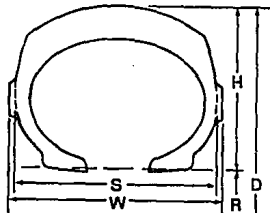


Figura I-1 Sección transversal de un neumático.

I.5.2.2 Tipos de neumáticos.

Los neumáticos que se utilizan fuera de carretera, de acuerdo a su uso se clasifican de la siguiente manera:

- Neumáticos de transporte. Este tipo de neumáticos lo utilizan -- las máquinas que se dedican a transportar materiales.
- Neumáticos de trabajo. Son los que se usan en máquinas de tiro, -- como lo son los tractores y cargadores de ruedas.
- Neumáticos para carga y acarreo. Generalmente las máquinas que u -- tilizan este tipo de neumáticos son los cargadores de ruedas --- cuando tienen que transportar la tierra, además de excavarla.

I.5.2.3 Funciones de los neumáticos que se usan fuera de carrete -- ra.

Los neumáticos para uso fuera de carretera tienen en conside -- ración una amplia variedad de operaciones. Los volquetes estando -- cargados pueden alternar su operación dentro y fuera de carretera, pero cuando transiten en carreteras, la carga debe ser menor debi -- do a que existen restricciones de carga sobre la superficie de la -- carpeta asfáltica. Para los vehículos que trabajen fuera de la ca -- rretera no existirán restricciones de carga.

Para la selección del neumático, se deben tener en considera -- ción las condiciones de trabajo, ya que los impactos, cortadas y -- rasgadas perjudican la vida útil y económica de los neumáticos:

Los neumáticos que operan fuera de la carretera se pueden u -- sar en arreglos individuales o dobles. Los neumáticos convenciona -- les se usan dobles y los de piso ancho en forma individual. Los -- neumáticos de piso ancho tienen los mismos diámetros que los co -- nvencionales, pero tienen más ancha la superficie que contacta con -- el suelo y los rines son más anchos, y las presiones que ejercen -- sobre ellos son menores.

La elección del sistema a utilizar dependerá del tipo de má -- quina o vehículo, así como del uso que se les dará.

I.5.2.4 Ventajas de los neumáticos dobles.

- Mayor libertad en su desplazamiento.
- Riesgo mínimo a sufrir algún deterioro, ya que el ancho de expo -- sición a un objeto que lo dañe es muy poco.
- Oponen menos resistencia al rodamiento sobre los caminos firmes.

I.5.2.5 Ventajas de los neumáticos individuales.

- Tienen mejor flotación y mayor movilidad.
- Mayor resistencia a los posibles daños que se pudieran producir por las imperfecciones del camino.
- Mejor tracción sobre material suelto.
- Mejor dirección.

I.5.2.6 Ventajas de los neumáticos sin cámara.

- Al no usar cámara ni faja de protección, el aire contenido y la temperatura interna son reducidos.
- Sencillez en el armado.
- La ausencia de faja protectora y cámara reducen el tiempo de mantenimiento.
- Si se detectan pequeñas fugas, pueden ser reparadas sin realizar el desmonte del neumático.

I.5.3 Tren de rodaje.

El tren de rodaje es usado por una gran cantidad de máquinas de movimiento de tierras.

Este mecanismo está formado por bandas de acero, sobre las --cuales la máquina puede desplazarse, con este desplazamiento cada miembro de la banda pasa de atrás hacia adelante sobre el terreno.

I.5.4 Tren de rodaje elevado.

Este sistema está integrado por una suspensión elástica con --"bogies" y bastidor de rodillos oscilantes, el cual tiene las siguientes cualidades:

- 1.- Debido a que los "bogies" mantienen mayor superficie de cadena en el suelo, se produce una mayor tracción.
- 2.- Las cargas de impacto que se producen en los elementos del ---tren de rodaje pueden ser reducidos hasta el 50%.
- 3.- Por la acción de los "bogies" y los amortiguadores de goma se reducen los impactos y con ello la máquina se mueve más suavemente.
- 4.- El mantenimiento se le da más fácilmente.

Con este tipo de tren, algunos elementos pueden ser más ligeros y de mayor vida útil. Los "bogies" permiten que un mayor número de rodillos soporten el peso de la máquina, aminorando las cargas en un punto y aumentando la tracción. Los eslabones aumentan su vida útil ya que el impacto de la carga es reducido.

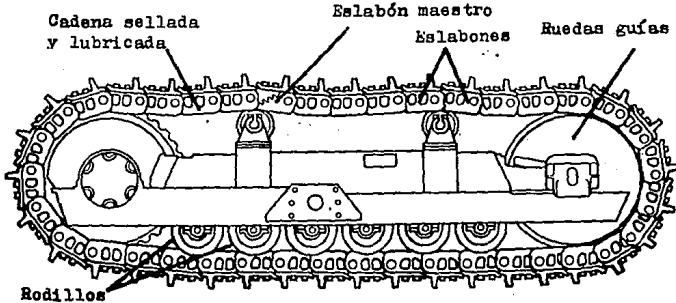


Figura I-2 Tren de rodaje convencional.

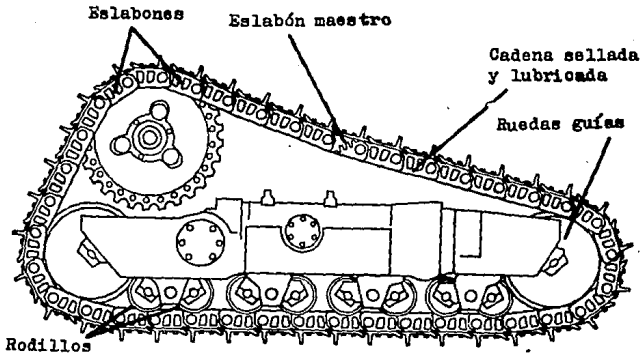


Figura I-3 Tren de rodaje elevado.

La función que desempeña la rueda motriz elevada es proteger la vida útil de los elementos que integran el tren de fuerza. Con este sistema de tren, los mandos finales, los embragues de dirección y los frenos no tendrán que soportar en su totalidad las cargas de impacto vertical, las de alineación del bastidor de rodillos, las de la barra de tiro y las de la hoja topadora. El desgaste abrasivo se produce fuera de la zona de mandos finales.

I.5.5 Elementos del tren de rodaje.

Los elementos que integran el tren de rodaje, ya sea convencional o elevado, son los siguientes:

- a) Cadena sellada y lubricada.
- b) Eslabón maestro.
- c) Zapatas.
- d) Rodillos.
- e) Ruedas guías.
- f) Ruedas motrices.
- g) Resguardos.
- h) Tornillería de cadenas.

I.5.5.1 Cadena sellada y lubricada.

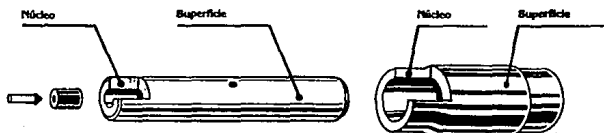
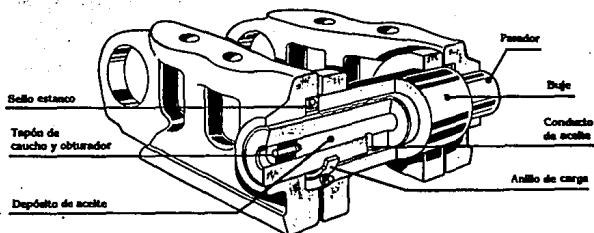
Las cadenas selladas que se fabrican actualmente, incrementan de manera significativa su vida útil. Esta se ve perjudicada cuando al pasador y al buje les entra lodo y suciedad, aumentando el desgaste de la cadena (Fig. I-4). En estas cadenas se instalan discos de acero, que se colocan por pares con los respaldos juntos entre los extremos de los bujes, y con los casquillos en los eslabones exteriores.

Cuando las cadenas son armadas los discos se juntan y aprietan, el eslabón es cerrado por uno y el otro disco cierra el buje, impidiéndose así la entrada de suciedad. Así, el desgaste que sufren los sellos es únicamente el de los discos.

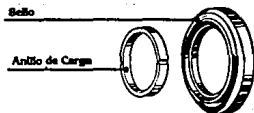
Generalmente son los bujes y los pasadores los elementos con menos duración en el tren de rodaje. Este desgaste se extiende a los demás elementos del tren, reduciéndose así la eficiencia de la máquina. Para evitar o reducir estos desgastes, se debe reducir la fricción y mantener lubricadas las superficies de contacto.

Para que no existan fugas de lubricante, los sellos deben ser fuertes y flexibles. Las altas temperaturas y grandes esfuerzos que se presentan en el tren de rodaje, también deben ser soporta-

dos por los sellos.



a) Buje y pasador.



b) Sello y anillo de carga.



c) Sello Duo-Cone.

Figura I-4 Cadena sellada y lubricada.

I.5.5.2 Eslabón maestro.

Para el desmonte e instalación de las cadenas, un medio rápido y sencillo es el eslabón maestro (Fig. I-5). Usándolo, no se requiere el uso de pasadores, bujes ni zapata maestra especiales. Con esto se permite que la lubricación de la cadena sellada se realice en fábrica, obteniéndose así uniformidad de vida útil.

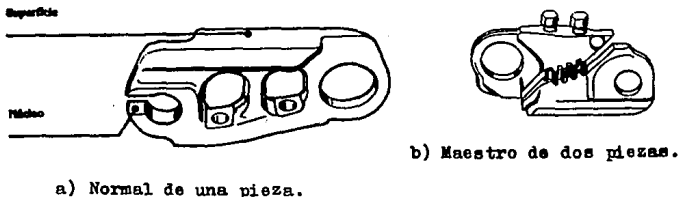


Figura I-5 Tipos de eslabones.

I.5.5.3 Zapatas.

Existen diversos tipos de zapatas para tren de rodaje, las ordinarias son las placas planas con una costilla alta, que facilita la tracción y prácticamente elimina los desplazamientos laterales en la mayoría de las condiciones.

Las zapatas planas son las que se utilizan en máquinas que se dedican más a cargar que a empujar, y en las que operan en lugares donde no existe pavimento que pueda ser roto por las costillas. La utilización de este tipo de zapatas generalmente ha sido por parte de los tractores empujadores y cargadores, en los cuales se ha observado que la tracción es deficiente y los desplazamientos laterales son notables.

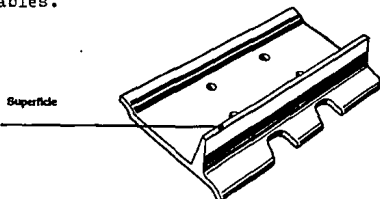


Figura I-6 Zapata.

I.5.5.4 Rodillos.

Son elementos cuyo trabajo es muy duro. Cuando el tren de rodaje transita en suelos blandos los rodillos (Fig. I-7) son sometidos a enormes esfuerzos transversales, con regularidad, la operación de las máquinas se lleva a efecto sobre terrenos lodosos y terrosos, cuando este tipo de materiales entran en contacto con la superficie exterior de los rodillos, estos empiezan a desgastarse.

En la ejecución de trabajos pesados en terrenos donde abundan las rocas, la posibilidad de falla de los rodillos inferiores es alta, por lo que para máquinas muy activas debe existir una refacción. Las máquinas pueden operar sin uno de los rodillos, pero el siguiente tomará la carga del rodillo que falta, con lo cual se incrementa la posibilidad de que se deteriore.

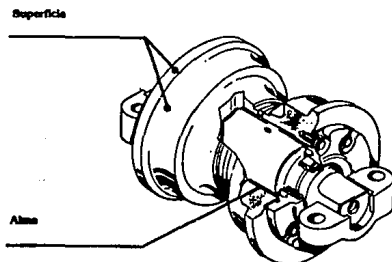


Figura I-7 Rodillo.

I.5.5.5 Ruedas guías.

Son piezas que se encuentran en la parte delantera del tren de rodaje, por su tamaño es posible equiparlas con ejes y cojinetes acordes con las cargas. Las fallas que se pudieran presentar en condiciones normales de operación son muy pocas.

Estas ruedas (Fig. I-8) son de lubricación permanente, sus bandas se pueden reconstruir varias veces. La dureza de la superficie de la banda es similar a la del riel de los eslabones. La altura de la zona endurecida es de 5.0 mm.

El elemento que asegura la lubricación permanente de rodillos y ruedas guías, es el scillo duo-cone.

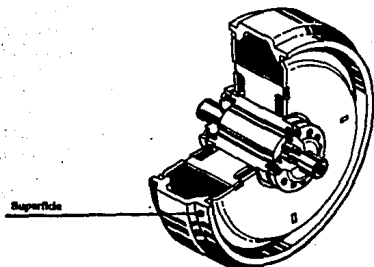


Figura I-8 Rueda guía.

I.5.5.6 Ruedas motrices.

La mayoría de los tipos de ruedas, son de segmentos empernables para acelerar su reemplazo.

La dureza de sus dientes prolonga su vida útil y equilibra la del buje.

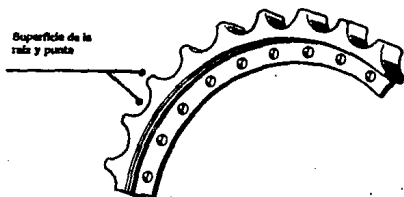


Figura I-9 Segmento de rueda motriz.

I.5.5.7 Resguardos.

Son piezas importantes en los trenes de rodaje. Existen dos tipos de resguardos, los cuales se describen a continuación:

- Resguardos de guías en los extremos. Guían las cadenas cuando entran y salen de las ruedas motrices. Ayudan a que durante los virajes los eslabones no se dañen.
- Resguardos de los rodillos inferiores. Con ellos se evita que los pedregales y piedras entren entre los rodillos y la cadena, ya que podrían ser dañados los demás elementos del tren de rodaje.

I.5.5.8 Tornillería de cadenas.

Estos tornillos son muy largos, tienen la cabeza hexagonal, la cual está templada por inducción para que el tornillo quede protegido contra deformaciones producidas por los impactos y la abrasión. Sus tuercas están completamente templadas y endurecidas, teniendo así igual resistencia que el tornillo, y algunas veces las rebasan. Las tuercas de autotraba encajan en un asiento barrenado para facilitar el retiro del perno de la zapata.

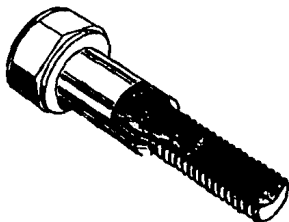


Figura I-10 Tornillo para cadenas.

I.5.6 Ajuste de las cadenas.

El ajuste de las cadenas es un factor importante en el desgaste del tren de rodaje.

El uso que se le da a la máquina y las condiciones del suelo, son condiciones que influyen en el correcto ajuste de las cadenas. El desgaste interno que se produce en pasadores y bujes de la cadena sellada, eliminará la tensión de las cadenas, este desgaste se produce por la acumulación de material dentro del tren de rodaje.

Una cadena demasiado tensa produce esfuerzos constantes en los bujes y pasadores de la parte inferior de la cadena y aún los de la parte superior están afectados por los mismos esfuerzos, aun

que no trabajen. Cuando una cadena se encuentre muy tensa, con el tiempo recobrará la tensión correcta, pero afectando la vida útil del tren de rodaje.

Los problemas que presenta una cadena floja son que esta se sale fácilmente al dar vuelta en terrenos irregulares e inclinados esto ocurre con mayor facilidad cuando sus superficies se encuentran notablemente gastadas, además de que se producen efectos abrasivos cuando a los bujes se les introduce algún material duro.

Aunque la tensión sea correcta, las cadenas se desgastarán, influyendo para esto la rapidez de tránsito, la cantidad de partículas extrañas que se encuentren entre las ruedas y cadenas, así como la actividad de la máquina.

I.6 Rendimiento.

El rendimiento es la cantidad de obra que produce una máquina en la unidad de tiempo. Producción que depende principalmente de: las dimensiones de la hoja o cucharón, tipo de material, alturas de excavación y descarga, habilidad del operador, etc.

Para obtener el rendimiento aproximado, es necesario aplicar alguno de los siguientes métodos:

- a) Observación directa.
- b) Aplicando reglas y fórmulas.
- c) Apoyándose en tablas proporcionadas por el fabricante de la máquina.

I.6.1 Determinación de rendimientos por observación directa.

La obtención de rendimientos a través de la observación directa consiste en medir físicamente el material que es movido por la máquina en la unidad horaria de operación, el inconveniente que se presenta en este método es que si no se tiene la suficiente experiencia, el programa de rendimiento de una máquina no podrá ser realizado con anticipación.

I.6.2 Reglas y fórmulas para la determinación de rendimientos.

El método de reglas y fórmulas se fundamenta en la consideración de los diversos factores que afectan el rendimiento, no considerados en las fórmulas, tales como la experiencia del operador, la dureza del material que será movido, la organización de la empresa, etc.

A continuación se presentan algunas fórmulas que ayudan en el cálculo del rendimiento de las máquinas de movimiento de tierras.

I.6.2.1 Resistencia al rodamiento.

La resistencia al rodamiento (RR) es la fuerza que se tiene que vencer para que un neumático se desplace por el suelo. De las condiciones del suelo y carga de la máquina depende el resultado, ya que entre más se hundan los neumáticos en el suelo, mayor será la resistencia. Otros factores que ocasionan resistencia son la fricción interna y las flexiones de los neumáticos. De acuerdo a la experiencia se ha demostrado que los neumáticos tienen que vencer una resistencia mínima de 20 kg. por cada tonelada de peso sobre ellos. La resistencia será de 15 kg. para vehículos con neumáticos radiales o duales. Además se ha observado que se produce una resistencia adicional de 15 kg. por tonelada por cada pulgada que penetren los neumáticos en el suelo.

La combinación de estos dos valores nos proporciona el factor de resistencia al rodamiento, cuyas unidades son Kg/Ton.

Factor de resistencia al rodamiento (RR)

$$= 20 \text{ Kg/Ton.} + (15 \text{ Kg/Ton/cm} \times \text{cm})$$

Así pues, para calcularla RR es necesario apoyarse en el factor de resistencia y el peso bruto del vehículo (PBV) en toneladas

$$RR = \text{Factor RR} \times \text{PBV}$$

en la cual RR se expresa en Kg.

Existe otro método para el cálculo de RR, en este se utilizan porcentajes del peso de la máquina. Este método nos dice que la resistencia mínima es más o menos igual al 2% (1.5% para máquinas que utilicen neumáticos radiales o duales) del peso bruto del vehículo en los neumáticos, y del 1-1/2% del PBV por cada pulgada de penetración de los neumáticos en el suelo. Entonces la RR se calcula de la siguiente manera:

$$RR = 2\% \text{ del PBV} + 1.5\% \text{ del PBV por pulgada de penetración.}$$

Es necesario que se aclare que no es forzoso que exista penetración para que la RR sea mayor que la mínima. Los efectos casi son los mismos cuando la superficie cede bajo la carga, ya que el resultado es casi igual cuando se sube una pendiente. La resistencia al rodamiento es mínima cuando la superficie es dura, pareja y con una base bien compactada.

Cuando se presenta la penetración, la resistencia al rodamiento se elevará de acuerdo a la presión de inflado de los neumáticos y a la forma de su banda de rodamiento.

Cuando se calcule la fuerza de tracción que requieren los tractores de cadenas, únicamente se considerara la resistencia al-

rodamiento en relación con el peso en las ruedas del vehículo que es remolcado. Esto porque los tractores de cadenas tienen rodillos que giran en sus propios rieles, la resistencia al rodamiento es prácticamente constante, y se evaluará en las hojas de especificaciones al calcular la tracción en la barra de tiro.

I.6.2.2 Resistencia a la pendiente.

Es la fuerza que una máquina tiene que vencer cuando sube una pendiente. Cuando se baja una pendiente la máquina tiene una fuerza que le ayuda en su movimiento.

Por lo general, las pendientes se miden en porcentaje de inclinación, esto es, la diferencia que existe entre niveles y distancias horizontales.

Las pendientes adversas son las que están cuesta arriba, y las favorables son las cuesta abajo. En la resistencia en pendientes, cuando es una pendiente hacia abajo el porcentaje está precedido de un signo positivo, y en caso contrario de uno negativo.

Cuando es una pendiente adversa, la resistencia adicional por cada tonelada de peso del vehículo es de 10 kg. por cada 1% de inclinación. Con esto se puede calcular el factor de resistencia en pendientes, cuyas unidades son Kg/Ton.

$$\begin{aligned} \text{Factor de resistencia en pendientes (RF)} &= \\ &= 10 \text{ Kg/Ton.} \times \text{inclinación (\%)} \end{aligned}$$

Tanto la ayuda como la resistencia en las pendientes se obtienen a través de la multiplicación del factor de resistencia en pendientes por el PBV (peso bruto del vehículo) en toneladas.

$$\text{Resistencia en pendientes} = \text{RF} \times \text{PBV.}$$

Esta resistencia también puede ser calculada expresando en porcentaje el peso bruto. El fundamento de este método es que la resistencia en pendientes es casi igual al 1% del PBV multiplicado por el porcentaje de pendiente.

$$\text{Resistencia en pendiente} = 1\% \text{ del PBV} \times \% \text{ de inclinación.}$$

La ayuda o resistencia en las pendientes se presenta tanto en las máquinas de orugas como de neumáticos.

I.6.2.3 Resistencia total.

La resistencia total (RT) es la actuación conjunta de la resistencia al rodamiento y la resistencia en pendientes. Así pues, la fórmula es la siguiente:

$$\text{RT} = \text{RR} \times \text{RF}$$

Esta resistencia también puede ser expuesta como resistencia en pendientes, expresándose en % de inclinación. También se puede considerar que está totalmente compuesta por resistencia en pendientes que se expresa en porcentaje de pendiente. Es decir, se considera que el componente de resistencia en el rodamiento es una parte correspondiente de resistencia adicional en pendiente negativa. Con esto se llega a la conclusión de que la resistencia total puede ser calculada en términos del % de pendiente.

Lo anterior se puede hacer transformando el aporte de la resistencia al rodamiento en un porcentaje correspondiente de resistencia en pendiente. Si el 1% de pendiente negativa opone una resistencia de 10 Kg/Ton. por cada tonelada del peso de la máquina, entonces 10 kg. de resistencia al rodamiento se puede expresar con el 1% adicional de pendiente negativa. Posteriormente se suman el porcentaje de inclinación y el de la pendiente, con lo cual se obtiene la resistencia total en por ciento, a la que también se le conoce como pendiente compensada. Las fórmulas son las siguientes:

Resistencia a la rodadura =

= 2% + 1.5% por pulgada que penetran los neumáticos.

Resistencia en pendiente (%) = Pendiente en por ciento.

Pendiente compensada = RR (%) + RP (%)

La utilización de esta pendiente es en las gráficas de pendiente - velocidad, tracción en las ruedas, en las gráficas del retardador, en las del rendimiento de los frenos y en gráficas de los tiempos de viajes.

I.6.2.4 Tracción.

Es la fuerza que impulsa a los neumáticos o cadenas. Se expresa como una fuerza útil en los neumáticos propulsores o en la barra de tiro. En la tracción los factores que influyen son: el agarre de los neumáticos o cadenas, el peso de las mismas y en las condiciones del suelo. En cualquier tipo de camino, el coeficiente de tracción es la relación de la máxima fuerza de tiro de la máquina y el peso total en los neumáticos o cadenas.

Coeficiente de tracción = $\frac{\text{Fuerza de tiro}}{\text{Peso en neumáticos o cadenas}}$

La fuerza utilizable de una máquina se obtiene así:

Fuerza de tiro utilizable =

= Coeficiente de tracción x peso en neumáticos o cadenas.

I.6.2.5 Otras fórmulas.

Tiempo total del ciclo = Tiempo fijo + Tiempo variable

Tiempo fijo = Tiempo de los movimientos básicos de una máquina

Tiempo variable = Tiempo total de acarreo + Tiempo total del
retorno

Tiempo del viaje = Distancia (m)/Velocidad (m/min)

Ciclos por hora = 60 min/tiempo del ciclo (min)

Producción ajustada = Producción/Hr x factores de eficiencia

Número de máquinas necesarias = $\frac{\text{Producción/Hr requerida}}{\text{Producción por unidad en una hora}}$

Potencia en pendiente = $\frac{\text{PBV (Kg)} \times \text{RT} \times \text{Velocidad (Km/h)}}{273.75}$

I.6.3 Tablas proporcionadas por el fabricante de la máquina.

El rendimiento de la maquinaria que se emplea en el movimiento de tierras, se podrá estimar a través de la utilización de los factores y gráficas que se proporcionan para cada tipo de máquina.

- Tractor de cadenas.

Producción (m³suelos/Hr) = Producción máxima (Tablas) x Factores
de
corrección

La producción que se obtiene con esta fórmula es para hojas rectas, semiuniversales y universales, de las gráficas se obtiene un rendimiento sin corregir

Para el cálculo de esta producción, se considera que:

- 1.- La eficiencia es del 100% (60 min/Hr).
- 2.- La máquina excava 15 m., y empuja la carga para arrojarla al borde de la escarpa.
- 3.- La densidad del suelo es de 1370 Kg/m³ (2300 Lb/YD³).
- 4.- El coeficiente de tracción es de 0.5 ó más para máquinas de cadenas y 0.4 ó más para máquinas de neumáticos.

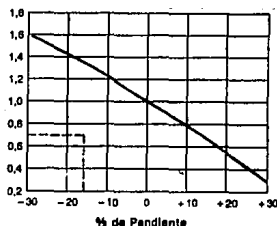
Cuando las condiciones de la superficie de rodamiento son malas, las máquinas de neumáticos sufren una disminución en su coefi

ciente de tracción, pierden 4% por cada centésimo que disminuya en el coeficiente que sea inferior a 0.40.

De acuerdo a las condiciones de trabajo, los factores de corrección son los siguientes:

Operador	Tractor de orugas	Tractor de neumáticos
Excelente	1.00	1.00
Bueno	0.75	0.60
Deficiente	0.60	0.50
Material		
Suelto y amontonado	1.20	1.20
Difícil de cortar, congelado; con cilindro de inclin. lateral	0.80	0.75
Sin cilindro de inclinación lateral	0.70	-
Hoja con control de cable	0.60	-
Difícil de cortar, se apelmaza (seco no cohesivo) o material muy pegajoso	0.80	0.80
Roca desgarrada o de voladura	0.60-0.80	-
Con dos tractores juntos	1.15-1.25	1.15-1.25
Visibilidad		
Polvo, lluvia, nieve, niebla, oscuridad	0.80	0.70
Eficiencia de trabajo		
50 min/hr	0.83	0.83
40 min/hr	0.67	0.67
Transmisión directa (tiempo fijo de 0.1 min)		
	0.80	-

El rendimiento es afectado por la pendiente, teniendo que corregirse mediante los factores que aparecen en la gráfica siguiente.



% de pendiente vs. el factor de empuje

(-) Cuesta abajo
(+) Cuesta arriba

Especificaciones de tractores de cadenas.

MODELO	D6H Serie II		D7H Serie II		D6N	
Potencia en el volante	123 kW	165 HP	180 kW	246 HP	212 kW	285 HP
Peso en orden de trabajo*						
Con servotransmisión	17 761 kg	39.075 lb	24 195 kg	53.479 lb	36 942 kg	81.222 lb
Con transmisión directa	17 785 kg	39.170 lb	24 117 kg	53.299 lb	—	—
(servo-transmisión con dir. de diferen.)	17 838 kg	39.325 lb	24 499 kg	54.073 lb	—	—
Modelo de motor	3306		3306		3406	
RPM clasificadas del motor	1800		2100		2100	
Número de cilindros	6		6		6	
Carrera	121 mm	4,78"	121 mm	4,78"	137 mm	5,4"
Carrera	152 mm	6"	152 mm	6"	165 mm	6,5"
Cilindrada	10,5 L	636 pulg ³	10,5 L	636 pulg ³	14,8 L	903 pulg ³
Resortes de cadena (cada lado)	6		7		8	
Ancho de la zapata estándar	560 mm	22"	560 mm	22"28	690 mm	27"
Largo de cadena en el suelo**	2,82 m	9'2,8"	2,90 m	9'6"	3,21 m	10'6"
Área de contacto con el suelo	2,94 m ²	4864 pulg ²	3,24 m ²	5016 pulg ²	3,8 m ²	5853 pulg ²
Entrenos	1,98 m	6'11"	1,98 m	6'6"	2,08 m	6'10"
DIMENSIONES:						
Altura (parte superior desgarnecida)***	2,26 m	7'6"	2,44 m	8'0"	2,89 m	9'6" >
Altura (a la parte superior de la estructura ROPS)	3,12 m	10'3"	3,33 m	10'11"	3,43 m	11'3" >
Largo total (con Hoja II)	5,01 m	16'5"	5,56 m	18'3"	6,24 m	20'6"
(sin hoja)	4,08 m	13'4"	4,52 m	14'8"	4,93 m	16'2"
Ancho (con muñón)	2,84 m	9'6"	2,86 m	9'6"	3,04 m	10'
Ancho (sin muñón — con zapatas estándar)	2,34 m	7'8,1"	2,54 m	8'4"	2,84 m	9'6"
Despeje sobre el suelo	876 mm	14,6"	408 mm	16"	638 mm	20,9" B
Tipos y anchos de hoja:						
Recta	3,35 m	11'0"	3,91 m	12'10"	—	—
Orientable recta	4,16 m	13'7,8"	4,49 m	14'9"	4,96 m	16'3"
Orientable	3,78 m	12'4,3"	4,08 m	13'6"	—	—
Universal	—	—	3,96 m	13'1"	4,26 m	14'0"
Semuniversal	3,20 m	10'6,4"	3,66 m	12'1"	3,94 m	12'11"
Hoja P	—	—	—	—	—	—
Capacidad de llenado del tanque de combustible	337 L	89 gal/EUA	488 L	129 gal/EUA	455 L	129 gal/EUA

* El peso en orden de trabajo incluye la hoja ROPS, operador, lubricantes, refrigerante, tanque lleno de combustible, controles hidráulicos y fúidos, el D6H Serie II y D7H Serie II con Hoja SU, barra de tiro rígida. El D6N incluye alarma de rotores, cinturones de seguridad, dispositivo orientable para manillar y protector de cristal para servicio normal.

— El D6H Serie II y D7H Serie II incluyen protectores gales de extremo de cadena y protectores de rodillos de cadena.

— El D6N incluye gales de cadena.

— El D6N equipado con zapatas para servicio mediano de 610 mm (24"), de espesor de un diente y Hoja BU.

** El D6H Serie II con tren de rodaje largo: largo de cadena en el suelo 2,78 m (9'1,5"), área de contacto con el suelo 3,11 m² (4818 pulg²) con zapatas de 560 mm (22"). El D7H Serie II con tren de rodaje largo: largo de cadena en el suelo 3,07 m (10'1"), área de contacto con el suelo 3,43 m² (5324 pulg²) con zapatas para servicio extremo de 560 mm (22").

*** Altura (a la parte superior desgarnecida) — sin la hoja ROPS, escape, respaldo de asiento ni ningún otro dispositivo de fácil remoción.

— Las dimensiones son a la parte plana de la zapata. Para obtener las dimensiones a la punta de la gamba, añada 71,1 mm (2,8") para el D7H Serie II, 78 mm (3,1") para el D6N con zapatas para servicio mediano y 84 mm (3,3") para el D6N con zapatas para servicio extremo.

© Norma SAE J1234.



MODELO	D9N		D10N		D11N	
Potencia en el volante	276 kW	370 HP	336 kW	450 HP	575 kW	776 HP
Peso en orden de trabajo*	3488		3412		3606	
Con servotransmisión	42 842 kg	93.798 lb	57 410 kg	126.966 lb	95 846 kg	211.302 lb
Modelo de motor	1900		1900		1900	
RPM clasificadas del motor	8		12		8	
Número de cilindros	5,4"		6,4"		6,80"	
Calibre	137 mm	5,4"	137 mm	5,4"	170 mm	6,80"
Carvera	182 mm	6"	152 mm	6"	190 mm	7,48"
Cilindrada	18 L	1080 pulg ³	27 L	1649 pulg ³	34,5 L	2104 pulg ³
Resortes de cadena (cada lado)	8		8		8	
Ancho de la zapata estándar	610 mm	24"	610 mm	24"	710 mm	28"
Largo de cadena en el suelo	3,47 m	11'4,8"	3,67 m	12'0,5"	4,44 m	14'7"
Área de contacto con el suelo	4,24 m ²	6671 pulg ²	4,73 m ²	7326 pulg ²	6,32 m ²	9880 pulg ²
Entreje	2,26 m	7'4,9"	2,55 m	8'4"	2,88 m	9'6"
DIMENSIONES:						
Altura (parte superior desguarnecida)**	2,93 m	9'7,3"►	3,167 m	10'5,9"	3,80 m	12'5"►
Altura (a la parte superior del techo ROPS)	3,91 m	12'9,8"►	—	—	—	—
Altura (a la parte superior de la estructura ROPS)	—	—	4,34 m	14'3"►	4,96 m	16'11"►
Largo total (con Hoja S)	6,87 m	22'8,4"	7,78 m	25'6,3"	8,89 m	29'2"
(sin hoja)	5,17 m	16'11,8"	5,96 m	19'6,9"	6,16 m	20'3"
Ancho (con muñón)	3,26 m	10'9"	3,72 m	12'2,3"	—	—
Ancho (sin muñón zapatas estándar)	2,95 m	9'8,9"	3,30 m	10'9,8"	3,78 m	12'5"
Despejo sobre el suelo	505 mm	19,9"►	615 mm	24,2"►	623 mm	24,5"►
Tipos y anchos de hoja:						
Recta	—	—	—	—	6,85 m	22'8"
Orientable recta/orientable	—	—	—	—	—	—
Universal	4,86 m	16'0,4"	5,26 m	17'3,2"	6,41 m	21'0"
Semiuiversal	4,32 m	14'1,9"	4,88 m	16'0,4"	—	—
Hoja P	—	—	—	—	—	—
Capacidad de llenado del tanque de combustible	782 L	206 gal/EAU	1023 L	270 gal/EAU	1490 L	394 gal/EAU

*El peso en orden de trabajo incluye el techo ROPS, operador, lubricantes, radiogenerador, tanque lleno de combustible, controlador y fluido hidráulico, hoja transportada recta con inclinación, alarmas de vibración, sistemas de seguridad, luces, barra de tiro rígida y pinchos de remolque desmontables.

— D9N y D10N incluyen las guías de cadena.

— El D9N y D10N con Hoja BU.

— D11N equipado con zapatas de cadena para terreno suave de 610 mm (24").

— El D11N incluye Hoja 11U, engranajes de 1° dentado y cables ROPS.

**Altura (a la parte superior desguarnecida) — sin techo ROPS, sin tubo de escape ni respecto de asiento ni otros componentes que obstruyan o sean de fácil remoción.

► Dimensiones a la parte plana de la zapata. Para las dimensiones a la punta de la pata, añada 64 mm (2,5") para el D9N, 93 mm (3,7") para el D10N y 101 mm (4") para el D11N.

©Norma SAE J1234

Especificaciones de hojas topadoras.

MODELO	D6H Serie II y D6H BPS Serie II				
	6A	6A Servicio Pesado	6S	6S-U	6S BPS
Tipo	Orientable	Orientable	Recta	Semihuniversal	Recta
Capacidad de la hoja*	3,18 m ³ 4,18 yd ³	3,93 m ³ 5,14 yd ³	3,89 m ³ 5,09 yd ³	5,01 m ³ 7,34 yd ³	3,70 m ³ 4,82 yd ³
Peso de embarque de la hoja**	2712 kg 5979 lb	3166 kg 6980 lb	2533 kg 5584 lb	2673 kg 5883 lb	2700 kg 5952 lb
Dimensiones del tractor con la hoja:					
A Largo (hoja derecha)	5,21 m 17'1"	5,21 m 17'1"	5,11 m 16'9"	5,30 m 17'5"	5,71 m 18'8"
Largo (hoja orientada)	6,04 m 19'10"	6,04 m 19'10"	—	—	—
Ancho (hoja orientada)	3,78 m 12'5"	3,78 m 12'5"	—	—	—
Ancho (con basidor en "C" solamente)	2,91 m 9'6,5"	2,91 m 9'6,5"	—	—	—
Dimensiones de la hoja:					
B Ancho con cantoneras estándar	4,16 m 13'8"	4,16 m 13'8"	3,26 m 11'0"	3,26 m 10'8"	3,99 m 13'1"
C Altura	1029 mm 40,5"	1151 mm 45,3"	1257 mm 48,8"	1411 mm 55,4"	1100 mm 43,3"
D Prof. máx. de excavación	505 mm 19,9"	505 mm 19,9"	473 mm 18,6"	473 mm 18,6"	655 mm 25,8"
E Despejo sobre el suelo levantada completamente	1140 mm 44,9"	1140 mm 44,9"	1104 mm 43,5"	1104 mm 43,5"	1062 mm 42,9"
F Inclinación manual	409 mm 16,1"	409 mm 16,1"	869 mm 27,1"	870 mm 26,4"	820 mm 24,8"
G Ángulo máx. de ataque	—	—	+5,3° -4,8°	+5,3° -4,8°	+4,8° -8,3°
H Incl. hidráulica máxima	409 mm 16,1"	409 mm 16,1"	765 mm 30,1"	744 mm 29,3"	701 mm 27,6"
J Inclinación hidráulica (trazaje manual centrado)	25°	25°	—	—	—
	—	—	420 mm 16,5"	408 mm 16,1"	365 mm 14,2"

MODELO	D7H Serie II y D7H BPS Serie II				
	7A	7S	7SU	7U	7S BPS
Tipo	Orientable	Recta	Semihuniversal	Universal	Recta
Capacidad de la hoja*	3,96 m ³ 6,08 yd ³	5,16 m ³ 6,75 yd ³	6,86 m ³ 8,98 yd ³	8,34 m ³ 10,81 yd ³	5,29 m ³ 7,7 yd ³
Peso de embarque de la hoja**	3454 kg 7615 lb	3500 kg 7716 lb	3581 kg 7894 lb	3860 kg 8610 lb	3990 kg 8816 lb
Dimensiones del tractor con la hoja:					
A Largo (hoja derecha)	5,99 m 19'8"	5,99 m 19'8"	5,91 m 19'5"	6,15 m 20'2"	5,69 m 18'8"
Largo (hoja orientada)	6,87 m 22'6"	—	—	—	—
Ancho (hoja orientada)	4,09 m 13'5"	—	—	—	—
Ancho (con basidor en "C" solamente)	3,09 m 10'1,5"	—	—	—	—
Dimensiones de la hoja:					
B Ancho con cantoneras estándar	4,50 m 14'9"	3,90 m 12'10"	3,69 m 12'1"	3,68 m 13'1"	4,50 m 14'9"
C Altura	1115 mm 43,9"	1359 mm 53,8"	1521 mm 59,9"	1549 mm 61,0"	1341 mm 52,8"
D Prof. máx. de excavación	666 mm 26,3"	527 mm 20,7"	527 mm 20,7"	527 mm 20,7"	666 mm 26,3"
E Despejo sobre el suelo levantada completamente	1115 mm 43,9"	1145 mm 45,1"	1145 mm 45,1"	1145 mm 45,1"	1153 mm 45,4"
F Inclinación manual	456 mm 18,3"	—	—	—	—
G Ajuste máximo del ángulo de ataque	—	+3,1° -3,9°	+3,1° -3,9°	+3,1° -3,9°	+3,0° -3,3°
H Incl. hidráulica máxima	25°	—	—	—	—
J Inclinación hidráulica (trazaje manual centrado)	627 mm 24,7"	501 mm 19,7"	474 mm 18,6"	511 mm 20,1"	426 mm 16,8"

*Capacidad de la hoja según la norma SAE J1165. Las capacidades se definen de la siguiente manera:

Vs = 0,8 Wh³

Vu = Vs + ZH (W-Z) tangente de X

Donde: Vs = Capacidad de la Hoja Recta u Orientable

Vu = Capacidad de la Hoja SU u Hoja U Recta

W = Ancho de la Hoja sin cantoneras

H = Altura de la hoja incluyendo las secciones superiores de perfil tratado, etc.

Z = Longitud de los flancos paralelos al ancho de la hoja

X = Ángulo de los flancos

Tome en cuenta que la capacidad de la Hoja U es el volumen de material que acarrea una Hoja Recta de las mismas dimensiones, más el volumen de la concavidad de la Hoja U. Esto no permite hacer comparaciones relativas de tamaño de hojas, y no pronostica capacidades ni productividad en condiciones reales de trabajo.

**Peso de embarque = El conjunto total de la hoja incluye: hoja, brazos de empuje o basidor en "C", tirantes, cilindros, tuberías hidráulicas, muelles y montajes del cilindro de inclinación.

≠El accesorio incluye dos cilindros.

MODELO	D8N			D9N	
	8A	8SU	8U	9SU	9U
Tipo	Orientable	Recta	Universal	Semiversal	Universal
Capacidades de la hoja*	4,86 m ³ 6,08 yd ³	8,88 m ³ 11,4 yd ³	11,70 m ³ 15,3 yd ³	11,9 m ³ 15,6 yd ³	14,4 m ³ 18,8 yd ³
Peso de embarque de la hoja**	5354 kg 11,803 lb	4596 kg 10,137 lb	5274 kg 11,627 lb	6380 kg 14,064 lb	6867 kg 15,139 lb
Dimensiones del tractor con la hoja:					
A Largo (hoja derecha)	6,57 m 21'7"	6,39 m 21'0"	6,79 m 22'3"	6,86 m 22'8"	7,21 m 23'8"
Largo (hoja orientada)	7,54 m 24'9"	—	—	—	—
Ancho (hoja orientada)	4,50 m 14'9"	—	—	4,32 m 14'2"	4,66 m 15'3"
Ancho (con bastidor en "C" solamente)	3,38 m 11'1"	—	—	—	—
Dimensiones de la hoja:					
B Ancho con cantoneras estándar	4,96 m 16'3"	3,94 m 12'11"	4,26 m 14'	4,32 m 14'2"	4,66 m 15'3"
C Altura	1,162 m 3'9,7"	1,09 m 3'7"	1,74 m 5'8"	1,815 m 5'11,5"	1,81 m 5'11"
D Prof. máx. de excavación	628 mm 24,7"	582 mm 22,9"	582 mm 22,9"	619 mm 24,4"	619 mm 24,4"
E Despejo sobre el suelo levantada completamente	1308 mm 81,5"	1232 mm 48,5"	1232 mm 48,5"	1368 mm 83,8"	1368 mm 83,8"
G Ajuste máximo del ángulo de ataque	—	+3,0° -2,8°	+3,0° -2,9°	+3,4° -2,9°	+3,4° -2,9°
Hoja orientada (a cualquier lado)	25°	—	—	—	—
H Incl. hidráulica máxima	729 mm 28,7"	951 mm 37,4"	1028 mm 40,8"	0,940 m 37"	1,014 m 39,9"
J Inclinación hidráulica (trámie manual centrado)	—	650 mm 25,6"	703 mm 27,7"	0,570 mm 22,4"	6,616 m 24,3"
K Ancho del muñón de los brazos de empuje (al centro del muñón)	2,98 m 9'8"	2,98 m 9'8"	2,98 m 9'8"	—	—
Ancho máx. permisible de cadena	712 mm 28"	712 mm 28"	712 mm 28"	762 mm 30"	762 mm 30"
Inclinación dual optativa	—	—	—	+5,1° -5,3°	+5,1° -5,3°
G Ajuste de inclinación dual	—	—	—	1130 mm 44,8"	1231 mm 48,5"
H Incl. hidr. dual máx.	—	—	—	—	—

*Capacidades de la hoja según la norma SAE J1285. Las capacidades se definen de la siguiente manera:

V_u = 0,8 WZF

V_o = V_u + ZH (W-Z) tangente de X

Donde: V_u = Capacidad de la Hoja Recta u Orientable

V_o = Capacidad de la Hoja S-U u Hoja U Bana

W = Ancho de la hoja sin cantoneras

H = Altura de la hoja incluyendo las esquinas superiores de perfil biselado, etc.

Z = Longitud de los ranos paralelos al ancho de la hoja

X = Ángulo de los ranos

Tome en cuenta que la capacidad de la Hoja U es el volumen de material que escarrea una Hoja Recta de las mismas dimensiones, más el volumen de la concavidad de la Hoja U. Estas tienen por objeto hacer comparaciones relativas de tamaños de hojas, y no pronosticar capacidades ni productividad en condiciones reales de trabajo.

**Peso de embarque — El conjunto total de la hoja incluye: hoja, brazo de empuje o bastidor en "C", tirantes, cilindros, subidas hidráulicas, muñones y montajes del cilindro de inclinación.

MODELO	D10N				D11N			
	10SU		10U		11SU		11U	
Tipo	Semiuniversal		Universal		Recta		Universal	
Capacidades de la hoja*	17,2 m ³	22,6 yd ³	20,9 m ³	27,3 yd ³	25,6 m ³	33,6 yd ³	32,4 m ³	42,4 yd ³
Peso de embarque de la hoja**								
Hoja estándar	9640 kg	21.664 lb	10 235 kg	22.568 lb	14 866 kg	32.819 lb	15 846 kg	34.833 lb
Hoja para material abrasivo	10 633 kg	23.442 lb	11 500 kg	25.563 lb	16 036 kg	35.363 lb	17 068 kg	38.016 lb
Dimensiones del tractor con la hoja:								
A Largo	7,76 m	25'5"	6,01 m	26'3"	6,39 m	27'6"	6,84 m	26'11"
Ancho	4,86 m	16'11"	5,26 m	17'3"	6,80 m	19'4"	6,36 m	20'10"
Dimensiones de la hoja:								
B Ancho con cantoneras estándar	4,86 m	16'11"	5,26 m	17'3"	6,80 m	19'4"	6,36 m	20'10"
C Altura	2,06 m	6'9"	2,06 m	6'9"	2,31 m	7'7"	2,31 m	7'7"
D Prof. máx. de excavación	674 mm	26,6"	674 mm	26,6"	767,5 mm	30,2"	767,5 mm	30,2"
E Despeje sobre el suelo levantada completamente	1497 mm	58,9"	1497 mm	58,9"	1548,4 mm	60,9"	1580 mm	61,4"
● Ajuste máximo del ángulo de ataque	+1,7° - 2,3°		+1,7° - 2,3°		+2,1° - 2,3°		+2,1° - 2,3°	
H Incl. hidráulica máxima	993 mm	39,1"	1074 mm	42,3"	1164 mm	46,6"	1344 mm	52,9"
J Inclinación hidráulica (frente manual centrado)	721 mm	28,4"	782 mm	30,8"	866 mm	34,9"	1008 mm	39,6"
K Ancho del muñón de los brazos de empuje (al centro del muñón)	3,60 m	11'10"	3,60 m	11'10"	4,11 m	13'6"	4,11 m	13'6"
Ancho máx. permisible de cadena	762 mm	30"	762 mm	30"	814 mm	36"	814 mm	36"
Inclinación dual optativa								
G Ajuste de inclinación dual	+ 6,1° - 6,6°		+ 6,1° - 6,6°		+ 6,1° - 6,6°		+ 6,1° - 6,6°	
H Incl. híd. dual máx.	1441 mm	56,7"	1560 mm	61,4"	1706 mm	67,2"	1936 mm	76,5"

*Capacidades de la hoja según la norma SAE J1398. Las capacidades se definen de la siguiente manera:

V₀ = 0,8 W₀³

V₀ = V₀ + 231 (W-2) longitud de X

Donde: V₀ = Capacidad de la Hoja Recta u Orientable

V_u = Capacidad de la Hoja S-U u Hoja U Recta

W = Ancho de la hoja sin cantoneras

H = Altura de la hoja incluyendo las secciones superiores de perfil biselado, etc.

Z = Longitud de los Ranzos paralelos al ancho de la hoja

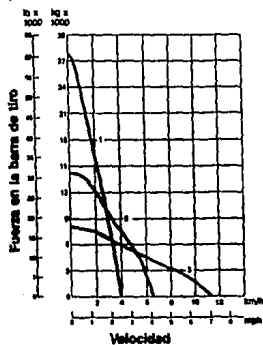
X = Ángulo de los Ranzos

Tome en cuenta que la capacidad de la Hoja U es el volumen de material que acarrea una Hoja Recta de las mismas dimensiones, más el volumen de la concavidad de la Hoja U. Estas tienen por objeto hacer comparaciones relativas de tamaños de hojas, y no pronosticar capacidades ni productividad en condiciones reales de trabajo.

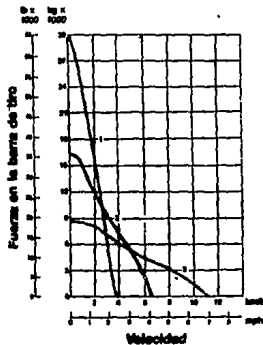
**Peso de embarque — El conjunto total de la hoja incluye: hoja, brazos de empuje o basidor en "C", tirantes, cilindros, tuberías hidráulicas, muñones y montajes del cilindro de inclinación.

Gráficas de fuerza en la barra de tiro vs velocidad de desplazamiento.

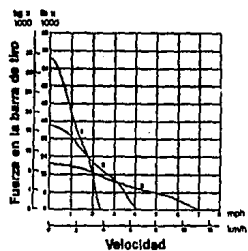
D6H Serie II
Embragues y Frenos de Dirección
(servotransmisión)



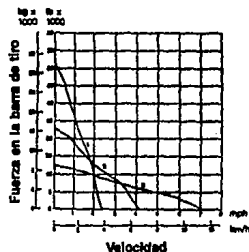
D6H Serie II
Dirección de Diferencial (optativa)



D6H LQP Serie II
Embragues y Frenos de Dirección
(servotransmisión)



D6H LQP Serie II
Dirección de Diferencial (optativa)

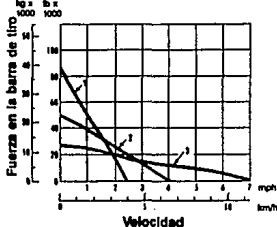


Clave:

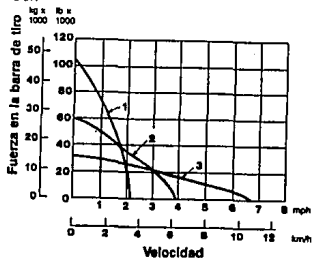
- 1 - 18.
- 2 - 28.
- 3 - 38.

Nota: La fuerza de arrastre utilizable depende del peso y tracción del tractor.

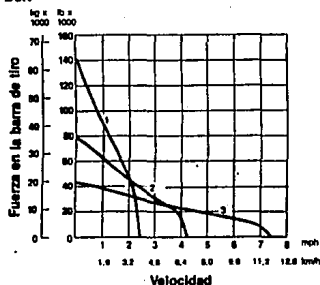
**D7H Serie II y
D7H LGP Serie II**



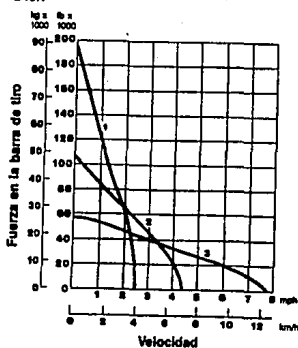
D8N



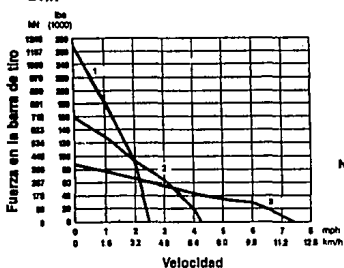
D9N



D10N



D11N



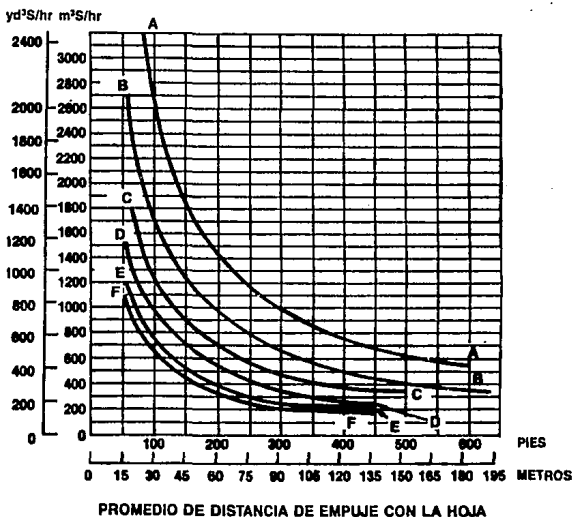
Clave:

- 1 - 1a.
- 2 - 2a.
- 3 - 3a.

Nota: La fuerza de arrastre utilizable depende del peso y tracción del tractor. Los tractores con rueda motriz elevada pueden proporcionar hasta un 15% de tracción más eficiente que los tractores con tren de rodaje estándar.

Gráficas para el cálculo de la producción con hojas.

- Hojas Universales "U".



Clave:

A - D11N-11U

B - D10N-10U

C - D9N-9U

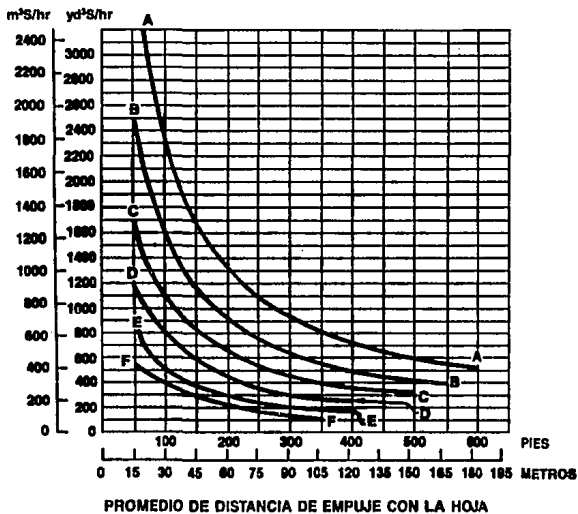
D - D8N-8U

E - D7H-7U

F - D7G-7U

Nota: Gráfica basada en gran número de pruebas y estudios en condiciones y trabajos diversos (Consulte los factores de corrección anteriormente mencionados).

- Hojas Semiuniversales "SU"



Clave:

- A - D11N-11SU
- B - D10N-10SU
- C - D9N-9SU
- D - D8N-8SU
- E - D7H-7SU
- F - D6H-6SU

Nota: Gráfica basada en gran número de pruebas y estudios en condiciones y trabajos diversos (Consulte los factores de corrección anteriormente mencionados).

Velocidades de desplazamiento.

MODELO CON SERVOTRANS.	D6H Serie II D6H BPS Serie II		Dirección de Diferen. D6H Serie II D6H BPS Serie II	
	km/h	mph	km/h	mph
VEL DE AVANCE				
1a	3,7	2,3	3,8	2,3
2a	8,6	4,1	8,6	4,1
3a	11,3	7,0	11,4	7,1
VEL DE RETROCESO				
1a	4,5	3,0	4,8	3,0
2a	8,4	5,2	8,4	5,2
3a	14,4	8,8	14,4	8,8

MODELO CON SERVOTRANS.	D7H Serie II D7H BPS Serie II		Dirección de Diferen. D7H Serie II D7H BPS Serie II		D8N		D9N		D10N		D11N	
	km/h	mph	km/h	mph	km/h	mph	km/h	mph	km/h	mph	km/h	mph
VEL DE AVANCE												
1a	3,9	2,4	3,7	2,3	3,5	2,2	3,9	2,5	4,0	2,5	3,8	2,4
2a	6,8	4,2	6,5	4,0	6,2	3,9	6,9	4,3	7,1	4,4	6,8	4,2
3a	11,9	7,4	11,1	6,9	10,8	6,7	12,1	7,5	12,5	7,7	11,6	7,2
VEL DE RETROCESO												
1a	4,8	3,0	4,6	2,9	4,7	2,8	4,8	3,0	5,0	3,1	4,7	2,9
2a	8,4	5,2	8,0	5,0	8,1	5,0	8,5	5,3	8,9	5,5	8,2	5,1
3a	14,3	8,9	13,7	8,5	13,8	8,7	14,8	9,2	15,6	9,7	14,1	8,9

- Ejemplo para el cálculo de la producción con hoja a través de ra
glas y fórmulas.

Encontrar la producción media por hora de un D9N/9SU (con cilindro de inclinación) que mueve, a través del método de zanja, arcilla compacta a una distancia de 60 m. cuesta arriba, con una peñ
diente del 10%.

La densidad del material suelto es de 1600 Kgm³/s. El operado
o es mediano. La eficiencia de trabajo se calcula que es de 40 -
minutos por hora.

La producción máxima sin corregir es:

$$P = 497 \text{ m}^3/\text{Hr} \text{ (Gráfica de producción con hojas)}$$

Factores de corrección:

- Arcilla compacta

0.80

- Corrección por pendiente	0.80
- Método de zanja	1.20
- Eficiencia de trabajo	0.67
- Operador	0.75
- Corrección de densidad (1370/1600)	0.86

Finalmente se tiene que:

Producción = Producción sin corregir x Factores de corrección

$$P = 497 (0.80)(0.80)(1.20)(0.75)(0.67)(0.86) = 164.95 \text{ m}^3/\text{Hr.}$$

- Cargadores de cadenas.

Factores para determinar el tiempo del ciclo de un cargador frontal sobre cadenas.

Para encontrar las cargas por hora de un cargador de cadenas, tiene que ser determinado el tiempo del ciclo, que es una suma de los tiempos siguientes:

Tiempo de carga + Tiempo de maniobras + Tiempo del viaje + Tiempo de descarga

Tiempo de descarga.

Material	Minutos
Agregados uniformes	de 0.03 a 0.05
Agregados húmedos mezclados	de 0.04 a 0.06
Marga húmeda	de 0.05 a 0.07
Tierra vegetal, rocas y raíces	de 0.05 a 0.20
Materiales cementados	de 0.10 a 0.20

Tiempo de maniobras.

Dentro de este está incluido el recorrido básico, cuatro cambios de sentido de marcha y los giros. Este es de 0.22 min. cuando se trabaja a toda marcha y el operador es bueno.

Tiempo del viaje.

En la carga y acarreo está compuesto por el tiempo de acarreo y el de regreso. Este tiempo se puede calcular mediante las gráficas.

cas del tiempo de viaje.

Tiempo de descarga.

Este tiempo es dependiente del tamaño y resistencia del vehículo o tolva en que es vaciado el material, puede variar de 0.00 a 0.10 min. Para la descarga en camiones para carretera, los tiempos típicos son de 0.04 a 0.07 min.

Minutos que se deben sumar (+) o restar (-) al tiempo básico del ciclo.

Materiales

Diferentes tamaños	(+) 0.02
Hasta de 3 mm.	(+) 0.02
De 3 mm. a 20 mm.	(-) 0.02
De 20 mm. a 150 mm.	0.00
De 150 mm. y más	(+) 0.03 y más
Desde el banco o fragmentado	(+) 0.04 y más

Montón

Apilado con transportador o con hoja de 3 m. o más.	0.00
Apilado con transportador o con hoja de 3 m. o menos	(+) 0.01
Descargado por un camión	(+) 0.02

Diversos

Camiones y cargadores de varios propietarios en común	Hasta (-) 0.04
Camiones con propietarios independientes	Hasta (+) 0.04
Operación continua	Hasta (-) 0.04
Operación intermitente	Hasta (+) 0.04
Tolva pequeña	Hasta (+) 0.04
Tolva frágil	Hasta (+) 0.05




Con los factores anteriores y las condiciones reales de la obra señalada se podrá calcular el tiempo del ciclo.

Factor de llenado del cucharón.

Ahora se señalaran las cantidades aproximadas del material como porcentaje de la carga de diseño del cucharón que el cargador moverá durante un ciclo. A este se le conoce como factor de llenado del cucharón.

Material en estado suelto	Factor de llenado
Agregados mezclados húmedos	95% - 110%
Agregados uniformes	95% - 110%
De 3 mm. a 9 mm.	90% - 110%
De 12 mm. a 20 mm.	90% - 110%
De 24 mm. y mayores	90% - 110%
Material dinamitado	
Bien dinamitado	80% - 95%
Regular	75% - 90%
Mal dinamitado	60% - 75%
Varies	
Mezclas con tierra y piedras	100% - 120%
Marga húmeda	100% - 120%
Tierra vegetal, piedras y raíces	80% - 100%
Material cementado	85% - 100%

Especificaciones de cargadores de cadenas.

	 953		 963		 973	
Potencia en el volante	82 kW	110 HP	112 kW	150 HP	157 kW	210 HP
Peso en orden de trabajo	14 098 kg	31,086 lb	18 366 kg	40,490 lb	24 902 kg	54,999 lb
Medida de motor	3204		3384		3308	
RPM clasificadas del motor	2400		2200		2200	
Calibre	114 mm	4,5"	121 mm	4,78"	121 mm	4,75"
Carras	127 mm	5"	152 mm	6"	152 mm	6"
Cantidad de cilindros	4		4		6	
Cilindrada	5,2 L	318 pulg ³	7,0 L	425 pulg ³	10,5 L	638 pulg ³
Velocidades de avance	km/h	mph	km/h	mph	km/h	mph
1a.	0-10,35	0-6,4	0-10,1	0-6,0	0-10,3	0-6,4
2a.	Infinito		Infinito		Infinito	
3a.	variable		variable		variable	
De retroceso*						
1a.	0-10,35	0-6,4	0-10,1	0-6,0	0-10,3	0-6,4
2a.	Infinito		Infinito		Infinito	
3a.	variable		variable		variable	
Ciclo hidráulico en segundos, cucharón vacío:						
Levantamiento	7,4		6,2		7,4	
Descarga	1,5		1,3		1,4	
Descenso (fibre, cuch. vacío)	3,0		2,3		2,8	
Total	11,9		9,8		11,4	
Rodillos de cadena (cada lado)	6		6		7	
Ancho de la zapata estándar	380 mm	15"	450 mm	17,7"	500 mm	19,7"
Longitud de cadena en el suelo	2,285 m	7'6"	2,454 m	8'1"	2,917 m	9'7"
Área de contacto con el suelo (con zapatas estándar)	1,74 m ²	2784 pulg ²	2,21 m ²	3423 pulg ²	2,82 m ²	4323 pulg ²
Presión sobre el suelo	78,2 kPa	11,3 lb/pulg ²	80,9 kPa	11,7 lb/pulg ²	83,0 kPa	12,0 lb/pulg ²
Despajo sobre el suelo	377 mm	14,8"	439 mm	17,0"	456 mm	18,0"
Entrevis	1,80 m	5'11"	1,85 m	6'0,8"	2,08 m	6'10"
Ancho sin cucharón	2,18 m	7'2"	2,30 m	7'6"	2,58 m	8'6"
Capacidad del tanque de combustible	192 L	51 gal/EUA	261 L	69 gal/EUA	358 L	94 gal/EUA
Capacidad del sistema hidráulico	58 L	15,3 gal/EUA	60 L	16 gal/EUA	80 L	21 gal/EUA
Con Zapatas de Cadena						
(Especificaciones diferentes a las anteriores)	953		963		973	
Peso en orden de trabajo	14 362 kg	31,661 lb	18 638 kg	41,062 lb	25 534 kg	56,293 lb
Ancho de zapata	500 mm	20"	550 mm	21,7"	675 mm	26,6"
Área de contacto con el suelo	2,30 m ²	3558 pulg ²	2,70 m ²	4164 pulg ²	3,84 m ²	5104 pulg ²
Presión sobre el suelo	60,6 kPa	8,8 lb/pulg ²	67,2 kPa	9,7 lb/pulg ²	63,0 kPa	9,1 lb/pulg ²
Entrevis	1,80 m	5'11"	1,85 m	6'0,8"	2,08 m	6'10"
Ancho sin cucharón	2300 mm	7'6"	2400 mm	7'10"	2755 mm	9'0"

Para un resumen de las normas SAE a las que se adhiera Caterpillar, consulte la sección de Cargadores de Ruedas en esta publicación.

Capacidades y desempeño del 953.

Cucharon:	USO MULTIPLE Segmentos empern. y Dientes Largos		USO GENERAL con Cuchilla Empernable		USO MULTIPLE con Cuchilla Empernable	
Capacidad nominal (colmado)	1,5 m ³	2,0 yd ³	1,75 m ³	2,3 yd ³	1,5 m ³	2,0 yd ³
Capacidad a ras	1,34 m ³	1,75 yd ³	1,53 m ³	2,00 yd ³	1,34 m ³	1,75 yd ³
Cuchilla	Recta		Recta		Recta	
Ancho del cucharón=	2378 mm	93,8"	2380 mm	94"	2378 mm	93,8"
Dientes	8, optativos, empernables con puntas reemplazables		8, optativos, empernables con puntas reemplazables		8, optativos, empernables con puntas reemplazables	
Alcance máx. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	2649 mm	8'8"	2829 mm	9'3"	2649 mm	8'8"
Alcance a un ángulo de 45° y a una altura de 2133 mm/7'	1435 mm	4'8"	1587 mm	5'2"	1435 mm	4'8"
Alt. de desc. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	1025 mm	40,4"	1058 mm	41,6"	1025 mm	40,4"
Profundidad de excavación	163 mm	7,2"	133 mm	5,2"	163 mm	7,2"
Longitud total	6040 mm	19'10"	5722 mm	18'9"	5897 mm	19'4"
Altura total	4854 mm	15'11"	4905 mm	16'1"	4854 mm	15'11"
Carga límite de equilibrio estático**	7556 kg	16.888 lb	8667 kg	19.108 lb	7632 kg	16.826 lb
Fuerza de desprendimiento*	9299 kg	20.505 lb	10 941 kg	24.124 lb	9360 kg	20.838 lb
Peso en orden de trabajo**	14 710 kg	32.430 lb	14 116 kg	31.128 lb	14 850 kg	32.298 lb

Cucharon:	USO GENERAL Dientes empern.		USO MULTIPLE Dientes empern.		USO GENERAL Segmentos empern. y Dientes Largos	
Capacidad nominal (colmado)	1,5 m ³	2,0 yd ³	1,35 m ³	1,8 yd ³	1,75 m ³	2,3 yd ³
Capacidad a ras	1,28 m ³	1,68 yd ³	1,12 m ³	1,47 yd ³	1,53 m ³	2,00 yd ³
Cuchilla	Recta		Recta		Recta	
Ancho del cucharón=	2380 mm	94"	2380 mm	94"	2378 mm	94"
Dientes	8, optativos, empernables con puntas reemplazables		8, optativos, empernables con puntas reemplazables		8, optativos, empernables con puntas reemplazables	
Alcance máx. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	2894 mm	9'6"	2718 mm	8'11"	2829 mm	9'3"
Alcance a un ángulo de 45° y a una altura de 2133 mm (7')	1558 mm	5'1"	1442 mm	4'9"	1587 mm	5'2"
Alt. de desc. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	1017 mm	40,0"	982 mm	39,1"	1058 mm	41,6"
Profundidad de excavación	108 mm	4,2"	158 mm	6,2"	133 mm	5,2"
Longitud total	5967 mm	19'3"	6040 mm	19'10"	5897 mm	19'3"
Altura total	4905 mm	16'1"	4854 mm	15'11"	4905 mm	16'1"
Carga límite de equilibrio estático**	8749 kg	19.286 lb	7872 kg	16.914 lb	8588 kg	18.834 lb
Fuerza de desprendimiento*	11 971 kg	26.395 lb	10 133 kg	22.344 lb	10 879 kg	23.988 lb
Peso en orden de trabajo**	14 096 kg	31.080 lb	14 832 kg	32.281 lb	14 178 kg	31.283 lb

*Los dientes empernables aumentan el ancho del cucharón 53 mm (2,1"). La cuchilla empernable aumenta el ancho del cucharón 17 mm (0,67").

**La fuerza de desprendimiento se mide 100 mm (3,94") detrás de la punta de la cuchilla con el pasador del cucharón como se ve en el foto.

**El peso en orden de trabajo incluye el refrigerante, lubricantes, tanque lleno de combustible, cabina ROPS, cucharón de Uso Multiple y operador de 90 kg (176 lb).
NOTA: La versión BPS está disponible también con cucharón de uso múltiple.

Se puede afectar la estabilidad de la máquina añadiéndole otros accesorios. Surte o reese los siguientes pesos en orden de trabajo y de la carga límite de equilibrio estático:

	Cambio en el peso en orden de trabajo		Cambio en la carga límite de equil. estático con cuch. de USO general	
	kg	lb	kg	lb
Sin techo ni cabina ROPS	-409	- 902	- 413	- 811
Sólo techo ROPS (sin cabina)	-183	- 403	- 183	- 404
Desgarrador (incluye la hidráulica trasera)	+631	+1392	+1201	+2646
Acondicionador de aire	+108	+ 239	+ 155	+ 342
Parachoques	+129	+ 208	+ 283	+ 623
Zapatillas anchas	+264	+ 581	+ 171	+ 378
Dientes largos	+103	+ 228	- 136	- 299

Capacidades y desempeño del 963.

Cucharon:	USO MULTIPLE Segmentos empem. y Dientes Largos		USO GENERAL con Cuchilla Empemable		USO MULTIPLE con Cuchilla Empemable	
Capacidad nominal (colmado)	1,9 m ³	2,5 yd ³	2,2 m ³	2,9 yd ³	2,0 m ³	2,6 yd ³
Capacidad a ras	1,55 m ³	2,18 yd ³	1,87 m ³	2,54 yd ³	1,71 m ³	2,22 yd ³
Cuchilla	Recta		Recta		Recta	
Ancho del cucharón*	2482 mm	98"	2482 mm	98"	2482 mm	98"
Dientes	8, optativos, empemables con puntas reemplazables		8, optativos, empemables con puntas reemplazables		8, optativos, empemables con puntas reemplazables	
Alcance máx. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	2899 mm	9'6"	3051 mm	10'0"	2868 mm	9'5"
Alcance a un ángulo de 45° y a una altura de 2133 mm/7'	1587 mm	5'2,5"	1808 mm	5'11"	1597 mm	5'3"
Alt. de desc. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	1070 mm	3'6"	1228 mm	4'0"	1095 mm	3'7"
Profundidad de excavación	202 mm	8"	125 mm	4,8"	207 mm	8,2"
Longitud total	6401 mm	21'0"	6206 mm	20'4"	6263 mm	20'7"
Altura total	6268 mm	17'4"	5307 mm	17'4"	5288 mm	17'4"
Carga límite de equilibrio estático**	10 781 kg	23.724 lb	12 126 kg	26.733 lb	10 745 kg	23.689 lb
Fuerza de desprendimiento*	14 960 kg	32.987 lb	15 572 kg	34.337 lb	14 436 kg	31.635 lb
Peso en orden de trabajo**	19 122 kg	42.156 lb	18 422 kg	40.613 lb	19 097 kg	42.101 lb

Cucharon:	USO GENERAL Dientes empem.		USO MULTIPLE Dientes empem.		USO GENERAL Segmentos empem. y Dientes Largos	
Capacidad nominal (colmado)	2,0 m ³	2,6 yd ³	1,7 m ³	2,25 yd ³	2,2 m ³	2,9 yd ³
Capacidad a ras	1,67 m ³	2,18 yd ³	1,40 m ³	1,83 yd ³	1,62 m ³	2,51 yd ³
Cuchilla	Recta		Recta		Recta	
Ancho del cucharón*	2482 mm	98"	2482 mm	98"	2482 mm	98"
Dientes	8, optativos, empemables con puntas reemplazables		8, optativos, empemables con puntas reemplazables		8, optativos, empemables con puntas reemplazables	
Alcance máx. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	3137 mm	10'3"	2960 mm	9'8"	3080 mm	10'1"
Alcance a un ángulo de 45° y a una altura de 2133 mm (7')	1779 mm	5'10"	1888 mm	6'2"	1779 mm	5'10"
Alt. de desc. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	1168 mm	3'10"	1045 mm	3'5"	1199 mm	3'11"
Profundidad de excavación	95 mm	3,7"	177 mm	7"	120 mm	4,7"
Longitud total	6346 mm	20'10"	6401 mm	21'0"	6346 mm	20'10"
Altura total	5307 mm	17'6"	5268 mm	17'4"	5307 mm	17'6"
Carga límite de equilibrio estático**	12 322 kg	27.186 lb	10 857 kg	23.835 lb	12 150 kg	26.787 lb
Fuerza de desprendimiento*	17 337 kg	38.227 lb	18 009 kg	39.300 lb	16 167 kg	35.649 lb
Peso en orden de trabajo**	18 336 kg	40.490 lb	19 041 kg	41.878 lb	18 447 kg	40.668 lb

*Los dientes empemables aumentan el ancho del cucharón 56,2 mm (2,2"). La cuchilla empemable aumenta el ancho del cucharón 33 mm (1,30").

**La fuerza de desprendimiento se mide 100 mm (3,94") detrás de la punta de la cuchilla con el pasador del cucharón como eje pivote.

**El peso en orden de trabajo incluye el refrigerante, lubricantes, tanque lleno de combustible, cabina ROPS, cucharón de Uso Multiple y operador de 80 kg (176 lb).

Se puede afectar la estabilidad de la máquina afectándole otros accesorios. Suma o resta los siguientes pesos del peso en orden de trabajo y de la carga límite de equilibrio estático:

	Cambio en el peso en orden de trabajo		Cambio en la carga límite de equil. estático con cuch. de USO general	
	kg	lb	kg	lb
Sin techo ni cabina ROPS	-475	-1048	- 573	-1264
Sólo techo ROPS (sin cabina)	-168	- 371	- 192	- 423
Desgarrador (incluye la hidráulica trasera)	+726	+1600	+1615	+3580
Acondicionador de aire	+106	+ 234	+ 169	+ 373
Parachoques	+151	+ 332	+ 326	+ 718
Zapatillas anchas	+273	+ 602	+ 165	+ 366
Dientes largos	+152	+ 334	- 203	- 448

Capacidades y desempeño del 973.

	USO GENERAL Con Dientes Largos y Cucharon: Segmentos Emp.		USO MULTIPLE Con Dientes Largos y Segmentos Emp.		USO GENERAL Con Cuchilla Empornable		USO MULTIPLE Con Cuchilla Empornable	
Capacidad nominal (colmado)	3,2 m ³	4,2 yd ³	2,9 m ³	3,8 yd ³	3,2 m ³	4,2 yd ³	2,9 m ³	3,8 yd ³
Capacidad a ras	2,77 m ³	3,62 yd ³	2,56 m ³	3,34 yd ³	2,77 m ³	3,62 yd ³	2,56 m ³	3,34 yd ³
Cuchilla	Recta		Recta		Recta		Recta	
Ancho de cucharón=	2654 mm	8'4"	2710 mm	8'11"	2654 mm	8'4"	2710 mm	8'11"
Dientes	8, optativos, empornables con puntas reemplazables		8, optativos, empornables con puntas reemplazables		8, optativos, soldados con puntas reemplazables		8, optativos, empornables con puntas reemplazables	
Alcance máx. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	3266 mm	10'9"	2965 mm	9'8"	3266 mm	10'9"	2965 mm	9'8"
Alcance a un ángulo de 45° y a una altura de 2133 mm (7')	2029 mm	6'8"	1861 mm	6'1"	2029 mm	6'8"	1861 mm	6'1"
Alt. de desc. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	1375 mm	4'6"	1324 mm	4'4"	1375 mm	4'6"	1324 mm	4'4"
Profundidad de excavación	146 mm	5,8"	241 mm	9,8"	146 mm	5,8"	241 mm	9,5"
Longitud total	7123 mm	23'4"	7318 mm	24'1"	6942 mm	22'8"	7221 mm	23'6"
Altura total	5785 mm	19'0"	5894 mm	19'4"	5785 mm	19'0"	5894 mm	19'4"
Carga límite de equilibrio estático**	16 503 kg	36.383 lb	13 930 kg	30.711 lb	16 606 kg	36.808 lb	14 114 kg	31.118 lb
Fuerza de desprendimiento*	20 040 kg	44.188 lb	18 609 kg	41.223 lb	20 185 kg	44.507 lb	16 595 kg	36.591 lb
Peso en orden de trabajo**	25 037 kg	55.198 lb	26 205 kg	57.772 lb	24 894 kg	54.662 lb	26 067 kg	57.457 lb

	USO GENERAL con Dientes Empornables		USO MULTIPLE con Dientes Empornables		PARA ROCA con Dientes Soldados a Ras		PARA ACERIAS Sin Segmentos	
Capacidad nominal (colmado)	2,9 m ³	3,75 yd ³	2,9 m ³	3,40 yd ³	2,8 m ³	3,75 yd ³	2,5 m ³	3,25 yd ³
Capacidad a ras	2,41 m ³	3,16 yd ³	2,19 m ³	2,87 yd ³	2,46 m ³	3,21 yd ³	2,03 m ³	2,65 yd ³
Cuchilla	Recta		Recta		En "V"		Recta	
Ancho del cucharón=	2654 mm	8'4"	2710 mm	8'11"	2708 mm	8'10,8"	2714 mm	8'11"
Dientes	8, optativos, empornables con puntas reemplazables		8, optativos, empornables con puntas reemplazables		8, optativos, soldados con puntas reemplazables		8, soldados soldados con puntas reemplazables	
Alcance máx. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	3340 mm	10'11"	3044 mm	9'11"	3014 mm	9'10"	2986 mm	9'8,6"
Alcance a un ángulo de 45° y a una altura de 2133 m (7')	2005 mm	6'7"	1859 mm	6'1"	2023 mm	6'8"	1784 mm	5'9"
Alt. de desc. a levant. máx. y a un ángulo de 45°	1328 mm	4'4"	1287 mm	4'2"	1454 mm	4'9"	1237 mm	4'1"
Profundidad de excavación	118 mm	4,6"	211 mm	8,3"	118 mm	4,6"	118 mm	4,6"
Longitud total	7123 mm	23'4"	7318 mm	24'1"	7296 mm	23'11"	7572 mm	24'10"
Altura total	5735 mm	18'9"	5894 mm	19'4"	5726 mm	18'9"	5825 mm	19'1,3"
Carga límite de equilibrio estático**	16 788 kg	37.010 lb	14 120 kg	31.130 lb	16 679 kg	36.768 lb	18 470 kg	40.726 lb
Fuerza de desprendimiento*	21 760 kg	47.961 lb	17 999 kg	39.626 lb	18 065 kg	41.223 lb	20 758 kg	45.766 lb
Peso en orden de trabajo**	24 902 kg	54.899 lb	26 066 kg	57.510 lb	24 906 kg	54.912 lb	27 551 kg	60.740 lb

* Los dientes empornables aumentan el ancho del cucharón 53,8 mm (2,1"). La cuchilla empornable aumenta el ancho del cucharón 19 mm (0,74").

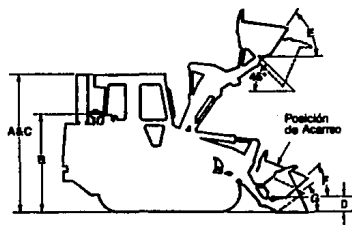
** La fuerza de desprendimiento se mide 100 mm (3,94") detrás de la punta de la cuchilla con el pañador del cucharón como eje pivote.

** El peso en orden de trabajo incluye el refrigerante, lubricantes, tanques lleno de combustible, cabina ROPS, cucharón de Uso Múltiple y operador de 80 kg (176 lb).

Se puede seleccionar la estabilidad de la máquina añadiéndole otros accesorios. Suma o resta los siguientes pesos del peso en orden de trabajo y de la carga límite de equilibrio estático:

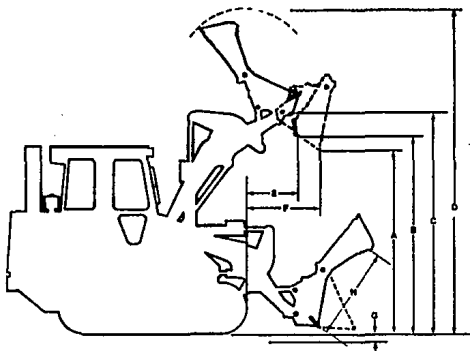
	Cambio en el peso en orden de trabajo		Cambio en la carga límite de equil. estát.	
	kg	lb	kg	lb
Sin cabina ROPS	- 485	- 1070	- 545	- 1202
Sólo techo ROPS (sin cabina)	- 175	- 385	- 208	- 459
Desgarrador (incluye la hidráulica trasera)	+ 1226	+ 2707	+ 2843	+ 6268
Acondicionador de aire	+ 107	+ 236	+ 186	+ 408
Parachoques	+ 151	+ 332	+ 345	+ 761
Zapatillas anchas	+ 632	+ 1394	+ 476	+ 1050
Dientes largos	+ 223	+ 492	- 305	- 672

Dimensiones de los cargadores con el cucharón de uso general más pequeño.



	953		963		973	
A Altura hasta el tubo de escape	3,078 m	10'1"	3,300 m	10'10"	3,357 m	11'0"
B Altura hasta el respaldo del asiento	2,347 m	7'8"	2,557 m	8'4"	2,681 m	8'10"
C Altura hasta el techo ROPS	3,078 m	10'1"	3,300 m	10'10"	3,423 m	11'3"
D Altura hasta el pasador del cucharón en posición de acarreo	424 mm	16,7"	467 mm	18,4"	492 mm	19,4"
E Plegado máx. e altura máxima	56°		60°		60°	
F Plegado a la altura de acarreo	48°		50°		50°	
G Plegado en el suelo	41°		42°		42°	
Angulo para nivelación	74°		68°		66°	
Ancho sin cucharón (cadena est.)	2,18 m	7'2"	2,30 m	7'6"	2,58 m	8'6"
(cadena opt.)	2,30 m	7'6"	2,40 m	7'10"	2,78 m	9'2"

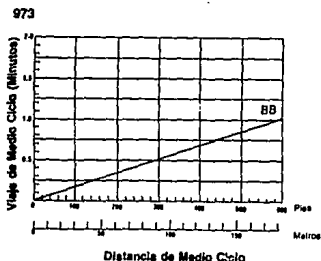
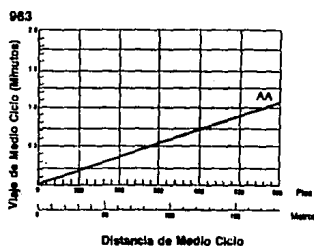
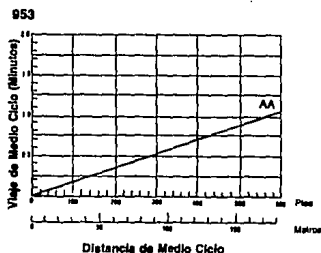
Dimensiones del cucharón de uso múltiple con la cuchilla solamente



	953		963		973	
A Altura de descarga por el frente*	2,72 m	8'11"	2,96 m	9'8"	3,04 m	9'11"
B Altura de descarga por el fondo*	3,18 m	10'5"	3,43 m	11'3"	3,65 m	12'0"
C Altura al pasador del cucharón*	3,60 m	11'10"	3,92 m	12'10,4"	4,22 m	13'10"
D Altura total	5,37 m	17'6"	5,82 m	19'8"	6,52 m	21'4"
E Alcance de descarga por el fondo	540 mm	21,3"	612 mm	24,1"	721 mm	28,4"
F Alcance de descarga por el frente*	992 mm	3'3"	1,04 m	3'8"	1,29 m	4'2,7"
G Profundidad de excavación	158 mm	6,2"	177 mm	7"	211 mm	8,3"
H Apertura del cucharón	1,14 m	3'9"	1,26 m	4'1,5"	1,38 m	4'6"
Alcance a 2133 mm (7'0") de alto*	1,44 m	4'9"	1,59 m	5'2"	1,66 m	5'1"
Plegado hacia atrás a nivel del suelo		43°		45°		46°
Fuerza de cierre, quijada a la cuchilla	71,8 kN	16.134 lb	72,3 kN	16.250 lb	89,0 kN	20.000 lb
Peso del cucharón y la hidráulica adicional**	1413 kg	3115 lb	1843 kg	4064 lb	2829 kg	6237 lb

*Descarga a 45° y a levantamiento máximo.
 El operador pueda preferir inclinar el cucharón hacia adelante al descargar por el fondo.
 **El 931C Serie II lleva 256 kg (564 lb) adicionales de contrapeso en las ruedas motrices.

Gráficas de tiempo de recorrido.



GRAFICAS DEL TIEMPO DE VIAJE

Condiciones:

- Sin pendientes.
- Las velocidades de la máquina cargada y vacía son esencialmente iguales.
- La posición del cucharón es constante durante el viaje.
- No se incluye el tiempo de viaje durante la porción de maniobras del ciclo.
- El tiempo de aceleración se considera en el tiempo de maniobra.

Tiempo de viaje (en minutos) =

$$\text{Métrico} = \frac{\text{total de metros recorridos}}{\text{velocidad (en km/h)} \times 16,67}$$

$$\text{Inglés} = \frac{\text{total de pies recorridos}}{\text{velocidad (en mph)} \times 88}$$

CLAVE

AA — La velocidad hidrostática máxima en avance y retroceso es de 10,3 km/h (6,4 mph)

BB — La velocidad hidrostática máxima en avance y retroceso es de 10,0 km/h (6,0 mph)

Tabla para calcular la producción con carga útil en m³ o yd³ en el banco y con una eficiencia del 100%.

Tamaño de cucharón (m ³ o yd ³)		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Tiempo de ciclo centésimos de minuto	Ciclos por hora	La parte sin sombreado muestra la gama de trabajo media								
		0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
0,25	240	240	300	400	600	720	840	960		
0,30	200	200	300	400	600	800	900	900		
0,35	171	171	267	342	428	518	599	684	792	
0,40	150	150	225	300	375	450	525	600	675	750
0,45	133	133	200	268	332	400	466	530	600	665
0,50	120	120	180	240	300	360	420	480	540	600
0,55	109	109	164	218	272	326	382	436	490	545
0,60	100	100	150	200	250	300	350	400	450	500
0,65	92	92	138	184	230	276	322	368	414	460

Ejemplo:

Condiciones

Máquina 973
 Tamaño del cucharón 2.9 m³
 Material Agregados húmedos mezclados
 Factor de llenado del cucharón 1.10
 Distancia de acarreo 50 m
 Punto de descarga Tolva

Tiempos

Tiempo de carga 0.04 min.
 Tiempo de maniobras 0.22 min.
 Tiempo de viaje (Gráficas) 0.60 min.
 Tiempo de descarga 0.05 min.
Total 0.91 min.

Si se considera que la eficiencia es del 100%, entonces el número de ciclos por hora es:

$$\frac{60 \text{ min./Hr}}{0.91 \text{ min./ciclo}} = 66 \text{ ciclos}$$




y la carga por ciclo es:

$$2.9 \text{ m}^3 \times 1.10 \times 0.85 \text{ (Factor de carga)} = 2.71 \text{ m}^3$$

Finalmente la producción es:

$$P = 2.71 \text{ m}^3 \times 66 \text{ ciclos/Hr} = 178.96 \text{ m}^3 \text{ B/Hr}$$

Especificaciones de motoescrapas.

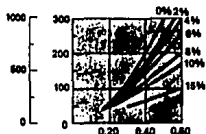
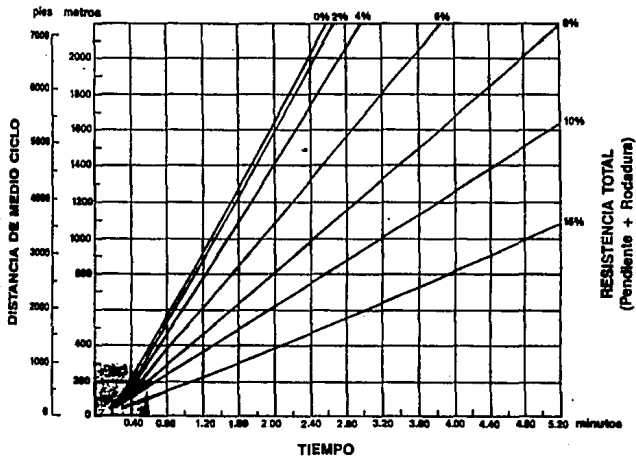
MODELO	 627E		 637E		 657E	
Potencia en el volante: Tractor	246,2 kW	330 HP	336 kW	450 HP	410 kW	550 HP
Tralla	188 kW	225 HP	187 kW	250 HP	286 kW	400 HP
Peso de operación (vacío) *e	35 160 kg	77.513 lb	50 843 kg	112.086 lb	68 660 kg	151.406 lb
Capacidad de la tralla: A ras	10,7 m ³	14 yd ³	16,1 m ³	21 yd ³	24,5 m ³	32 yd ³
coimada	15,3 m ³	20 yd ³	23,7 m ³	31 yd ³	33,6 m ³	44 yd ³
Carga especificada	21 770 kg	48.000 lb	34 020 kg	76.000 lb	47 200 kg	104.000 lb
Distr. del peso — Vacía: Adelante		59%		59%		61%
Atrás		41%		41%		39%
Distr. del peso — Cargada: Adelante		48%		49%		51%
Atrás		52%		51%		49%
Modelo de motor: Tractor		3406		3408		3412
Tralla		3308		3308		3408
RPM indicadas del motor: Tractor		1900		2000		1900
Tralla		2200		2200		1900
Cilindrada: Tractor	14,6 L	891 pulg ³	18,0 L	1099 pulg ³	27,0 L	1649 pulg ³
Tralla	10,5 L	638 pulg ³	10,5 L	638 pulg ³	18,0 L	1099 pulg ³
Velocidad máxima (cargada)	51,3 km/h	32 mph	48 km/h	30 mph	50 km/h	31,1 mph
Círculo de viraje sin paradas	10,9 m	35'8"	12,2 m	40'1"	13,6 m	44'7"
Isentado por cabina o lecho ROPS		—		—	14,5 m	47'7"
Neumáticos: Propulsores del tractor	33,25-29, 26 PR (E-3)		37,25-35, 30 PR (E-3)		37,5R29 Radial e s (E-3)	
de la tralla	33,25-29, 26 PR (E-3)		37,25-35, 30 PR (E-3)		37,5R26 Radial e s (E-3)	
Ancho de corte	3,02 m	9'11"	3,51 m	11'6"	3,85 m	12'6"
Profundidad máxima de corte	333 mm	13,1"	437 mm	17"	680 mm	26"
Espesor máximo al espació	522 mm	20,8"	480 mm	19'8"	533 mm	21"
Capac. de llenado del tanque: Tractor		—		—		—
Tralla	964 L	257 gal/EUA	1220 L	322 gal/EUA	1850 L	438 gal/EUA
DIMENSIONES PRINCIPALES:						
Altura total de la tralla	3,71 m	12'2"	4,29 m	14'1"	4,71 m	15'6"
Distancia entre ejes	7,72 m	25'4"	8,77 m	28'9"	9,92 m	32'7"
Longitud total	12,85 m	42'3"	14,28 m	46'10"	16,2 m	53'6"
Ancho total	3,47 m	11'4"	3,84 m	12'11"	4,35 m	14'4"
Ancho para embarque (brazos de tiro dentro de la caja)		—	3,84 m	12'11"	3,81 m	12'10"
Entrevía de la tralla	2,18 m	7'2"	2,46 m	8'1"	2,85 m	9'4"
Entrevía del tractor	2,21 m	7'3"	2,48 m	8'1"	2,84 m	9'3"
DIMENS. PRINC. DE EMPUJE Y TIRO:						
Peso de operación (vacío) *e	36 620 kg	80.732 lb	52 385 kg	115.487 lb	72 640 kg	160.141 lb
Longitud total	15,2 m	49'7"	18,49 m	60'11"		
Distr. del peso — Vacía: Adelante		60%		60%		61%
Atrás		40%		40%		39%
Distr. del peso — Cargada: Adelante		49%		50%		51%
Atrás		51%		50%		49%

*El peso de operación incluye refrigerante, lubricantes, el tanque lleno de combustible, estructura ROPS, y al operador.

Tiempo de viaje de la 627E - cargada.

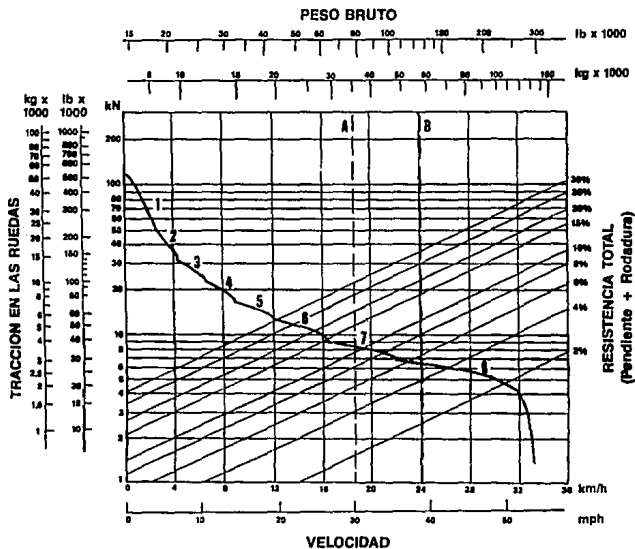
- Neumáticos 33.25-29

- Estándar y de empuje y tiro.



Peso neto del vehiculo: 35 160 kg (77.513 lb) — Estándar
 36 820 kg (80.732 lb) — De empuje y tiro
 Carga útil: 21 770 kg/12.2 m³B (48 000 lb/16.0 yd³B)

Gráfica de tracción en las ruedas, velocidad y pendiente de la 627E.



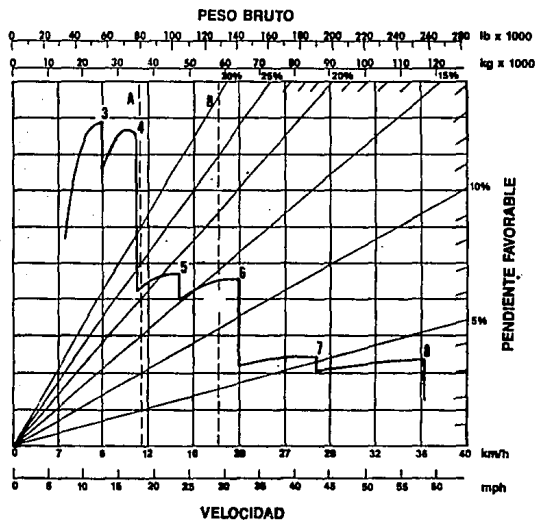
CLAVE

- 1 - 1a. (convertidor de par)
- 2 - 2a. (convertidor de par)
- 3 - 3a.
- 4 - 4a.
- 5 - 5a.
- 6 - 6a.
- 7 - 7a.
- 8 - 8a.

CLAVE

- A - Vacía: 35 160 kg (77.513 lb)
- B - Cargada: 58 930 kg (125.513 lb)

Gráfica de retardación de la 627E.



CLAVE

3 - 3a.
4 - 4a.
5 - 5a.
6 - 6a.
7 - 7a.
8 - 8a.

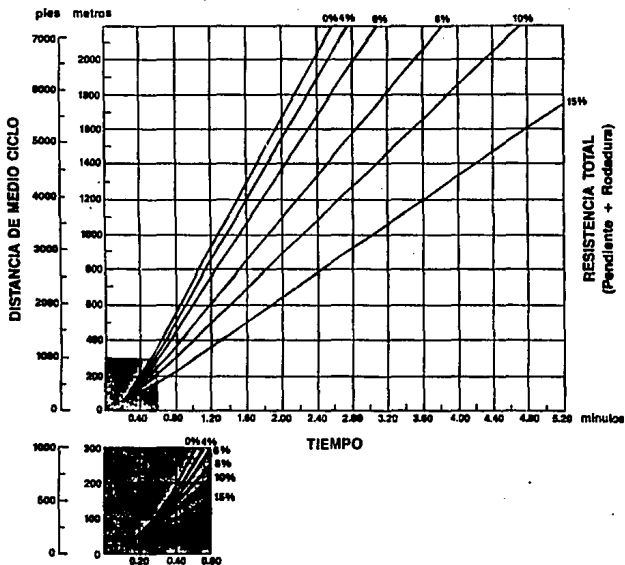
CLAVE

A - Vacía: 35 160 kg (77.513 lb)
B - Cargada: 56 930 kg (125.513 lb)

Tiempo de viaje de la 627E - Vacía.

- Neumáticos 33.25-29.

- Estándar y de empuje y tiro.



Peso neto del vehículo: 35 160 kg (77 513 lb) — Estándar
36 620 kg (80 732 lb) — De empuje y tiro

m³b (yd³b)/hora de la 627E.

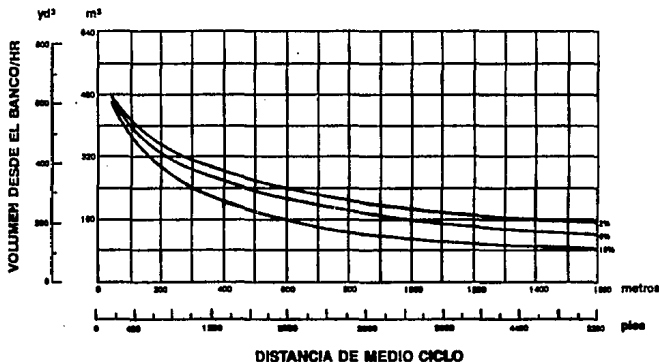
- Neumáticos 33.25-29

DISTANCIA VS PRODUCCION

CONDICIONES: Camino de acarreo plano. Los porcentajes de esta gráfica representan sólo la resistencia a la rodadura.

Eficiencia del 100% (hora de trabajo de 60 minutos).

- Densidad del material: 1780 kg/m³ (3000 lb/yd³).
- Carga útil: 21 770 kg/12,2 m³ (48.000 lb/16,0 yd³).
- Peso neto: 35 180 kg (77.513 lb).
- Tiempo fijo: 1,2 minutos.



m³b (yd³b)/hora de la 627E de empuje y tiro.

- Neumáticos 33.25-29

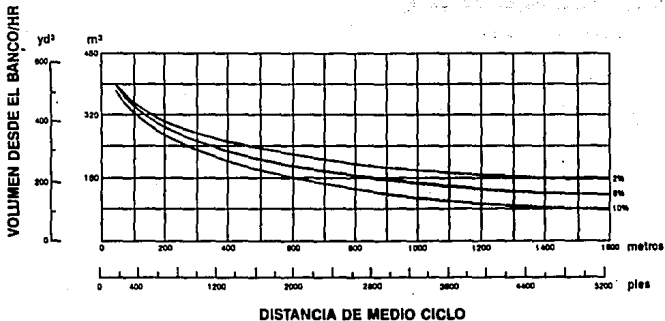
DISTANCIA VS PRODUCCION

CONDICIONES: Camino de acarreo plano. Los porcentajes de esta gráfica representan sólo la resistencia a la rodadura.

Eficiencia del 100% (hora de trabajo de 60 minutos).

- Densidad del material: 1780 kg/m³ (3000 lb/yd³).
- Carga útil: 21 770 kg/12,2 m³ (48.000 lb/16,0 yd³).
- Peso neto: 36 620 kg (80.732 lb).
- Tiempo fijo: 1,5 minutos (carga y tiempo de transferencia de ambas unidades, inclusive).

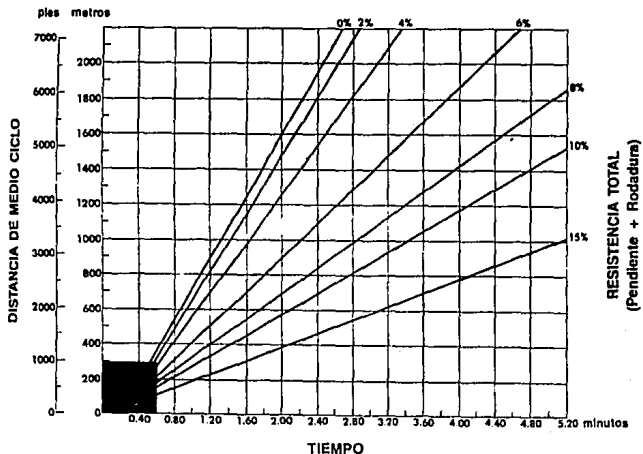
NOTA: Los cálculos de producción son los de un vehículo solamente. Multiplíquelos por 2 para obtener la producción de las unidades de empuje y tiro.

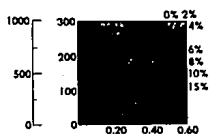


Tiempo de viaje de la 637E - Cargada.

- Neumáticos 37.25-35

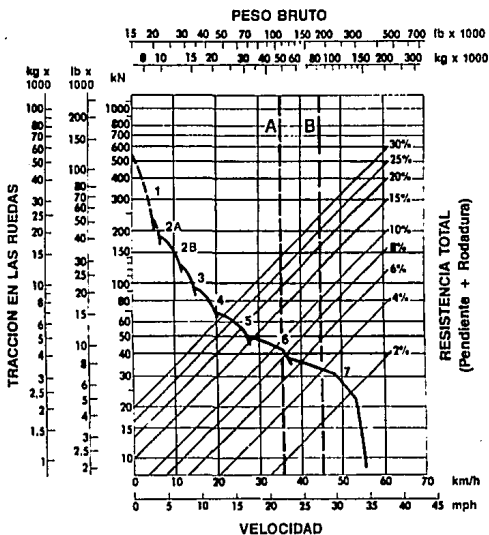
- Estándar y de empuje y tiro





Peso neto del vehículo: 50 843 kg (112 088 lb) — Estándar
 52 385 kg (115.487 lb) — De empuje y tiro
 Carga útil: 34 020 kg/79,1 m³B (75 000 lb/25,0 yd³B)

Gráfica de tracción en las ruedas, velocidad y pendiente de la 637E.



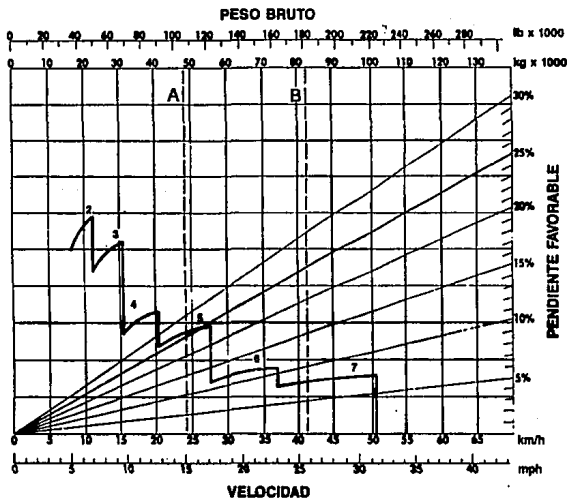
CLAVE

- 1 — 1a. (convertidor de par)
- 2A — 2a. (convertidor de par)
- 2B — 2a.
- 3 — 3a.
- 4 — 4a.
- 5 — 5a.
- 6 — 6a.
- 7 — 7a.

CLAVE

- A — Vacía: 50 843 kg (112 088 lb)
- B — Cargada: 84 863 kg (187 088 lb)

Gráfica de retardación de la 637E.



CLAVE

- 2 — 2a.
- 3 — 3a.
- 4 — 4a.
- 5 — 5a.
- 6 — 6a.
- 7 — 7a.

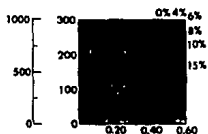
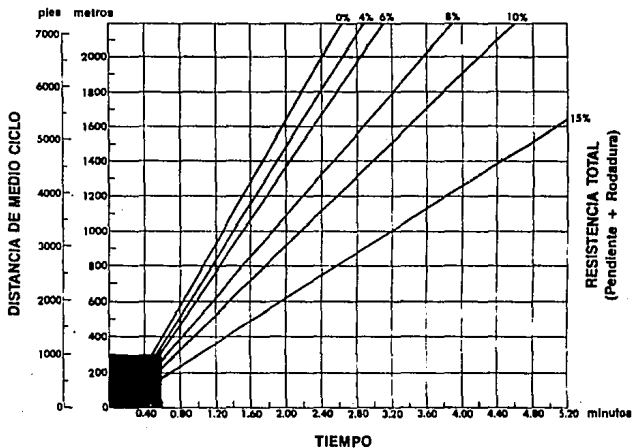
KEY

- A — Vacía: 50 843 kg (112,088 lb)
- B — Cargada: 84 863 kg (187,088 lb)

Tiempo de viaje de la 637E - Vacía.

- Neumáticos 37.25-35

- Estándar y de empuje y tiro



Peso neto del vehículo: 50 843 kg (112.088 lb) — Estándar
52 385 kg (115.487 lb) — De empuje y tiro

m^3b (yd^3b)/hora de la 637

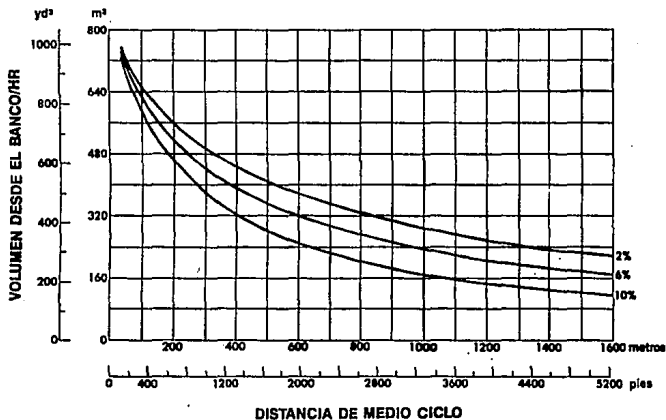
- Neumáticos 37.25-35

DISTANCIA VS PRODUCCION

CONDICIONES: Camino de acarreo plano. Los porcentajes de esta gráfica representan sólo la resistencia a la rodadura.

Eficiencia del 100% (hora de trabajo de 60 minutos).

- Densidad del material: 1780 kg/m^3 (3000 lb/yd^3).
- Carga útil: 34 020 $kg/19,1 m^3$ (75.000 $lb/25,0 yd^3$).
- Peso neto: 50 643 kg (112.088 lb).
- Tiempo fijo: 1,1 minutos.



m³b (yd³b)/hora de la 637E de empuje y tiro.

- Neumáticos 37.25-35

DISTANCIA VS PRODUCCION

CONDICIONES: Camino de acarreo plano. Los porcentajes de esta gráfica representan sólo la resistencia a la rodadura.

Eficiencia del 100% (hora de trabajo de 60 minutos).

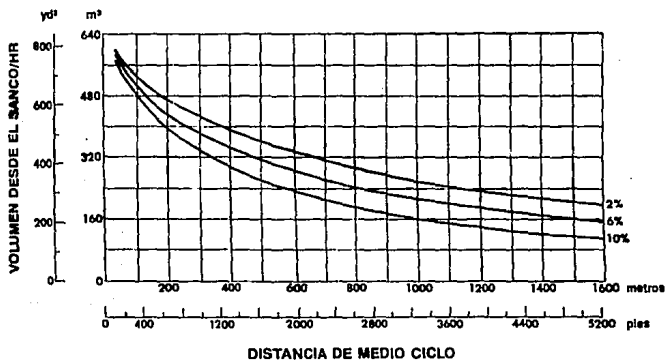
• Densidad de material: 1780 kg/m³ (3000 lb/yd³).

• Carga útil: 34 020 kg/19,1 m³b (75 000 lb/25,0 yd³b).

• Peso neto: 52 385 kg (115 487 lb).

• Tiempo fijo: 1,6 minutos (carga y tiempo de transferencia de ambas unidades, inclusive).

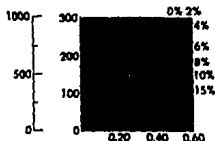
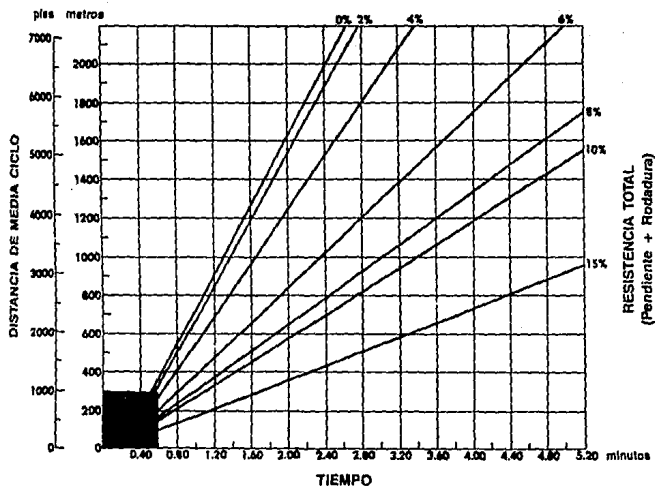
NOTA: Los cálculos de producción son los de un vehículo solamente. Multiplíquelos por 2 para obtener la producción de las unidades de empuje y tiro.



Tiempo de viaje de la 657E - Cargada.

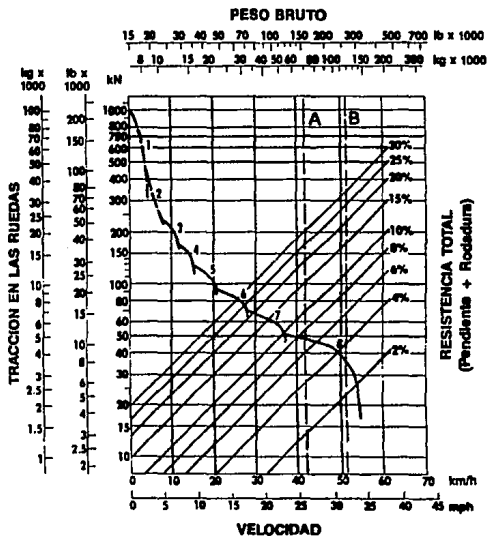
- Neumáticos 37.5R39

- Estándar y de empuje y tiro.



Peso neto del vehículo: 66 860 kg (151.808 lb) — Estándar
 72 840 kg (160.141 lb) — De empuje y tiro
 Carga útil: 47 200 kg/26.5 m³B (104.000 lb/34,6 yd³B)

Gráfica de tracción en las ruedas, velocidad y pendiente de la 657E.



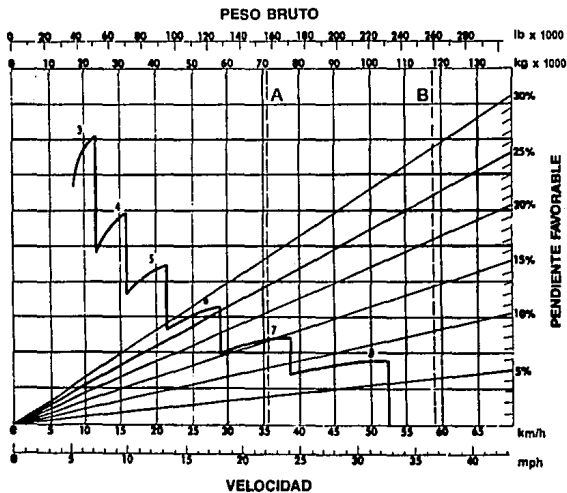
CLAVE

- 1 - 1a. (convertidor de par)
- 2 - 2a. (convertidor de par)
- 3 - 3a.
- 4 - 4a.
- 5 - 5a.
- 6 - 6a.
- 7 - 7a.
- 8 - 8a.

CLAVE

- A - Vacío 68 060 kg (151,808 lb)
- B - Cargado: 118 060 kg (255,808 lb)

Gráfica de retardación de la 657E.



CLAVE

- 3 — 3a.
- 4 — 4a.
- 5 — 5a.
- 6 — 6a.
- 7 — 7a.
- 8 — 8a.

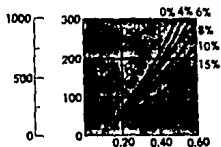
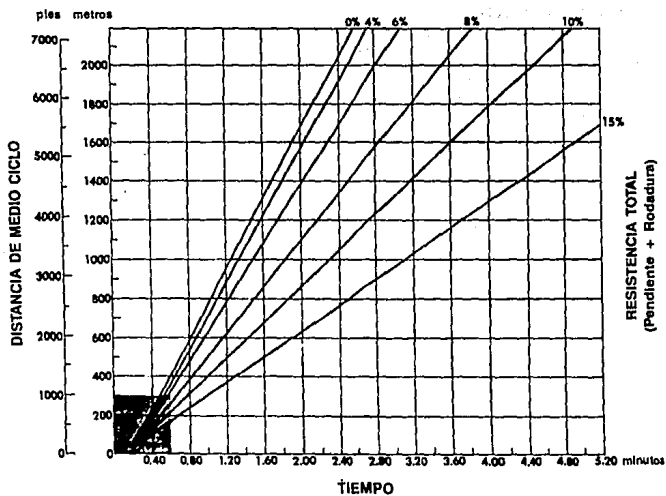
CLAVE

- A — Vacía: 68 860 kg (151.808 lb)
- B — Cargada: 118 060 kg (255.808 lb)

Tiempo de viaje de la 657E - Vacía.

- Neumáticos 37.5R39

- Estándar y de empuje y tiro.



Peso neto del vehiculo: 68 850 kg (151 808 lb) — Estándar
72 640 kg (160 141 lb) — De empuje y tiro

m³b (yd³b)/hora de la 657E de Empuje y Tiro.

- Neumáticos 37.5R39

DISTANCIA VS PRODUCCION

CONDICIONES: Camino de acarreo plano. Los porcentajes de esta gráfica representan sólo la resistencia a la rodadura.

Eficiencia del 100% (hora de trabajo de 60 minutos).

• Densidad del material: 1780 kg/m³ (3000 lb/yd³).

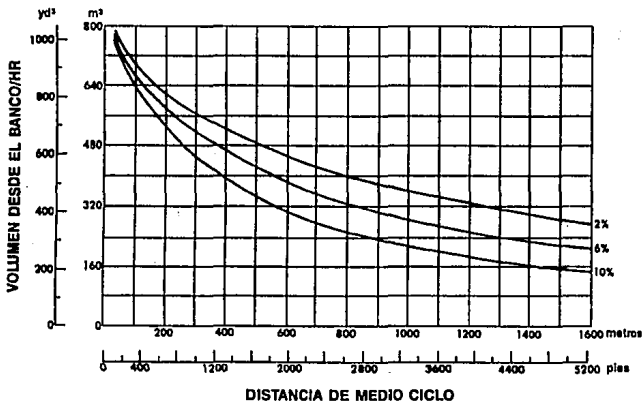
• Carga útil: 47 200 kg/28.5 m³ (104,000 lb/34.6 yd³).

• Peso neto: 72 640 kg (160,141 lb).

• Tiempo fijo: 1.7 minutos (carga y tiempo de transferencia de ambas unidades, inclusive).

NOTA: Los cálculos de producción son los de un vehículo solamente.

Multiplíquelos por 2 para obtener la producción de las unidades de empuje y tiro.



m³b (yd³b)/hora de: la 657E

- Neumáticos 37.5R39

DISTANCIA VS PRODUCCION

CONDICIONES: Camino de acarreo plano. Los porcentajes de esta gráfica representan sólo la resistencia a la rodadura.

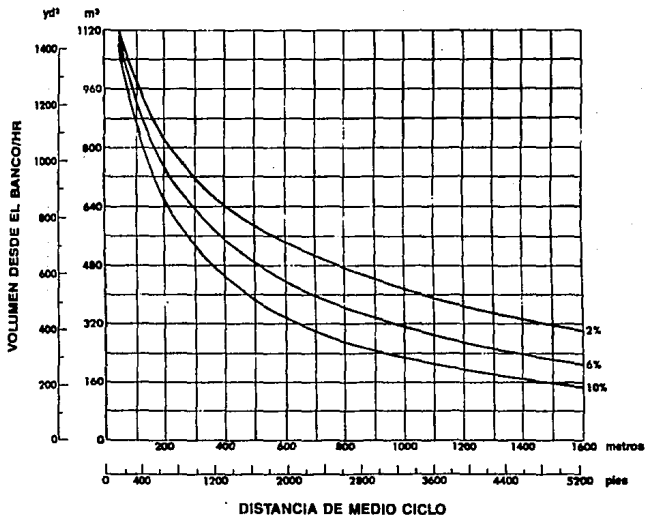
Eficiencia del 100% (hora de trabajo de 60 minutos).

• Densidad del material: 1780 kg/m³ (3000 lb/yard³).

• Carga útil: 47 200 kg/28,5 m³ (104,000 lb/34,8 yd³).

• Peso neto: 68 860 kg (151,808 lb).

• Tiempo fijo: 1,0 minutos.



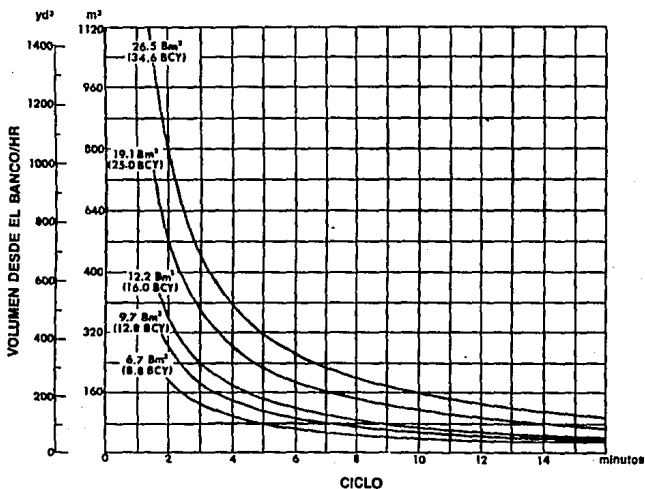
m^3b (yd^3b)/hora

- Todos los modelos
- Eficiencia del 100%

HORAS DE PRODUCCION VS TIEMPO DE CICLO

CAPACIDAD DEL VEHICULO:

- La 613C en un viaje de 6.7 m^3b (8.8 yd^3b)
- La 615C en un viaje de 9.7 m^3b (12.8 yd^3b)
- La 621E, 623E, 627E en un viaje de 12.2 m^3b (16.0 yd^3b)
- 631E, 637E en un viaje de 19.1 m^3b (25.0 yd^3b)
- 651E, 657E en un viaje de 26.5 m^3b (34.6 yd^3b)



Tiempos fijos típicos para motoescrepas (las condiciones del trabajo pueden hacer variar los tiempos).

Modelo	Tipo de carga	Tiempo de carga (min).	Maniobras y esparcim. o maniobras y descarga (min).
627E	Un D8N	0.5	0.6
627E	Un D9N	0.4	0.6
627E/E y T	Autocargadora	0.9	0.6
637E	Un D9N	0.6	0.6
637E	Un D10N	0.5	0.6
637E/E y T	Autocargadora	1.0	0.6
657E	Un D11N	0.6	0.6
657E/E y T	Autocargadora	1.1	0.6
627E	Sinfin	0.7	0.7
637E	Sinfin	0.8	0.7
657E	Sinfin	1.0	0.7

Tiempo de carga del par de máquinas, incluso el tiempo de transferencia.

Ejemplo:

Estimación del ciclo de trabajo de una motoescrepa.

Una motoescrepa 627 es cargada por un tractor D9. El acarreo es a través de un camino de tierra con muy poco mantenimiento y -- con 50 mm. de penetración de los neumáticos en el suelo a una longitud de 300 m. posteriormente, cambian las condiciones del camino a una superficie firme con regular mantenimiento, en donde la roda da es fácil, la pendiente es del 12% con una distancia de 200 m. - La motoescrepa descarga y regresa.

Solución:

1.- Obtener el tiempo fijo (tablas).

Tiempo fijo = 0.6 min. (carga, descarga y maniobras)

2.- Resistencia total.

$$\begin{aligned}RT &= RR + RP \\RR &= 5\% \text{ (tablas)} \\RP &= 0\% \text{ (primer tramo)} \\RT &= 5\% + 0\% = 5\%\end{aligned}$$

3.- Ciclo de acarreo.

En la gráfica del ciclo de acarreo de la 627 cargada se busca el punto que interseca la línea de resistencia del 5% y la de 300 metros. Con esto se observa que el tiempo de acarreo del primer tramo es de 0.60 min.

El segundo tramo del camino tiene una pendiente del 12% y una mayor resistencia al rodamiento del 3.5% (tablas). Con esto se tiene que:

$$\begin{aligned}RT &= 3.5\% + 12\% \\RT &= 15.5\%\end{aligned}$$

El porcentaje obtenido no se aprecia en la gráfica del ciclo de acarreo. Entonces se tiene que recurrir a la gráfica Fuerza de Tracción contra velocidad, en ella se deberá obtener la velocidad y sustituirla en la siguiente fórmula:

$$\text{Tiempo} = \frac{60 \times \text{Distancia (m)}}{\text{Velocidad (Km/hr)} \times 1000}$$

Para encontrar la velocidad, se baja por la línea B (motoescrepa cargada) hasta cortar con el grado de resistencia de 15.5%, ahora muévase horizontalmente hacia la curva, se observa que la motoescrepa se puede mover en 4a. Desde ese punto muévase hacia abajo hasta intersectar en la graduación de la velocidad, en donde se observa que la motoescrepa subirá la pendiente a 8.5 km/hr. Finalmente se tiene que:

$$\text{Tiempo} = \frac{60 \times 200}{8.50 \times 1000} = 1.41 \text{ min.}$$

El tiempo total de acarreo es:

$$\begin{aligned}0.61 \text{ min.} \\1.41 \text{ min.} \\2.01 \text{ min.}\end{aligned}$$

4.- Tiempo de retorno.

Quando la motoescrepa regresa, dos factores son los que cambian. El peso es menor y la pendiente es favorable en un tramo del camino de retorno. La pendiente favorable es -12%, y la resistencia total es:

$$RT = 3.5 + (-12\%) = -8.5 \text{ (pendiente favorable)}$$

En una pendiente que es favorable se tiene que utilizar el retardador. La gráfica de retardación calcula la velocidad, igual -- que la gráfica de fuerza de tracción contra velocidad.

Ahora en la gráfica de retardación, se baja por la línea A -- (motoescrepa vacía) hasta intersectar la pendiente 8.5% favorable, muévase hacia la curva e intersecte, baje al eje de velocidad. Finalmente se observa que la velocidad de operación recomendable es de 37 km/hr, entonces el tiempo de retorno es:

$$\text{Tiempo de retorno} = \frac{60 \times 200}{37 \times 1000} = 0.32 \text{ min.}$$

En la otra parte del camino del viaje de retorno la resistencia al rodamiento es de 5% sin pendiente. Con el uso de la gráfica del tiempo de viaje (vacía), se tiene que el tiempo de viaje de retorno de este tramo es de 0.55 min.

$$\text{Tiempo total de retorno} = 0.32 + 0.55 = 0.87 \text{ min.}$$

5.- Tiempo total del ciclo.

El tiempo total del ciclo está integrado por el tiempo fijo y por el tiempo variable, así pues:

Tiempo fijo:

Tiempo de carga	0.40
Tiempo de maniobras y descarga	0.60

Tiempo variable:

Tiempo en acarreo	2.01
Tiempo en retorno	0.87
SUMA	3.88 min.

La motoescrepa 627 completará un ciclo cada 3.88 min.

Así pues, para saber cuantos ciclos realizará en una hora, se hace la operación siguiente:

$$\text{Ciclos/hora} = 60 \text{ min.} / 3.88 \text{ min.} = 15.46 = 15$$

La producción horaria sería:

$$\begin{aligned} P &= 15 \times 15.3 \text{ (capacidad de diseño)} \\ &= 229.50 \text{ m}^3 \text{ sueltos} \end{aligned}$$

Pero los contratos se realizan en m³B (metros cúbicos de banco). Para transformar los metros cúbicos sueltos en metros cúbicos de banco es necesario multiplicar a los primeros por el factor de carga.

Suponiendo que el factor de carga es de 0.75, entonces:

$$\begin{aligned} \text{Producción} &= 229.50 \text{ m}^3\text{s} \times 0.75 \\ &= 172.13 \text{ m}^3\text{B/hr} \end{aligned}$$

El conocer la producción, nos permite conocer el número de máquinas necesarias para que el trabajo se termine en el tiempo considerado.

Ejemplo:

A un contratista se le dan tres semanas para mover 125,250.00 m³B. Las horas que se trabajan al día son 10 hrs., seis días a la semana ó 180 hrs.

Producción horaria que se requiere:

$$P = \frac{125,250.00 \text{ m}^3\text{B}}{180 \text{ hrs}} = 695.85 \text{ m}^3\text{B/hr}$$

Si el contratista quiere terminar en el tiempo señalado, tendrá que mover 696 m³B. Esta producción se basa en una eficiencia del 100%, algo que por lo general no puede ser. La eficiencia en el trabajo es bastante difícil de evaluar, sin embargo en la tabla siguiente se presentan dos factores comunes.

Factores de eficiencia del trabajo

Operación	Hora de trabajo	Factor
En el día	50 min./hr	0.83
En la noche	45 min./hr	0.75

Este factor de eficiencia es el promedio de minutos que se trabajan en una hora, dividido por 60 min.

Entonces, si se trabaja de día, se tiene que la producción horaria por el factor de eficiencia resulta lo siguiente:

$$\text{Producción ajustada} = 172.13 \text{ m}^3\text{B} \times 0.83 = 142.87 \text{ m}^3\text{B}$$

Así pues, para que la obra se termine en el tiempo programado se deben mover 696 m³B por hora. Para saber cuantas motoescrepas 627 se requieren se realiza la operación siguiente:

$$\text{Cantidad de motoescrepas} = \frac{696 \text{ m}^3\text{B}}{142.87 \text{ m}^3\text{B}} = 5$$

Se requieren cinco motoescrepas 627.

I.7 Cálculo de precios unitarios de maquinaria que se utiliza en la construcción.

- Tractor de cadenas.

I.- Costos directos.

Modelo: D9N

Precio de adquisición: N\$ 1'776,897.23

Valor inicial (VA): N\$ 1'776,897.23

10% de valor de rescate (VR): N\$ 177,689.72

Tasa de interés (i): 20%

Prima por seguros (s): 3%

Vida económica (VE): 5 años

Horas por año (HA): 2000 hrs/año

Motor: 3408

Factor de operación: 0.80

Potencia de operación: 370 H.P. op.

Factor de mantenimiento (Q): 0.80

Salario del operador (SO): N\$ 33.08

I.- Cargos fijos.

a) Depreciación.

$$D = (VA - VR) / VE$$

$$D = (1'776,897.23 - 177,689.72) / 10000 = N\$ 159.92$$

b) Inversión.

$$I = ((VA + VR) / 2HA) i$$

$$I = ((1'776,897.23 + 177,689.72) / 2(2000)) 0.2 = N\$ 97.73$$

c) Seguro.

$$S = ((VA + VR) / 2HA) s$$

$$S = ((1'776,897.23 + 177,689.72) / 2(2000)) 0.03 = N\$ 14.66$$

d) Mantenimiento.

$$T = QD$$

$$T = 0.80 (159.92) = N\$ 127.94$$

$$\text{Total} = 159.92 + 97.73 + 14.66 + 127.94 = N\$ 400.25$$

II.- Costos de operación. Consumos.

a) Combustible.

$$E = cPC$$

$$\text{Diésel: } E = 0.20 \times 370 \text{ H.P. op.} \times N\$ 0.79 = N\$ 58.09$$

b) Lubricantes, grasa y filtros.

Para determinar el costo de operación por desgaste de filtros consultar el instructivo de operación de la máquina.

	Consumo (L/hr)	Precio unitario	Costo/hora
Cárter	0.181	N\$ 8.00	N\$ 1.45
Transmisión	0.166	6.50	1.08
Mandos finales	0.022	6.50	0.14
Mandos hidráulicos	0.035	8.00	0.28
Grasa	0.023	7.90	0.18
			Total 3.13

' Obtenido de tablas

c) Tren de rodaje.

(F. impacto + F. abrasividad + Factor "Z") x Factor básico

en donde:

Factor de impacto: Se refiere a las averías (agrietamiento, descantillamiento, doblamiento, etc.) que se producen en las partes del tren de rodaje debido a las cargas de choque.

Factor de abrasividad: Considera el desgaste que las piezas del tren de rodaje sufren por causa de la composición de la superficie de rodamiento.

Factor "Z": Tiene en consideración la combinación de múltiples situaciones que se refieren al medio ambiente, a la operación y a la conservación del tren de rodaje.

Factor básico: Constante que depende del tipo y modelo de la máquina.

De las tablas tenemos que:

$$(0.2 + 0.2 + 0.5) \times 9.50 = \text{N\$ } 8.55$$

Si se requiere mayor información al respecto, consultar el manual de servicio de cadenas del fabricante.

$$\text{Total} = 58.09 + 3.13 + 8.55 = \text{N\$ } 69.77$$

III.- Operación.

$$CO = SO/H$$

$$H = 8 \text{ hrs} \times \text{Factor de operación}$$

$$H = 8 \text{ hrs} \times 0.80 = 6.40 \text{ hrs.}$$

$$CO = 33.08/6.40 = \text{N\$ } 5.17$$

$$\text{Total} = \text{N\$ } 5.17$$

Costo directo (Hora-Máquina) = 400.25 + 69.77 + 5.17 = N\$ 475.19

2.- Costos indirectos.

Administración central	6.5 %
Administración de obra	9.0 %
Financiamiento	3.5 %
Fianzas y seguros	2.5 %
Imprevistos	2.3 %

Total = 23.80 %

3.- Precio unitario.

Precio unitario = Costo directo + Costo indirecto + Utilidad

Costo directo (Hora - Máquina)	N\$ 475.19
Costo indirecto (23.80 %)	113.10
Suma	588.29
Utilidad (12.5 %)	73.54
Precio unitario	N\$ 661.83

- Cargador de cadenas.

1.- Costos directos.

Modelo: 973

Precio de adquisición: N\$ 1'150,826.17

Valor inicial (VA): N\$ 1'150,826.17

10% de valor de rescate (VR): N\$ 115,082.62

Tasa de interés (i): 20%

Prima por seguros (s): 3%

Vida económica (VE): 5 años

Horas por año (HA): 2000 hrs/año

Motor: 3306

Factor de operación: 0.80

Potencia de operación: 210 H.P. op.

Factor de mantenimiento (Q): 0.80

Salario del operador (SO): N\$ 32.06

I.- Cargos fijos.

a) Depreciación.

$$D = (VA - VR) / VE$$

$$D = (1'150,826.17 - 115,082.62) / 10000 = N\$ 103.57$$

b) Inversión.

$$I = ((VA + VR) / 2HA) i$$

$$I = ((1'150,826.17 + 115,082.62) / 2(2000)) 0.20 = N\$ 63.30$$

c) Seguro.

$$S = ((VA + VR) / 2HA) s$$

$$S = ((1'150,826.17 + 115,082.62)/2(2000)) 0.03 = N\$ 9.49$$

d) Mantenimiento.

$$T = QD$$

$$T = 0.80 (103.57) = N\$ 82.86$$

$$\text{Total} = 103.57 + 63.30 + 9.49 + 82.86 = N\$ 259.22$$

II.- Costos de operación. Consumos.

a) Combustible.

$$E = cPC$$

$$\text{Diésel: } E = 0.20 \times 210 \text{ H.P. op.} \times N\$ 0.79 = N\$ 33.18$$

b) Lubricantes, grasa y filtros.

Para determinar el costo de operación por desgaste de filtros, consultar el instructivo de operación de la máquina.

	'Consumo (L/hr)	Precio unitario	Costo/hora
Cárter	0.098	N\$ 8.00	N\$ 0.78
Transmisión	0.036	6.50	0.23
Mandos finales	0.013	6.50	0.08
Mandos hidráulicos	0.036	8.00	0.29
Grasa	0.031	7.90	0.24
			Total 1.62

' Obtenido de tablas.

c) Tren de rodaje.

(F. impacto + F. abrasividad + Factor "Z") x Factor básico

$$(0.2 + 0.2 + 0.5) \times 9.0 = N\$ 8.10$$

Si se requiere mayor información al respecto, consultar el manual de servicio de cadenas del fabricante.

$$\text{Total} = 33.18 + 1.62 + 8.10 = N\$ 42.90$$

III.- Operación.

$$CO = SO/H$$

$$H = 8 \text{ hrs} \times \text{Factor de operación}$$

$$H = 8 \text{ hrs} \times 0.80 = 6.40 \text{ hrs.}$$

$$CO = 32.06/6.40 = N\$ 5.01$$

$$\text{Total} = N\$ 5.01$$

$$\text{Costo directo (Hora-Máquina)} = 259.22 + 42.90 + 5.01 = N\$ 307.13$$

2.- Costos indirectos.

Administración central	6.5 %
Administración de obra	9.0 %
Financiamiento	3.5 %
Fianzas y seguros	2.5 %
Imprevistos	2.3 %

Total = 23.80 %

3.- Precio unitario.

Precio unitario = Costo directo + Costo indirecto + Utilidad

Costo directo (Hora - Máquina)	N\$ 307.13
Costo indirecto (23.80 %)	73.10
Suma	380.23
Utilidad (12.5 %)	47.53
Precio unitario	N\$ 427.76

- Motoescropa.

1.- Costos directos.

Modelo: 927E

Precio de adquisición: N\$ 1'716,258.81

Equipo adicional (4 neumáticos): N\$ 16,500.00

Valor inicial (VA): N\$ 1'699,758.81

10% de valor de rescate (VR): N\$ 169,975.88

Tasa de interés (i): 20%

Prima por seguros (s): 3%

Vida económica (VE): 5 años

Horas por año (HA): 2000 hrs/año

Motor: 3406B

Factor de operación: 0.80

Potencia de operación: 330 H.P. op.

Factor de mantenimiento (Q): 0.80

Salario del operador (SO): N\$ 33.52

I.- Cargos fijos.

a) Depreciación.

$$D = (VA - VR) / VE$$

$$D = (1'699,758.81 - 169,975.88) / 10000 = N$ 152.98$$

b) Inversión.

$$I = ((VA + VR) / 2HA) i$$

$$I = ((1'699,758.81 + 169,975.88) / 2(2000)) 0.2 = N$ 93.43$$

c) Seguro.

$$S = ((VA + VR)/2HA)S$$

$$S = ((1'699,758.81 + 169,975.88)/2(2000)) 0.03 = N\$ 14.02$$

d) Mantenimiento.

$$T = QD$$

$$T = 0.80 (152.98) = N\$ 122.38$$

$$\text{Total} = 152.98 + 93.43 + 14.02 + 122.38 = N\$ 382.81$$

II.- Costos de operación. Consumos.

a) Combustible.

$$E = cPC$$

$$\text{Diésel: } E = 0.20 \times 330 \text{ H.P. op.} \times N\$ 0.79 = N\$ 52.14$$

b) Lubricantes, grasa y filtros.

Para determinar el costo de operación por desgaste de filtros, consultar el instructivo de operación de la máquina.

	Consumo (L/hr)	Precio unitario	Costo/hora
Cárter	0.219	N\$ 8.00	N\$ 1.75
Transmisión	0.155	6.50	1.01
Mandos finales	0.104	6.50	0.68
Mandos hidráulicos	0.066	8.00	0.53
Grasa	0.008	7.90	0.06
			Total 4.03

* Obtenido de tablas.

c) Neumáticos.

Costo de reemplazo / Vida económica (Tabla I-4)

$$16,500.00/2550 = N\$ 6.47$$

$$\text{Total} = 52.14 + 4.03 + 6.47 = N\$ 62.64$$

III.- Operación.

$$CO = SO/H$$

$$H = 8\text{hrs} \times \text{Factor de operación}$$

$$H = 8\text{hrs} \times 0.80 = 6.40 \text{ hrs.}$$

$$CO = 33.52/6.40 = N\$ 5.24$$

$$\text{Total} = N\$ 5.24$$

$$\text{Costo directo (Hora-Máquina)} = 382.81 + 62.64 + 5.24 = N\$ 450.69$$

2.- Costos indirectos.

Administración central	6.5 %
Administración de obra	9.0 %
Financiamiento	3.5 %
Fianzas y seguros	2.5 %
Imprevistos	2.3 %

Total = 23.80 %

3.- Precio unitario.

Precio unitario = Costo directo + Costo indirecto + Utilidad

Costo directo (Hora - Máquina)	N\$ 450.69
Costo indirecto (23.80 %)	107.26
Suma	557.95
Utilidad (12.5 %)	69.74
Precio unitario	N\$ 627.70

CAPITULO II

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

EN

TERRACERIAS

II.1 Actividades previas a la construcción de una obra de terracería.

Antes de que se lleve a efecto la construcción de una obra de terracería, es necesario que el terreno sobre el cual será construida sea sometido a una serie de estudios, principalmente topográficos y de mecánica de suelos. El objetivo principal de estos estudios es conocer las características físicas y mecánicas a lo largo de toda la ruta donde se construirá la terracería.

II.1.1 Estudios topográficos.

II.1.1.1 Exploración.

La exploración tiene por objeto examinar una parte del relieve terrestre, para así poder determinar los puntos obligados. Estos puntos se dividen en topográficos o técnicos y políticos o sociales.

Cuando la terracería tiene que salir de un valle y quiere evitarse subir demasiado, es necesario pasar por puntos obligados los cuales son llamados puertos.

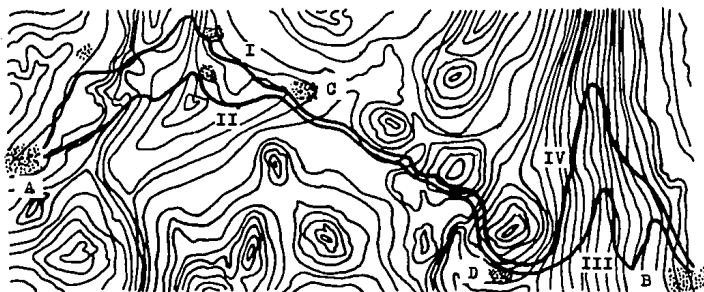
El puerto es un punto bajo de paso a través de una serie de montañas. Los puertos son lugares determinantes en la ubicación de una vía terrestre. El pasar a través de estos puntos evita que se tengan pendientes fuertes y consecuentemente reduce los gastos de construcción.

El punto obligado de tipo político o social es aquel que representa a la cabecera de un distrito o centro turístico (Fig. II-1). Es claro que la existencia de centros importantes no quiere decir que sea forzoso el paso de la vía terrestre por esos puntos, ya que el trazo escogido debe ser el mejor aunque no pase por dichos puntos.

II.1.1.2 Trazo preliminar.

Cuando ya se han establecido los puntos obligados e intermedios, se realiza un trazo preliminar, partiendo de un punto denominado Km 0+000, en el trayecto se van clavando estacas a cada 20 m. (Fig. II-2) hasta llegar al vertice siguiente, este procedimiento se efectuara a lo largo de toda la línea.

Posteriormente debe realizarse la nivelación de perfil para obtener las cotas de las estacas que fueron colocadas a cada 20 m. y de las intermedias a ellas con una aproximación de un centímetro. Se deben colocar bancos de nivel a no más de medio kilómetro de la línea. Cada banco de nivel debe ser marcado de acuerdo al kilóme-



TRAMO A-C

TRAMO C-D

TRAMO D-B

ALTERNATIVA I:

Desarrollo: 28 km.

Pendiente máx: 3.5%

Desarrollo: 29 km.

Pendiente máx: 4%

ALTERNATIVA III:

Desarrollo: 35 km.

Pendiente máx: 4%

ALTERNATIVA II:

Desarrollo: 25 km.

Pendiente máx: 5%

ALTERNATIVA IV:

Desarrollo: 37 km.

Pendiente máx: 3.5%

Figura II-1 Ruta obligada de una obra de terracería.

tro en que se encuentre.

Para obtener la configuración del terreno es necesario apoyar se en las secciones transversales, dicha configuración permite conocer los puntos de cota cerrada y las cotas de los puntos notorios del terreno. Con dichas cotas podrán ser dibujadas las curvas de nivel.

II.1.1.3 Línea definitiva.

Es la línea que será trazada en el terreno y para esto es necesario conocer la equidistancia entre curvas de nivel y pendiente gobernadora. Con esta información se podrá trazar una línea quebrada llamada línea a pelo de tierra. Dicha línea es la base para que la línea definitiva pueda proyectarse con el mayor número de tangentes posibles, tratando de apegarse lo más posible a la línea a pelo de tierra (Fig. II-3).

II.1.1.4 Trazo de curvas horizontales.

Al tener la línea definitiva, el siguiente paso es realizar

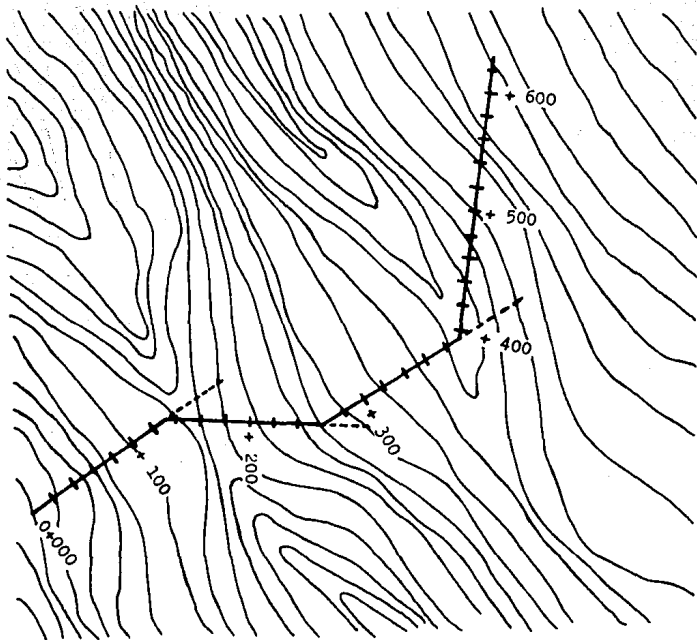


Figura II-2 Trazo preliminar.

la unión de las tangentes (tramos rectos) mediante el trazo de curvas horizontales (Fig. II-4).

II.1.1.5 Trazo de la línea definitiva.

Después de haber realizado las actividades antes mencionadas, el siguiente paso es realizar el trazo de la línea definitiva (Fig II-5) sobre el terreno, la cual deberá quedar tal como fue proyectada.

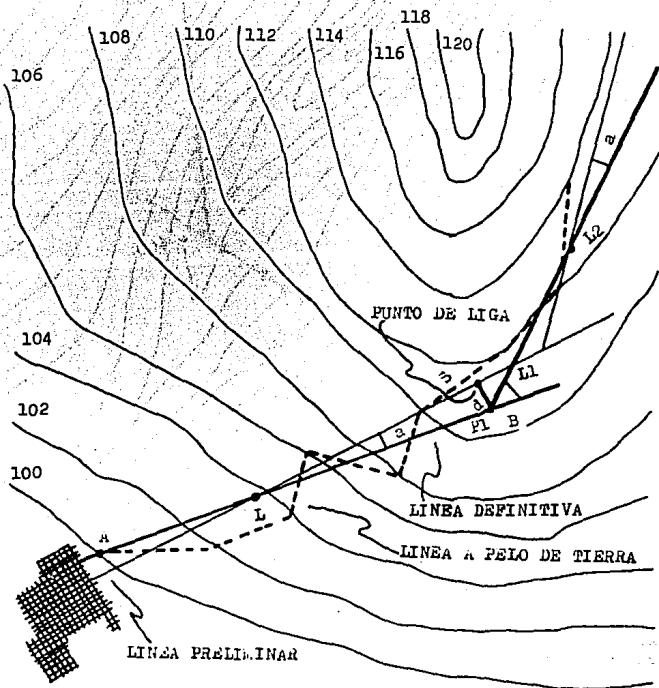


Figura II-3 Línea definitiva.

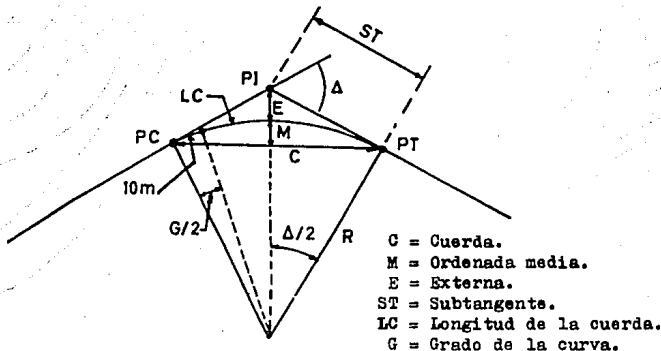


Figura II-4 Curva horizontal.

II.1.1.6 Curvas compuestas.

Estas curvas están integradas por varios tramos de curvas simples, con diferentes radios, de acuerdo a los requerimientos del terreno o de las estructuras, tal es el caso de los pasos a desnivel.

Los tramos deben ser calculados, cada uno de ellos, como una curva simple, y por medio de la trigonometría se podrán determinar las distancias y los elementos de las tangentes intermedias y principales, y los elementos necesarios para realizar el trazado.

II.1.1.7 Curvas inversas.

Cuando se trazan dos curvas, una a continuación de otra, de diferente deflexión, se dice que se trazó una curva inversa.

Generalmente el PT de una con el PC de la siguiente no deben coincidir, ya que las sobreelevaciones que deben tener son de sentidos contrarios, por tal motivo es necesario un tramo recto, o tangente intermedia, con lo cual se podrá cambiar paulatinamente de una sobreelevación a otra.

Cuando no se requiere una sobreelevación, como en los casos de desviaciones, entronques o patios de baja velocidad, puede omitirse la existencia de una tangente intermedia (Fig. II-7).

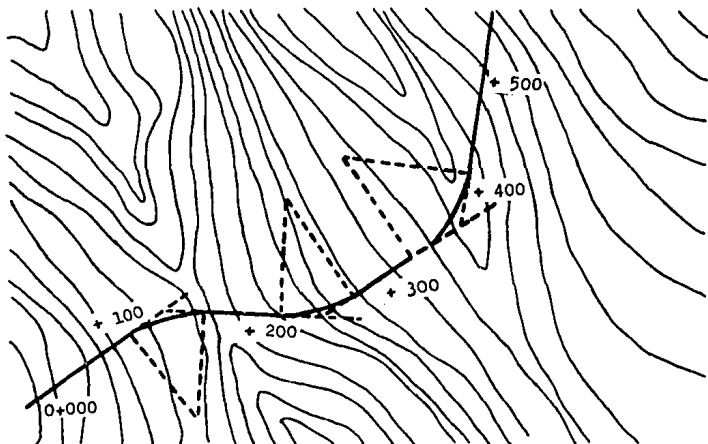


Figura II-5 Trazo de la línea definitiva.

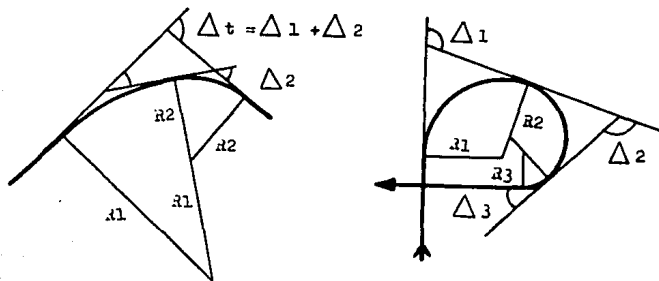


Figura II-6 Curvas compuestas.

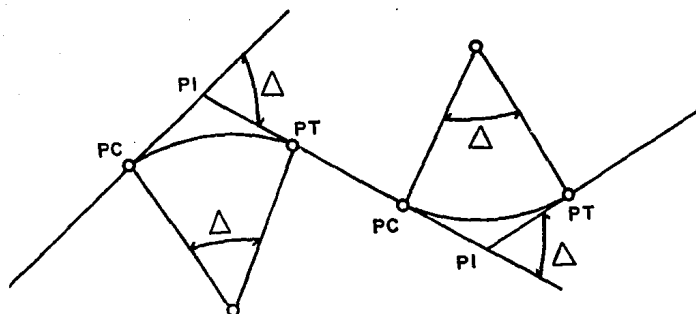


Figura II-7 Curvas inversas.

II.1.1.8 Referencias.

Las referencias son utilizadas para determinar la posición de un punto con respecto a otros que supuestamente permanecerán fijos durante la ejecución de la obra. Varios puntos desaparecerán durante las actividades de desmonte y ejecución de la obra, pero estos podrán ser fijados nuevamente por estar referenciados con respecto a otros, asegurando así que el trazo pueda reconstruirse.

Los puntos que sean escogidos como referencias es preferible que se encuentren fuera del derecho de vía.

Como puntos de referencia podrán ser utilizados los candiles, aristas de edificios, árboles, torres de iglesias, etc., (Fig. II-8), en caso de no contar con ninguno de ellos se colocaran trozos con tachuelas en cada punto y junto una estaca a la cual se le anotará el número de referencia y la distancia al eje del camino.

II.1.1.9 Nivelación.

Estando referenciada y trazada la línea definitiva se procede a nivelarla para poder apoyar las secciones de construcción y obtener el perfil del terreno sobre el cual se proyectará la subrasante. La nivelación es la actividad por medio de la cual se determinan las diferencias de nivel entre dos o más puntos.

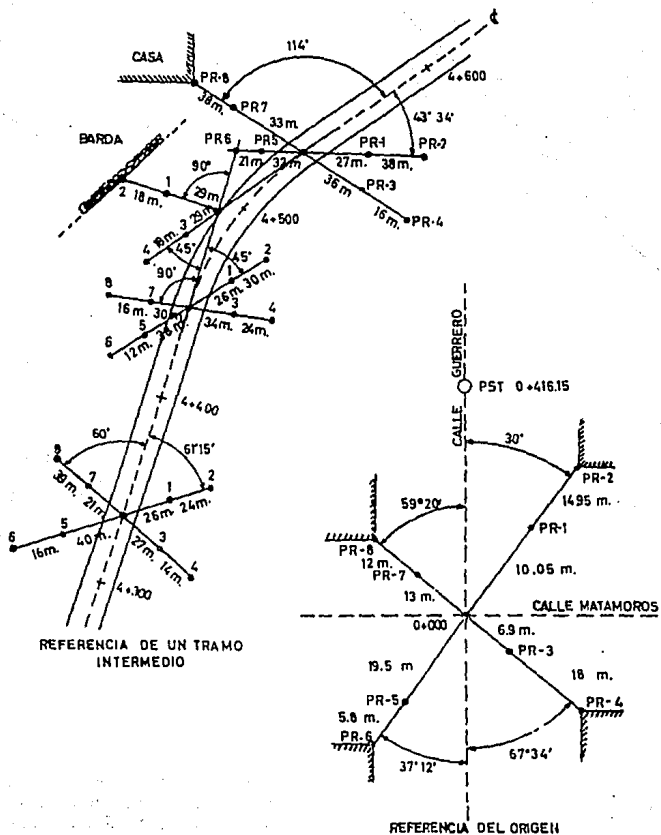


Figura II-8 Puntos de referencia.

II.1.1.10 Subrasante.

La subrasante es el perfil de la terracería del camino, el cual está formado por líneas rectas que están unidas con curvas -- verticales.

De acuerdo al sentido del cadenamamiento, las pendientes ascendentes serán marcadas con signo positivo y si son descendientes -- con signo negativo (Fig. II-9).

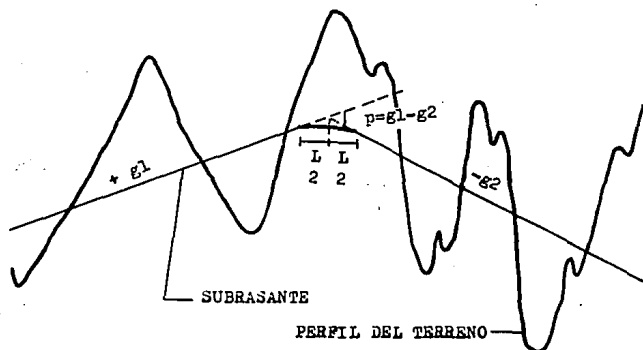


Figura II-9 Subrasante de un camino.

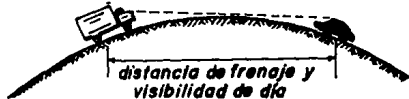
El objetivo de las subrasantes es el de compensar los cortes con los terraplenes longitudinal y transversalmente cuando se aloje en alguna ladera que facilite la compensación lateral. Si la ladera se encuentra muy inclinada y el terraplén no es estable, la subrasante aparecerá en el perfil como una línea con deficiente compensación, constantemente en desperdicio, el cual es justificable ya que debe ser totalmente firme la sección del camino.

II.1.1.11 Curvas verticales.

Las curvas verticales se emplean para cambiar de una pendiente a otra en la subrasante, estas curvas se dividen en dos tipos : Cresta y Columpio (Fig. II-10), se dice que una curva está en cresta cuando se sube y luego se baja, y está en columpio cuando se baja y luego se sube.

Las curvas verticales se construirán solo cuando la diferencia de dos pendientes sea mayor a 0.5% si es igual o menor no se construyen, ya que el cambio es muy poco y durante la construcción se pierde.

CURVA EN CRESTA



CURVA EN COLUMPIO

Figura II-10 Curvas verticales.

II.1.1.12 Utilización simultánea de curvas verticales y horizontales.

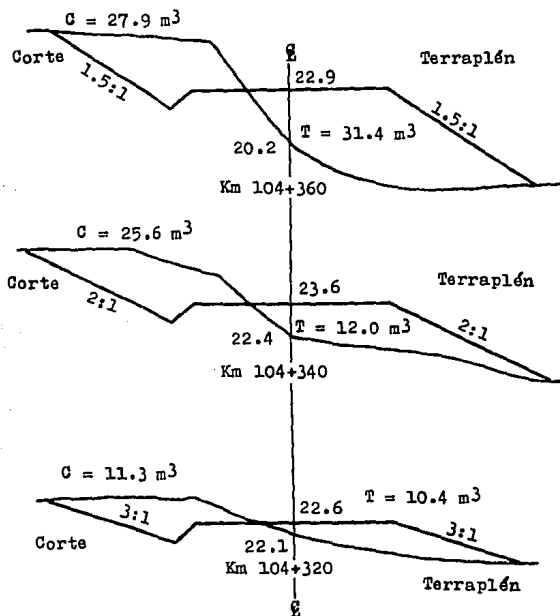
Se deben verificar los cambios de pendiente de la rasante sobre los alineamientos rectos. En la mayoría de los trazos por lo general se tiene que realizar un cambio de pendiente de una curva horizontal. Casi siempre es preferible sacrificar el empleo de pendientes suaves si es que con ello el alineamiento es mejorado.

Según la Asociación Americana de Caminos, los leves cambios de dirección de los alineamientos se deben realizar en los puntos más altos de la rasante, y no en los más bajos; además debe evitar se la utilización simultánea de curvas horizontales de radio pequeño y verticales, principalmente cuando son fuertes las pendientes. Cuando es necesario el empleo simultáneo de estas curvas, la curva horizontal tendrá que cibir o sobrepasar a la vertical.

II.1.1.13 Secciones de construcción.

Quando la línea definitiva fue trazada en el terreno, le trazaron las curvas y le nivelaron, entonces el paso siguiente es el sacar las secciones transversales en cada una de las estaciones de

20 m. y en todos los puntos intermedios que tengan un cambio notorio con respecto a los anteriores o posteriores. A estas secciones se les conoce como secciones transversales de construcción (Fig. - II-11), las cuales deben ser dibujadas en papel milimétrico a la escala de 1:100 para facilitar la obtención de volúmenes y áreas.



Nota: Las secciones se deben leer de abajo hacia arriba.

Figura II-11 Forma en que se deben dibujar las secciones transversales de construcción.

II.1.1.14 Curva masa.

En el diseño de un camino no es suficiente acatar las especificaciones referentes a pendientes, curvas, compensación por curva, etc., para que sea satisfactorio el resultado, ya que también se debe buscar que los movimientos de tierras sean lo más económicos posibles. Para lograrlo se tiene que excavar y rellenar solo lo indispensable, tratando que los acarreos sean lo más cortos posibles y preferentemente cuesta abajo. El análisis de la cantidad de excavación y relleno, su movimiento y compensación es a través de la curva masa. Este método no es totalmente exacto, pero probablemente es el que en la actualidad se acerca más a la realidad.

II.1.2 Procedimiento fotogramétrico electrónico.

Igual que el procedimiento convencional, este método se divide en tres etapas: 1) Reconocimiento, 2) Proyecto preliminar y 3) Proyecto definitivo.

II.1.2.1 Reconocimiento.

En este método de proyecto, el reconocimiento se efectúa en un medio aéreo, participando un representante de la dirección de planeación, un experto en localización y un geólogo. Siendo ellos quienes definirán la ruta, deben señalar la zona que tenga las mayores posibilidades observadas en el reconocimiento, para que se tome la cantidad necesaria de fotografías aéreas. Las fotografías se imprimen en placas de cristal, y así pueden ser proyectadas sobre la mesa de un aparato llamado Balplex, en el cual aparecerá en relieve el terreno natural a una escala de 1:5000.

En forma simultánea se elaboran mosaicos fotogeológicos. En ellos se podrá apreciar: las variaciones de textura de los distintos suelos y depósitos sin consolidar, la ubicación y características de bancos de arena, gravas, arcillas y piedras, las áreas con drenaje pobre o bueno, la localización de manantiales, filtraciones en laderas, mantos freáticos cercanos a la superficie, alta salinidad y el alto potencial erosivo; además de proporcionar la localización de áreas complejas para que se realicen perforaciones, obtengan muestras y se hagan investigaciones geofísicas.

Las ventajas de la fotografía aérea es que eliminan las restricciones climáticas, los problemas de accesibilidad, y una gran adaptabilidad. La perspectiva que proporciona la fotografía aérea permite localizar y evaluar detalles que no pueden ser vistos estando en la superficie del terreno. Entre las desventajas se encuentran el mal tiempo, la vegetación densa, la mala calidad de las fotografías, etc.

En las fotografías aéreas, la mejor guía para conocer los tipos de suelos es la forma que deja el escurrimiento del agua sobre el terreno (Fig. II-12).

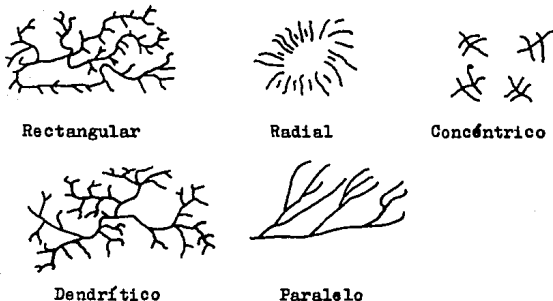


Figura II-12 Forma que deja el escurrimiento de las aguas.

La forma del escurrimiento rectangular corresponde a las diaclasas, la radial se genera desde un cono montañoso al centro de una depresión, el concéntrico se forma cuando se encuentran estructuras con forma de cúpula, el dendrítico se forma en un área de rocas homogéneas y finalmente el paralelo se forma cuando existen estratos con distintas resistencias a la erosión.

La sección transversal de los canales de escurrimiento de las aguas indica el tipo de material erosionado. Los canales de forma "V" corresponden a suelos granulares, los rectangulares a limos y loes, y los de forma redondeada a suelos arcillosos (Fig. II-13).



Figura II-13 Secciones transversales de los canales de escurrimiento.

II.1.2.2 Proyecto preliminar.

El proyecto preliminar inicia con el apoyo del proyecto terrestre para la línea escogida según los análisis realizados en el Balplex y con la información que proporcionaron los mosaicos fotogeológicos. El apoyo está basado en la orientación, nivelación y medición de las bases aisladas y en el establecimiento de puntos de control sobre el terreno, que están ligados entre sí a través de una poligonal cuyos lados pueden variar de 300 a 500 m. de largo. Debe procurarse que los vértices de la poligonal queden cerca del trazo, se amojonan y refieren, para que no se pierdan por el paso del tiempo ni por la ejecución de la obra.

El siguiente paso es ejecutar un vuelo más con el fin de obtener fotografías a una escala de 1:10000, las diapositivas de estas fotografías se introducen por pares en el autógrafo A-8. Este aparato convierte la perspectiva del terreno en proyección ortogonal (plana) para poder obtener planos fotogeométricos a una escala de 1:2000, en los que se estudiará el proyecto definitivo. En forma simultánea con el procedimiento anterior se efectuarán trabajos de fotointerpretación más detallados que en el reconocimiento. La fotointerpretación se hace en mosaicos más precisos elaborados en fotografías a escala 1:10000 y con datos que en el campo fueron constataados.

II.1.2.3 Proyecto definitivo.

Esta etapa principia cuando se realiza otro vuelo con el objeto de obtener fotografías a una escala de 1:5000 para así poder observar con más detalle el terreno natural. Empleando el autógrafo A-7 ó A-8, equipados con dispositivos electrónicos como el EK-5 y perfiloscopio, se puede obtener el perfil longitudinal, la línea definitiva y las secciones transversales, que automáticamente se registran para posteriormente ser utilizados. Dichos datos sumados a los de las dimensiones y tipos de secciones, lineamientos horizontal y vertical, datos geotécnicos, etc., se procesan mediante las computadoras, y se obtendrán los datos necesarios para realizar estudios sobre los volúmenes de tierra que serán movidos.

La aplicación de este método facilita el proyecto de drenaje, ya que las cuencas pueden ser estudiadas con mayor facilidad y precisión en las fotografías aéreas. Los planos que se obtienen a través de este método son:

- 1) La planta topográfica con el trazo definitivo.
- 2) Perfil estimativo de construcción.
- 3) La información de la geometría de las secciones de construcción
- 4) Los datos, volúmenes y coordenadas de las curvas.
- 5) Los datos para realizar el estacado del trazo definitivo (poligonal de referencia).

II.1.3 Estudio de la mecánica de los suelos.

Las muestras que se obtienen en el campo se envían al laboratorio en donde se les realizarán la prueba de clasificación petrográfica, características plásticas, granulometría, etc., con lo cual se puede realizar el trazo de un perfil geológico aproximado de las diversas rutas posibles en la ubicación.

Para determinar el perfil de un suelo casi siempre se utilizan posteadoras. La utilización de las máquinas perforadoras es muy rara. El perfil de un suelo es de mucha importancia para el conocimiento de los materiales que se integrarán a las terracerías tanto por lo que se refiere a terraplenes como a cortes.

Por medio del perfil de suelos se puede saber con que materiales se cuenta para la construcción de terraplenes, y también que equipo es el más adecuado para el trabajo y que procedimiento es el más indicado. En relación con los cortes el conocimiento del material que se encontrara es de mucha importancia debido a lo siguiente:

- 1.- Se tendrá conocimiento de las dificultades que habrá cuando se realice la excavación y definirá el procedimiento constructivo.
- 2.- Se tendrá conocimiento del material que se utilizará en los terraplenes y como consecuencia se podrá fijar los factores de abundamiento o reducción.
- 3.- Se podrá estudiar la estabilidad de los cortes para determinar el talud a emplear y el drenaje adecuado.

También es necesario que se estudien los bancos o depósitos de materiales que se pueden utilizar en sub-bases, bases y carpetas asfálticas.

II.2 Drenaje.

El objetivo principal del drenaje de un camino, es reducir al máximo la cantidad de agua que llega al mismo y desalojarla rápidamente cuando llegue al camino.

Para su estudio, el drenaje se clasifica en superficial y subterráneo.

II.2.1 Drenaje superficial.

Las obras que ayudan a encauzar y eliminar las aguas superficiales son:

- | | |
|------------------|--------------------------------|
| a) Bombeo. | g) Uso adecuado de vegetación. |
| b) Guarniciones. | h) Bordos. |

- | | |
|---------------|------------------------------|
| c) Bordillos. | i) Cunetas. |
| d) Lavaderos. | j) Contracunetas. |
| e) Bajadas. | k) Canales de encauzamiento. |
| f) Bermas. | |

II.2.1.1 Bombeo.

El bombeo consiste en proporcionar una pendiente transversal (Fig. II-14) a la corona del camino, desde el centro hasta los hombros del camino, la función que desempeña es la de evacuar el agua que cae en la corona y evitar en lo posible que la terracería se vea afectada por ella.

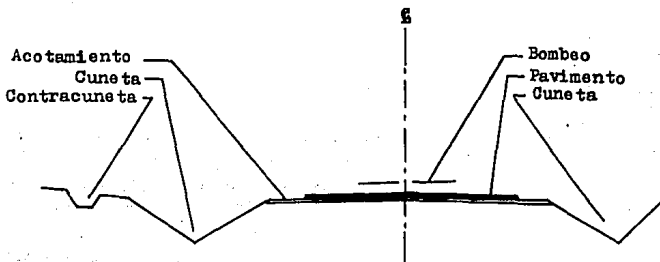


Figura II-14 Obras de captación y defensa.

A los caminos que tienen curvas horizontales se les debe dotar con una sobre-elevación del hombro exterior referido al interior con el objeto de que la fuerza centrífuga sea contrarrestada; esta sobre-elevación debe ser del 10% como máximo.

En las coronas revestidas de caminos rurales el bombeo debe ser máximo del 4%; si quiere evitarse la erosión en terraplenes en banco y en la superficie de rodamiento, cuando existe pendiente longitudinal fuerte, entonces se deberá dar a la corona una pendiente transversal continua, hacia el corte hasta del 5%.

II.2.1.2 Guarniciones.

Las guarniciones, en las vías terrestres, son construidas a las orillas de las banquetas, con el objeto de contenerlas y que no se deslicen sobre la superficie del camino; además de que protege a la banqueta contra la acción de los vehículos.

Las guarniciones se encargan de canalizar y guiar el agua que

escurre hacia las salidas que fueron dispuestas.

Se dice que si las guarniciones son relativamente altas, pueden constituirse en un obstáculo psicológico para el tránsito, lo que genera una canalización que achica los anchos efectivos del camino; debido a esto es que se recomienda que no se sobrepasen más de 15 ó 20 cm. (Fig. II-15).

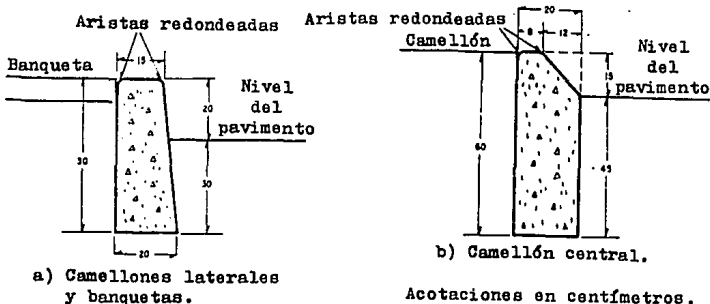


Figura II-15 Guarniciones típicas.

II.2.1.3 Bordillos.

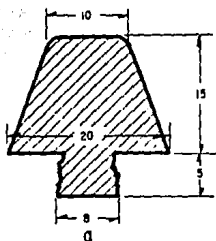
Los bordillos se colocan en la parte externa del acotamiento en las secciones en tangente, en el borde opuesto al corte en las secciones en balcón o en el lado interno de las secciones del terraplén en curva. Los bordillos se colocan formando una columna que conducirá el agua hacia los lavaderos y bajadas, evitándose con ello que los taludes se erosionen y saturen por el agua que cae en la corona.

En México los bordillos que se emplean están contruidos de concreto asfáltico o hidráulico (Fig. II-16).

La altura de los bordillos no deberá ser rebasada por el agua que se almacena, pero no debe ser muy alto ya que provocaría una sensación psicológica de confinamiento y evitaría la apertura de las puertas de los vehículos. Se recomienda que la altura no sea más de 25 cm., pero tienen un buen desempeño con 12 ó 15 cm.

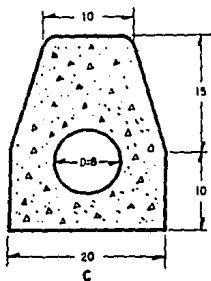
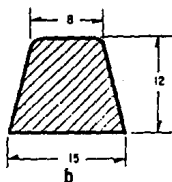
II.2.1.4 Lavaderos.

Son estructuras que se encargan de conducir el agua de lluvia lejos de los terraplenes. Estas se conectan con los bordillos y bajan en forma transversal a través de los taludes (Fig. II-17), la pendiente que tienen es muy fuerte y en ello radica los problemas

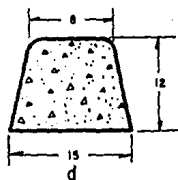


Bordillo con anclaje

Bordillos de concreto asfáltico, elaborada con material pétreo de tamaño máximo de 3/4" y cemento asfáltico No.6 en proporción aproximada de 100 kg/m³ de material pétreo



Todas las dimensiones están en centímetros

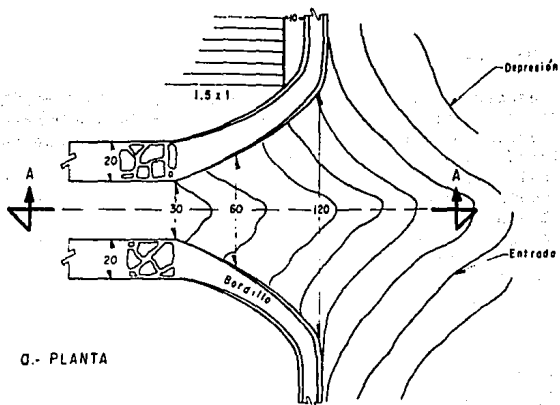


Bordillos de concreto hidráulico, con $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$

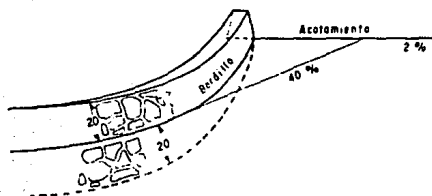
Figura II-16 Bordillos comúnmente utilizados en México.

que los aquejan.

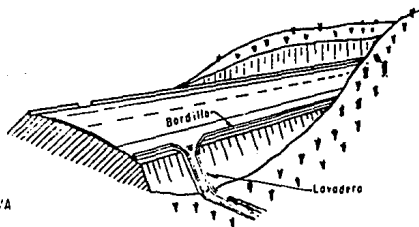
Regularmente los lavaderos se construyen de mampostería con -
junteo de lechada de cemento con la dosificación de 1:4, pero tam-
bién pueden construirse de concreto y de la mitad de un tubo de lá-
mina galvanizada corrugada con juntas atornilladas.



G. PLANTA



b - COPTE A-A



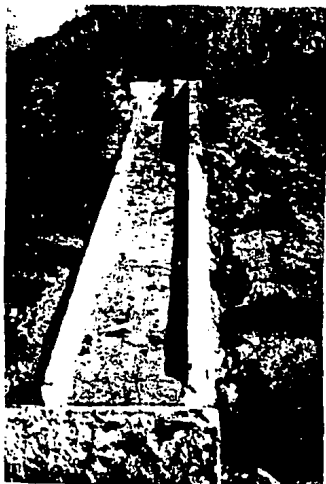
C. PERSPECTIVA

Figura II-17 Lavadero.

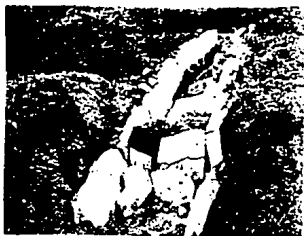
II.2.1.5 Bajadas.

Las bajadas (Fig. II-18) tienen una función similar a la de los lavaderos, estas se encuentran apoyadas en la superficie inclinada del terreno o también enterradas en el mismo. Muchos ingenieros considerarán que las bajadas son lavaderos entubados.

Generalmente las bajadas se emplean cuando en la longitud de un corte queda comprendida una parte baja (Thalweg) en el coronamiento; el agua que ahí se deposita no se debe dejar que escurra libremente en el talud del corte, ya que es mucha, ni por la misma razón, puede ser canalizada a la cuneta. La solución típica a este problema, es la bajada con un conducto que atraviese la corona y lleve el agua a donde no perjudique.



a) Para proteger la salida de una alcantarilla.



b) Falla por falta de anclaje.

Figura II-18 Bajadas.

II.2.1.6 Bermas.

Las bermas o escalonamientos pueden realizar la función de drenaje superficial y de conducción, control y eliminación de agua bronca.

Cuando las bermas son construidas con fines de drenaje la relación peralte-huella que deben tener se encuentra entre 1:1 y 1:1.5 y son de pequeñas dimensiones, escalones; dichos valores pueden aumentar a 1:2 ó 1:3. La construcción de las bermas es sobre el terreno natural, su objeto es eliminar la fuerza de erosión del agua que escurre sobre los taludes de un terraplén, corte o por el terreno natural. Cuando los escalonamientos se hacen en los cortes son para interrumpir la bajada de las aguas, generalmente la relación peralte-huella no podrá ser mayor a 0.75 ó 1:1.

En la mayoría de las veces los escalones son aprovechados para plantar pequeños arbustos, los cuales protegerán contra la erosión a los taludes.

II.2.1.7 Vegetación.

La vegetación es una de las protecciones más efectivas contra la acción erosiva del agua, en los cortes, terraplenes y el terreno natural. La vegetación que es más útil en los taludes es la trepadora o pasto muy tupido y los arbustos en las barreras protectoras del terreno natural.

II.2.1.8 Bordos.

Los bordos generalmente están hechos de tierra y en ocasiones de mampostería, encauzan el agua hacia las gargantas, cauces naturales, etc., es decir a la entrada de alcantarillas o puentes, para que el agua atravesase adecuadamente por dichas estructuras. Por lo general los bordos se construyen con material de excavación, casi siempre la excavación se realiza en forma paralela a la construcción del bordo.

Los taludes con que generalmente se construyen los bordos de tierra, con altura no mayor a 2 m. y con ancho de corona de 50 cm. son de 2:1 ó 3:1.

Los bordos también se construyen para brindar protección contra ríos o arroyos que son susceptibles a la erosión y contra zonas de inundación; además se construyen en forma perimetral en torno a las pistas de aeropuertos que entren en terrenos pantanosos o lacustres.

II.2.1.9 Vados.

Los vados son estructuras superficiales que se encuentran en el cruce con un escurrimiento de agua efímera o con un tirante pequeño permanente. Este sistema de drenaje casi siempre se aplica cuando tienen corrientes con régimen torrencial que permite el paso de los vehículos la mayor parte del año y en donde la interrupción del tránsito es de 2 a 4 hrs. como máximo.

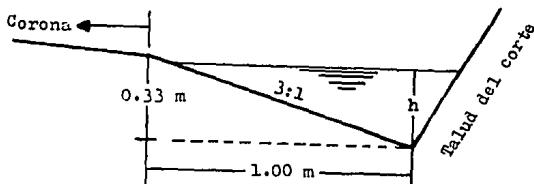
La configuración de los vados se deberá acercar lo más posible a la del terreno natural para no alterar demasiado al régimen hidráulico y para su propia protección; este tipo de obra generalmente se elige cuando los cauces son amplios y es baja la rasante del camino.

El vado deberá estar con la superficie de rodamiento e pelo de tierra, adaptando al terreno natural una catenaria o una parábola con pendiente de entrada de 4% como máximo y ligándola al camino mediante curvas verticales inversas a las del vado; estas últimas deben ser conforme a las especificaciones.

En el proyecto se tendrá que considerar que la mampostería o losa, con la que se construirá la superficie de rodamiento, tendrá que estar apoyada sobre una capa que contenga material granular de 30 cm. de espesor y compactado con un pizón.

II.2.1.10 Cunetas.

Las cunetas son canales que se construyen a los lados del camino en cortes, su objetivo es captar el agua que escurre de la corona del talud del corte y del terreno natural, para llevarla hasta una obra transversal y alejarla lo más rápido posible del camino (Fig. II-19). Se ha aceptado que para la mayoría de los casos, la profundidad de la cuneta sea de 33 cm., el ancho de 1 m. y con el talud del lado de la corona de 3:1. Su longitud no debe ser mayor de 250 m, cuando esto sucede se deberán construir obras de alivio, que ayuden a disminuir esa distancia y a evacuar el agua fuera del camino.



a) Sección transversal típica de una cuneta.



b) Cuneta de una carretera.

Figura II-19 Cuneta.

Si el material de la cuneta es erosionable, la velocidad que alcanza el agua deberá ser reducida a través de la disminución de la pendiente de la cuneta y generando caídas (Fig. II-20) para que el fondo de la cuneta se encuentre bajo el nivel de la subrasante, o incrementar la sección del canal y en algunas ocasiones revestirse.

Quando se construye una obra de alivio, generalmente también es necesario construir otras auxiliares, las cuales pueden ser simples muros interceptores que se encuentran dentro de la sección de la cuneta o también cajones de entrada con desarenadores (Fig. II-21), los cuales son los más recomendables y ventajosos.

Si la cuneta no se encuentra revestida y debidamente impermeabilizada, la disposición ideal con respecto a las capas del pavimento será la mostrada en la Figura II-22a, de lo contrario no será necesario profundizarla tanto, siendo suficiente que el nivel del agua quede bajo la base sin que se corra el riesgo de que la sub-base se vea afectada (Fig. II-22b).

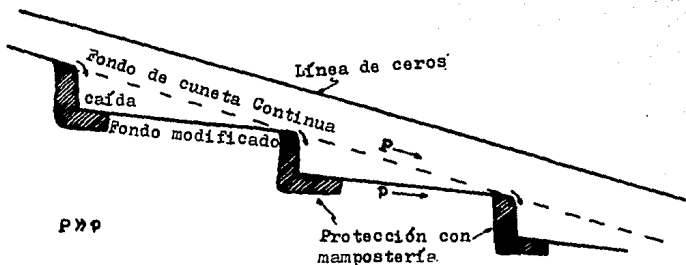


Figura II-20 Cuneta escalonada longitudinalmente.

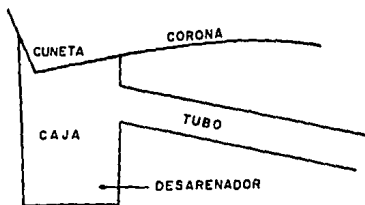
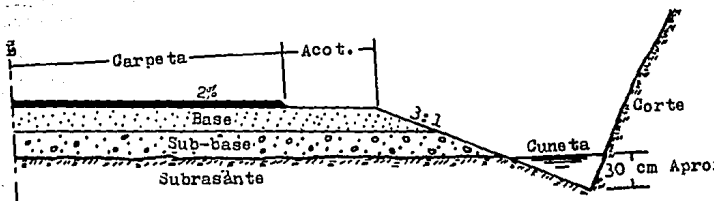
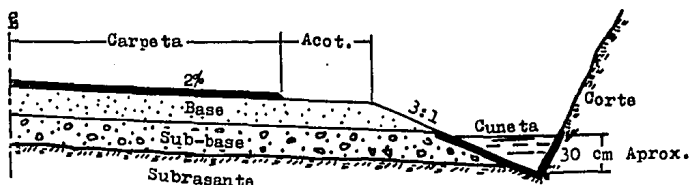


Figura II-21 Obra de alivio para que lateralmente se desaloje el agua de una cuneta muy larga.



a) Cuneta no impermeabilizada ni revestida.



b) Cuneta impermeabilizada y revestida.

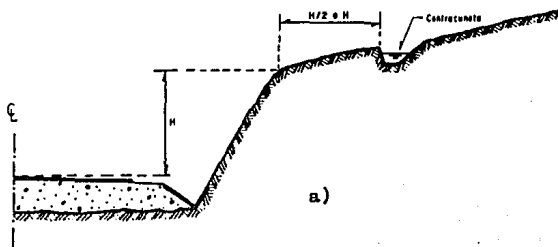
Figura II-22 Distribución recomendable para una cuneta.

II.2.1.11 Contracunetas.

Las contracunetas son canales que se construyen en el terreno natural, también se pueden formar con bordos pequeños, se encuentran aguas arriba de los taludes de los cortes. El objetivo es la captación del agua que escurre por las laderas y llevarla a la parte baja del terreno, evitándose así que al escurrir por los taludes las erosione y en las cunetas se incremente el caudal.

Las contracunetas solo deben construirse en las zonas donde el escurrimiento es transversal al camino y procede de una cuenca grande, de modo que pudiera excederse la capacidad de la cuneta.

Casi siempre la sección de las contracunetas es de forma trapezoidal, y para que el funcionamiento sea bueno se recomienda que la plantilla de la contracuneta sea de 60 a 80 cm., y altura de 40 a 60 cm. (Fig. II-23). El material excavado se colocará aguas abajo dejando una berma de 50 cm.



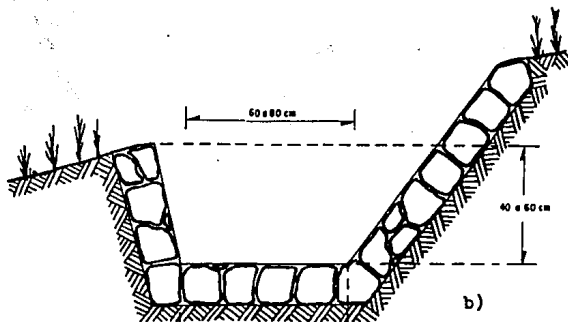


Figura II-23 Contracuneta.

II.2.1.12 Canales de encauzamiento.

En terrenos muy planos, en donde es torrencial el escurrimiento y no hay cauces que estén definidos, será forzoso que se construyan canales que intercepten el agua y la lleven a los lugares escogidos previamente para realizar una obra y efectuar el encauzamiento.

Si el material excavado es de buena calidad se puede utilizar en la realización de los terraplenes. Para proyectar la pendiente del canal se tiene que considerar, entre otros factores, el que la descarga del agua sea en el lugar que se estableció previamente y evitar la construcción de canales de salida de gran longitud.

II.2.1.13 Alcantarillas.

La función que desempeñan las alcantarillas es la de desalojar lo más pronto posible el agua de las hondonadas y las partes más bajas del terreno que atraviesan el camino. De acuerdo a la forma de su sección y al tipo de material con que están construidas se clasifican en tubos, bóvedas, losas sobre estribos y cajones. Estas estructuras se encuentran en el interior de la terraza.

El terraplén que se encuentra sobre las alcantarillas, de cualquier tipo, deberá estar construido en capas de 15 a 20 cm. de espesor, compactadas, los dos lados deben ser compactados simultáneamente a un espesor mínimo de 60 cm. en las tuberías y en las bóvedas de un metro partiendo de la parte superior de la clave.

II.2.1.13.1 Tubos.

Estas estructuras son alcantarillas en las cuales usualmente la sección interior es circular y siempre es necesario que tengan un terraplén con un espesor mínimo de 60 cm. para un buen funcionamiento estructural (Fig. II-24).

Los tubos pueden estar contruidos de concreto reforzado, lámina corrugada y en algunas ocasiones de mampostería y mortero de cemento, esta situación se considera en las bóvedas.



Figura II-24 Alcantarilla de tubo.

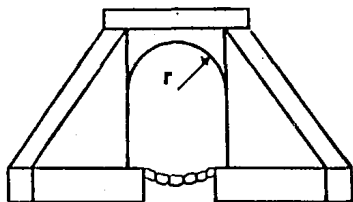
II.2.1.13.2 Bóvedas.

La sección transversal interior de las bóvedas consta de tres partes: el piso, dos muros verticales y sobre ellos un arco circular de medio punto o rebajado (Fig. II-25), que es la parte cóncava de un arco de sección variable con un espesor pequeño en la clave.

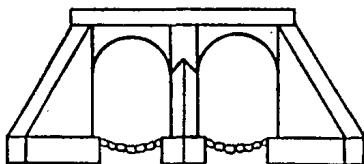
Comúnmente las bóvedas son contruidas con mampostería de tercera calidad y mortero de cemento 1:5. El marco es construido con un molde de madera que también se utiliza para colar la clave a lo largo de la obra. El concreto es de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ con juntas radiales y un ancho mínimo de 35 cm. Hasta donde sea posible las piedras del arco tendrán juntas radiales con cuatrapeco longitudinal y en el lado del extradós estará su mayor dimensión. Si el cemento que se utiliza es normal, el descimbrado se podrá hacer a los ca--

torce días de que fue colada la clave, tiempo a partir del cual se construira el terraplén.

En los terrenos rocosos se puede omitir el zampeado del piso y los dentellones aguas arriba y abajo que protegen al suelo contra la erosión. En el respaldo de cada estribo se coloca una capa de 30 cm. de espesor de material graduado con el objeto de disminuir el empuje hidrostático en los muros.



a) Sencilla.



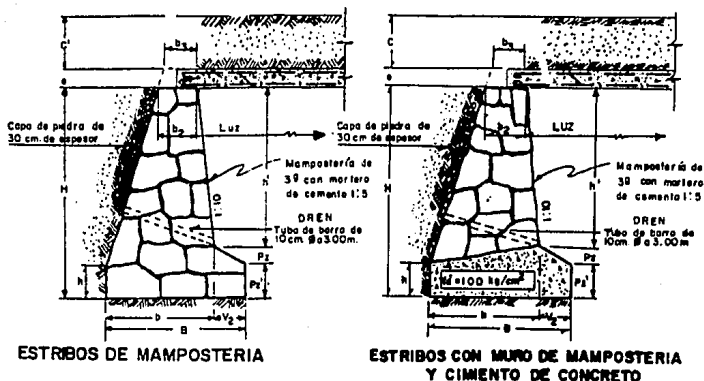
b) Múltiple.

Figura II-25 Tipos de alcantarillas de bóveda.

II.2.1.13.3 Losas sobre estribos.

Estas estructuras también están construidas con mampostería de tercera y mortero de cemento 1:5, están formadas por dos muros y sobre ellos una losa de concreto reforzado. Si la resistencia del terreno es poca, entonces se utilizarán estribos mixtos, muros de mampostería y cimiento de concreto (Fig. II-26).

A los 21 días se hará el descimbrado, mientras tanto se podrá realizar la construcción del terraplén, el zampeado del piso y la construcción de los dentellones, cuando el piso es de material erosionable y la eliminación del empuje hidrostático en los respaldos de los estribos, se solucionará igual que para las bóvedas.



MATERIALES : La mampostería será de 3a. clase con mortero de cemento 1:5- En estribos mixtos el concreto es de $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

H = Altura del estribo en m
 C = Colchón en m
 e = Espesor de losa en cm
 f'_c = Esfuerzo unitario de --
 trabajo en el terreno -
 kg/cm²

NOTA S: Esta nomenclatura regirá en el proyecto tipo de estribos de mampostería- Las dimensiones del estribo indicadas en las tablas, toman en cuenta el efecto de la C.V. (H15-S12 o H20-S16) correspondiente al colchón real de que se trate.

Figura II-26 Estribos usados en losas.

II.2.1.13.4 Cajones.

Los cajones son de sección rectangular, el piso, las paredes y el techo son de concreto reforzado, para la construcción de un cajón son necesarios los cuidados especiales (Fig. II-27). Se desempeñan en conjunto con un marco rígido que absorbe el peso y empuje del terraplén, la reacción del terreno y la carga viva.

Las losas y los muros son de poco espesor y peso. El conjunto tiene bastante área de apoyo.

II.2.2 Drenaje subterráneo.

Del agua de lluvia que cae a la superficie terrestre, una parte se evapora, otra escurre y la restante se filtra, pero el agua subterránea no toda es producto de la lluvia, ya que existe agua

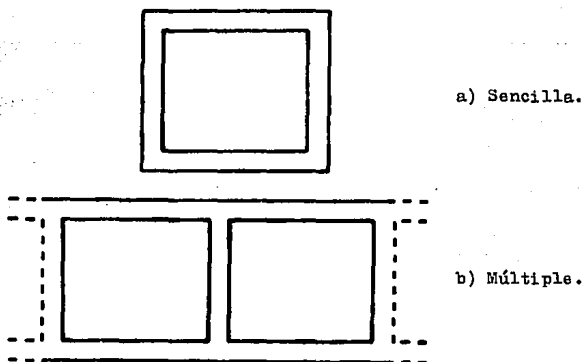


Figura II-27 Tipos de alcantarillas de cajón.

entrampada como residuo de viejos lagos u océanos, aunque también puede ser producto de vapores condensados que fuerón arrojados por una acción volcánica.

El agua subterránea se localiza en las partículas del suelo y sus cavidades, así como en las fallas y fracturas de las rocas; en algunas ocasiones se encuentra formando corrientes subterráneas o lagos.

Cuando el agua pasa a través de los vacíos del suelo o en las rocas que se encuentran muy intemperizadas, es probable que cauce erosiones; esta situación también se puede presentar cuando se construye un camino en corte y el flujo de agua no es controlable, se presentarán grandes problemas. El flujo de agua puede aparecer por los taludes y cama del camino. Las fallas que pueden presentarse en los taludes, por causa del flujo de agua subterránea, es de tipo conchaloide o creep, y en la cama se puede presentar inestabilidad en la superficie de rodamiento.

La presencia de agua subterránea también ocasiona la pérdida de cementación o la aparente cohesión y quizás también podría aumentar el peso de la masa y generar el flujo; además de que también puede ocasionar la elevación de las presiones neutrales con lo que se disminuye la resistencia al esfuerzo cortante, lo cual sumado al aumento del peso de la masa genera en los taludes la falla.

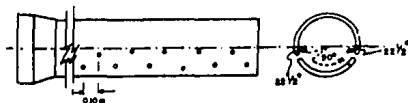
Las obras de drenaje subterráneo que son más empleadas son los drenes longitudinales de zanja y los transversales.

II.2.2.1 Drenes longitudinales de zanja.

Estos drenes consisten en excavar una zanja al pie de los taludes de corte, la profundidad mínima debe ser de 1.5 m., pudiendo llegar hasta 4 m. El tubo se coloca en el interior de la zanja sobre una plantilla de concreto pobre, el tubo deberá tener perforaciones en su parte baja (Fig. II-28a), y finalmente se rellena con material filtrante.

El objetivo de este dren es el de bajar el nivel freático de la cama del camino y disminuir el área de saturación en el talud de corte. El material de filtración que se emplea es la grava-arena en greña, cuyo tamaño máximo debe ser de 2 pulgadas y con un máximo de 5% de finos que pasen por la malla 200 (Fig. II-28b). En caso de que no se cuente con todos los materiales necesarios, la zanja podrá ser rellena con rocas que tengan un tamaño máximo de 15 cm.

A la zanja se le dará la pendiente necesaria para que el agua sea trasladada a una obra de drenaje transversal.



Disposición de las perforaciones en tuberías para subdrenaje

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA

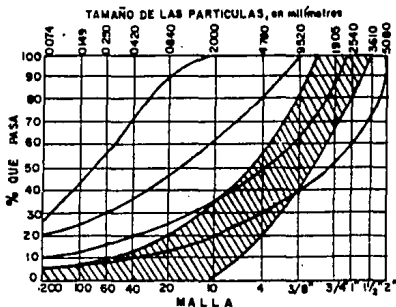


Figura II-28 Tubo perforado y granulometría del filtro para los drenes longitudinales de zanja.

II.2.2.2 Drenes transversales.

Cuando a través de los taludes de corte existen grandes filtraciones, además de la construcción de drenes longitudinales también será necesario el empleo de otro tipo de drenaje, uno que impida el flujo y que evite daños mayores, que puedan afectar al camino en su funcionamiento.

Los drenes transversales (Fig. II-29), son los que se emplean para este fin, este sistema de drenaje consiste en la introducción de tubos de acero de 5 cm. de diámetro, deben estar perforados lateralmente, a través de los taludes, la pendiente hacia el camino puede encontrarse entre 5 y 20°; antes de la introducción de los tubos, se realizará una perforación de 10 cm. de diámetro con un equipo especializado. Los tubos deben tener una longitud tal, que atraviesen las posibles fallas del terreno. De la permeabilidad de la masa de suelo, es dependiente la velocidad de captación del agua.

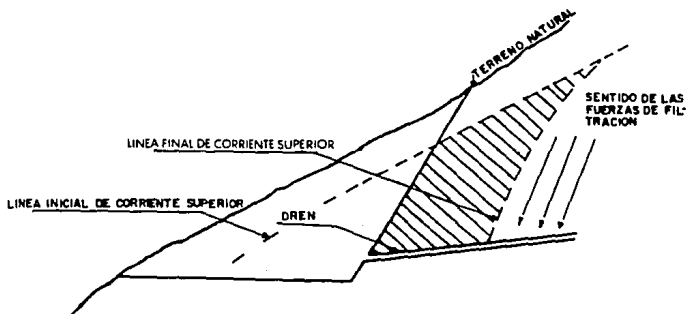


Figura II-29 Forma en que un dren transversal de talud realiza la captación.

Algunos especialistas recomiendan, para que este tipo de drenaje sea económico, que en vez de colocar tubos de acero se inyecte arena a presión o utilizar otates, bambúes o guaduas huecas, -- que estén llenas con arena y lateralmente perforadas.

II.3 Terracerías.

II.3.1 Definición y partes que las constituyen.

Una terracería se puede definir como el volumen de material que se extrae o sirve de relleno para la realización de una vía terrestre; el material se puede extraer a lo largo de la obra y si este se utiliza en la construcción de los terraplenes o en los rellenos, se dice que se tienen terracerías compensadas; el volumen de corte que no se utiliza es denominado desperdicio. Cuando el material extraído no es suficiente para la construcción de los terraplenes o rellenos será necesario extraer material fuera de la línea de obra, es decir en zonas de préstamo; si las zonas están cercanas a la obra, con distancias de 10 a 100 m. desde el centro de la línea, se dice que son préstamos laterales, y si están a más de 100 m. son préstamos de banco.

Las terracerías construidas en terraplén están divididas en dos partes (Fig. II-30a), la parte inferior que es el cuerpo del terraplén y la subrasante que se coloca encima de la anterior; con un espesor de 30 cm como máximo. Si el tránsito que operará en el camino es mayor de 5000 vehículos al día, en el cuerpo del terraplén se le colocarán los últimos 50 cm. con un material compactable esta capa es conocida como capa subyacente (Fig. II-30b).

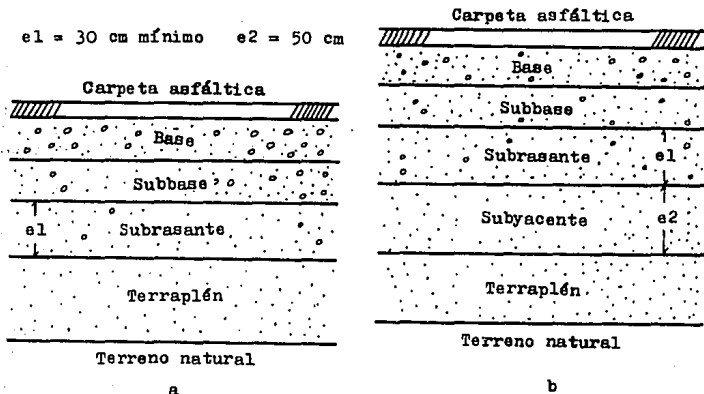


Figura II-30 Partes que forman una vía terrestre.

La sección que se observa en la Figura II-30a, es para un tránsito de hasta 5000 vehículos al día. Las terracerías están compuestas por el cuerpo del terraplén y en la parte superior la capa subrasante. El pavimento se coloca sobre la subrasante.

En la Figura II-30b, se observa una sección para un volumen de tránsito mayor de 5000 vehículos al día. Esta sección está compuesta por el cuerpo del terraplén en la parte inferior, sobre él se encuentra la capa subyacente de 50 cm. de espesor y finalmente la capa subrasante con un espesor de 30 cm. como mínimo; sobre la subrasante se colocará el pavimento.

II.3.2 Características y objetivo de las terracerías.

Las funciones y características de los materiales que se emplean en la construcción de las capas de las terracerías se mencionarán a continuación:

II.3.2.1.1 Terraplén.

El principal objetivo de esta parte de la vía terrestre es el cumplir las especificaciones geométricas, principalmente en lo referente a la pendiente longitudinal, soportar los esfuerzos que produce el tránsito trasladados por las capas de arriba, además de dispersar los esfuerzos mediante su espesor. Para que estos lleguen con una magnitud que no perjudique al terreno natural en su resistencia.

El tamaño máximo de los materiales que se utilizan en la construcción de un terraplén es hasta de 75 cm; el límite líquido para los suelos hasta hace muy poco tiempo se aceptaba que fuera menor al 100%, pero actualmente se exige que sea menor al 70%.

Para construir un terraplén existen dos tipos de materiales: los compactables y los no compactables. Esta clasificación se basa principalmente en la facilidad de compactación de los materiales por compactarse mediante métodos comunes.

Un material compactable es aquel que después de que es disgregado tienen en la malla de 7.5 cm. menos del 20% de material retenido y menos del 5% en la malla de 15 cm. Los materiales que no cumplen los requisitos anteriores son llamados no compactables.

II.3.2.1.2 Procedimiento constructivo del terraplén.

Para acomodar los materiales se pueden seguir los siguientes métodos:

a) Si los materiales son compactables, el tratamiento será con un equipo acorde a su calidad, comúnmente el grado de compactación de los materiales que integran el terraplén es del 90%; el espesor

de las capas será según el equipo utilizado.

b) Cuando los materiales son del tipo no compactable, es recomendable que se construya una capa cuyo espesor sea similar al tamaño de las rocas; pero no inferior a 15 cm., la compactación será efectuada por un tractor de orugas que pasará tres veces por cada punto de la capa realizando movimientos ondulares; para mejorar el acomodo del material se recomienda que se adicione agua en la proporción de 100-1 por m³ de material.

c) En caso de que sea necesario realizar rellenos en barrancas angostas y profundas, donde el acceso de las máquinas es difícil, es permitido que el material sea colocado a volteo, hasta que el material se encuentre a una altura en la cual las máquinas ya puedan operar.

Si el tránsito que soportará un camino es superior a 5000 vehículos al día, entonces los 50 cm. superiores del terraplén serán construidos con un material compactable, el cual deberá tener un grado de compactación de 95% del PVSM, en dado caso de que el material con que fue construida la parte inferior sea compactable, entonces la diferencia será el grado de compactación que cada una de ellas tendrán.

II.3.2.2 Subrasante.

II.3.2.2.1 Características.

Las características mínimas de la capa subrasante son las siguientes:

- 1.- El espesor debe ser mínimo de 30 cm.
- 2.- El tamaño máximo de los materiales es de 7.5 cm.
- 3.- El grado de compactación debe ser del 95% del PVSM.
- 4.- El valor relativo de soporte debe ser como mínimo del 15%.
- 5.- La máxima expansión debe ser del 5%.

El valor relativo de soporte y la expansión se deben obtener por la prueba de Porter Estándar. Los valores dados a los aspectos anteriores fueron establecidos en 1957, pero ahora las especificaciones son del 5% mínimo y 5% máximo, respectivamente, aunque todavía se siguen utilizando las anteriores; estas características tienen que adaptarse a la función que desempeñara la capa subrasante.

II.3.2.2.2 Funciones de la subrasante.

Las funciones que tiene la capa subrasante son las siguientes:

- Recibir y soportar los esfuerzos producidos por el tránsito, que se le transmiten a través de las capas del pavimento.
- Distribuir y transmitir los esfuerzos generados por el tránsito al terraplén.
- Evitar que la terracería absorba al pavimento, cuando están contruidas con rocas. Cuando sea esta situación, la graduación de los materiales debe ser intermedia entre los fragmentos de las rocas del terraplén y los granulares de la sub-base o base.
- Cuando el terraplén esté construido con materiales finos plásticos, tiene que evitar que estos contaminen al pavimento. La graduación de los materiales se debe encontrar entre los finos del terraplén y los granulares del pavimento.
- Debe evitar que las imperfecciones en los cortes se proyecten en la superficie de rodamiento.
- A lo largo del camino, uniforma los espesores de pavimento, especialmente cuando se tiene mucha variación en los materiales de la terracería.
- Economiza los espesores del pavimento, principalmente en el caso de que los materiales de las terracerías requieran que el espesor sea grande.

II.3.2.2.3 Proyecto geométrico.

En el proyecto geométrico se tienen que considerar los siguientes aspectos:

- 1.- Especificaciones de pendiente longitudinal.
- 2.- Altura suficiente para instalar las obras de drenaje.
- 3.- Altura suficiente para que el agua capilar no perjudique al pavimento.
- 4.- Realización de acarrees económicos.

Como se observa, los factores que definen a la subrasante son de costos, topográficos y geométricos.

II.3.2.2.4 Construcción de la subrasante.

Esta capa generalmente se construye mediante dos capas con un espesor mínimo de 15 cm.

Cuando los materiales que se encuentran cerca de la obra no

cumplan con las especificaciones, se tendrán que estabilizar adecuadamente a través de un método mecánico o químico, en otras ocasiones para construir la terracería será necesario formar una caja para desalojar el material y colocar uno que si cumpla las especificaciones; generalmente este es el procedimiento que se utiliza al construir la subrasante en un corte.

En algunas ocasiones, los materiales de los cortes son buenos y se pueden utilizar en la subrasante, como consecuencia, no se realizarán préstamos de banco, y para que la cama de corte no tenga salientes y la compensación sea efectuada correctamente, se deben escarificar 15 cm. de material, se mezcla homogéneamente, al extenderse se le da el bombeo o sobre-elevación especificado en el proyecto y finalmente se compacta al 95% del PVSM.

II.3.3 Taludes de terraplenes y cortes.

En todos los tipos de vías terrestres, los taludes de terraplén y corte se proyectaran conforme a los materiales de relleno y del terreno natural.

Los taludes más comunes en los cortes de roca firme es de cemento, para las pizarras, calizas (material consolidado y estratificado), lutitas y con echados horizontales o que no pongan en riesgo la estabilidad (a estos también se les llama echados en contra del camino) de 1/4:1 y finalmente para el tepetate, arcilla o roca agrietada de 1/2:1.

Respecto a los taludes en terraplenes, usualmente se utilizan de 1.5:1; cuando se construyen con arena de playa o médano se utilizan de 3:1 hasta 5:1, ya que la lluvia los erosiona bastante (Fig. II-31), además, se recomienda propiciar el crecimiento de hierba para una mayor protección, principalmente en los materiales inertes.

II.3.4 Construcción de terraplenes en pantanos.

Los hundimientos son los principales problemas que se presentan en la construcción de terraplenes en los pantanos, debido a esto, cuando sea posible económicamente hablando, se debe evitar dicha construcción. Generalmente esto no sucede así, ya que en casi todas las ocasiones la construcción del terraplén en un suelo pantanoso es forzosa. Existen diversos procedimientos para la construcción de dichos terraplenes, entre ellos se encuentran; el procedimiento por sustitución, por flotación, por consolidación y el por hundimiento total del terraplén.



Figura II-31 Terraplén construido con arena de playa y que aun estando protegido superficialmente con arena estabilizada con asfalto es erosionado por la lluvia.

II.3.4.1 Procedimiento por sustitución.

En este procedimiento el material se excava hasta que se llega a un estrato resistente para que posteriormente, el hueco dejado por el material excavado, sea rellenado con un material adecuado. Con este procedimiento se presentarían muy pocos problemas de asentamiento, pero casi siempre es antieconómica su aplicación.

II.3.4.2 Procedimiento por flotación.

Cuando se utilice este procedimiento, el cuerpo del terraplén flotará, ya que se construye con material que tiene un peso volumétrico inferior al del pantano. Para dicha construcción se utilizan las arenas volcánicas, consecuentemente el empleo de este procedimiento no es muy común. Con el tiempo, el terraplén se asentará poco a poco.

II.3.4.3 Procedimiento por consolidación.

Al utilizar este procedimiento se le proporciona al material del pantano una capacidad para que sostenga al terraplén. Lo anterior se puede conseguir mediante:

- 1) Deshidratación del pantano.
- 2) Confinamiento del cuerpo del terraplén a los dos lados a través del empleo de tabla-estacados.
- 3) A través de sobrecargas laterales que incrementen la resistencia pasiva al deslizamiento.
- 4) Mediante la utilización de drenes verticales de arena para que la consolidación se acelere.

El punto número 1 solo se aplicará a contados casos, ya que comúnmente las partes más bajas de una región son las zonas pantanosas, con lo cual la construcción de zanjas que drenen la zona de trabajo se hace más difícil.

El caso número dos es muy costoso, aunque este procedimiento se ha utilizado en algunos tramos de caminos, su uso no es muy conveniente.

El tercer procedimiento en bastantes casos (dependiendo de los materiales que en la región estén disponibles) es una buena solución.

Los tres primeros procedimientos tienen como inconveniente a los largos períodos de asentamientos.

Con el cuarto procedimiento se acelera el asentamiento del terraplén en el pantano. La consolidación se realiza quitándole parte del agua que contiene el material y también de la que rodea a las partículas con el objeto de aproximarlas entre sí.

El tiempo que se requiere para la consolidación varía con el cuadrado de la longitud que el agua tiene que desplazarse para escapar, de modo que si se disminuye el recorrido que tiene que realizar el líquido, en un corto período podrá ocurrir la consolidación. Para reducir el recorrido del líquido se pueden utilizar los drenes verticales de arena, que no son más que agujeros realizados con posteadoras en el terreno blando y rellenos con arena.

Además del flujo vertical, la instalación de drenes también permite el desplazamiento horizontal del líquido hacia los drenes con lo cual se incrementa el proceso de consolidación. El diámetro mínimo que se aconseja para los drenes de arena es de 30 cm. con el objeto de que el trabajo sea eficiente. La distancia entre los drenes de arena deberá ser tal que un porcentaje notable de asentamiento final sea registrado en un tiempo especificado. El espaciamiento entre los drenes se podrá reducir cuando el régimen de asentamientos sea muy lento. Si el régimen es muy rápido, entonces podrá aumentarse el espaciamiento.

II.3.4.4 Procedimiento de hundimiento total del terraplén.

En este procedimiento el terraplén se hace descender hasta que descanse en un fondo resistente que impida el movimiento desalojando el material fangoso. Lo anterior se puede obtener por;

- 1) Hundimiento del terraplén por la acción de la gravedad.
- 2) Hundimiento del terraplén a través de la utilización de fuerzas externas para que el proceso se acelere (explosivos o chiflones de agua).

El hundimiento por gravedad es un proceso muy lento y por consiguiente puede durar años, tiempo en el que no se recomienda la construcción del pavimento ya que sería prematura y tendría que volver a construirse cuando por causa de un asentamiento fuerte se tenga que elevar la rasante.

El procedimiento referente al uso de chiflones de agua consiste en realizar el bombeo de agua con una presión fuerte hacia el fango para que este adquiera una condición fluida. Posteriormente una capa de material arenoso se colocará sobre esta superficie, y los chiflones que usualmente se colocan más o menos a unos 5 m. uno del otro y a una profundidad aproximada de $2/3$ de la profundidad del pantano, el agua se seguirá bombeando al fango que está desalojándose así como también al material que efectúa el desalojo. En algunas ocasiones, este procedimiento deja bolsas de fango que causarán asentamientos posteriormente. La utilización de los explosivos en la mayoría de los casos resulta ser el procedimiento más económico y adecuado.

Los métodos más comunes, para los desplazamientos de turba y asentamientos de terraplenes a través de la utilización de explosivos, son los siguientes:

- 1) Por instalación de explosivos antes de la construcción del terraplén.
- 2) Por instalación del explosivo durante la construcción del terraplén.
- 3) Por instalación del explosivo después de la construcción del terraplén.

El procedimiento uno se utiliza primordialmente cuando el material con el que se construirá el terraplén tiene bastantes fragmentos grandes de roca. El primer paso de este procedimiento es quitar la capa superficial que usualmente está formada por hierbas cuyas raíces dificultan el asentamiento. Este paso se puede hacer a través de medios mecánicos. Cuando se ha quitado la capa vegetal

el siguiente paso es la colocación de las cajas de explosivos en forma directa sobre la porción del pantano que está expuesta. Debido a que el explosivo permanecerá durante algún tiempo, se deberán utilizar explosivos tales como la dinamita nitroglicerina, la gela tina o el hidrogel.

Al estar colocadas las cajas con explosivos, se cubrirán primero con un material fino y después se le va tirando el terraplén para que junto con los explosivos vayan bajando una cierta profundidad. El alambre en las conexiones debe ser suficiente para que al ocurrir el asentamiento no se produzca alguna rotura. El material de relleno que estará sobre los explosivos deberá ser suficiente para que cuando se produzca la explosión el fango sea desalojado realmente y no solamente el terraplén sea levantado.

Cuando la colocación del explosivo es durante la construcción del terraplén, pueden seguirse los métodos siguientes:

- a) Método de voladura de pie.
- b) Método de voladura con torpedo.

El primer método desplaza el material flojo en el pie del terraplén, es decir, los explosivos se colocan transversalmente al camino, al pie y adelante del relleno terminado. El material de relleno será llevado hacia adelante, en su extremo se construirá una sobrecarga de tamaño considerable y se harán unos barrenos en forma de "V" al frente del terraplén, y se coloca el explosivo. Acto seguido se tenderá más terraplén lo más alto posible para que se obtenga la presión y confinamiento que requiere el explosivo. Al realizarse la explosión, la fuerza explosiva empuja hacia el pantano que es la dirección de menor resistencia. Inmediatamente después de que es expulsado el lodo, el terraplén se asentará en el lugar por su propio peso. En pantanos de hasta seis metros de profundidad, este procedimiento genera buenos resultados.

El segundo método es una modificación del mencionado anteriormente, y consiste en desplazar hacia adelante el relleno del pantano hasta que la turba forzada hacia arriba en la parte delantera del relleno se hace difícil de mover; ante esta situación se requiere la introducción de torpedos en el material abultado y fango so que está frente al terraplén. El torpedo está integrado aproximadamente por tres kilogramos de dinamita en cartuchos de poco diámetro, que se encuentran amarrados a un bastón de madera de aproximadamente 4 m. de largo. La introducción de los torpedos en el material flojo del pantano se hace a mano a intervalos de unos dos metros haciéndolos explotar conforme el relleno se valla asentando. En pantanos de hasta doce metros de profundidad, este método produce buenos resultados.

El procedimiento más complicado de los tres es en el que se colocan los explosivos después de que se construye el terraplén.

Para su aplicación se necesita un estudio detallado del perfil de suelos para que se verifique la cantidad de relleno y su posición a causa del asentamiento natural, así como las profundidades y espesores de los distintos estratos que el perfil geológico tiene.

Para la realización de las perforaciones, donde se colocarán los explosivos, se utilizan máquinas perforadoras o con un martinete que permita incar tubos de acero de 6 pulgadas. Los tubos se pueden extraer antes de que se realice la explosión. Después de que se realizarón los barrenos y fue revisada la profundidad exacta del sondeo, se abre un depósito para los explosivos ya sea picando con una barreta o a través de una carga pequeña de dinamita que permita abrir caja. En seguida las cargas son colocadas pudiendo introducir en cada depósito de 15 a 20 cartuchos. La utilización de este procedimiento es adecuado en pantanos de hasta 6 m. de profundidad. En caso de que la profundidad sea mayor, el procedimiento se repite.

II.4 Terracerías para ferrocarriles.

II.4.1 Sección transversal.

La sección estructural de los caminos y aeropuertos, difiere de la de los ferrocarriles, ya que en la construcción de esta se emplean materiales como el concreto hidráulico, el acero y la madera, materiales que son indispensables a todo lo largo de la estructura en forma de durmientes y rieles, que en conjunto forman la llamada superestructura de la obra (Fig. II-32), su función es la de transmitir los esfuerzos que recibe del ferrocarril a la parte inferior que regularmente se encontrará formada por el cuerpo del terraplén, la capa subrasante, el subbalasto y el balasto.

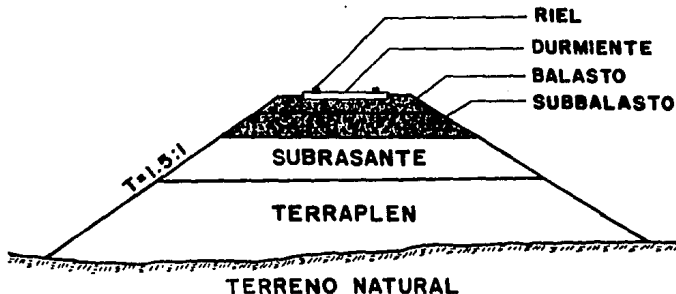


Figura II-32 Terraplén típico en una vía para ferrocarril.

II.4.1.1 Terracerías.

Las partes de las vías para ferrocarril que más semejanzas tienen con las de los caminos y aeropuertos son las terracerías, prácticamente se proyectan y construyen de igual manera; es decir la profundidad de los cortes y la altura de los terraplenes o sea la posición de la subrasante, están regidas por la pendiente longitudinal de la obra, principalmente, pendiente que es mucho menor a la de los caminos, principalmente en montañas y lomeríos, lo cual da lugar a proyectos de viaductos, túneles y terraplenes altos en algunas ocasiones, la longitud de dichos proyectos es determinada en base a estudios económicos y es obtenida mediante el movimiento de la subrasante en forma horizontal, ya que verticalmente no puede ser movida, porque las especificaciones en cuanto a la pendiente longitudinal son muy rígidas.

Generalmente para la construcción de los terraplenes se utilizan materiales que provienen de los túneles o cortes, la calidad de estos materiales debe ser la misma de la requerida para los caminos, igualmente sucede con la capa subrasante, el material que se utiliza en la construcción de esta capa comúnmente proviene de bancos, a no ser que la calidad requerida se tenga en los cortes adyacentes; a las capas formadas por el subbalasto y el balasto, - la superestructura les determina características especiales, fundamentalmente en relación a la granulometría.

II.4.1.2 Superestructura.

II.4.1.2.1 Rieles.

Los rieles son dos elementos de acero, que se colocan en forma paralela a una distancia entre ellos denominada escantillón, - que forma el medio a través del cual el equipo móvil se desplazará, para su buen funcionamiento requieren que su instalación sea con alta precisión en el alineamiento vertical y horizontal. Los rieles son sometidos a grandes esfuerzos por las velocidades que desarrollan los ferrocarriles, por tal motivo los rieles deben encontrarse perfectamente sujetos, para evitar movimientos y disminuir las vibraciones e impactos.

El riel es una viga "I" que se fabrica de una sola pieza (Fig II-33), el patín superior (hongo o cabeza) es la parte sobre la cual el ferrocarril se apoya, además del patín el riel cuenta con alma y placa inferior, siendo esta última en la cual se sujeta al durmiente.

La clasificación de los durmientes es según su peso por unidad de longitud. Los rieles que más se emplean en México son los que se presentan en la Tabla II-1.

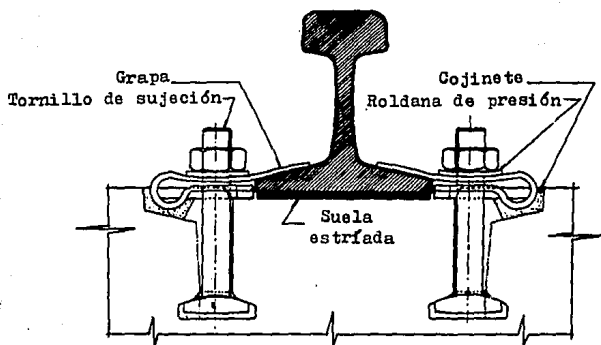


Figura II-33 Instalación típica de un riel para vía de ferrocarril.

Características de algunos rieles usados en México					
Calibre en libras por yarda					
	90 ARA.A	100 RE	110 RE	115 RE	132 RE
Peso kg/m	44.644	49.605	54.566	57.045	65.478
(C2) Area	20.3	24.5	26.1	25.2	25.5
(G3) Módulo S	238	291	329	360	452
(G4) Momento de inercia	1554	2040	2372	2730	3671
Alto plg	5 5/8	6	6 1/4	6 5/8	7 1/8
Base plg	5 1/8	5 3/8	5 1/2	5 1/2	6
Hongo plg	2 9/16	2 11/16	2 25/32	2 23/32	3

Tabla II-1 Características de los rieles que más se utilizan en México.

La vida útil de los rieles depende directamente de las velocidades y cargas de los ferrocarriles, de su calibre (peso por longitud), del espaciamiento y área de apoyo de los durmientes, de la calidad del balasto y de la sujeción del riel al durmiente, así como la del durmiente al balasto. Se considera que el riel es una viga continua que se encuentra apoyada sobre 5 durmientes con 4 claros; aunque algunas veces uno que otro apoyo falla, resultando así que los claros reales entre los durmientes resultan ser hasta del triple, originándose así fuertes deflexiones que tienen que ser resistidas por los rieles sin que se presenten deformaciones permanentes ni roturas de los accesorios que los sujetan a los durmientes.

El riel, a causa del trabajo a que está sujeto, sufre desgastes en el hongo y algunos otros daños tales como la destrucción de la cohesión molecular del acero, motivo por el cual cuando llegan a un cierto grado de deterioro son desechados. La vida útil de un riel varía de 10 a 50 años.

La longitud que pueden tener los rieles es desde 12 m. hasta kilómetros, ya que pueden soldarse unos con otros en el campo o en el taller. Conforme la longitud del riel soldado es mayor, la inestabilidad de la vía se incrementa, estos rieles resultan muy peligrosos en las zonas montañosas, en las cuales pueden tenerse varias curvas horizontales, en donde su longitud es limitada a 2 km.

II.4.1.2.2 Durmientes.

Estos elementos son los que se emplean como apoyos transversales de la vía, a ellos se sujetan los rieles a través de accesorios y son colocados a una distancia determinada, de la cual depende de la carga a que están sometidos; pueden ser de madera blanda o dura, creosotada o de concreto pretensado o de bloques de concreto en sus extremos, unidos a través de acero estructural y articulación con pretensado.

Los durmientes de madera tienen una sección tipo de 18 x 20 cm x 2.4 m (Fig. II-34), en Europa se emplea de 15 x 25 x 2.6 m, en un kilómetro se utilizan de 1700 a 2050 durmientes.

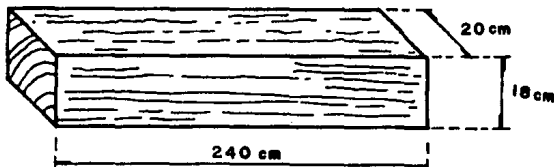


Figura II-34 Durmiente de madera.

El durmiente de acero tipo concha es hueco y requiere de una cuidadosa colocación para introducirlos y calzarlos con el balasto pero generan un excelente anclaje muy útil en terrenos sinuosos o donde existe riel soldado; la vida útil que tiene este tipo de durmiente es de cuando menos 60 años, sufren pequeños deterioros a causa de descarrilamientos, pueden ser rehabilitados a través de soldadura y un alto valor de recuperación (Fig. II-35).

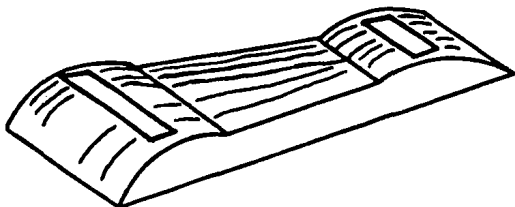


Figura II-35 Durmiente tipo concha construido con acero.

En lo referente a los durmientes de concreto, este puede ser de una sola pieza pretensada (Fig. II-36) o de dos piezas unidas a través de una barra de acero (Fig. II-37), la cual es también pretensada; si no se presentan problemas, la vida útil de estos durmientes es casi igual a la de los de acero, se llegase a ocurrir algún descarrilamiento, los durmientes de concreto se destruyen con mayor facilidad que los de dos piezas, ya que si estos sufren averías en la barra de acero podrán ser rehabilitados mediante soldadura.

II.4.1.2.3 Balasto.

Es una capa formada por material granular que sirve de anclaje y apoyo al durmiente, evitando con ello que sufra deslizamientos transversales y longitudinales, lo cual se presenta con mayor frecuencia en las curvas y en los tramos de riel soldado; sus funciones son la de transmitir los esfuerzos a las capas de abajo, --mantener drenada la parte de arriba de la estructura y servir de elemento nivelador en la conservación.

Las especificaciones que el balasto debe cumplir son las siguientes:

Granulometría; las especificaciones referentes a la composición granulométrica del balasto son señaladas en la Tabla II-2.

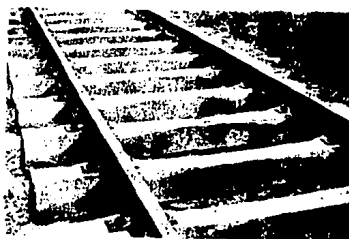


Figura II-36 Durmiente de una sola pieza construido con concreto pretensado.

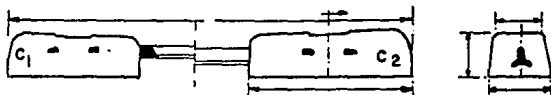


Figura II-37 Durmiente de concreto formado por dos piezas unidas mediante una barra de acero.

En todos los casos, el material que pasa la malla #4 deberá - contener un equivalente de arena mayor de 80%. El peso volumétrico suelto tendrá que ser superior a 110 kg/m³. El desgaste máximo de la prueba de los Angeles tendrá que ser de 40%.

El intemperismo acelerado a través de ciclos de saturación y secado en una solución de sulfato de sodio, no será más del 35%.

La forma del balasto debe ser en un 60% angulosa, para así a asegurar una elevada fricción.

Denominación	1	2	3	4	5
76.1 mm 3 plg	100	-	-	-	-
64.0 mm 2 1/2 plg	90-100	100	-	-	-
50.8 mm 2 plg	-	95-100	100	-	-
38.1 mm 1 1/2 plg	25-60	35-70	90-100	100	100
25.4 mm 1 plg	-	0-15	20-55	90-100	95-100
19.0 mm 3/4 plg	0-10	-	0-15	40-75	-
12.7 mm 1/2 plg	0-5	0-5	-	15-35	25-60
9.5mm 3/4 plg	-	-	0-5	0-15	-
4.76 mm Malla Núm. 4	-	-	-	0-5	0-10
2.38 mm Malla Núm. 8	-	-	-	-	0-5

Tabla II-2 Granulometría para balastos.

Espesor de la capa del balasto. Para obtener esta capa se deben hacer consideraciones teóricas de distribución de esfuerzos, - aunque comúnmente dicho espesor es colocado según la práctica regional.

En primer término, se puede encontrar la presión que los dur-

mientes transmitiran al balasto; entre las fórmulas empíricas que se tienen se encuentran la de la Asociación Americana de Ingenieros de ferrocarriles (AREA) y la Europea que son, respectivamente, las siguientes:

$$h = \left(17 \frac{P_o}{P} \right)^{1/1.25} \quad \text{y} \quad h = \frac{(P_o - P)b}{2P}$$

En las cuales:

h = Espesor del balasto.

P_o = Presión en las bases de los durmientes.

P = Esfuerzo permisible en la subrasante.

b = Ancho de los durmientes.

Según el AREA la presión se distribuye de acuerdo al ángulo de 45° y para la Europea el ángulo es de 30°.

La presión permisible (P) en la subrasante es de 0.5 kg/cm² - en los suelos bien graduados y de 2 kg/cm² para suelos excelentes.

El espesor que se utiliza en la práctica varía de 30 a 50 cm. En nuestro país, el balasto es colocado sobre una capa de subbalasto de material graduado con un VRS mínimo de 30% y con plasticidad y valor cementante iguales a los de las subbases de pavimentos flexibles, la capacidad de carga que puede aceptarse es de 1.5 % kg/cm². El subbalasto, con un espesor de 15 cm., se coloca sobre la capa subrasante, cuya composición debe ser cuando menos de una arena arcillosa con 15% de valor de soporte (comúnmente de acuerdo a las especificaciones el espesor es de 30 cm., igual que en las terracerías de caminos); la capacidad mínima de carga se puede decir que es de 1 kg/cm². La capa subrasante, como ya se dijo, es construida sobre el cuerpo del terraplén, siendo la capacidad mínima de carga de este último de 0.5 kg/cm².

Resumiendo, se tiene que los espesores que se emplean en la práctica son:

Subrasante 30 cm. mínimo (se coloca siempre).

Subbalasto 15 cm.

Balasto 30 cm. mínimo.

Espesor total 75 cm. mínimo.

El espesor calculado a través de las fórmulas es a partir de la base del durmiente, en caso de que el espesor de este sea de 20 cm, el balasto quedara mínimo 5 cm. debajo de su parte superior.

En nuestro país se han utilizado espesores de 30 cm. de balasto en tramos con tránsito ligero y de 45 cm. en tramos principales

El empleo de las subrasantes y subbalastos es debido a los cambios de granulometría de los materiales que se encuentran entre el terraplén y el balasto; así pues, en caso de que el terraplén esté formado por finos, conviene que la subrasante esté formada por una granulometría más gruesa, pero con más finos que el subbalasto; si el terraplén tiene fragmentos chicos de roca, la subrasante deberá estar formada con materiales con tamaños máximos menores a los del terraplén, pero con mayores a los que integran al subbalasto. De igual manera sucede con la granulometría de este último y del subbalasto en la cual este es un material más grueso que aquel, principalmente con un mayor número de huecos.

Algunos especialistas de nuestro país recomiendan que se deben considerar, en vías terrestres, los siguientes aspectos constructivos;

- 1.- Evitar construir terraplenes con altura insuficiente, según la capacidad de capilaridad de los mismos, para que las aguas superficiales se eleven, o proyectar terraplenes cuyo espesor sea inferior a un metro.
- 2.- En los cortes deben utilizarse drenes, además las cunetas deben zamparse con mampostería o concreto.
- 3.- La corona del terraplén o la base de cortes se deben afinar, usando como mínimo 30 cm. de material granular bien graduado y compactado, con espesores mayores donde el poco valor de soporte del terraplén lo necesite y compactar al 95% dicha capa.
- 4.- La sección transversal debe ser perfilada con "bombeo", que permita el desague lateral, utilizando una aplanadora de rodillo liso y compactando hacia el centro.
- 5.- La capa de subbalasto se deberá sellar con un riego asfáltico de fraguado medio con la dosificación de 2 l/m^2 , tapándolo con una capa de arena y compactándola para formar una delgada carpeta impermeable, esta será cubierta con una capa de arena gruesa para que no sufra daños antes de balastar la vía. Este procedimiento no es aplicable a los pedraplenes.

Para las capas de subbalasto, subrasante y el cuerpo del terraplén, los procedimientos de construcción son iguales a los ya descritos.

II.5 Desmante de tierras.

El desmante de tierras es una actividad que carece de principios exactos, ya que las diferencias en las tasas y métodos de producción varían bastante de un lugar con respecto a otro.

II.5.1 Factores que afectan el desmonte.

- a) **Vegetación:** La densidad y tamaño de los árboles, los sistemas-radiculares, las lianas y el monte bajo, son factores que influyen en los costos y rendimientos.
- b) **La utilización final de los materiales desmontados:** En el tipo de obra a construir, la densidad de vegetación, etc., se requieren distintos grados de desmonte, con esto se observa que es un factor muy importante el empleo que se le dará a las tierras para elegir la maquinaria que se utilizará.
- c) **Estabilidad del suelo:** El tipo y profundidad de la tierra vegetal, las rocas, los fragmentos de las mismas y el grado de humedad, son factores que también influyen en el desmonte de tierras.
- d) **Topografía:** Este es un factor que afecta principalmente a la maquinaria, ya que su rendimiento se ve afectado por las fuertes pendientes, por las cárcavas, por zonas pantanosas, por grandes piedras y también por hormigueros.
- e) **Precipitación pluvial y temperatura:** Las actividades de desmonte, tanto la tala como la quema de desechos, se ven ampliamente perjudicadas por las lluvias y por la temperatura.
- f) **Especificaciones:** Este factor es el más importante, ya que es el que determina el área a desmontar, el grado de desmonte, utilización del material de desmonte, forma de conservación y la fecha de terminación, que en conjunto determinan el método y maquinaria a utilizar.

II.5.2 Exploración del lugar.

La información referente a las especificaciones de trabajo, - destino de las tierras desmontadas, las lluvias y temperaturas, - son proporcionadas a través de registros, especificaciones por escrito y estudios técnicos.

La información de las condiciones del suelo y de la topografía general del mismo se deben encontrar dentro de las especificaciones. Los aspectos que se deben vigilar más de cerca son los referentes a las colinas, pantanos y rocas, que son los que influyen más en el rendimiento y método a seguir.

La zona que se va a desmontar debe ser explorada para determinar el tipo de vegetación. De acuerdo al tipo de vegetación algunas zonas se clasifican como: zonas altas boscosas, bosques maderables, pantanos, terrenos bajos, entre otros. En tres diferentes lugares se debe cortar el número de árboles por hectárea, los lugares examinados deben ser de distinto tipo de vegetación. Un método

sencillo es el de marcar al azar dos; separados 100 m., los árboles y arbustos que se encuentren a 5 m. a cada lado de la línea principal de los 100m. se deben medir y cortar. Con este procedimiento se habrá analizado un décimo de hectárea.

II.5.3 Otros aspectos que influyen en el desmonte de tierras.

Otros aspectos que también se deben considerar son los -- siguientes:

- La densidad de los árboles y arbustos de 30 cm. de diámetro, de ella se tienen tres categorías;

1.- Densa: De 1480 árboles/hectárea o más.

2.- Media: De 990 a 1480 árboles/hectárea.

3.- Ligera: Menos de 990 árboles/hectárea.

- El porcentaje de madera dura en existencia.

- La presencia de lianas gruesas.

- La cantidad de árboles que existen por hectárea, a los cuales se les debe medir el diámetro al nivel del suelo, con esto se tiene que las categorías existentes son las siguientes:

1.- De 121 a 180 cm.

2.- De 91 a 120 cm.

3.- De 61 a 90 cm.

4.- De 31 a 60 cm.

5.- Menos de 30 cm.

- La suma de los diámetros de los árboles de más de 180 cm. de diámetro al nivel del suelo que se encuentren en la hectárea.

II.5.4 Producción.

II.5.4.1 Producción a velocidad constante.

En el desmonte de tierras la producción se indica en hect./hr la fórmula con la cual se obtiene la producción es la siguiente:

$$\frac{\text{Ancho de corte (m)} \times \text{Velocidad (km/hr)}}{10} = \text{hect./hr}$$

10

La eficiencia se considera del 100%. Esta fórmula generalmente se emplea cuando se trabaja relativamente a una velocidad constante.

	Desarraigó de las plantas	Corte de las plantas al nivel del suelo o a mayor altura	Derribo de la vegetación	Mezcla de la vegetación con la tierra
DESMONTE LIGERO — Vegetación con tallos de hasta 5 cm (2 pulg) de diámetro				
Áreas pequeñas* 4.0 hect (10 acres)	Hoja empujadora, hachas, escardas y azadas.	Hachas, machetes, garfos para matorrales, escardas y zapapicos, sierras circulares montadas en ruedas.	Hoja topadora.	Arados de vertedera, arados de discos, rastras de discos.
Áreas medias 40 hect (100 acres)	Hoja topadora.	Segadoras de guadaña para servicio pesado (hasta de 3.7 cm (1-1/2 pulg) de diám.), hojas circulares montadas en tractor, guadañadoras rotatorias suspendidas.	Hoja empujadora, guadañadoras rotatorias, cortadores rotatorios de tipo mayal, cortadores rodantes de maíza.	Arados de vertedera, arados de discos, rastras de discos.
Áreas grandes 400 hect (1000 acres)	Hoja topadora, rastrillo para raíces, arado para raíces, cadena tirada por dos tractores, rieles.		Cortadores rodantes de maíza, cortador de tipo mayal, cadena de ancla tirada por dos tractores de carriles, rieles.	Cortadores de discos bajo tierra, arados de vertedera, arados de discos, rastras de discos.
DESMONTE DE VEGETACION MEDIANA — Vegetación con troncos de 5 a 20 cm (2 pulg a 8 pulg) de diámetro				
Área pequeña 4.0 hect (10 acres)	Hoja topadora.	Hachas, sierras trozadoras, sierras eléctricas de cadena, sierras circulares montadas sobre ruedas.	Hoja empujadora.	Arado de discos para servicio pesado, rastra de discos.
Área mediana 40 hect (100 acres)	Hoja topadora.	Hojas eléctricas de cadena, sierras circulares montadas en tractores, cizalladoras de árboles (de tipo tjera).	Hoja empujadora, rodillos cortadores de matorrales con troncos hasta de 12 cm (5 pulg); Guadañadora rotatoria para troncos hasta de 10 cm (4 pulg).	Arado de discos para servicio pesado, rastra de discos.
Área grande 400 hect (1000 acres)	Hoja cizalladora angulable (inclinada), Hoja empujadora. Rastrillo, cadena de ancla tirada por dos tractores, arado para raíces.	Hoja cizalladora angulable o de tipo V.	Hoja topadora, cortador rotatorio de tipo mayal, cadena de ancla.	Hoja empujadora con rastra para servicio pesado.
MONTE ALTO — Vegetación con troncos de 20 cm (8 pulg) o más de diámetro				
Área pequeña 4.0 hect (10 acres)	Hoja topadora.	Hachas, sierras trozadoras, sierras eléctricas de cadena.	Hoja topadora	
Área mediana 40 hect (100 acres)	Hoja cizalladora angulable (inclinada), viga tronchadora, rastrillo, destronchador, cadena tirada por dos tractores.	Hoja cizalladora angulable o de tipo V, Cortador de árboles (hasta de 28 pulg — 70 cm — de madera blanda; 14 pulg — 35 cm — de madera dura), combinación de hoja cizalladora y sierra eléctrica.	Hoja topadora.	
Área grande 400 hect (1000 acres)	Hoja cizalladora angulable (inclinada), viga tronchadora, rastrillo, destronchador, cadena tirada por dos tractores.	Hoja cizalladora angulable o en V, combinación de hoja cizalladora y sierra eléctrica.	*Cadena de ancla con bola, tirada por dos tractores.	

NOTA: El área de tamaño más económico para cada clase de equipo varía según el valor invertido en la adquisición del equipo, en relación con el costo de la mano de obra. Depende también de si el equipo tiene usos optativos, tales como el empleo de tractores en faenas de labranza.

*Hoja topadora para árboles con troncos de más de 7 pulg (178 mm) de diámetro.

Tabla II-3 Equipo conveniente de acuerdo al tipo de desmonte por realizar.

En los E.U. la Sociedad de Ingenieros Agrónomos tiene una fórmula que calcula la producción cuando se trabaja a una velocidad constante, esta se basa en una eficiencia en el trabajo de un 82.5 %.

$$\frac{\text{Ancho de corte (m)} \times \text{Velocidad (km/hr)}}{10} \times 0.825 = \text{hect./hr}$$

El trabajo real del equipo es el ancho del corte, y en algunas ocasiones el ancho especificado no es el mismo. El ancho real de de trabajo se puede estimar, pero debe ser medido en la obra.

Para encontrar la velocidad real de una máquina se tendrá que medir el tiempo en el cual una máquina recorre una cierta distancia. Una mph equivale a 88 pies/minuto, el tiempo que tarde en recorrer 88 pies, también puede ser un múltiplo de esta distancia, - se podrá transformar en mph de una manera sencilla.

Pero por lo general nosotros siempre utilizamos el sistema métrico, ya que nos es sencillo transformar en km/hr el tiempo para recorrer 16.7 m/min.

Entonces la fórmula es la siguiente:

$$\frac{1.0}{\text{Tiempo (min.) en que se recorren 16.7 m.}} = \text{Velocidad (km/hr)}$$

En el nomograma de la Figura II-38, la eficiencia del 82.5 %, y con los datos de la velocidad y el ancho de corte, podremos obtener la producción en hectáreas/hora.

II.5.4.2 Producción en corte.

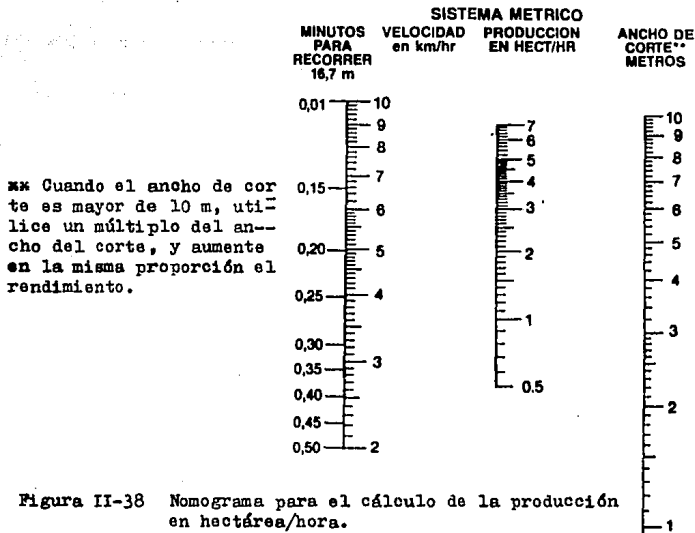
Como la tala, la escardadura, el amontonamiento, etc., no se hacen a velocidad constante, es muy difícil calcular la producción para el amontonamiento y la tala. "Rome Industries" creó fórmulas para calcular el tiempo. El tiempo básico que tarda un tractor en desmontar una hectárea de vegetación ligera es llamado factor "B", y a través de él las fórmulas consideran la variación de las velocidades en las máquinas.

II.5.4.2.1 Producción en la tala.

El tiempo que tarda un tractor en el desmonte de 0.405 de hectárea se puede calcular utilizando los factores de la Tabla II-4, en combinación con los datos que se obtienen cuando se estudia el terreno, de acuerdo a las fórmulas siguientes:

$$T = X(A(B) + M1N1 + N2M2 + M3N3 + M4N4 + DF) \quad \text{en donde:}$$

T = Tiempo de desmonte por hectárea en minutos.



- X = Factor de densidad o madera dura que afectan al tiempo total.
- A = Factor que influye en el tiempo básico, este factor se refiere a la espesura o a la presencia de lianas.
- B = Tiempo básico de desmonte de un tractor por hectárea.
- M = Tiempo por árbol en cada categoría de acuerdo al diámetro.
- N = Cantidad de árboles por cada hectárea en su categoría y conforme a su diámetro. Al examinar el lugar se obtiene este dato.
- D = Es la suma de diámetros en incrementos de 30 cm., de la totalidad de árboles por hectárea de más de 180 cm de diámetro al ras del suelo, de acuerdo a los datos que se obtienen al examinar el lugar.
- F = Tiempo por 30 cm. de diámetro con árboles que tienen más de 180 cm de diámetro.

La forma en que la existencia de madera dura modifica al tiempo

po total es:

- 1.- Cuando es del 75% al 100% de maderas se debe añadir el 30% al tiempo total ($X = 1.3$).
- 2.- Cuando es del 25% al 50% de maderas duras no existen cambios ($X = 1.0$).
- 3.- Cuando es del 0% al 25%, se debe restar el 30% del tiempo total ($X = 0.7$).

Tractor	Minutos Básicos "B"	Grupo de diám.				Más de 8' (180 cm) de diám.: minutos por pie (30 cm) "F"
		1' a 2' (30-60 cm)	2' a 3' (60-90 cm)	3' a 4' (90-120 cm)	4' a 8' (120-180 cm)	
		"M ₁ "	"M ₂ "	"M ₃ "	"M ₄ "	
165 HP	85	0.7	3.4	6.6	—	—
215 HP	58	0.5	1.7	3.3	10.2	3.3
335 HP	45	0.2	1.3	2.2	6	1.8
460 HP	39	0.1	0.4	1.3	3	1.0

Tabla II-4 Factores de producción en la tala con hojas K/G Rome.

II.5.4.2.2 Observaciones a la tabla.

Tractor.- Fundamentalmente estos cálculos son de tractores de modelo reciente y que operan en pendientes menores del 10%, en su superficies firmes y sin rocas, con árboles con madera dura y --- blanda en proporción normal. En relación a la hoja, esta se considera en perfecto estado, afilada y bien ajustada.

Minutos básicos.- Las cantidades que se señalan son los minutos que requiere cada tractor en 0.405 de hectárea en el desmonte de vegetación ligera, donde no existan árboles que requieran un método especial. El tiempo requerido se ve afectado por la densidad de la vegetación con árboles menores de 30 cm. de diámetro y por la presencia de lianas, de acuerdo a las siguientes indicaciones;

- 1.- Densa.- 1480 árboles/hectárea o más. Entonces el tiempo básico debe doblarse ($A = 2.0$).
- 2.- Media.- De 990 a 1480 árboles/hectárea. El tiempo básico no -- sufre alteraciones ($A = 1.0$).
- 3.- Ligera.- Con menos de 990 árboles/hectárea. Al tiempo total se le debe restar el 30% ($X = 0.7$).

Con la presencia de lianas gruesas, el tiempo básico debe aumentarse al doble ($A = 2.0$).

Grupo de acuerdo al diámetro.- En la tabla M1 es el tiempo invertido en cortar árboles de 31 a 60 cm. de diámetro al ras del suelo. M2 es el mismo tiempo, pero cortando árboles de 61 a 90 cm. de diámetro. M3 Cortando árboles de 91 a 120 cm. de diámetro. Finalmente M4, que es el tiempo tardado en el corte de árboles de 121 a 180 cm. de diámetro.

En lo que se refiere a árboles con más de 180 cm de diámetro, las cantidades que se indican en la columna, por cada tipo de tractor, son los tiempos que se requieren para cortar cada 30 cm. de diámetro en árboles que tienen más de 180 cm de diámetro.

Después de haber realizado el desmonte del terreno natural, se procede a efectuar el despalle, que no es más que la extracción de la capa de material que contiene materia vegetal (Fig. II-39); dicha capa puede variar de 10 a 50 cm. en su espesor y en algunas ocasiones puede ser de hasta un metro si es que se tiene un espesor fuerte de material que es altamente orgánico y compresible.



Figura II-39 Tractor realizando despalle.

II.6 Procedimientos de nivelación.

Se dice que un suelo está en desnivel cuando dos o más puntos de su superficie se encuentran a alturas diferentes.

Las nivelaciones pueden ser indirectas o directas.

II.6.1 Nivelaciones indirectas.

Este tipo de nivelación a su vez se divide en nivelación barométrica y trigonométrica. Las nivelaciones indirectas son las que miden a otros elementos auxiliares para así obtener las variaciones de nivel.

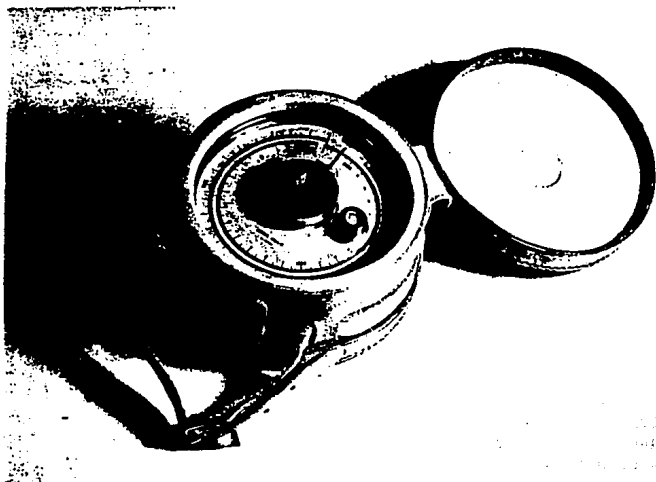
II.6.1.1 Nivelación barométrica.

En esta nivelación, la presión atmosférica es la que determina los cambios de nivel, ya que al variar la presión, el nivel cambia.

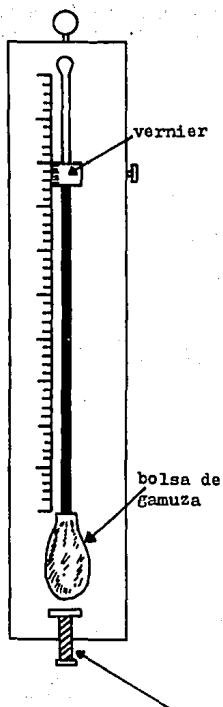
La nivelación barométrica para la medición de desniveles se apoya en el barómetro de mercurio, en el aneroides y en el termobarómetro.

El barómetro de mercurio es un dispositivo que tiene el mercurio en una bolsa de gamuza y no en una cubeta. El aneroides también es conocido como altímetro, en este la presión es ejercida sobre la tapa de una caja de forma cilíndrica cerrada y con un hueco en el interior, en la que las deformaciones se amplifican y pasan a la aguja que indicara el nivel. El termobarómetro es un sistema -- que se basa en la temperatura a la que hierve el agua, la que depende de la presión atmosférica. De acuerdo a las temperaturas de ebullición, las alturas sobre el nivel del mar están tabuladas.

En la Figura II-40 se presentan los aparatos que se utilizan para medir los desniveles en la nivelación barométrica.

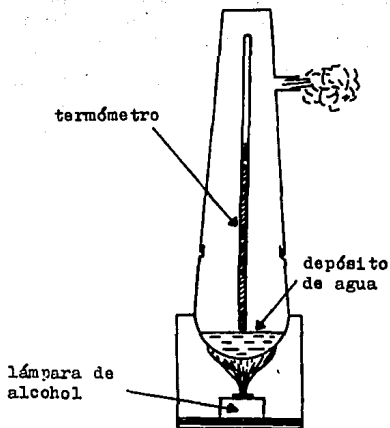


a) Aneroides.



tornillo que sujeta a la bolsa cuando es transportado.

b) Barómetro de mercurio.



c) Termobarómetro

Figura II-40 Instrumentos para realizar una nivelación barométrica.

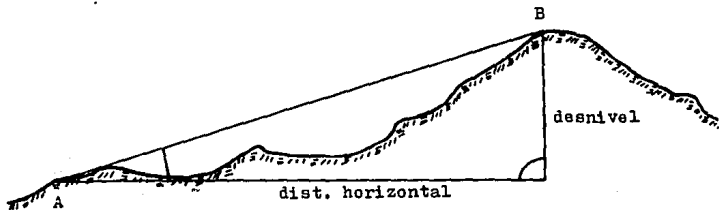
II.6.1.2 Nivelación trigonométrica.

Con este método los desniveles se obtienen a través de la medición de ángulos y distancias. En esta nivelación se presentan dos casos: a cortas distancias y a largas distancias.

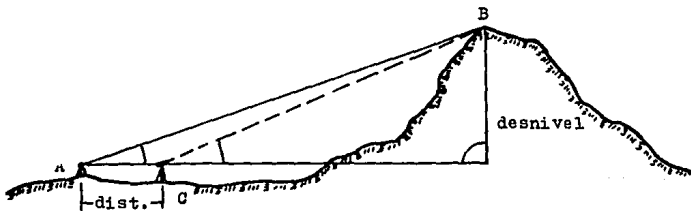
II.6.1.2.1 Cortas distancias.

Para que sea una nivelación trigonométrica a corta distancia, esta debe ser inferior a 1500 m.

Cuando en una pendiente se conoce el ángulo vertical y la distancia horizontal no existen problemas para determinar el desnivel (Fig. II-41a). Si la distancia horizontal es desconocida, o es muy difícil medirla, se podrán medir dos ángulos verticales que se encuentren al mismo nivel (Fig. II-41b). Entonces se mide la distancia entre cada posición del aparato, entonces se podrá calcular la distancia horizontal y el desnivel.



a) Distancia horizontal y ángulo vertical conocidos.



b) Distancia horizontal difícil de medir.

Figura II-41 Nivelación trigonométrica a cortas distancias.

II.6.1.2.2 Largas distancias.

Esta nivelación es aplicable cuando se tienen distancias mayores a 1500 m. y los ángulos se miden con una aproximación de $01'$, ya que a los 2000 metros la curvatura y refracción generarán aproximadamente una variación de medio minuto, lo cual es un problema en la medición angular.

En esta nivelación, la medición de los ángulos se debe hacer en los dos puntos, de los cuales uno será elevación y otro de depresión.

En la Figura II-42 se muestran los puntos A y B, que están separados a una distancia muy grande con el objeto de que se aprecie la pequeña magnitud de c .

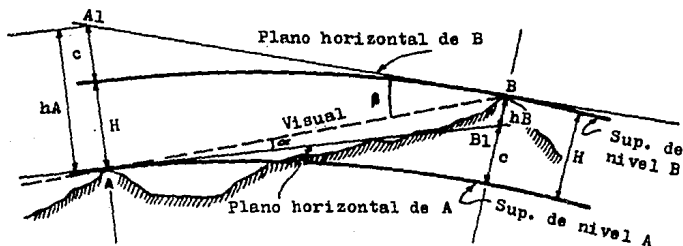


Figura II-42 Nivelación trigonométrica a largas distancias

c = Coeficiente para la corrección por curvatura y refracción, cualquiera de los dos casos, solo es dependiente de la distancia entre los puntos.

Para calcular el desnivel se sigue el siguiente procedimiento:

Estación A:

$$H = hb + c$$

$$hb = \overline{AB} \tan \alpha$$

$$H = \overline{AB} \tan \alpha + c \quad \text{-----} \quad 1$$

Estación B:

$$H = ha - c$$

$$ha = \overline{BA} \tan \beta$$

Suponiendo ABl casi igual a BA1 que es igual a la distancia entre A y B, ya que se trabaja con distancias en las cuales es mínima la diferencia y no perjudica al cálculo:

$$h_a = \overline{AB1} \tan \beta$$

$$H = \overline{AB1} \tan \beta - c \quad - - - - - 2$$

si sumamos 1 y 2, tenemos que:

$$2H = \overline{AB1} (\tan \alpha + \tan \beta)$$

Finalmente

$$H = \text{distancia entre A y B} \left(\frac{\tan \alpha + \tan \beta}{2} \right)$$

II.6.2 Nivelación directa.

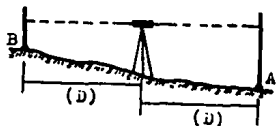
La nivelación directa se divide en: nivelación diferencial y nivelación de perfil.

II.6.2.1 Nivelación diferencial.

El objeto de esta nivelación es la de establecer el desnivel entre dos puntos. La nivelación puede ser a grandes distancias o a cortas distancias.

II.6.2.1.1 Cortas distancias.

Es cuando el aparato está colocado de tal manera que puedan observarse los dos estadales, colocados en sus puntos, además de que la distancia del aparato a los estadales no exceda de la calculada para la aproximación deseada. El desnivel es la diferencia de lecturas entre los puntos A y B.

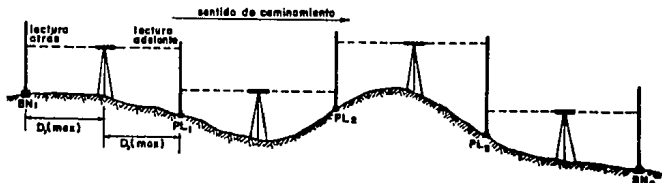


(D) como máximo

Figura II-43 Nivelación diferencial a pequeñas distancias.

II.6.2.1.2 Largas distancias.

Cuando los puntos estén muy lejos uno del otro y además existan interferencias (Fig. II-44), el procedimiento anterior se repetirá cuantas veces sea necesario apoyándose en puntos de liga. De esta manera la nivelación se llevará por donde más convenga.



REGISTRO

P.O.	Lectura atrás	Lectura adelante
BN ₁	1.923 i	
PL ₁	3.041 i	2.998 i
PL ₂	0.199 i	0.250 i
PL ₃	0.422 i	3.260 i
BN ₂	 	1.957 i
	5.085 Σ atrás	8.473 Σ adelante

$$\text{Desnivel} = 8.473 - 5.085 = 3.388 \text{ m}$$

Figura II-44 Nivelación diferencial a largas distancias.

Si las sumas de las lecturas atrás es mayor que las de adelante se dice que se subió de un punto a otro, si son menores se dice que se bajó de uno a otro.

Los puntos de liga deben ser fijos, por lo menos mientras se hace el cambio de posición, para poder leer atrás el mismo punto. Los puntos se pueden fijar con estacas, clavos o pijas. La distancia a que se lee el estadal atrás y adelante en cada cambio de posición debe ser igual.

II.6.2.2 Nivelación de perfil.

Este procedimiento se emplea para obtener las cotas de puntos a distancias que se conocen en un trazo, con esta información se obtiene el perfil del trazo.

Para iniciar la nivelación primero se debe realizar el trazo sobre el terreno y determinar las distancias, por lo general iguales, entre los puntos.

La diferencia que existe entre la nivelación diferencial y la del perfil, es que en esta en cada posición del aparato, entre cada punto de liga, también se toman lecturas en los puntos establecidos en el trazo.

Sobre los puntos del trazo, el estadal se colocara sobre el terreno ya que es la información requerida, las lecturas que se obtienen no requieren tantos cuidados ni aproximación como cuando se leen en bancos de nivel o puntos de liga.

Los puntos de liga también pueden ser puntos del trazo, si es que se tienen las condiciones.

En la Figura II-45, se observa que los puntos de salida y llegada son bancos, con esto se controla y comprueba la nivelación.

En caso de no tener cotas establecidas, se puede suponer una cualquiera para un banco, debe tener cierta magnitud de tal forma que no resulten a los puntos de perfil cotas negativas.

II.6.3 Nivelación recíproca.

Si una distancia entre dos puntos es muy grande, digamos de 200 a 300 m. y es necesario obtener el desnivel, pero es difícil llevar la nivelación de un lugar a otro, y siendo imposible colocar el aparato entre los puntos con el fin de evitar errores por curvatura y refracción, será necesario la utilización de este método.

Se colocan los estadales en los puntos y se toman las lecturas en las dos posiciones del aparato. Estas dos posiciones se deben encontrar en las prolongaciones de la línea AB (Fig. II-46), y con la misma distancia.

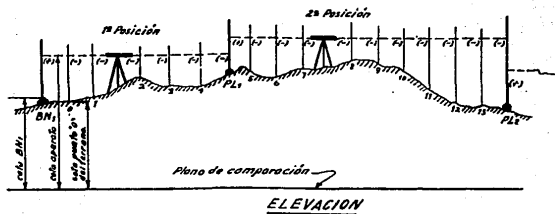
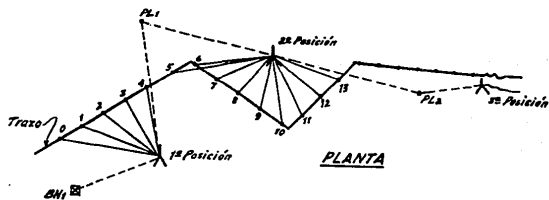
Así pues, en la primera posición del aparato en la Figura II-46 tenemos que:

A1 = Posible lectura en "A" si no existiera error.

a1 = Lectura real hecha en "A" con error e1.

B1 = Posible lectura en "B" si no existiera error.

b1 = Lectura real hecha en "B" con error e2.



REGISTRO

Trabajo _____ Observador _____
 Lugar _____ Fecha _____ Aparato _____

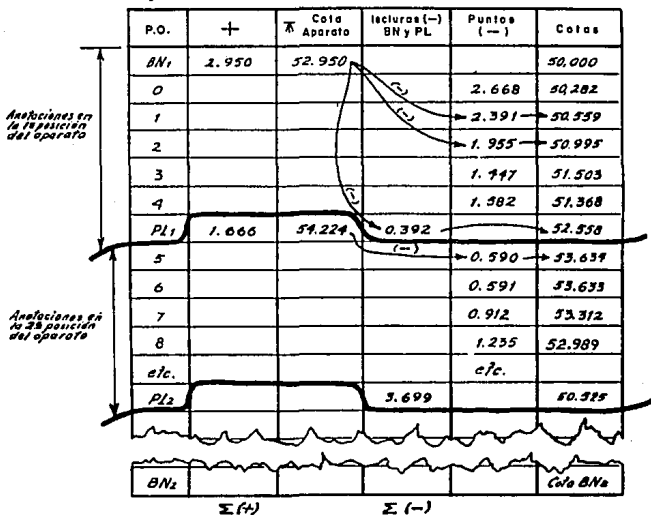


Figura II-45 Nivelación de perfil.

En la segunda posición tenemos:

- B2 = Posible lectura en "B" sin error.
- b2 = Lectura real en "B" con error e1.
- A2 = Posible lectura en "A" sin error.
- a2 = Lectura real en "A" con error e2.

Con esto tenemos que los errores son:

$$\begin{aligned}
 A1 - a1 &= e1 & A2 - a2 &= e2 \\
 B2 - b2 &= e1 & B1 - b1 &= e2
 \end{aligned}$$

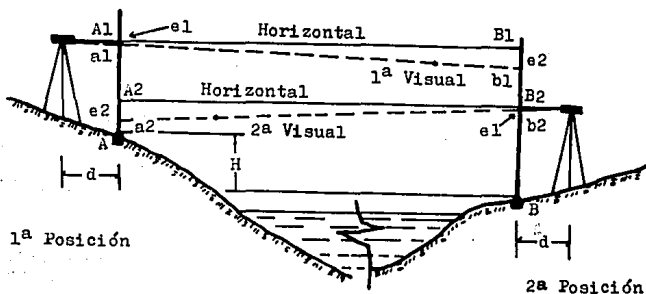


Figura II-46 Nivelación recíproca.

Entonces tenemos que :

En la primera posición en "A": $H + a_1 + e_1 = b_1 + e_2$ - - - - - 1

En la segunda posición en "B": $b_2 + e_1 = H + a_2 + e_2$ - - - - - 2

Realizando la resta de 1 a 2 tenemos que:

$$H + a_1 + e_1 = b_1 + e_2$$

$$- b_2 - e_1 = -H - a_2 - e_2 \quad ; \quad 2H = b_1 + b_2 - a_1 - a_2$$

$$H + a_1 - b_2 = -H + b_1 - a_2$$

Finalmente se tiene que

$$H = \frac{b_1 + b_2 - a_1 - a_2}{2}$$

Siendo H el desnivel entre A y B.

II.6.4 Aparatos para nivelación directa.

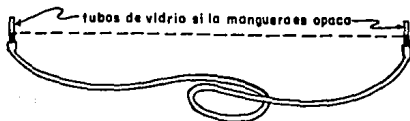
La nivelación directa se lleva a cabo mediante aparatos denominados Niveles, de los cuales existen diversos tipos, a continuación se mencionan dichos tipos:

	De mano
Niveles	De albañil
	Topográfico o fijo

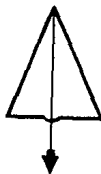
- a) De mano.- Este nivel está formado por un tubo de aproximadamente 15 cm., sin lentes y con un nivel en el cual su burbuja se puede ver en el interior del tubo a través de un prisma o espejo que ocupa la mitad del tubo. Por la otra mitad se observa hacia afuera para así dirigir la visual a través de un pequeño alambre que pasa por todo el tubo. Se emplea para dirigir visuales en forma horizontal, apoyándolo en una mano.
- b) De albañil.- Entre estos niveles se encuentran el de regla, en el cual las aristas principales están paralelas a la directriz del frasco del nivel; el de plomada y finalmente el de manguera la cual se llena de agua y mediante vasos comunicantes se puede llevar una marca fija a cualquier otro lugar con la altura exactamente igual.
- c) Topográfico o fijo.- El nivel topográfico a su vez se subdivide en Tipo americano y Tipo Inglés.
- Tipo americano.- El anteojo de este nivel es desmontable y sus soportes están en forma de "Y", estos soportes se encuentran apoyados en la regla, son ajustables, el frasco del nivel se encuentra unido al anteojo y se puede ajustar horizontal y verticalmente.
 - Tipo inglés.- Sus soportes se encuentran fijos, unidos a la regla en forma rígida, no tienen ajustes, el nivel está unido a la regla y solamente se puede ajustar verticalmente.



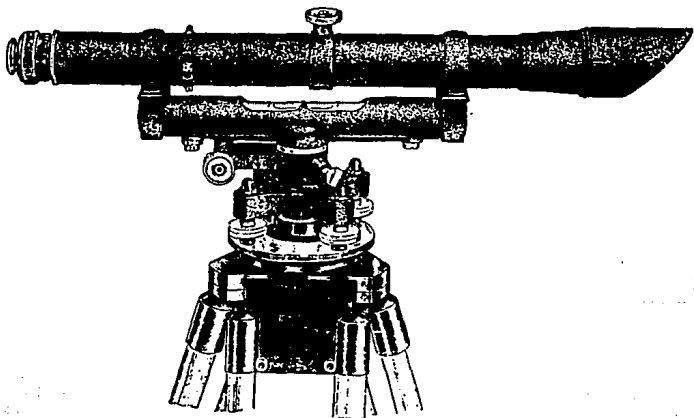
a) Nivel de regla



c) Nivel de manguera.



b) Nivel de plomada



d) Nivel fijo o topográfico.

Figura II-47 Aparatos para realizar nivelaciones.

II.7 Factores que afectan el procedimiento constructivo de una obra de terracería.

La construcción de una terracería se vé afectada en su procedimiento constructivo por la topografía del terreno y por el tipo de excavación.

II.7.1 Topografía del terreno.

Los aspectos topográficos que influyen en el procedimiento constructivo son: la velocidad de proyecto, curvatura, pendiente y ancho de sección. A continuación se describen dichos aspectos.

II.7.1.1 Velocidad de proyecto.

Esta velocidad es la que se escoge para regir y correlacionar las características y el proyecto geométrico de una vía terrestre en cuanto al aspecto operacional. Dicha velocidad es de fundamental importancia, ya que establece el costo de la vía, y debido a -

esto es que se limita con el fin de obtener bajos costos. Las velocidades de proyecto que la SCT recomienda son las que se presentan en la Tabla II-5.

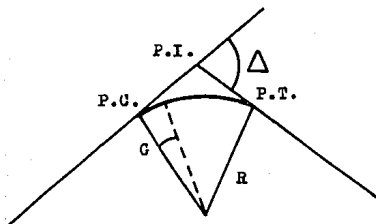
Topografía				
Tipo de camino	Plana o con poco lomerío	Con fuertes lomerío	Montañosa pero poco escarpada	Montañosa pero muy escarpada
Especial	Se requiere estudio especial			
A	70 km/hr	60 km/hr	50 km/hr	40 km/hr
B	60 km/hr	50 km/hr	40 km/hr	35 km/hr
C	50 km/hr	40 km/hr	30 km/hr	25 km/hr

Tabla II-5 Velocidades de diseño para caminos de acuerdo a la topografía.

Por lo regular, en todos los lugares donde el promedio de inclinación de un terreno en una longitud de 30 km. es mayor de 4% - se considerará montañoso, si la inclinación promedio se encuentra entre 4% y 2%, se considerará ondulado o lomerío, y si la inclinación promedio es inferior al 2% se considerará como terreno plano. Para determinar si un terreno es montañoso poco escarpado o muy escarpado dependerá de si la inclinación promedio del terreno en los 30 km., se aproxime o aleje del 4%.

II.7.1.2 Curvatura.

El grado de curvatura es un ángulo que se encontrará en el centro que corresponde al desarrollo de un arco de 20 m., y con el radio de curvatura se relación es:



$$\frac{360}{G} = \frac{2 (\overset{\curvearrowright}{II}) R}{20}$$

$$G = \frac{1145.91}{R} = \frac{1146}{R}$$

En la Tabla II-6 se muestran los máximos grados de curvatura que se recomiendan de acuerdo a la topografía y tipo de vía terrastre.

Topografía				
Tipo de camino	Plana o con poco lomerío	Con fuerte lomerío	Montañosa pero poco escarpada	Montañosa pero muy escarpada
Especial	Se requiere estudio especial			
A	8°	11°	16° 30'	26°
B	11°	16° 30'	26°	35°
C	16° 30'	26°	47°	67°

Tabla II-6 Grados de curvatura para caminos de acuerdo a la topografía.

II.7.1.3 Pendiente.

Un problema que debe solucionarse con mucho cuidado es el de la pendiente que debe dársele a una vía terrestre en sus distintos tramos, ya que las bajas pendientes generan costos muy altos de construcción y las pendientes altas influyen en el costo del transporte debido a que la velocidad se disminuye, se incrementa el consumo de combustible y el desgaste de los vehículos, principalmente en los neumáticos. Debido a esto, siempre debe tenerse en cuenta que es necesaria una adecuada solución para cada uno de los casos, analizados en forma independiente, ya que el proyecto es bastante afectado en su economía. La pendiente elegida deberá estar de acuerdo con la categoría de la vía terrestre, y dado que la categoría influye en la velocidad, es recomendable considerar los límites que se muestran en la Tabla II-7.

II.7.1.4 Ancho de sección.

Un problema al que hay que prestarle bastante atención es al diseño de la sección transversal de la vía terrestre, ya que influye bastante tanto en el costo de la obra como en la capacidad de

tránsito. La sección que es pequeña es económica, pero su capacidad de tránsito también es pequeña. Una sección amplia tendrá una capacidad amplia de tránsito, pero resulta más cara. Debido a lo anterior en el proyecto se deberán coordinar ambas necesidades para que se encuentre la solución más conveniente, tal vez proyectando a futuro y con miras a construir lo que sea estrictamente necesario en la actualidad, pero dejando espacio suficiente para una fácil y económica ampliación.

Topografía				
Tipo de camino	Plana o con poco lomerío	Con fuerte lomerío	Montañosa pero poco escarpada	Montañosa pero muy escarpada
Especial	Se requiere estudio especial			
A	4%	5%	5.5%	6%
B	4.5%	5.5%	6%	6.5%
C	5%	6%	6.5%	7%

Tabla II-7 Pendientes de diseño para caminos de acuerdo a la topografía.

El ancho de una vía pavimentada de un camino está en función de las máximas dimensiones de los vehículos que transitaran sobre ella así como de la velocidad de los mismos. Cuando la velocidad de un vehículo es alta, el ancho de vía será mayor, ya que los vehículos se separarán más del borde de la carpeta asfáltica. En Washington el Departamento de Caminos Públicos, a través de bastantes observaciones, ha deducido que la distancia a partir del centro del neumático derecho hasta el borde de la carpeta asfáltica es de aproximadamente 70 cm., a 25 km/hr y de 1.0 m., a 65 km/hr ; además también estableció que en los caminos de dos vías de 6.0 m. de ancho pavimentado para tránsito ligero son adecuados pero no muy convenientes para tránsito mixto que todavía con 6.70 m de ancho de pavimento (3.35 m., por cada vía pavimentada) produce peligrosas condiciones de tránsito. Se aconseja que el ancho de una vía pavimentada de un camino, con tránsito horario por vía inferior a 200 vehículos, sea de 3.35 m., y cuando sea superior se recomienda utilizar 3.66 m. por cada vía pavimentada. En los caminos vecinales es aconsejable que cada vía pavimentada tenga 3.05 m. es decir 6.10 m de ancho total pavimentado.

A los anchos anteriores se les deberán sumar las longitudes de los acotamientos, para que así se obtenga el ancho total de la sección, en la Figura II-48 se presentan los tipos de las secciones en los caminos.

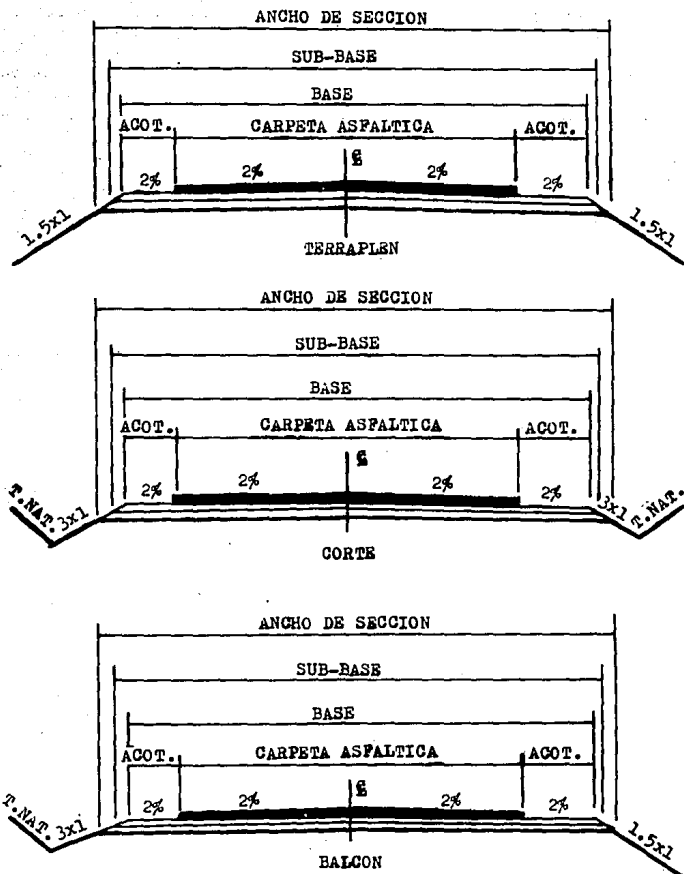


Figura II-48 Tipos de secciones de los caminos.

Los acotamientos, conocidos también como hombros, son las porciones del camino que están comprendidas entre el borde interno de la cuneta y el bordo exterior de la vía de tránsito. Los acotamientos son los que proporcionan el espacio necesario para que los vehículos se estacionen cuando sufran alguna avería o por cualquier otra razón. En la actualidad los acotamientos pueden variar de -- 1.25 m. a 3.05 m cada uno, esto dependiendo del tipo de camino. Se aconseja que los acotamientos estén cubiertos o pavimentados con el objeto de que la vía sea protegida y que proporcione al conductor una sensación de seguridad. La sección transversal de un camino que se puede considerar como perfecta es aquella que tiene 3.66 m., por vía de circulación pavimentada y 1.84 m. por cada acotamiento. Cualquier reducción en alguna de las dimensiones mencionadas disminuye la capacidad del camino.

La SCT aconseja que se utilicen las dimensiones que se especifican en la Tabla II-8, por lo ya dicho anteriormente, es decir -- que con excepción de una pequeña parte (5%) de toda la longitud de la red, en lo que resta de la capacidad práctica de las carreteras es mayor al tránsito de hoy en día.

Topografía				
Tipo de camino	Plana o con poco lomerío	Con fuerte lomerío	Montañosa pero poco escarpada	Montañosa pero muy escarpada
Especial	Se requiere estudio especial			
A	6.1 m ┌──9 m──┐	6.1 m ┌──9 m──┐	6.1 m ┌──8.5 m──┐	6.1 m ┌──8 m──┐
B	6.1 m ┌──8 m──┐	6.1 m ┌──8 m──┐	6.1 m ┌──7.5 m──┐	5.5 m ┌──7 m──┐
C	5.5 m ┌──7 m──┐	5.5 m ┌──7 m──┐	5.5 m ┌──6.5 m──┐	5.5 m ┌──6 m──┐

Tabla II-8 Anchos de sección recomendables para caminos de acuerdo a la topografía.

En nuestro país la SCT, clasifica a los caminos de la siguiente manera:

- Tipo especial: Es aquel en el cual el tránsito promedio diario es mayor de 3000 vehículos, lo cual equivale a un tránsito horario máximo anual de 360 vehículos o más; es decir 12% del T.F.D. (Tránsito Promedio Diario).

- Tipo A: Es el que tiene un tránsito promedio diario anual entre 1500 y 3000 vehículos, lo cual es equivalente a un tránsito horario máximo anual de 180 a 360 vehículos (12% del T.P.D.).
- Tipo B: Es aquel en el cual el tránsito promedio diario anual es entre 500 y 1500 vehículos, equivalente al 12% del T.P.D.
- Tipo C: Con tránsito promedio diario anual de entre 50 y 500 vehículos, equivalente al 12% del T.P.D.

II.7.2 Tipo de excavación.

En lo que respecta a los tipos de excavación, estos influyen en el proceso constructivo con aspectos tales como la inclinación de los taludes y la forma de realizar dichas excavaciones.

II.7.2.1 Inclinación de taludes.

Los taludes que limitan un movimiento de tierras deberán tener un cierto grado de inclinación con respecto a la horizontal para que se mantengan estables. Este grado de inclinación está definido por el valor del ángulo "i" del talud con respecto a la horizontal (Fig. II-49) o también puede obtenerse mediante la utilización de las siguientes fórmulas:

$$\frac{H}{B} = \operatorname{tg} i \quad \text{o} \quad \frac{B}{H} = \operatorname{cotg} i$$

El ángulo de inclinación "i" deberá ser inferior al ángulo de talud natural del terreno, siendo dicho talud el que se forma únicamente por la acción de los agentes atmosféricos.

Dicho ángulo natural está principalmente en función de la naturaleza del terreno y de su consistencia. Es mayor en terrenos naturales in situ (taludes de excavación realizados en el terreno natural) que en los terrenos transportados (taludes de excavación realizados en terreno transportado, taludes de terraplén).

El ángulo del talud natural y el ángulo de inclinación "i" son indispensables en los aspectos siguientes:

- a) En el análisis sobre proyectos de movimiento de tierras: para determinar los perfiles y la ubicación del movimiento de tierras o la superficie de expropiación que aumentan conforme disminuye al ángulo "i".
- b) Durante la excavación, para proporcionar a los taludes una adecuada inclinación compactible con una estabilidad aceptable de las obras.

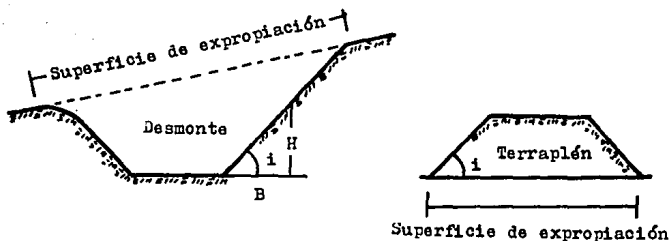


Figura II-49 Inclínación de taludes

La práctica y experiencia dicen que el ángulo del talud natural es mayor en los terrenos secos o con ligera humedad que en los muy húmedos o impregnados de agua; es todavía menor para los terrenos que están completamente sumergidos.

En la Tabla II-9 se presentan los valores del ángulo de inclinación "i" (así como el valor de $\text{tg } i = H/B$), para distintos tipos de terreno, que generalmente se emplean para los taludes.

Naturaleza del terreno	Talud de excavación en terrenos naturales				Talud de excavación en terrenos transportados. Talud de terraplén			
	Terrenos secos		Terrenos sumergidos		Terrenos secos		Terrenos sumergidos	
	i	tg i	i	tg i	i	tg i	i	tg i
Roca dura	80°	5.67	80°	5.67	45°	1.00	45°	1.00
Roca blanda o fisurada	55°	1.43	55°	1.43	45°	1.00	45°	1.00
Detritus rocoso, guijarros	45°	1.00	40°	0.84	45°	1.00	40°	0.84
Tierra adherente mezclada con piedra y tierra vegetal	45°	1.00	30°	0.58	35°	0.70	30°	0.58

Continuación de la tabla anterior.

Tierra arcillosa, arcilla, margas	40° 0.84	20° 0.36	35° 0.70	20° 0.36
Grava, arena -- gruesa no arcillosa	35° 0.70	30° 0.58	35° 0.70	30° 0.58
Arena fina no arcillosa	30° 0.58	20° 0.36	30° 0.58	20° 0.36

Tabla II-9 Angulos de inclinación para taludes según el tipo de terreno.

Estos valores, en la práctica, representan a los valores mínimos por debajo de los cuales ya no es aconsejable descender.

Respecto a los valores dados en la Tabla II-9 es conveniente realizar los comentarios siguientes:

Para los terrenos sumergidos los valores dados corresponden a los taludes que están bajo el agua o completamente saturados de agua por infiltraciones abundantes.

Los valores de los terrenos secos deben emplearse en los movimientos de tierra fuera del agua, pero considerarán la intervención normal de las lluvias.

Prácticamente, si el terreno se encontrará completamente seco, por ejemplo en verano, puede aceptar mayores inclinaciones, pero resulta peligroso realizar en la estación seca movimientos de tierra con pendientes acentuadas, ya que se destruirían durante la estación de lluvias.

Lo cual tiene una importancia especial en los terrenos que contienen arcilla.

Durante el tiempo seco, en tierra arcillosa la excavación se mantiene con un ángulo de 50° o mayor, mientras que en la temporada de lluvias el ángulo disminuye a 40°.

En arena arcillosa seca una excavación se mantiene en un ángulo de 40° mientras que en la temporada de lluvias el ángulo disminuye a 30° o todavía menos.

Cuando el terreno contiene arcilla, su comportamiento durante el tiempo seco es muy bueno y por el contrario, su desplazamiento impregnado de agua se hace más fácil, acción que se acentúa todavía más si el terreno se encuentra totalmente sumergido.

En la Figura II-50 se ilustra la forma que tendría un terraplén arcilloso construido en verano con un ángulo "i" de 35° si se encontrará sometido durante el invierno a abundantes precipitaciones que provocarán un descenso en su ángulo de talud natural a 20°



Figura II-50 Terraplén arcilloso deformado por la lluvia.

El contenido de agua siempre disminuye la estabilidad del terreno cuando la composición de este es arcillosa.

La prudencia nunca es excesiva en este aspecto principalmente para los grandes terraplenes y trincheras; debido a esto, los valores anteriores deberán ser aplicados de la siguiente forma:

Si el terreno se encuentra sumergido: valor que corresponde a terreno sumergido.

Si el terreno se encuentra seco, sin capa freática y solamente está sometido a las lluvias débiles: valor que corresponde a terreno seco.

Si el terreno sufre filtraciones subterráneas o abundantes lluvias y en especial si es arcilloso: valor intermedio entre los dos anteriores con tendencia a aproximarse, como medida de seguridad, al valor que corresponde a terreno sumergido.

II.7.2.2 Ejecución de las excavaciones.

La ejecución de una excavación se puede llevar a efecto de las formas siguientes:

1.- A media ladera.- Estas excavaciones se atacan en línea, es decir, con máquinas que operan unas junto a otras en forma perpendicular al eje de la plataforma (Fig. II-51). Siempre que es posible los materiales que se excavan se emplean en el mismo perfil, lo cual permite que el transporte se reduzca al mínimo (solución económica) (Fig. II-52).

Cuando una pendiente transversal de un terreno es grande, lo cual genera elevados frentes de excavación, las excavaciones se pueden atacar en varios escalones, con una altura de cada uno de ellos de entre 3 y 5 m., de altura (Fig. II-53).

A través de este procedimiento se puede incrementar el número de máquinas y con ello acelerar el ritmo de trabajo.

2.- Trincheras de pequeña altura.- La profundidad de estas es de 1.50 m. a 2.00 m. cuando se realicen a mano y de 5 ó 6 m. cuando se utilicen máquinas, se pueden atacar a plena anchura a la profundidad que se desee.

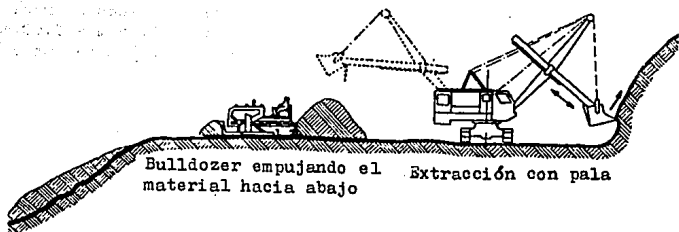


Figura II-51 Trabajo realizado conjuntamente por dos máquinas.

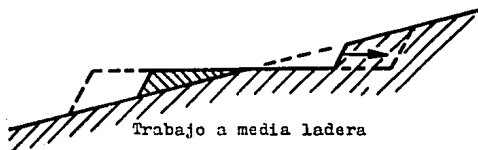


Figura II-52 Excavación en un solo escalón.

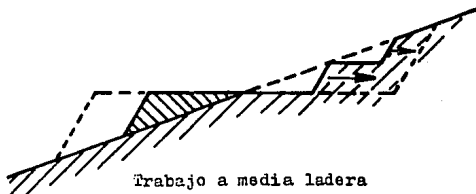


Figura II-53 Excavación en dos escalones.

- 3.- Trincheras profundas.- Estas se pueden atacar cuando se realizan los trabajos a mano en escalones de entre 1.25 m y 2.00 m. de altura a todo lo ancho eliminando los materiales por un lado (Fig. II-54).

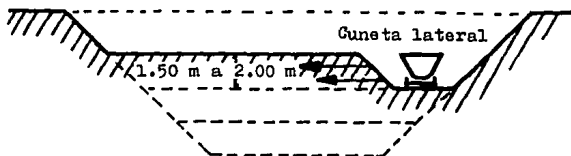


Figura II-54 Ataques en capas a todo lo ancho.

Aquí primeramente se excava una cuneta lateral que se utiliza para el transporte de los materiales extraídos a través de vías férreas o camiones que posteriormente se ensancha para que toda la superficie de la trinchera sea limitada. De igual manera se trabaja para las siguientes capas.

Cuando en este procedimiento la evacuación de los materiales se realiza a través de vías férreas, se requieren bastantes corrimientos de las vías.

Si los movimientos de tierras se realizan a través de máquinas, la trinchera también se ataca por capas (Fig. II-55), pero no se requiere la cuneta lateral. Las palas excavadoras o retroexcavadoras circulan en el mismo plano que las máquinas de transporte. En este caso la altura de los escalones puede ser de hasta 6 m., o más de acuerdo a la máquina que se utilice.

- 4.- El ataque también se puede hacer a través de una cuneta central (Fig. II-56) al ras de la plataforma definitiva, ya sea a mano cuando son movimientos de pequeño volumen, o a través de máquinas adecuadas.

Este procedimiento es adecuado para los terrenos rocosos cuyos taludes se mantienen casi verticales. La excavación lateral a cada lado de la cuneta, mediante voladuras a todo lo alto, se significa como un procedimiento económico de trabajo.

Al terminar los taludes de excavación a grosso modo se construyen zanjas a regulares distancias de acuerdo al perfil exacto a lo largo quitando las partes intermedias, trabajo que también se puede efectuar mecánicamente.

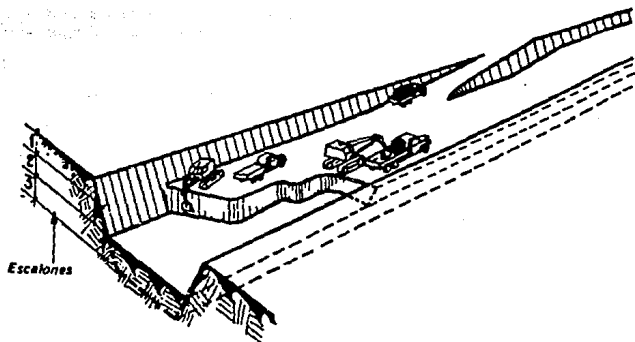


Figura II-55 Máquinas realizando excavación en capas a plena anchura.

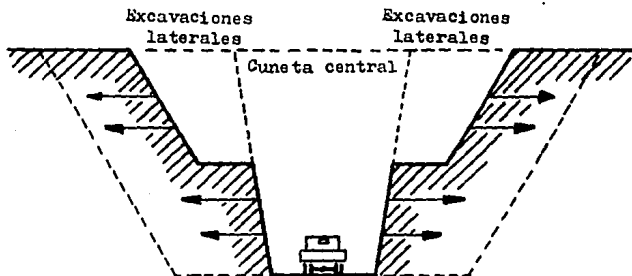


Figura II-56 Ataque por cuneta central.

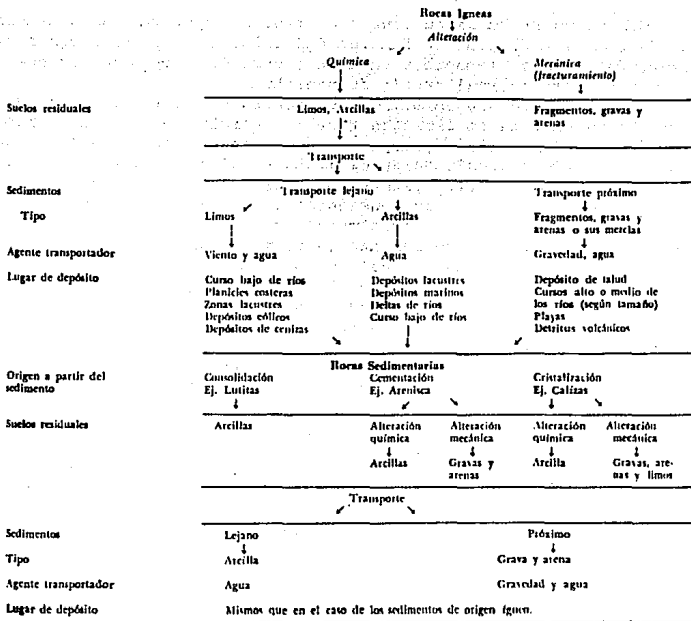
Después de su asentamiento los taludes de terraplén deberán tener altura suficiente y regularizarse mediante excavación y no mediante la inclusión de nuevas tierras que por las lluvias serían arrastradas.

II.8 Métodos de excavación y acarreo para los distintos materiales.

En la construcción de vías terrestres los materiales que comúnmente se encuentran y tienen que ser excavados son las rocas y los que se forman por la alteración de las mismas.

Roca	Método de Excavación requerido	Fragmentación	Susceptibilidad a la meteorización
Granito Diorita	Explosivos	Fragmentos irregulares, que dependen del uso de los explosivos.	Probablemente resistente.
Basalto	Explosivos	Fragmentos irregulares, que dependen de las juntas y grietas.	Probablemente resistente.
Toba	Equipo o explosivos	Fragmentos irregulares, muchas veces con finos en exceso.	Algunas variedades se deterioran rápidamente.
Arenisca	Equipo o explosivos	En lajas, dependiendo de la estratificación.	Según la naturaleza del cementante.
Conglomerado	Equipo o explosivos	Exceso de finos, dependiendo del cementante.	Algunos se alteran para formar arenas limosas.
Limonita Lutita	Equipo	Desde pequeños bloques a lajas.	Muchas se desintegran rápidamente para formar arcillas, de las cuales algunas son resistentes, a menos que las pruebas indiquen otra cosa.
Caliza Masiva	Explosivos	Fragmentos irregulares; muchas veces, lajas.	Las vetas pizarrosas se deterioran, pero las otras son resistentes.
Coquina Creta	Equipo	Fragmentos porosos, usualmente con exceso de finos.	Algunas formas porosas se alteran por humedecimiento; otras se cementan con procesos alternados de humedecimiento y secado.
Cuarcita	Explosivos	Fragmentos irregulares, muy angulosos.	Probablemente resistente.
Pizarras Esquistos	Explosivos	Fragmentos irregulares o lajeados, según la foliación.	Algunas se deterioran con poco exceso de humedecimiento y secado.
Gneis	Explosivos	Fragmentos irregulares, muchas veces alargados.	Probablemente resistente.
Resechos industriales y de minas	Equipo	Depende del material, pero en la mayoría de los casos es irregular.	La mayoría de las variedades (excepto las ligas de mina) deben considerarse desmoronables, en tanto las pruebas no indiquen otra cosa.

Tabla II-10 Métodos de excavación y fragmentación que se emplean para los distintos tipos de rocas.



Rocas Metamórficas

Temperatura, presión, etc., actuando sobre los sedimentos. Análogos suelos residuales y transportados que las otras rocas. (Gravas, arenas, limos o arcillas.)

Tabla II-11 Proceso de alteración de las rocas y formación de los suelos residuales y transportados.

La excavación de rocas o suelos se realiza mediante distintas máquinas; a las cuales la experiencia previa en la construcción les ha definido las actividades en las cuales tienen un mayor rendimiento. La elección de la máquina más adecuada para cada actividad estará en función de los factores siguientes:

- a) Maquinaria disponible.
- b) Características del material por excavar.
- c) Distancia de acarreo del material.

Cuando ya se ha seleccionado el tipo de máquina, las dimensiones de la misma estarán en función del volumen de la obra por realizar, del tiempo disponible para su ejecución y del área de que se dispone para la realización de maniobras.

El aspecto de disponibilidad de equipo en países donde el desarrollo industrial es limitado resulta decisivo. Hoy en día existen máquinas muy variadas, cuyo uso conjunto y racionalmente programado permite la realización de trabajos eficientes y económicos pero comúnmente en varios países no se dispone de maquinaria especializada; se debe tener en consideración que en dichos países la adquisición de maquinaria normalmente es un renglón de importación que grava notablemente un mercado de divisas que se tiene que cuidar por distintas causas. De este modo, sin considerar a algunos países de gran industrialización, lo normal es que las actividades de ataque y excavación se realicen con maquinaria tradicional, de uso diverso y frecuente utilización. Además no debe de descartarse la excavación manual con pico y pala.

En la Tabla II-12 se presentan los tipos de máquinas que comúnmente utilizan para excavar y cargar los distintos materiales con los que normalmente se trabaja en las vías terrestres; además, también se señala el equipo de transporte según sea el tipo de material y distancia de acarreo.

La Figura II-57 se presenta en forma esquemática una de las actividades que normalmente se realizan en la superficie del terreno antes de iniciar la excavación de los materiales, dentro de las actividades previas también se incluyen las de desmonte y limpieza superficial, y posiblemente alguna para aflojar el material y dar así facilidades para las maniobras de carga y transporte.

La Figura II-58 ilustra la forma en que una pala mecánica se utiliza para excavar, según sea el frente de ataque y el tipo de materiales. El elemento con que la pala ataca es muy variable según sea la naturaleza y posición relativa del terreno por atacar. El cucharón normal se utiliza para materiales rocosos o sueltos, cuando el frente de ataque está vertical o amontonado; la draga de arrastre se emplea cuando el material tiene que recogerse, como ocurre cuando se encuentra en un nivel inferior al de la máquina o cuando está por debajo del agua; el cucharón tipo almeja es muy útil cuando de una mezcla de materiales rocosos y suelo se quiere seleccionar a los primeros.

El trabajo que desempeña un cargador frontal en las vías terrestres es el que se ilustra en la Figura II-59.

Cada vez es mayor la utilización de pesados tractores como arados para fragmentar los materiales hasta un grado tal que puedan ser retirados por otras máquinas o por los mismos tractores, evitando así la utilización de explosivos y las operaciones de barrenación, que normalmente resultan más costosas y lentas. El tractor

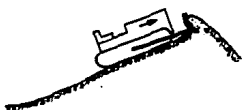
Tipo de material	Deposito y limpieza (si se requiere)	Preparación del banco	Exhumación y carga		Transporte	
			Tamaño máximo (m)	Equipo	Distancia (m)	Equipo
ROCAS						
Roca sana (superficialmente alterada)	Tractor de orugas con cuchilla frontal, inclinable	Restricción y tronado de acuerdo al tipo de roca y al tamaño máximo por obtener	$0.75 < x < 2.00$	Pala mecánica	Menos de 150	Volquete o camión
			$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	De 150 a 2,500	Vagóneta o camión
			$0.075 < x < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	De 2,500 a 100,000	Camión o remolque
					Más de 100,000	F. C. (si disponible), camión o remolque
Roca alterada (superficialmente muy alterada)	Tractor de orugas o neumático con cuchilla frontal inclinable	Restricción y tronado, escarificación y moco o sólo escarificación	$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
			$0.075 < x < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	De 150 a 2,500	Vagóneta o camión
					Más de 2,500	Camión o remolque
Roca muy alterada (terro y fragmentos chicos superficiales)	Tractor de orugas o neumático, con cuchilla frontal inclinable o escarpa halada con tractor de orugas	Escarificación y moco o sólo escarificación	$0.075 < x < 0.75$	Pala mecánica o "Cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
					De 150 a 2,500	Camión o vagóneta
	Escarificación	$x < 0.075$	Escarpa		Más de 2,500	Camión o remolque
					Menos de 150	Escarpa halada con tractor de orugas o motor-terpa
				De 150 a 2,500	Escarpa halada con tractor neumático o motor-terpa	

Tabla II-12 Tipos de máquinas usuales para excavar, cargar y transportar distintos materiales.

SUELOS

	Tractor de oruga o neumático con cuchilla frontal inclinable	Escarificación y monoescarificación	$0.30 < X < 0.75$ $0.075 < X < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	Menos de 150 De 150 a 2,500	Volquete o camión Camión o vagoneta	
	Draga	Ninguno	$X < 0.075$ Bajo el N. A. F.	Draga de almeja o de arrastre	Más de 2,500	Camión o remolque	
	<hr/>						
Aluviones	Tractor de oruga o neumático con cuchilla frontal inclinable o escarpa halada con tractor de oruga	Escarificación	$X < 0.075$ Sobre N. A. F.	Escarpa	Menos de 150	Escarpa halada con tractor de oruga o monoescarpa	
					De 150 a 2,500	Escarpa halada con tractor neumático o monoescarpa	
<hr/>							
	Tractor de oruga o neumático con cuchilla frontal inclinable	Escarificación cuando compacto, cementado o duro	$X < 0.005$	Pala mecánica Motoelevadora Cargador frontal	Menos de 150 De 150 a 2,500 Más de 2,500	Camión o volquete Camión o vagoneta Camión o remolque	
	Arenas, limos y arcillas	Escarpa halada con tractor de oruga o monoescarpa tractor	Escarificación cuando compacto, cementado o duro	$X < 0.005$	Escarpa	Menos de 150	Escarpa halada con tractor de oruga o monoescarpa
						De 150 a 250	Escarpa halada con tractor neumático o monoescarpa
<hr/>							
	Draga de arrastre o de almeja	Ninguno	$X < 0.005$ Bajo el N. A. F.	Draga de arrastre o almeja	Menos de 150 De 150 a 2,500	Camión Camión o vagoneta	
	Draga marina	Ninguno		Draga marina	Conducción hidráulica al tanque de sedimentación		

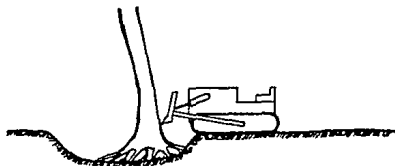
Tabla II-12 Tipos de máquinas usuales para excavar, cargar y transportar distintos materiales.



a) Limpieza del banco con tractor provisto de cuchilla frontal.

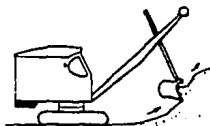


b) Preparación y afloje del banco con arado.

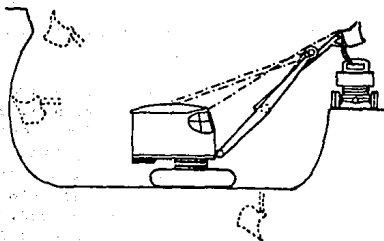


c) Desmante.

Figura II-57 Actividades de preparación y limpieza de un banco.



a) Operación normal en un depósito de voladura.



b) Operación en frente vertical.

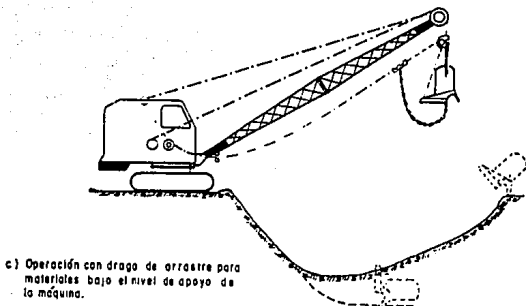


Figura II-58 Pala mecánica en la explotación de un banco.

también es usado como una máquina excavadora y empujadora, por la acción de la cuchilla, la excavación con tractor normalmente está limitada a no más de 50 cm.; en dichos trabajos por lo general se emplean los tractores de orugas, los de neumáticos se reservan para realizar maniobras de remolque de equipo de transporte a cortas distancias, siendo estas de entre 150 m. a 2500 m. aproximadamente

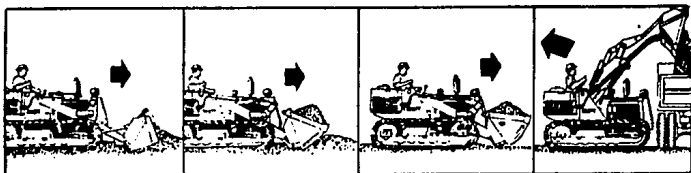


Figura II-59 Cargador frontal operando en una obra de terracería.

La utilización de escrepas auto-propulsadas y autocargables - se impone cada vez más en la construcción pesada, cuando el tipo - de material permite su operación, ya que lógicamente son máquinas versátiles y muy útiles tanto en lo que respecta a la distancia a que es económico realizar el acarreo como al material que pueden - manejar. La capacidad de autocarga de las escrepas es frecuente - que sea ayudada a través del empuje de un tractor, el cual se utiliza para la disgregación del material durante el acarreo de la mo - toescrepa. Las escrepas que no son autopropulsadas, por lo regular

se emplean remolcadas por tractores de neumáticos y en distancias de acarreo cortas su operación es muy eficiente.

Los cargadores frontales de orugas, en las actividades de excavación, son los más capaces para trabajar con rocas más grandes o en terrenos con mayor dureza, los de neumáticos son más veloces en las idas y venidas y principalmente en los giros.

Los frentes de ataque que las palas mecánicas requieren deben encontrarse bien definidos y con abundantes volúmenes, de tal forma que no sea trasladada frecuentemente. Casi todas operan sobre orugas, debido a lo cual se adaptan a cualquier terreno, aún en los cuales las pendientes son fuertes, teniendo una estabilidad aceptable; las de neumáticos no tienen las cualidades que tienen las de orugas, pero su capacidad de traslación es muy superior.

Los camiones son el medio de transporte de los materiales que en las vías terrestres se emplea casi siempre. Los camiones no se emplean en acarreo muy cortos o muy largos, ya que en los primeros se pueden utilizar vagonetas jaladas por tractor de neumáticos u otros similares elementos, y en los segundos se utilizan el ferrocarril o transporte marítimo o fluvial, ya que resultan ser los más económicos.

En la excavación de materiales es indispensable establecer una adecuada relación entre la capacidad de la excavadora y las removedoras con los elementos de transporte; evitándose así costosas interferencias o pérdidas de tiempo. La capacidad de los medios de transporte es recomendable que sea de un múltiplo entero de la capacidad de la máquina que excava o carga.

Cuando en el material por excavar se presentan varios estratos aprovechables y distinta calidad, es conveniente que se ataque de tal forma que produzca la máxima combinación posible de las diferentes calidades, para la obtención de un material lo más homogéneo posible. De no hacerlo así, en las capas del cuerpo de la terracería se tendrán materiales con distinto comportamiento, lo cual no es muy conveniente.

Cuando en las zonas cársicas existan materiales útiles en las vías terrestres, estos se encontraran debajo de una capa de roca caliza con un espesor de entre 1.0 m y 1.5 m. El método de ataque para realizar la extracción del material subyacente es el de la ruptura de la coraza que lo protege, lo que amerita barrenación y empleo de explosivos.

En la construcción de una vía terrestre en dichas zonas no es posible pensar en préstamos laterales, siendo mejor recurrir a préstamos de banco, en los cuales a través del rompimiento del área superficial mínima se pueda obtener el máximo volumen de material, profundizando la excavación. Los terraplenes de las planicies cársicas nunca son altos y el empleo de roca caliza en su construcción requiere una fragmentación considerable que comúnmen-

te no es económica, ya que el rendimiento de los explosivos en co-razas de muy poco espesor es muy bajo; ante esto es preferible que se desperdicie este material rocoso, retirándolo en grandes fragmentos.

En la construcción de terraplenes en suelos blandos y compresibles el tezontle, espuma de basalto, es un material que en nuestro país se utiliza bastante. Los bancos de tezontle normalmente están contaminados por frentes de basalto sano, de peso volumétrico alto, los cuales deberán de evitarse cuidadosamente. Algunas veces se encuentran mezclados en el tezontle grandes volúmenes de basalto, que tienen que ser removidos. En otras ocasiones, los bancos de tezontle se encuentran en frentes de ataque muy altos, los cuales por razones de seguridad deben ser atacados por arriba; debido a esto el material mucho antes de que se apile en el terreno, lo cual provoca un excesivo porcentaje de polvos que provoca que el peso volumétrico del suelo se incremente por arriba de lo conveniente.

Normalmente este problema se resuelve con un ingenioso método de ataque que produzca rampas tendidas en las cuales el material rueda poco y que a la vez puedan ser atacadas desde abajo sin ningún riesgo, pero normalmente esta situación obliga al cribado del material.

En antiguas cuencas lacustres, en zonas pantanosas o en llanuras costeras es normal que no se encuentre superficialmente materiales que puedan emplearse en la construcción de terracerías y menos para pavimentos. En estos casos es conveniente que se localicen elevaciones y otros, en los cuales la posibilidad de encontrar materiales de mejor calidad es mayor, pero si no existen ni otros ni elevaciones se recurrirá a la extracción de materiales de elevaciones mínimas o terrazas y pasa que normalmente los suelos se encuentran muy húmedos, lo cual impide la utilización inmediata y operación del equipo de excavación. En estas situaciones, se considera útil abrir varios frentes de ataque en el banco, extrayendo capas de material con espesor no mayor de 50 cm., y trabajando alternadamente en cada uno de los frentes de ataque. Cuando un frente no es atacado durante algunos días, el material se seac por evaporación superficial y queda listo para poder extraer otra capa.

Cuando se trabaja por el método de préstamos laterales en zonas lluviosas, se recomienda que el ataque de los materiales se inicie en la parte más elejada con el objeto de evitar zonas que dificulten el tránsito en los puntos intermedios en el trayecto del acarreo.

En la explotación de bancos de materiales muy finos, es conveniente que se programen las operaciones de tal forma que se les pueda agregar directamente en el banco el agua que se requiera para su compactación posterior en el terraplén. Es bien sabido que -

los materiales muy finos, del tipo de las arcillas de alta plasticidad, tienen una permeabilidad baja, y debido a esto la incorporación de agua necesita un tiempo considerable, lo cual es casi imposible de lograr en el terraplén. Algunas veces se ha considerado a decuada el inundar una determinada parte del banco o también remover el material y amontonarlo por delgadas capas a las que se les adiciona agua a través del método de aspersión; ya que ha pasado el tiempo necesario para la incorporación del agua, el material es cargado y transportado al lugar de la obra, teniendo que compactarse inmediatamente con el fin de evitar pérdidas de agua por evaporación.

Algo similar a lo anterior se presenta cuando el material fino de un banco determinado contiene el agua apropiada para su compactación. En tal situación, las operaciones se deben programar para que no se pierda dicha agua, ni en el terraplén ni en el banco.

Los bancos que se encuentran en depósitos fluviales se tendrán que atacar en la época en que el río tenga los niveles más bajos, ya que se corre el riesgo de que la extracción de materiales se vea afectada cuando ocurren las grandes avenidas, provocando -- que sea interrumpida en su avance. De igual manera, un problema adicional se presenta en la contaminación a que están expuestos -- los materiales por parte de los suelos finos en suspensión que los ríos acarrearán durante sus crecientes.

Materiales, como los de tipo cálcico, ya que tienen poca dureza, sufren una alta degradación durante su carga, transporte, -- etc., debido a lo cual, en tales casos se deberán evitar las manipulaciones como almacenamientos provisionales o acarrees de un depósito a otro, etc.

Cuando se efectúa la explotación de bancos de roca, en la que el estrato útil se encuentra sobre otro de inadecuadas cualidades, por ejemplo, una corriente de lava que se encuentra sobre una capa de arcilla, el banco se deberá atacar de una forma tal que siempre se tenga sobre el suelo formado por un inadecuado material, una capa con un espesor de entre 30 y 50 cm. de rezaga del mismo banco, -- con el fin de evitar las contaminaciones posibles.

Finalmente, es conveniente que se haga un comentario referente al manejo de materiales almacenados para su utilización posterior. La totalidad de los materiales que están formados por partículas de distintos tamaños, siempre tienden a segregarse cuando son colocados en un depósito, dejándolos caer desde la parte alta sobre el talud del mismo. Para corregir la segregación, cuando se cargue nuevamente el material, este deberá tomarse desde la parte más baja, realizando así el mezclado de los distintos tamaños de -- los materiales que presenta todo el frente del depósito y jamás a través de capas horizontales que sean tomadas de la parte de arriba del depósito.

II.9 Curva masa.

En los diagramas de curva masa las abscisas representan a los cadenamientos y las ordenadas a los volúmenes acumulativos de las terracerías. La curva masa deberá trazarse en el mismo plano del perfil del terreno y donde también fue proyectada la subrasante.

II.9.1 Proyecto de la curva masa.

El procedimiento para el proyecto de la curva masa es el siguiente:

- 1.- En el dibujo del perfil del terreno se proyectará la subrasante.
- 2.- Los espesores de terraplén o de corte serán determinados en cada una de las estaciones o en los puntos que lo ameriten.
- 3.- Se dibujan las secciones transversales de construcción.
- 4.- La plantilla del terraplén o del corte se dibuja con los taludes apropiados de acuerdo al tipo de material, sobre la correspondiente sección topográfica, definiéndose así las secciones transversales del camino.
- 5.- Se calculan las áreas de las secciones transversales del camino.
- 6.- Se realiza el cálculo de los volúmenes reduciendo los terraplenes o abundando los cortes, de acuerdo al método escogido y tipo de material.
- 7.- Los volúmenes de terraplenes y cortes se suman algebraicamente
- 8.- Con los valores obtenidos se traza la curva.

En la determinación de los volúmenes acumulados se toman como positivos a los de los cortes y negativos a los de terraplenes, -- realizándose algebraicamente la suma.

Si el diagrama de masas tiene a las estaciones del cadenamiento como abscisas, entonces debe dibujarse de izquierda a derecha, y como el valor de las ordenadas, por ser positivas, se incrementa con los volúmenes de corte, origina que la curva masa suba en los cortes de izquierda a derecha, siendo su valor máximo en el límite donde el corte termina. Entonces desde ese punto, desciende de izquierda a derecha debido a que el valor de la ordenada es disminuyendo por los volúmenes de los terraplenes, que continuará disminuyendo hasta que finaliza el terraplén y se inicia otro corte. El cálculo de la curva masa no es conveniente que se realice en tramos de varios kilómetros porque se trata de un método de aproximación.

nes sucesivas y la primera subrasante es muy difícil que sea la apropiada, lo más conveniente es que se utilicen tramos de 500 m. a 1000 m., y hasta no estar conforme, no continuar con los tramos siguientes. Cuando una subrasante es proyectada se establecen los espesores, las secciones se dibujan, se determinan las áreas y calculan los volúmenes, la curva masa se calcula, se traza y se selecciona la línea de compensación que bien puede ser la del tramo anterior.

A grandes rasgos, la línea de compensación que proporciona los mínimos acarreos, es la que en el mayor número de puntos atraviesa a la curva masa.

Cuando se tienen varios diagramas de curva masa de un mismo tramo, el más conveniente es el más económico, es decir, aquel en el cual la suma de los costos de las excavaciones, considerando los préstamos, más el costo de los sobreacarreos tiene el menor costo siempre y cuando el perfil sea aceptable.

II.9.2 Características de la curva masa.

Las características de la curva masa que se deben entender para su correcta utilización son las siguientes:

- 1.- Cuando la curva masa se eleva en ese punto del camino se indica una excavación, y cuando baja un terraplén.
- 2.- Las inclinaciones fuertes en la curva masa indican grandes terraplenes o cortes; las inclinaciones pequeñas indican pequeños movimientos de tierras.
- 3.- Los puntos de la curva masa que tienen pendiente cero indican la transición de corte a terraplén o viceversa. Dichos puntos altos o bajos de la curva masa pueden no estar en la estación exacta en la que el perfil cambia de terraplén a corte o viceversa. Si la pendiente transversal es irregular se puede presentar un exceso en la excavación o terraplén en dichos puntos.
- 4.- La diferencia entre ordenadas de dos puntos de la curva representa el exceso neto de excavación con respecto al terraplén entre dichos puntos o a la inversa, exceso de terraplén respecto a la excavación.
- 5.- Cuando una línea horizontal corta a la curva masa en dos puntos, el terraplén y la excavación están compensados entre esos puntos.

II.9.3 Objetivos de la curva masa.

La curva masa tiene como objetivos principales los puntos siguientes:

- 1.- Realizar la compensación de volúmenes.
- 2.- Establecer los límites de acarreo libre.
- 3.- Establecer el sentido del movimiento de los materiales.
- 4.- Realizar el cálculo de los sobre acarreos.
- 5.- Mantener controlados los desperdicios y préstamos.

II.9.3.1 Compensación de volúmenes.

Los límites de corte y terraplén son marcados por una línea horizontal que atraviesa una cima o un columpio de la curva masa. En la Figura II-60 la línea GH, corta a una curva exactamente en los puntos G y H. Dicha línea indica que el volumen que se encuentra entre G y D es suficiente para que el terraplén de D a H sea construido, esto con respecto a la curva masa, si observamos el perfil del terreno se observa que el volumen de corte I satisface el terraplén II.

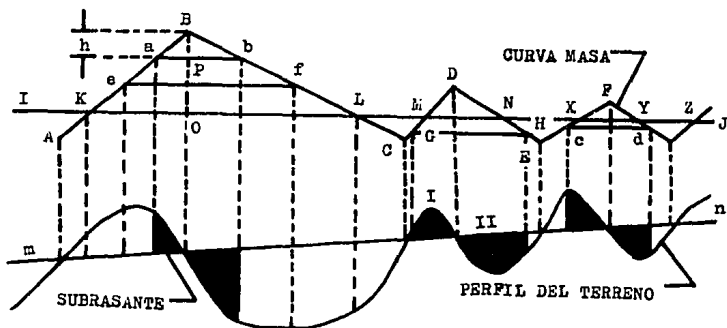


Figura II-60 Curva masa de una obra de terracería.

Así pues, la línea GH soluciona el problema relacionado a los volúmenes I y II, pero no nos dice lo que se tiene que hacer con el resto del corte ni hasta donde se debe de acarrear. Cuando se traza la línea IJ se corta a toda la curva y se observa que el corte KB tiene el volumen suficiente para construir el terraplén BL, que el terraplén DN se puede construir con el corte MD, que el corte CM es suficiente para la construcción del terraplén LC y que el terraplén NE se construyera con el corte EX.

Si los puntos de referencia K, L, M, N y X se bajan al perfil del camino se determinan los límites de los movimientos de los terraplenes y de los cortes.

II.9.3.2 Sentido del movimiento de los materiales.

Cuando en la curva masa los cortes quedan sobre la línea de compensación el sentido del movimiento de los materiales es hacia adelante y cuando quedan abajo se mueven hacia atrás.

II.9.3.3 Límite del acarreo libre.

La distancia del acarreo, necesaria para que sean colocados los materiales de excavación en los correspondientes terraplenes, cuando se tienen que mover grandes volúmenes de material ejerce una influencia muy importante en el costo de las operaciones. Ya que debido a esto se generan variaciones considerables en la distancia del acarreo del material excavado, se ha determinado considerar en el precio de la excavación el acarreo del material a una determinada distancia, conociéndose a esta como distancia de acarreo libre. Esta distancia es variable, puede ser de 20 metros, una estación y aún más. La longitud del acarreo libre es la distancia en la cual se puede mover un metro cúbico de material sin que se haga un pago adicional.

Para calcular los volúmenes del acarreo libre, se toma un vector, que represente a la escala del cadenamiento (1:2000) el valor de acarreo libre (20 m.) y se va desplazando en forma vertical hasta que dos puntos de la curva sean tocados; el material desplazado está determinado por la ordenada de la horizontal al punto más alto o más bajo de la curva en cuestión (h de la Figura II-60). En la Figura II 60 las rectas ab y cd se supone que es lo que mide una estación y consecuentemente definen el acarreo libre. Desplazando hacia el perfil del terreno, los puntos donde las rectas mencionadas cortan a la curva masa establecen las distancias de cortes y terraplenes que corresponden al acarreo libre. El volumen de corte para la recta ab es la diferencia de las ordenadas entre a y B y para cd entre c y F.

II.9.3.4 Sobreacarreo.

El sobreacarreo se presenta cuando se realiza transporte de materiales, ya sean de préstamo o de corte, a una distancia mayor que la del acarreo libre. Para obtener la distancia media de sobreacarreo se mide la distancia existente entre el centro de gravedad del corte (o préstamo) al centro de gravedad del terraplén que se formará con ese material, se le resta la distancia de acarreo libre y se valúa en estaciones de 20 m., y décimos de estación. El costo del sobreacarreo se obtiene al multiplicar esa distancia por los metros cúbicos de excavación medidos en la misma excavación y por el precio unitario del metro cúbico por estación. Para conocer la distancia media de sobreacarreo, en la Figura II-60 se divide OP en dos partes iguales y a través de ese punto se traza una línea horizontal que toca a la curva masa en los puntos a y F, que se localizan en las ordenadas que pasan a través de los centros de gravedad de los materiales desplazados. Para obtener la distancia de sobreacarreo, a la distancia entre los puntos antes mencionados medida hasta décimos de estación, se le resta la distancia de acarreo libre.

Si la curva masa afecta a figuras irregulares (Fig. II-61), u otras parecidas, las distancias que se obtengan utilizando el método anterior pueden no ser muy precisas. Ante tal situación es preferible encontrar las áreas A y B a través de un planímetro y dividir su suma entre el volumen V para determinar la distancia de sobreacarreo, considerándose la escala, requiriéndose en algunas ocasiones, solucionar el problema en acarreos compuestos, sumando a lo anterior el sobreacarreo d (Fig. II-61), que se obtiene de la suma de a más b y dividida entre v, esto debido a que el área entre la curva masa y una horizontal representa el producto de la longitud-media de acarreo por el volumen.

II.9.3.5 Préstamos y desperdicios.

Si los factores de reducción y abudamiento se determinan correctamente, se podrá observar si los volúmenes de los cortes son suficientes para la construcción de los terraplenes y con ello evitar los desperdicios. Generalmente la determinación de dichos factores no se lleva a cabo ya que casi siempre son supuestos, debido a esto la curva masa no se cumple totalmente y el volumen de los cortes no siempre es suficiente para la construcción de los terraplenes, razón por la cual se hace necesario efectuar préstamos de materiales. En caso de que los préstamos se repitan constantemente se deberá modificar el proyecto de la subrasante.

Quando los préstamos son solo eventuales, la curva masa se podrá modificar a través de la corrección de las reducciones o abun-

damiento según las condiciones de la obra.

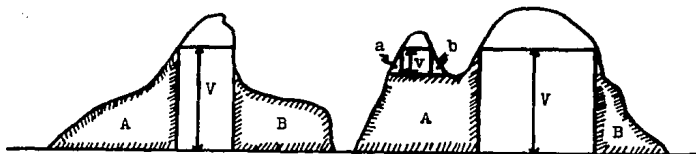


Figura II-61 Sobrecarreo en formas irregulares.

Al tener que realizar un préstamo se puede tener la duda de si es mejor sobrecarrear los materiales de un corte o tomarlos de un préstamo. Para despejar esa duda es conveniente determinar la distancia económica de sobrecarreo. Con el costo del metro cúbico de préstamo y con el costo de ese mismo metro cúbico acarreado de un corte, la distancia económica se podrá obtener de la siguiente manera:

Costo por metro cúbico de préstamo	N\$ 8.40
Costo del sobrecarreo por metro cúbico por estación de 20 m.	N\$ 0.42

La distancia de acarreo se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Distancia de acarreo} = \frac{8.40}{0.42} = 20.0 \text{ estaciones.}$$

Con este dato se puede saber el número de metros a los cuales un material se puede sobrecarrear; así pues, dicha distancia es $200 \times 20 = 400$ m., y sumándole los 20 m., del acarreo libre se tiene que la distancia máxima a la que se puede acarrear de un corte es de 420.00 m., ya que a una distancia mayor es más conveniente que el material sea de un préstamo.

II.9.4 Procedimientos optativos para el cálculo de la curva masa.

Para el cálculo de la curva masa se pueden utilizar dos dife-

rentes procedimientos, los dos proporcionan buenos resultados. Para calcular el volumen se sobreacarreó, utilizando cualquiera de los dos métodos, se multiplicara la distancia de sobreacarreó por el volumen del material compacto (en la excavación) sobreacarreado. Dentro de los precios unitarios de los contratos se señala esta forma para evitar confusiones y para que los resultados sean iguales sin importar quien los calcule.

II.9.4.1 Procedimiento por reducción de terraplenes.

Al utilizar este procedimiento los cortes no sufrirán alteraciones, los volúmenes de los terraplenes serán multiplicados por factores, comúnmente inferiores a la unidad, para transformarlos en volúmenes compactos. Para este caso es conveniente prever el tipo de materiales con que se construirán los terraplenes de cada sección. Para determinar el factor de reducción se emplea la fórmula siguiente:

$$F.R. = \frac{\gamma_b}{\gamma_t} = \frac{V_t}{V_b}$$

En donde:

F.R. = Factor de reducción.

γ_b = Peso volumétrico del material en el corte o banco.

γ_t = Peso volumétrico del terraplén (puede considerarse un porcentaje del máximo peso volumétrico como primera aproximación).

V_t = Volumen del material en el terraplén.

V_b = Volumen del material en el banco o corte.

A continuación se presentan algunos factores de reducción de algunos materiales:

Material	Factor de reducción
Tierra negra	0.98 - 1.00
Material arenoso	0.75 - 0.90
Roca suelta	0.70 - 0.75
Roca fija	0.60 - 0.70

Quando se utiliza este procedimiento los cortes no sufren alteraciones (Tabla II-13).

ESTACIONES	ELEVACIONES		ESPEORES		AREAS		A ₁ + A ₂		SEMI-DISTANCIA	VOLUMEN		FACTOR DE REDUCCION	VOLUMENES REDUCIDOS		SUMA ALGEBRAICA DE VOLUMENES		ORDENADA EN LA CURVA MASA
	TERRENO	SUB RASANTE	C	T	C	T	C	T		C	T		C	T	+C	-T	
64+940	199.83	199.64	0.19		2.9												15000
+960	200.53	200.12	0.41		4.5		7.4		10	74			74		74		15074
+980	201.26	200.60	0.66		9.8		14.3		10	143			143		143		15217
65+000	202.43	201.08	1.35		12.7		22.5		10	225			225		225		15442
+020	199.90	201.56		1.66	4.1	49.5	16.8	49.5	10	168	495	0.90	168	446	278		15164
+040	199.10	202.04		2.94		39.5	4.1	89.0	10	41	890	0.90	41	801	760		14404
+060	202.27	202.52		0.25		39		43.4	10		434	0.90		391		391	14013
+080	203.69	203.00	0.69		9.4		9.4	3.9	10	94	39	0.90	94	36	58		14071
+090	204.00	203.24	0.76		10.7		20.1		5	101			101		101		14172
65+100	204.28	203.48	0.80		11.0		21.7		5	109			109		109		14281

Tabla II-13 Cálculo de la curva masa reduciendo terraplenes.

II.9.4.2 Procedimiento por abundamiento de cortes.

Cuando se emplea este procedimiento los volúmenes de corte de cada una de las estaciones se multiplican por un coeficiente mayor a la unidad, dicho coeficiente corresponde al incremento de volumen que sufrirá el material. Este coeficiente se conoce como factor de abundamiento, y se establece de la siguiente manera:

$$F.A. = \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{V_s}{V_b}$$

En donde:

F.A. = Factor de abundamiento del corte al material suelto.

γ_b = Peso volumétrico del material en el corte o banco.

γ_s = Peso volumétrico del material en estado suelto.

V_s = Volumen del material suelto.

V_b = Volumen del material en el corte o banco.

A continuación se presentan algunos valores para abundar los cortes:

Material	Factor de abundamiento
Tierra negra	1.00 - 1.25
Material arenoso	1.10 - 1.30
Roca suelta	1.30 - 1.40
Roca fija	1.40 - 1.65

Los terraplenes no sufrirán modificación, calculándose con las áreas de construcción (Tabla II-14).

Cuando se calculen los sobreacarreos se tomarán los volúmenes del material compacto; para tal efecto la ordenada del volumen sobreacarreado se dividirá entre el factor de abundamiento utilizado

II.10 Compactación.

Lo más importante en la compactación de cualquier material, es proporcionarle una mayor resistencia y disminuir las deformaciones a que está sujeto; estas condiciones son obtenidas a través del sometimiento a métodos que aumenten su densidad y disminuyan el volumen de espacios.

Carino _____

CURVA MASA _____ Residencia _____

De Km. _____ a Km. _____ Componente _____

De la hoja N.ºm. _____ Fecha _____ de 19 _____

ESTACION	ELEVACIONES		ESPESORES		AREAS		A1 + A2		SEMI DISE- ÑANCIA	VOLUMEN		COEF. DE APTO.	VOLUMENES ABUNDADOS		SUMA ALGEBRAICA VOLS. AROS	ORDENADA CURVA MASA	
	TERRERO	BARANTE	CORTE	TERRAP	CORTE	TERRAP	Corte	Terraz		CORTE	TERRAP		Corte	TERRAPLEN			+
2+680	64.80	66.60		1.80		18.2											10 000
700	66.00	66.80		0.80		8.9		271	10.0		271				271		9 729
720	67.60	67.00	0.60		4.5	4.5	8.9	10.0	4.5	8.9	1.2	54	89		35		9 694
734	68.55	67.14	1.41		7.1	11.6		7.0	81		1.2	97			97		9 791
740	68.20	67.20	1.00		5.2	12.3		3.0	37		1.2	44			44		9 855
760	66.60	66.40	0.20		1.4	8.6		10.0	66		1.2	79			79		9 914
780	65.70	67.60		1.90		22.0	1.4	220	10.0	14	220	1.2	17	220		203	9 711
800	66.81	67.80		0.99		6.4		284	10.0		284			284		284	9 427
820	68.50	68.00	0.50		3.2	5.2	6.4	10.0	5.2	6.4	1.2	62	64		2		9 425
840	69.70	68.20	1.50		8.3	15.5		10.0	135		1.2	162			162		9 587
850	70.92	68.30	2.62		11.8	20.1		5.0	100		1.2	120			120		9 707
860	70.10	68.40	1.70		8.7	20.5		5.0	103		1.2	124			124		9 831
880	68.15	68.60		0.45		2.4	8.7	2.4	10.0	8.7	2.4	1.2	104	24	80		9 911
900	67.00	68.80		1.80		6.3		8.7	10.0		8.7			8.7		87	9 824
920	68.40	69.00		0.60		2.8		9.1	10.0		9.1			9.1		91	9 733
940	70.00	69.20	0.80		4.1	4.1	2.8	10.0	4.1	2.8	1.2	49	28	21			9 754
960	70.99	69.40	1.19		5.7	9.8		10.0	9.8		1.2	118			118		9 872
980	70.21	69.60	0.61		3.4	9.1		10.0	9.1		1.2	109			109		9 981
3+000	69.02	69.80		0.78		3.1	3.4	3.1	10.0	3.4	3.1	1.2	41	31	10		9 991
020	67.40	70.00		2.60		11.4		14.5	10.0		14.5			14.5		145	9 846

Tabla II-14 Cálculo de la curva masa abundando cortes.

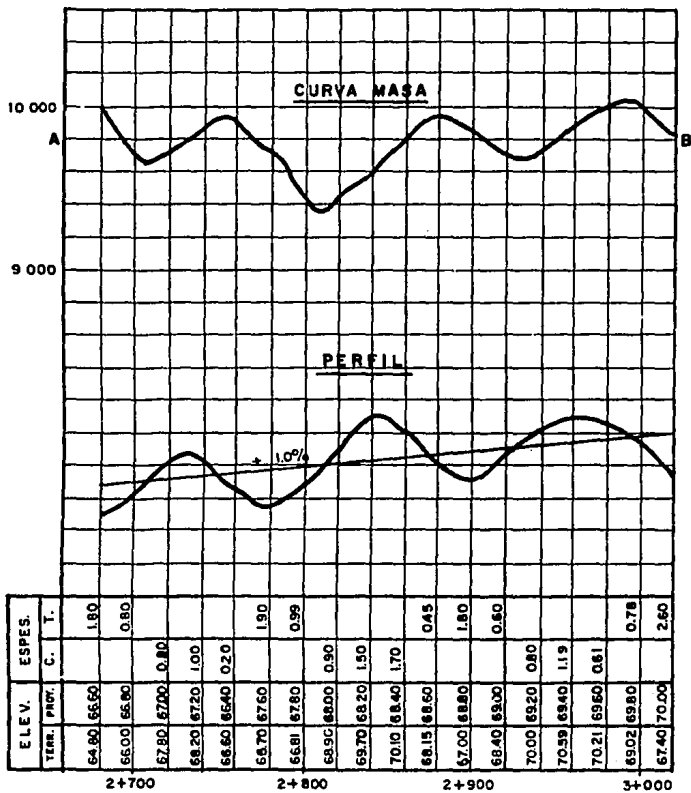


Figura II-62 Manera en que se dibuja la curva masa.

Los factores más importantes que se deben considerar en la compactación de un suelo, son: la cantidad de agua que tiene antes de compactarlo y el tipo de esfuerzo de compactación a utilizar.

El suelo está compuesto por tres fases de la materia: sólida, líquida y gaseosa. Las materias gaseosa y líquida están comprendidas dentro del volumen de vacíos de un suelo y la sólida es el volumen de sólidos.

Existen tres factores que son muy importantes en la compactación de un suelo, el tipo de granulometría, el grado de humedad y el tipo de esfuerzo de compactación. Así pues, el tipo de material a compactar es el que define el método a utilizar, ya que los materiales netamente friccionantes requieren de un método de vibración y los materiales plásticos uno de carga estática.

Las actividades que requieren la acción de compactadores son los rellenos artificiales de carreteras, cortinas de presas, eliminación de residuos, etc.

II.10.1 Granulometría.

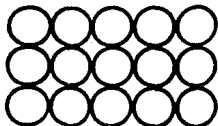
Es la forma en que están distribuidas las partículas de diferentes tamaños que integran un determinado suelo.

En años anteriores se pensó que las dimensiones de las partículas que forman un suelo eran determinantes para que existiera una buena compactación, hoy se considera que la forma de las partículas tiene una importancia mayor, para llegar a esta conclusión estudiosos de la materia realizaron un experimento que consistía en compactar, por una parte arena y por otra escamas de mica de tamaños similares, en dicho experimento se observó que las reducciones en la arena casi no se notaron en cambio en la mica las reducciones fueron de más del 50%. Sin embargo, en la práctica se le debe dar mayor importancia a los tamaños de las partículas del suelo a compactar, ya que si un suelo con estructura como la de la Figura II-63a es compactado tendrá varios vacíos entre partícula y partícula. Para que un suelo de esta estructura se encuentre con una compactación óptima es necesario que sus partículas estén acomodadas como en la Figura II-63b.

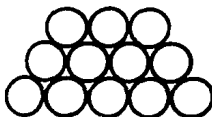
Ante la imposibilidad de llevar a cabo un acomodamiento de partículas como en la Figura II-63b, es más recomendable que el suelo a compactar posea una estructura como la de la Figura II-64, ya que de esta manera los vacíos se reducen al máximo, obteniéndose así una compactación óptima.

Así, para considerar que la granulometría es buena, es necesario que el tamaño de las partículas sea variado y que su distribución sea uniforme; ya que las partículas pequeñas son necesarias para cubrir los huecos que dejan las partículas mayores e incrementar la densidad del suelo, al compactarlo. Con esto se llega a la

conclusión de que el comportamiento del suelo depende en gran parte de su tipo de distribución granulométrica, es decir, del tamaño de sus partículas.



a) Compactación deficiente.



b) Compactación deseable.

Figura II-63 Estructura de un suelo con partículas de tamaños similares.

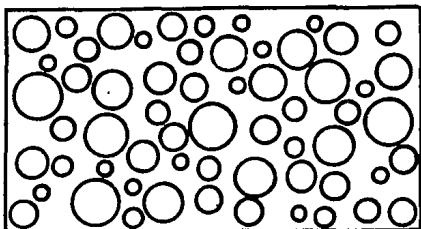


Figura II-64 Granulometría óptima.

Para determinar la composición granulométrica de un suelo, es necesario hacer pasar una porción de suelo a través de una serie de mallas, de tal forma que la abertura de las mallas disminuya de arriba hacia abajo. Del peso total del suelo a pasar a través de las mallas, se obtendrán porcentajes del mismo, que serán retenidos en cada una de ellas. Al realizar este proceso se obtendrá información suficiente para definir que tipo de suelo es el que se compactará. Dos tipos de suelo son los que se consideran: cohesivos, cuando el 35% o más del peso total del suelo pasa a través de la malla No. 200 y granulares o no cohesivos cuando menos del 35 %

pase por la malla mencionada.

II.10.2 Grado de humedad.

Este factor es muy importante, ya que reduce la fricción entre las partículas, ágiliza su desplazamiento, aumenta su densidad y produce cohesividad entre los diversos tipos de suelos.

La práctica ha demostrado que casi es imposible realizar una compactación adecuada con materiales que estén muy secos o muy húmedos, ya que para todo tipo de suelo existe un grado óptimo de humedad con el cual se obtiene una mayor densidad con una determinada fuerza de compactación.

R.R. Proctor realizó experimentos y observó que cuando la humedad inicial de un suelo aumentaba a partir de valores bajos, los pesos específicos secos eran más elevados, y como consecuencia las compactaciones eran mejores, pero este incremento de humedad era aceptable hasta cierto punto, pues si era demasiado elevado, los pesos específicos secos que resultaban eran bajos, y con ello, compactaciones deficientes.

Como resultado de sus investigaciones, Proctor creó la Gráfica (Fig. II-65), en la que se muestra la relación que existe entre la densidad en estado seco y la que se origina cuando existe humedad. A esta gráfica se le denomina Gráfica Proctor, Humedad-densidad o de Compactación.

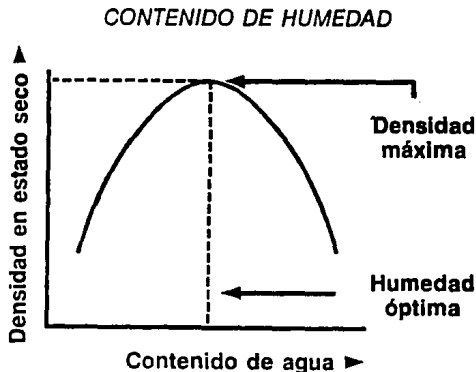


Figura II-65 Gráfica Proctor.

II.10.3 Tipo de esfuerzo de compactación.

Es la forma en que la maquinaria aplica la energía mecánica sobre el suelo para realizar la compactación requerida. Los tipos más comunes de esfuerzos de compactación son los siguientes:

- Carga estática o presión.
- Amasamiento o manipulación.
- Percusiones o golpes.
- Vibraciones o sacudimiento.

II.10.4 Elección de equipo.

En la compactación es muy importante saber el tipo de suelo a compactar, ya que de ello depende el tipo de maquinaria a utilizar

Como ya se dijo anteriormente tenemos dos tipos de suelos, -- los cohesivos y los no cohesivos. Así, para compactaciones de suelos cohesivos es recomendable que se utilicen máquinas con rodillos autopropulsados con patas de cabra y para suelos no cohesivos máquinas con rodillos vibratorios tándem, rodillos lisos autopropulsados, rodillos vibratorios remolcados, rodillos con ruedas de goma y rodillos combinados.

A continuación se presentan esquemáticamente algunos tipos de maquinaria para compactación que existen en el mercado, además se mencionaran los campos en los cuales son aplicables.

- Rodillos vibratorios tándem.

Este tipo de rodillos son utilizados para la compactación de suelos con mezclas bituminosas, en compactación de capas gruesas, en capas portantes no ligadas (con frecuencia baja y amplitud --- alta) en capas de cubierta y en de enlace sobre capas aglomeradas hidráulicamente. Además de que también se utilizan en trabajos de infraestructura en tierras mixtas, gravas GT (con granulación mixta y aglomerante), gravas GI (poco o no aglomerantes) y arenas.

En fin, los rodillos lisos por lo general son utilizados para acabados superficiales de las capas compactadas.

- Rodillos autopropulsados.

Los rodillos pata de cabra la característica que tiene es que compactan el suelo de abajo hacia arriba, produciéndose así un efecto de amasado a través de las protuberancias que están situadas en el rodillo.

Este tipo de maquinaria por lo general es aplicable en casi -

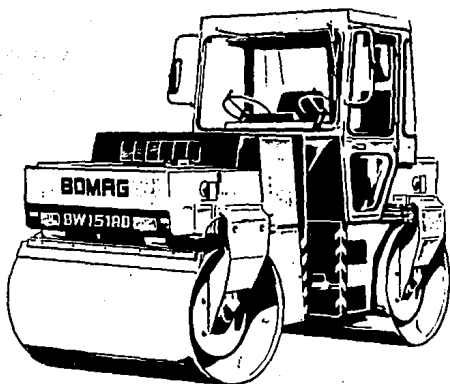


Figura II-66 Rodillo vibratorio tándem.

todos los suelos donde se efectúan movimientos de tierras, como lo son en los suelos no cohesivos como la arena, grava, piedra fragmentada y roca ligera, y en suelos cohesivos, así como en materiales ligados con agua.

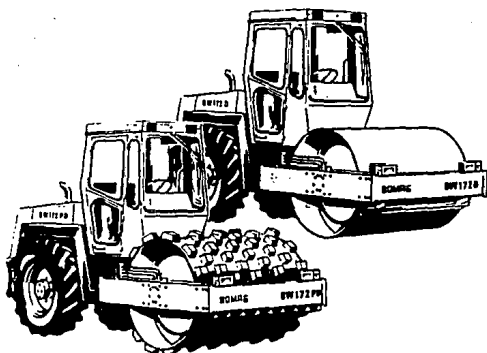


Figura II-67 Rodillos autopropulsados.

- Rodillos vibratorios remolcados.

Estos rodillos son recomendados para su utilización en las arenas, gravas, agregados minerales compuestos, suelos esquistosos, roca mediana y pesada, también a suelos mixtos cohesivos y muy cohesivos con elevada humedad. Sus campos de trabajo son los movimientos de tierras para carreteras, aeropuertos y diques.

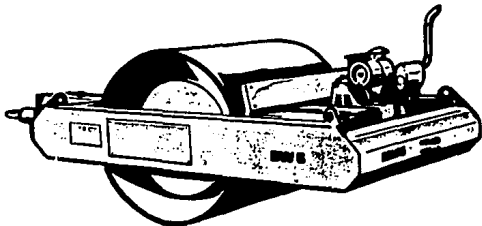


Figura II-68 Rodillo vibratorio remolcado.

- Rodillos con ruedas de goma.

Los rodillos de estas características son utilizables en capas bituminosas portantes, de ligazón y de desgaste, en la estabilización de suelos con materiales como cal o cemento. También se utilizan en la compactación previa de puntos de empalmes y pendientes, para arreglar desperfectos (grietas) y para trabajos ligeros.

- Rodillos combinados.

La aplicación de estos rodillos es en empalmes, en la construcción de caminos vecinales, calles de viviendas vecinales, en el reciclado de pavimentos, etc. Cuando este tipo de máquina se utiliza en mezclas que son sensibles a los agrietamientos y en curvas angostas, las dislocaciones del material son reducidas por la previa compactación por las ruedas de goma (las ruedas de goma son rígidas en la dirección de la acabadora).

- Máquinas pequeñas.

Existen también máquinas compactadoras de dimensiones menores a las ya mencionadas, este tipo de máquinas son utilizables en trabajos de compactación de tierras y asfalto, para zanjas de cables

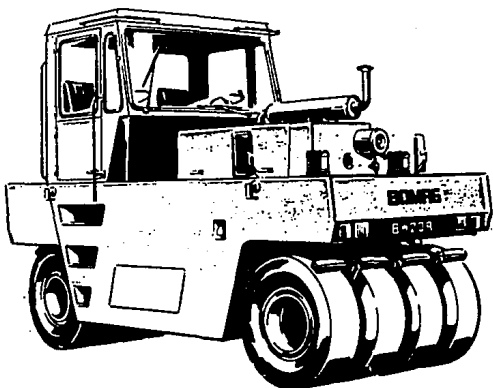


Figura II-69 Rodillo con ruedas de goma.

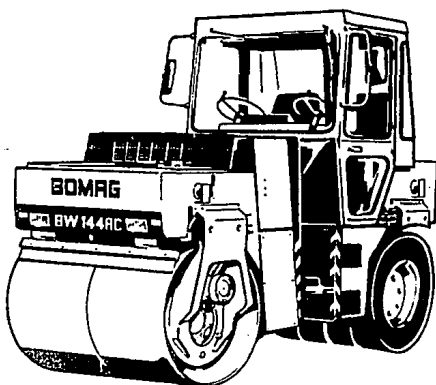
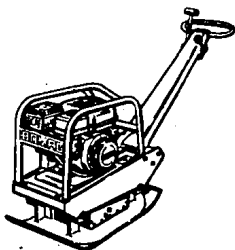
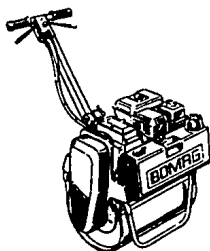


Figura II-70 Rodillo combinado.

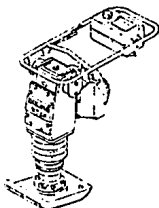
y tuberías, en la construcción de carreteras, bandas para ciclistas, parques infantiles, entradas de patios y garages. Como se observa, este tipo de máquinas se utilizan en trabajos menores y detallados, ya que estos tipos de trabajos no se pueden realizar con grandes máquinas porque se carecería de movilidad, maniobrabilidad y fácil manejo del equipo en condiciones difíciles del terreno.



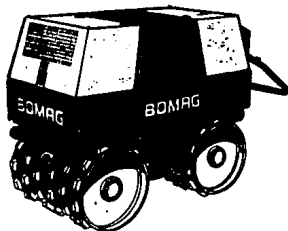
Placa vibratoria reversible



Apisonadora vibratoria de cilindro único



Apisonadora vibratoria



Apisonadora para zanjas

Figura II-71 Máquinas pequeñas para actividades de compactación.

II.10.5 Revisión de la compactación.

Cuando se termina de compactar cada una de las capas que integran la sección estructural de una vía terrestre, es conveniente que se revise si se logró el peso volumétrico que en el proyecto se especificó. El grado de compactación es el medio que se utiliza para conocer la compactación alcanzada. Así pues, el grado de compactación se obtiene mediante la fórmula siguiente:

$$G_c = \frac{\gamma_d}{\gamma_d \text{ máx.}} 100$$

en donde:

G_c = Grado de compactación.

γ_d = Peso volumétrico seco de obra.

$d \text{ máx.}$ = Peso volumétrico seco máximo de laboratorio.

Como se observa en la fórmula, se tiene que realizar una serie de pruebas en el laboratorio y en la obra.

El grado de compactación debe ser tal, que las cargas que genera el tránsito lleguen a la profundidad en que se encuentra la capa analizada y no produzcan graves deformaciones.

De acuerdo a la experiencia se ha llegado a aceptar que el grado de compactación mínima para el cuerpo de un terraplén sea de 90% y para las capas subyacentes, subrasantes, sub-bases y bases, de 95%.

II.11 Empleo de explosivos.

II.11.1 Propiedades de los explosivos.

El conocimiento de las propiedades de los explosivos es muy importante en el diseño de voladuras, ya que para cada caso se podrá seleccionar el adecuado. Las propiedades de los explosivos se mencionan a continuación.

II.11.1.1 Fuerza.

Es el trabajo aprovechable del explosivo. La fuerza es el factor más importante en la clasificación de la dinamita. Las dinamitas puras o nitroglicerinas, están clasificadas de acuerdo a la cantidad de nitroglicerina que contienen, así la dinamita de 15% de fuerza, tiene un 15% de nitroglicerina, una de 20% tiene 20% de nitroglicerina, etc.

Podría creerse que una dinamita de 40% es dos veces más potente que una de 20% y que una de 60% tres veces más que la de 20%, - lo cual es falso, porque la nitroglicerina de mayor fuerza es muy potente por la mayor producción de gases y presiones, y que sin embargo en el barreno ocupa casi el mismo espacio.

Los estudios que se han realizado hasta el momento establecen lo que se indica en la Tabla II-15.

UN CARTUCHO	60 %	50 %	45 %	40 %	35 %	30 %	25 %	20 %	15 %
60%	1.00	1.12	1.20	1.28	1.38	1.50	1.63	1.80	2.08
50%	0.89	1.00	1.07	1.14	1.23	1.34	1.45	1.60	1.85
45%	0.83	0.93	1.00	1.07	1.15	1.25	1.34	1.50	1.73
40%	0.78	0.87	0.94	1.00	1.08	1.17	1.27	1.40	1.53
35%	0.72	0.81	0.87	0.93	1.00	1.09	1.18	1.30	1.50
30%	0.67	0.75	0.80	0.85	0.92	1.00	1.09	1.20	1.38
25%	0.61	0.69	0.74	0.78	0.85	0.92	1.00	1.10	1.27
20%	0.55	0.62	0.67	0.71	0.77	0.83	0.90	1.00	1.15
15%	0.48	0.54	0.58	0.61	0.76	0.72	0.78	0.86	1.00

Indica el número de cartuchos de determinada fuerza necesarios para igualar un cartucho de diferente fuerza .

Tabla II-15 Fuerza de los explosivos.

Las condiciones en que se encuentre el material a dinamitar, - y el grado de compactación del explosivo, influyen en forma distinta en el desempeño del explosivo; aunque sean del mismo tipo.

II.11.1.2 Densidad de empaque.

Esta es la cantidad de cartuchos por caja de 25 Kgs. El número de cartuchos es aproximado, ya que puede variar en un 3%.

La densidad de empaque es de gran ayuda, porque permite dosificar los explosivos tan solo contándolos.

En las Tablas II.16 y II-17, se indican las densidades de empaque de dinamitas e hidrogeles comerciales.

CLASES DE DINAMITA:	2.22 x 20.32 cms. (7/8 x 8")	2.54 x 20.32 cms. (1 x 8")	2.857 x 20.32 cms. (1 1/8x8")	3.175 x 20.32 cms. (1 1/4 x 8")	5.71 x 40.64 cms. (2 1/4 x 16")	6.35 x 40.64 cms. (2 1/2x16")	7.62 x 40.64 cms. (3 x 16")
Dinamita Extra 401	242	184	151	121	20	14	10
Dinamita Extra 601	242	184	151	121	20	14	10
Gelatina Extra 301	193	151	123	98	15	12	8
Gelatina Extra 401	196	153	126	99	16	12	8
Gelatina Extra 601	207	164	135	108	16	12	9
Gelatina Extra 751	216	171	143	112	17	12	9
Gelamex # 1	236	180	150	121	21	16	11
Gelamex # 2	261	198	165	134	20	16	11
Maxobel 2	---	248	201	165	25	20	14
Duramex G	309	248	204	---	25	20	14

Número de cartuchos por caja de 25 Kgs para las dinamitas comerciales en sus diferentes medidas.

Tabla II-16 Densidad de empaque.

II.11.1.3 Peso volumétrico.

El peso volumétrico es importante para el diseño del barreno, ya que este debe tener la capacidad suficiente para albergar la cantidad calculada de explosivos.

Los pesos volumétricos de dinamitas, agentes explosivos e hidrogeles comunes, se indican en la Tabla II-18.

En voladuras, es de gran utilidad el saber más o menos la cantidad de explosivos por metro lineal que debe contener un barreno. Con el empleo de la Tabla II-19, la cantidad de explosivos por metro lineal de barreno puede obtenerse relacionando la densidad del explosivo con el diámetro del barreno.

Así pues, si tenemos un barreno de 30.48 cms., y un explosivo con densidad igual a 1.60 grs/cm³, consultando la Tabla II-19 se tiene que la intersección nos indica que por cada metro lineal de barreno son necesarios 116.746 Kgs. de explosivo.

II.11.1.4 Velocidad de explosión.

Sus unidades de medición son los metros por segundo, y es la velocidad con la cual la onda de explosión recorre una columna de explosivos. La clase de explosivos, su diámetro, el confinamiento, temperatura y cebado, influyen en gran parte en la velocidad de explosión.

Los explosivos comerciales tienen velocidades que se encuentran aproximadamente entre el intervalo de 1525 m/seg. hasta un po

CLASE DE	DIÁMETRO		LONGITUD DEL CARTUCHO			
	cms.	plgs.	20,3 cms.	30,5 cms.	40,6 cms.	16 plgs.
Tovex 100	2.5	1	200	139		105
Tovex 100	2.9	1 1/8	165	110		83
Tovex 100	3.2	1 1/4	137	90		68
Tovex 700	4.4	1 3/4	-	-		32
Tovex 700	5.0	2	-	-		24
Tovex 700	6.4	2 1/2	-	-		17
Tovex Extra	10.2	4	-	-		4
Tovex Extra	12.7	5	-	-		3
Tovex Extra	15.2	6	-	-		2
Tovex Extra	20.3	8	-	-		1
Tovex P	12.7	5	-	-		3
Tovex P	15.2	6	-	-		2
Tovex P	20.3	8	-	-		1
Godlyne	2.2	7/8	290	-		-
Godlyne	2.5	1	210	-		-
Godlyne	3.2	1 1/4	136	-		-
Godlyne	3.7	1 1/2	45	-		-
Godlyne	5.0	2	-	-		25
Godlyne	6.4	2 1/2	-	-		19
Godlyne	7.6	3	-	-		14
Godlyne	12.7	5	-	-		3
Godlyne	15.2	6	-	-		2
Godlyne	20.3	8	-	-		1

Número de cartuchos por caja de 25 kgs. para los principales hidrogeles comerciales en sus diferentes medidas.

Tabla II-17 Densidad de empaque.

co más de 6705 m/seg. Aunque los explosivos que son más usados tienen velocidades entre 3050 m/seg. y 5040 m/seg. Entre mayor sea la velocidad de explosión, la fragmentación es mayor.

II.11.1.5 Sensibilidad.

La sensibilidad representa la mínima cantidad de energía, presión o potencia que se requiere para la activación de un explosivo. Un buen explosivo es aquel en el cual, para garantizar la explosión de una columna de explosivos, la sensibilidad de activación es mediante cebos (cualquier medio que active el explosivo), y que es insensible a la activación accidental que pudiera presentarse durante su uso, manejo y transporte.

Para determinar la sensibilidad de un explosivo, en la industria de explosivos son utilizados los fulminantes, que los hay del número 4 al 12. La prueba estándar utiliza el fulminante número 6,

DINAMITAS			AGENTES EXPLOSIVOS			HIDROCELES	
Gelatina Extra	40%	1.57	'Hexamon" SP	0.81	Tovex 100	1.10	
	60%	1.44		SP-LD			0.70
	75%	1.39					
Dinamita Extra	40%		'Hexamon" C	0.85	Tovex 700	1.18	
	60%			C-LD			0.64
Dinamita Esp.	45%	1.23					
Gelamex	No. 1	1.28	Super "Hexamon" D	0.65	Tovex P	1.20	
	No. 2	1.16					
Gelatina Alta Velocidad							
Gomex	60%	1.47	NA - AC	0.80	Tovex Extra	1.35	
Duramex	G	1.00	Anfomex "X"	0.80	Codyne	1.20	
Dinamex	A	1.23	Anfomex "BD"	0.65			
Total		1.60					

Tabla II-18 Densidad de los explosivos, grs/cm³.

el cual está formado por 2 grs. de una combinación de 80% de fulminato de mercurio y 20% de clorato de potasio. Usando este fulminante se facilita la clasificación de los productos explosivos, si explotan se les llama explosivos, y si no, se les llama agentes explosivos.

Entre más alto sea el número del fulminante mayor será la sensibilidad del explosivo.

II.11.1.6 Resistencia al agua.

Es la capacidad que el explosivo tiene a la penetración al agua, también se le conoce como el tiempo que el explosivo soporta sin que el agua penetre en él, y todavía estar en condiciones de ser activado.

Los principales factores que afectan dicha resistencia son: - la profundidad del agua y la actividad que esta desarrolla.

II.11.1.7 Emanaciones.

Se les denomina emanaciones a los gases que se desprenden del explosivo cuando estalla. Entre estos gases se encuentran los óxidos de nitrógeno y el monóxido de carbono, que son muy venenosos -

DIAMETRO		VOLÚMEN		KILOGRAMOS DE EXPLOSIVO POR METRO LÍNEAL DE RAQUETA PARA UNA CARGADA TÍPICA									
PULGADAS	CM.	CM ³ /M.L.	60 GRS. POR CM. ³	65 GRS. POR CM. ³	75 GRS. POR CM. ³	80 GRS. POR CM. ³	1.10 GRS. POR CM. ³	1.20 GRS. POR CM. ³	1.20 GRS. POR CM. ³	1.20 GRS. POR CM. ³	1.35 GRS. POR CM. ³	1.60 GRS. POR CM. ³	
7/8	2.22	387.08	0.232	.252	0.290	.310	.326	.465	.409	.523	.619		
1	2.54	505.71	0.324	.329	0.330	.405	.557	.608	.654	.684	.511		
1 1/8	3.14	794.23	0.477	.516	0.506	.655	.874	.953	1.025	1.092	1.271		
1 1/2	3.81	1145.09	0.684	.741	0.855	.912	1.254	1.368	1.471	1.539	1.824		
1 3/4	4.42	1555.29	0.933	1.011	1.166	1.244	1.711	1.866	2.006	2.100	2.488		
2	5.09	2226.93	1.216	1.317	1.520	1.621	2.230	2.432	2.615	2.736	3.243		
2 1/2	6.33	3166.93	1.720	2.059	2.375	2.534	3.484	3.800	4.085	4.275	5.067		
3	7.62	4560.38	2.725	2.964	3.420	3.648	5.016	5.472	5.885	6.157	7.297		
3 1/2	8.86	6207.18	3.724	4.035	4.655	4.966	6.628	7.149	8.007	8.380	9.931		
4	10.16	8107.34	4.824	5.270	6.031	6.486	8.918	9.729	10.458	10.915	12.972		
4 1/2	11.43	10260.85	6.157	6.670	7.656	8.209	11.287	12.315	13.236	13.852	16.417		
5	12.70	12667.72	7.601	8.234	9.501	10.134	13.935	15.201	16.341	17.161	20.268		
5 1/2	13.97	15327.94	9.197	9.963	11.496	12.262	16.861	18.294	19.773	20.693	24.525		
6	15.24	18241.51	10.943	11.857	13.681	14.593	20.066	21.590	23.532	24.626	29.186		
6 1/2	16.51	21408.44	12.835	13.915	16.056	17.127	23.540	25.690	27.617	28.901	34.254		
7	17.78	24928.72	14.877	16.139	18.622	19.863	27.312	29.794	32.020	33.510	39.726		
7 1/2	19.05	28502.35	17.101	18.527	21.377	22.802	31.352	34.203	36.769	38.479	45.604		
8	20.32	32429.35	19.458	21.079	24.322	25.943	35.672	38.915	41.854	43.771	51.887		
8 1/2	21.52	36609.70	21.966	23.766	27.457	29.288	40.271	43.932	47.227	49.423	58.576		
9	22.85	41143.40	24.626	26.678	30.783	32.835	45.148	49.252	52.946	55.409	65.607		
10	25.42	50870.87	30.493	32.936	38.523	40.537	55.759	60.305	65.363	68.406	81.073		
11	27.94	61311.75	36.737	39.353	45.584	48.019	67.441	72.574	79.092	82.771	98.099		
12	30.45	72365.05	43.786	47.428	54.725	57.373	80.263	87.559	94.126	98.501	117.744		

Tabla II-19 Carga de los barrenos.

así como el bióxido de carbono, vapor de agua y nitrógeno, que no lo son tanto.

La raquílica composición del explosivo, el cebado incorrecto, la falta de confinamiento, la reacción incompleta y la que pudiera tener con rocas, pueden aumentar la producción de gases tóxicos.

II.11.1.8 Inflamabilidad.

Es la facilidad con que un agente explosivo puede activarse, ya sea a través de fuego o calor.

Las dinamitas tienen un alto índice de inflamabilidad y explotan con gran violencia, pero existen otros explosivos que para explotar requieren una flama externa que se les aplique directa y constantemente.

II.11.1.9 Elección de explosivos.

En la elección del explosivo se considerarán su costo y propie-

dades. El que se elija deberá ser el más económico y que sus resultados sean satisfactorios.

En la Tabla II-20 se indican las propiedades y usos que se sugieren para algunos explosivos.

TIPO	AGENTE EXPLOSIVO	FUERZA	VELOCIDAD	RESISTENCIA AL AGUA	EMANACIONES	USO
Bimetal Nitroglicerina	Nitroglicerina	---	Alta	Buena	Exceso de gases	Trabajos a cielo abierto.
Lava	Nitroglicerina y amoníaco	30 a 60%	Alta	Regular	Exceso de gases	Trabajos a cielo abierto.
Granulada	Amoníaco	25 a 65%	Baja	Muy Mala	Exceso de gases	Trabajos a cielo abierto (canteras).
Alcatrines	Amoníaco	30 a 75%	Muy alta	De Buena a Excelente	De muy pocos gases a nulos	Sismología. Trabajos submarinos y subterráneos.
ANFO	Amoníaco	---	Alta	Ninguna	Muy pocos gases.	Trabajos a cielo abierto y subterráneos.
Hidrogeles	Amoníaco	40 a 75%	Muy alta	Excelente	Muy pocos gases.	Trabajos a cielo abierto y subterráneo.

Tabla II-20 Selección y propiedades usuales en los explosivos de la construcción.

II.11.2 Equipo para voladuras.

Son los elementos que son utilizados para cabar las cargas explosivas, para activar los explosivos con fuego o carga eléctrica, para llevar la onda de detonación de un punto a otro, o de una carga a otra; así como para probar las conexiones entre detonador y explosivos.

II.11.2.1 Iniciadores.

Estos elementos son los que inician la explosión. Se dividen

en: mecha de seguridad, ignitacord y cordón detonante.

II.11.2.1.1 Mecha de seguridad.

Con ella, la flama que provocará la explosión tiene una velocidad constante y uniforme.

El núcleo de la mecha contiene pólvora negra y está forrado por capas de material impermeable, asfáltico y plástico, las que le permiten estar protegida contra la abrasión y la humedad.

La velocidad de la flama por lo regular se encuentra entre 128 y 135 segundos por metro, aunque se considera que puede variar más o menos en un 10%.

II.11.2.1.2 Ignitacord.

Con el ignitacord se pueden activar explosivos que se encuentren conectados en forma de serie, la velocidad de su flama es constante y su diámetro es de 1.5 mm.

Para unir el ignitacord con las mechas de los explosivos, es necesario utilizar el conector especial, que en la Figura II-72 es ilustrado.

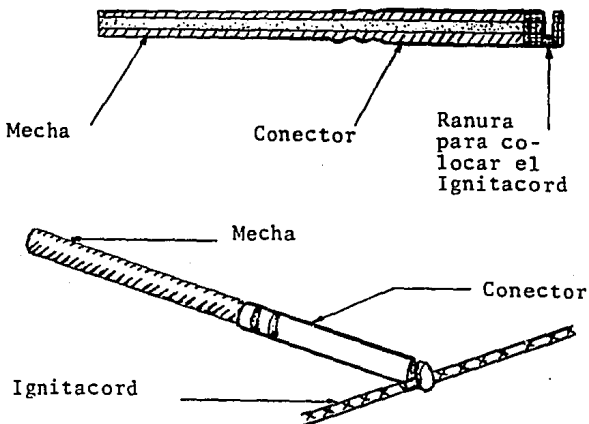


Figura II-72 Unión de mecha con ignitacord.

De acuerdo a su color y velocidad de la flama, el ignitacord se divide en 3 tipos: A, B y C. En la Tabla II-21 se describen las velocidades de combustión y colores que los identifican.

Tipo	Velocidad de combustión	Color
A	Intermedia (8 seg/ft)	Verde
B	Lenta (18 seg/ft)	Rojo
C	Rápida (4 seg/ft)	Negro

Tabla II-21 Velocidades de combustión y colores de los distintos tipos de ignitacord.

II.11.2.1.3 Cordón detonante.

Este elemento consta de un tubo plástico, protegido por una combinación de fibras textiles, plástico y alambre.

La cantidad de explosivo que contiene el núcleo varía de 3.28 grs/m a 1312.3 grs/m de PTN (pentrita), que es un explosivo muy fuerte.

La velocidad de la flama de cordones con 82 grs/m y con 164 grs/m (trabajos especiales) es de 6400 m/s.

II.11.2.2 Detonadores.

Los detonadores son los dispositivos por medio de los cuales se dispara la carga explosiva. Existen dos tipos: Eléctricos (estopines) y no eléctricos (fulminantes).

II.11.2.2.1 Fulminantes.

Son cápsulas iniciadoras que pueden explotar sin la intervención de electricidad, siendo una mecha la que inicia la combustión de la carga de ignición, la cual pasa a la carga cebada y que a su vez provoca la combustión de la carga explosiva.

Este tipo de detonador construido con casquillos de aluminio, debe ser mantenido bajo estrictas medidas de seguridad, ya que de no ser así, pueden estallar prematuramente. En la Figura II-73 se presenta la forma en que está construido un fulminante.

II.11.2.2.2 Estopines.

Estos elementos son los que más se usan para la activación de

los más potentes explosivos. En las Figuras II-74 y II-75 se presentan las estructuras de un estopin, en las cuales se observa que están formados por dos alambres aislados que en el interior de la cápsula metálica están conectados a un filamento de alambre.

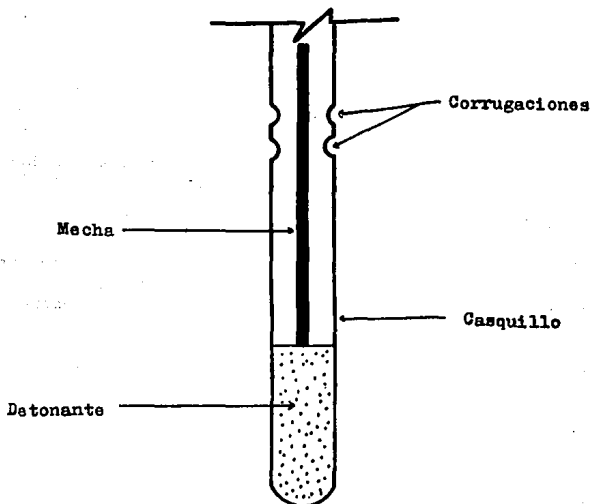


Figura II-73 Estructura de un fulminante.

Al circular la electricidad por los alambres, el filamento se calienta y es entonces cuando el estopin estalla.

Entre más carga detonante contengan los estopines, más potencia tendrán. El estopin que más se utiliza es el No. 6, y en pocas ocasiones el No. 8.

Los tipos de estopines que existen en el mercado están definidos por la forma en que estallan, se encuentran divididos en:

- Estopines instantáneos con alambre de cobre.
- Estopines instantáneos con alambre de hierro.
- Estopines Sismográficos.

- Estopines de retardo.
- Estopines Ms.

II.11.2.2.2.1 Estopines instantáneos con alambre de cobre.

Este tipo de estopin es para uso general, su potencia es del No. 6, el casquillo es de aluminio y los alambres de cobre. Los estopines del No. 8 pueden tener casquillo de aluminio o de bronce.

II.11.2.2.2.2 Estopines instantáneos con alambre de hierro.

La potencia de este estopin es del No. 6, y por lo general su uso es en minas subterráneas de carbón, el casquillo es de aluminio.

Los estopines instantáneos están integrados por una carga de ignición, una primaria y una carga detonante (Fig. II-74).

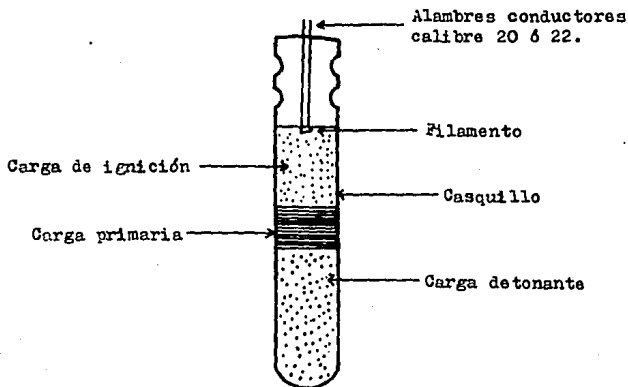


Figura II-74 Estructura de un estopin instantáneo.

II.11.2.2.2.3 Estopines sismográficos.

Son explosivos de precisión con potencia del No. 8. Por lo general este tipo de explosivo se utiliza en trabajos bajo condiciones muy severas.

II.11.2.2.2.4 Estopines de retardo.

Los estopines en cuestión son construidos para que exploten con un cierto periodo de retraso (Fig. II-75).

Los tiempos de retraso pueden ser de 0.5 seg. hasta 12 seg. - El elemento que provoca que se retrase la explosión se encuentra entre el filamento y la carga de detonación.

En la Tabla II-22 se indican calibres, resistencias y medidas de los alambres de cobre para los estopines instantáneos y de retardo.

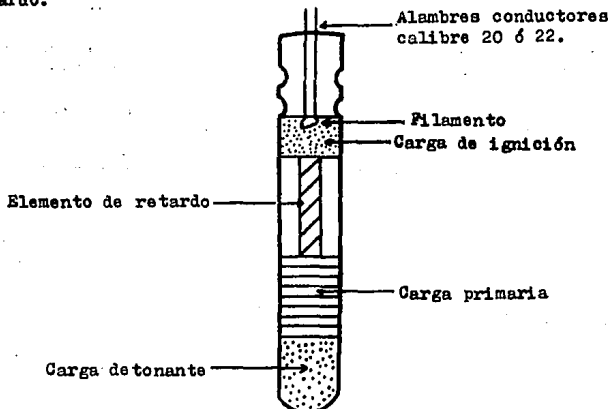


Figura II-75 Estructura de un estopín de retardo.

Longitud de las patas de alambre		Resistencia por estopín (ohms)	Calibre del alambre
Pies	Metros		
2	0.61	1.17	22
4	1.22	1.23	22
6	1.83	1.30	22
8	2.44	1.37	22
10	3.05	1.43	22
12	3.66	1.50	22

Continuación de la Tabla anterior.

16	4.88	1.63	22
20	6.10	1.77	22
24	7.32	1.90	22
30	9.14	1.73	20
40	12.19	1.94	20
50	15.24	2.15	20
60	18.29	2.36	20
80	24.38	2.78	20
100	30.48	3.20	20
150	45.72	4.25	20
200	60.96	5.30	20
250	76.20	6.35	20
300	91.50	7.40	20

Tabla II-22 Resistencias que se recomiendan para estopines instantáneos y de retardo con alambre de cobre.

II.11.2.2.2.5 Estopines Ms

La característica de estos estopines es que tienen diferentes intervalos de retardo (Ms significa los milifsegundos que tarda en estallar), los cuales son numerados a continuación.

- | | | | |
|-----------|------------|------------|-------------|
| 1) Ms-25 | 6) Ms-150 | 11) Ms-350 | 16) Ms-700 |
| 2) Ms-50 | 7) Ms-175 | 12) Ms-400 | 17) Ms-800 |
| 3) Ms-75 | 8) Ms-200 | 13) Ms-450 | 18) Ms-900 |
| 4) Ms-100 | 9) Ms-250 | 14) Ms-500 | 19) Ms-1000 |
| 5) Ms-125 | 10) Ms-300 | 15) Ms-600 | |

En la ejecución de voladuras, los estopines de este tipo que más se utilizan son el Ms-25 y el Ms-50.

Las ventajas que poseen sobre los estopines de retardo son:

- 1.- Fragmentación de mejor calidad.
- 2.- Menos vibraciones.
- 3.- Menos proyecciones de material.

- 4.- Disminución en los barrenos cebados.
- 5.- Disminución en explosivos y en costos.

Cuando los estopines salen de la fábrica tienen una corriente mínima, la cual se supone que es suficiente para que el explosivo estalle. Sin embargo, para asegurar la detonación se debe considerar una corriente de diseño. En la Tabla II-23 se señalan las corrientes mínimas y de diseño que se consideran para los estopines.

Estopines	Mínima	Diseño
Instantáneos	0.3 Amps.	2.0 Amps.
De retardo	0.4 Amps.	2.0 Amps.

Tabla II-23 Cargas de corriente mínimas y de diseño que provocan la explosión.

II.11.2.2.2.6 Estopines Mark V.

Este tipo de explosivos son usados principalmente en trabajos subterráneos como túneles, pozos, galerías, etc., sus denominaciones son las siguientes:

- | | |
|------------|-------------|
| 1) 25 Ms | 6) 3000 Ms |
| 2) 500 Ms | 7) 3800 Ms |
| 3) 1000Ms | 8) 4600 Ms |
| 4) 1500 Ms | 9) 5500 Ms |
| 5) 2000 Ms | 10) 6400 Ms |

II.11.3 Máquinas detonadoras.

Son las que suministran la corriente eléctrica que provocara el estallido. Por lo general son de generador y de descarga de condensador.

Las máquinas detonadoras de generador están fundamentadas en un generador modificado que suministra una corriente directa pulsativa. Las de descarga de condensador usan pilas secas que alimentan a los condensadores que a su vez suministran la corriente directa a los dispositivos que provocarán la explosión.

II.11.4 Instrumentos de prueba.

Sirven para determinar las características eléctricas de los

circuitos que se utilizan para voladuras, así como de los alrededores del lugar de la voladura para que la explosión sea eficiente y segura.

II.11.4.1 Galvanómetro.

Este instrumento es muy útil para probar los estopines, para verificar si el circuito de voladura está cerrado o no, para ubicar los alambres rotos o conexiones equivocadas o defectuosas y para determinar la resistencia del circuito.

II.11.4.2 Multímetro.

Los usos que se le da al multímetro principalmente son: localizar corrientes extrañas en la zona de voladura, determinar resistencias de los circuitos, realización de pruebas de resistencia para determinar los riesgos por electricidad estática, verificación de líneas de conducción, verificar la continuidad de estopines y circuitos eléctricos, determinar voltajes y además también puede ser usado como galvanómetro.

II.11.4.3 Reóstato.

El uso principal de este aparato es el de verificar la eficiencia de la máquina detonadora de tipo generador. Está integrada por una serie de bobinas de resistencia variada, en cada resistencia se encuentra una placa que indica su valor en ohms y el número de estopines eléctricos a que equivale.

II.11.5 Conexiones de estopines.

La carga de corriente que se utiliza para asegurar la detonación es de 2 Amps.

Para la obtención de la corriente mínima es necesario aplicar la fórmula de la ley de Ohm, que es la siguiente:

$$I = \frac{V}{R} \quad \text{donde:}$$

I = Intensidad.

V = Voltaje.

R = Resistencia.

La corriente puede ser monofásica (110 volts) o trifásica -

(220 ó 440 volts), cuando se tenga duda sobre la corriente se calculará con 220 volts. Otro sistema de suministro de energía es el explosor cuyo voltaje varía de 80 a 300 voltios, si se tiene duda se calculará con 80.

La resistencia depende de los estopines y de los alambres de conexión que se muestran en la Tabla II-24.

Calibre A W G Núm.	Resistencia, Ohms por 1,000 m.
8	2.10
10	3.34
12	5.31
14	8.43
16	13.45
18	21.36
20	34.45
22	54.79
24	87.14

Tabla II-24 Resistencia de los alambres de cobre.

II.11.5.1 Ubicación de conexiones en banco.

Cuando se realiza un trabajo de voladura, el personal se debe encontrar a una distancia prudente, si no se está en la dirección de las proyecciones la distancia debe ser más o menos 60 m., y aún cuando exista alguna saliente en el terreno, la distancia debe ser aproximadamente de 40 m. Las distancias recomendadas en demoliciones se describen en la Tabla II-25.

La corriente que provocará el estallido se conduce a través de los alambres guías principales cuyo calibre por lo regular es del No. 12, Las guías secundarias son las encargadas de distribuir la descarga eléctrica a los estopines, el calibre del alambre que se recomienda para las guías secundarias es del No. 20. En la Figura II-76 se representan las conexiones de manera gráfica.

Kg. de explosivos	Distancia mínima en demoliciones en zonas despejadas.
0.5 a 10	250 m.
20	320 m.
30	370 m.
50	440 m.
100	530 m.
200	700 m.

Tabla II-25 Distancia mínima de la demolición al personal en zonas despejadas.

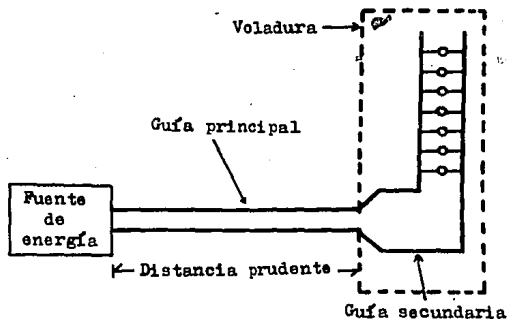


Figura II-76 Ubicación de conexiones en un banco.

II.11.5.2 Tipos de conexiones.

Las conexiones pueden ser en serie simple, en paralelo o en serie paralelo, a continuación se describen los mencionados tipos de conexiones.

II.11.5.2.1 Serie simple.

De esta manera los estopines son colocados uno junto a otro - (Fig. II-77), la corriente que pasa por todos los estopines es la misma y la suma de sus resistencias es igual a la total del siste-

ma que se ilustra en la Figura II-77.



Figura II-77 Conexión en serie simple.

en la cual:

$$R_t = Nl \times R_e$$

siendo :

R_t = Resistencia total.

Nl = Estopín por serie.

R_e = Resistencia de cada estopín.

II.11.5.2.2 Paralelo.

Es cuando los estopines son conectados lado con lado como se muestra en la Figura II-78, el flujo de la corriente se divide pasando por cada estopín una parte de la corriente total.

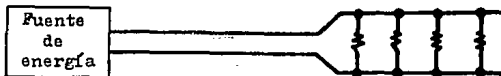


Figura II-78 Conexión en paralelo..

en la cual:

$$R_t = \frac{R_e}{N}$$

siendo:

R_t = Resistencia total.

R_e = Resistencia por cada estopín.

N = Número de estopines.

II.11.5.2.3 Serie paralelo.

El flujo de la corriente también se divide cuando existen varias series de estopines que están conectados lado a lado como se ilustra en la Figura II-79, pasando por cada uno de ellos una parte de la corriente total.

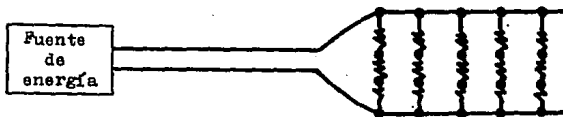


Figura II-79 Conexión en serie paralelo.

en la cual:

$$\frac{1}{R_t} = \frac{1}{N_1 R_e} + \frac{1}{N_2 R_e} + \frac{1}{N_3 R_e} + \dots + \frac{1}{N_n R_e} ; R_t = R_e \frac{N_1}{N_s}$$

siendo:

R_t = Resistencia total.

R_e = Resistencia de cada estopin.

N_1 = Estopin por serie.

N_s = Número de series.

N = Número de estopines.

Ejemplo:

Una serie de 30 estopines interconectados con alambre de cobre de 76.20 m., serán activados a través de una descarga eléctrica de 250 volts. La guía principal mide 150 m., y su calibre es del No. 12, la secundaria mide 35 m. y su calibre es del No. 20.

Determinar la intensidad y verificar si es suficiente para asegurar la explosión.

1) Obtención de resistencias.

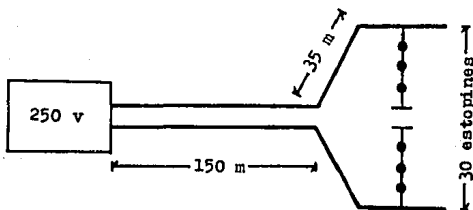
Guías:

Calibre 12: $300 \text{ m} \times 5.31/1000 = 1.59 \text{ ohms}$ (Tabla II-24)

Calibre 20: $70 \text{ m} \times 34.45/1000 = 2.45 \text{ ohms}$ (Tabla II-24)

Estopines: $30 \text{ estopines} \times 6.35 = 190.50 \text{ ohms}$ (Tabla II-22)

$$\Sigma 194.54 \text{ ohms}$$

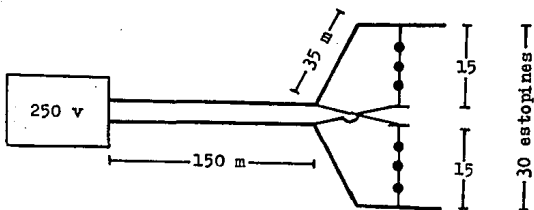


2) Cálculo de la intensidad.

$$I = \frac{V}{R} = \frac{250}{194.54} = 1.29 \text{ Amps.}$$

3) Se observa que la intensidad obtenida no es suficiente para asegurar la explosión, ya que para este objeto la intensidad mínima que se debe considerar es de 2 Amps.

En este caso para asegurar la explosión es recomendable que el sistema sea dividido en dos series, entonces la representación del sistema es:



En esta representación gráfica del sistema se observa que se tienen dos series de 15 estopines en paralelo.

1) Obtención de resistencias.

Guías

Calibre 12: 300 m. x 5.31/1000 = 1.59 ohms.

Calibre 20: 70 m. x 34.45/1000 = 2.45 ohms.

Estopines:

2 series de 15 estopines con 6.35 ohms. cada uno;

$$R_t = R_e \frac{N_l}{N_s} = 6.35 \frac{15}{2} = 47.63 \text{ ohms.}$$
$$\leq 51.67 \text{ ohms.}$$

2) Cálculo de la intensidad.

$$I = \frac{V}{R} = \frac{250}{51.67} = 4.84 \text{ Amps.}$$

- 3) La intensidad calculada es la que se conduce mediante la guía principal, y es dividida en dos partes iguales. Por lo que por cada serie se conducen 2.42 Amps., valor superior a 2 que es el número máximo de Ampers con que se puede asegurar la explosión.

II.11.6 Voladuras.

Para la estimación de una voladura, la elección correcta del explosivo no basta, debido a que también es necesario conocer el método que se requiera para dicho trabajo.

En la preparación de una voladura, los barrenos se deben encontrar después de una cara libre (Fig. II-80).

La formación de un banco se inicia a partir de una serie de pequeñas voladuras para formar el frente del banco, frente que puede ser vertical o inclinado (como mínimo 0.5:1.0). Posteriormente se realiza la perforación de los barrenos, los que estarán constituidos por las tres partes que se mencionan a continuación:

- 1) Carga de fondo, que es la parte constituida por los explosivos.
- 2) Carga de columna, que es la sección vacía del barreno que permite la reacción del explosivo.
- 3) Taco, es la parte que por lo general está constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arenosos, y cuyo objeto principal es el de confinar los gases de la explosión.

Posteriormente se realiza la conexión de todos los barrenos, y finalmente se efectúa el disparo eléctrico que activará los explosivos.

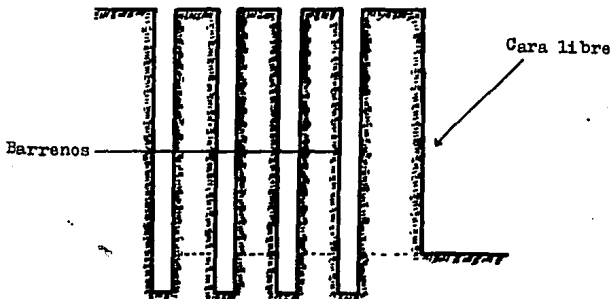


Figura II-80 Ubicación de los barrenos para realizar voladura.

II.11.6.1 Voladuras por el método Americano.

Este método creado por Du Pont establece lo siguiente:

- 1.- La carga por metro cúbico de material fragmentado, será la misma independientemente de la dimensión de la voladura.
- 2.- La carga por metro cúbico que se requiere para una voladura, - puede tener una variación de 0.2 a 0.6 kgs de explosivo por cada metro cúbico de material a demoler.
- 3.- La berma será igual a 40 veces el diámetro del barreno, es decir $A = 40\phi$.
- 4.- La separación aproximada entre cada barreno será de 1.3 la berma, es decir $B = 1.3A$.
- 5.- $\phi / h =$ constante, que puede variar de 0.005 a 0.0125.
- 6.- La sobrebarrenación será de 0.3A.
- 7.- La carga total del barreno será igual a la carga de fondo (Cf) más la carga de columna (Cc).
- 8.- La carga de fondo será de 2.7 veces más grande que la carga de columna.
- 9.- La longitud de la carga de columna o de fondo, se obtendrá dividiendo la carga entre los kilos de explosivo por cada metro lineal de barreno para una densidad determinada.
- 10.- Cuando son varias hileras de barrenos, es conveniente que la

distancia entre estos, después del frontal sea $A_1 = A - 0.05h$.

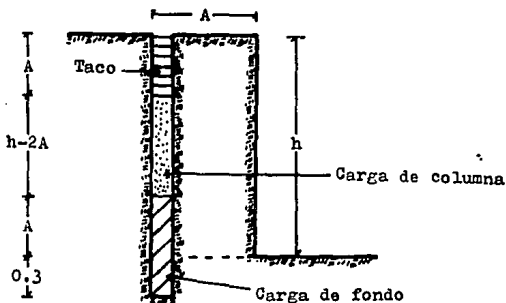


Figura II-81 Cargas actuantes en un barreno.

II.11.6.1.1 Análisis.

Se tiene que $\phi / h = 0.005$ a 0.0125

Si tomamos $\phi / h = 0.005$ entonces $h = 200 \phi$

Las longitudes de carga de fondo y la de columna serán 52ϕ y 120ϕ respectivamente.

por lo que $C_f = 2.7 C_c$ no es necesario

Y si consideramos $\phi / h = 0.0125$, se tiene que $h = 80 \phi$, por lo que la carga de columna será igual a cero.

Los valores 0.005 y 0.0125 son totalmente incompatibles, si se tomará un valor entre ellos se estaría fijando una relación entre la altura del banco y el diámetro del barreno, lo que realmente no se aplica.

Si se fija la relación berma-diámetro ($A = 40 \phi$), también se establece la distancia del acarreo a la berma ($B = 1.3 A$) y el consumo específico de explosivos, por lo general produce diseños en los cuales en el barreno sobra o falta espacio para los explosivos. Solo uno de estos valores se puede obtener de los otros dos, y llenando en el barreno el espacio que requiere la cantidad de explosivos necesarios para la voladura.

La relación $A = 40 \phi$ tal vez no es muy conveniente que se establezca, porque cuando existen varios barrenos el consumo específico y la relación $B = 1.3A$, pueden variar sin que el diseño de barreno cambie.

En este método se considera conveniente el realizar una sobrebarrenación y aumentar la carga de fondo para extraer totalmente la roca. El espacio que requerirán los explosivos será siempre una condición que se deba cumplir para así tener un mejor aprovechamiento de la barrenación; así lo más lógico es que la carga sea considerada como una sola, lo que coincide con la carga real de los barrenos.

De todo lo anterior se tiene que lo más aceptable de este método es:

- a) TACO = 40ϕ
- b) Aún cuando se tengan ciertas dudas, la sobrebarrenación será igual a $0.3A$, porque al no considerar tipo de roca y echado se toma como un buen promedio.
- c) $B = 1.3A$

II.11.6.2 Método Sueco.

Las fórmulas sobre las que se basa este método son:

- Berma teórica (A_t) será igual a 45ϕ
- Berma real (A_r) igual a $A_t - 0.05 - 0.03h$

En la berma teórica (Fig. II-82) el valor de 0.05 se reduce a 0.10 m., por la aproximación en la posición de la perforadora y a 0.03 de la altura del banco debido a la desviación angular del barrenado, así como la berma real es obtenida.

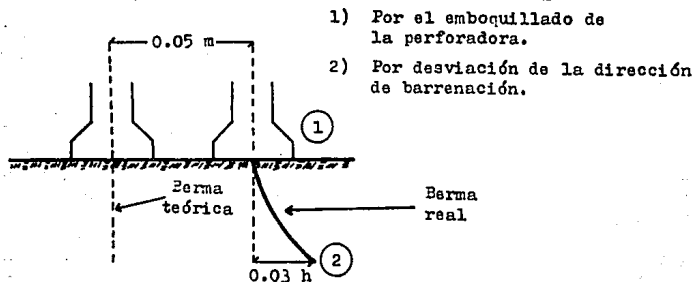


Figura II-82 Correcciones de la berma teórica.

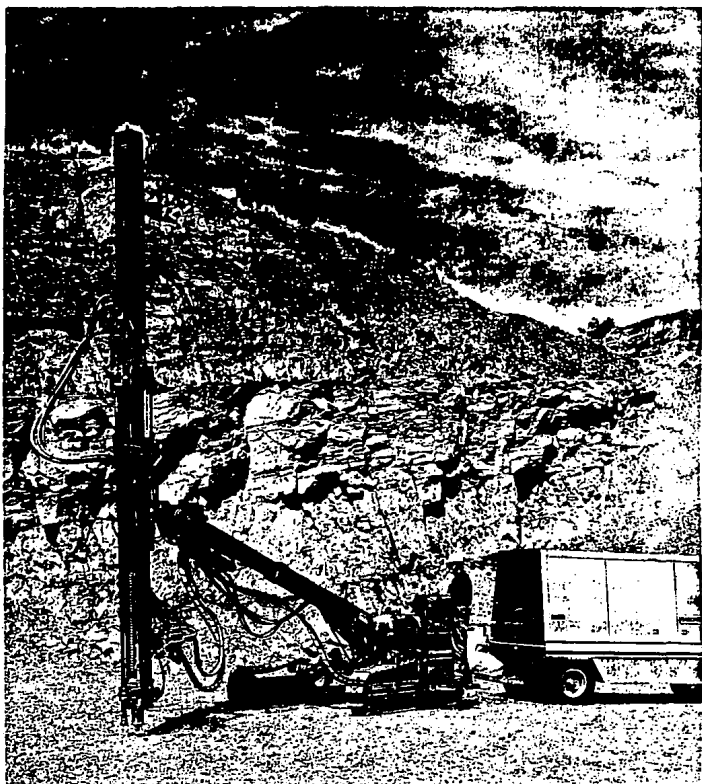


Figura II-83 Máquina perforadora para la construcción de barrenos.

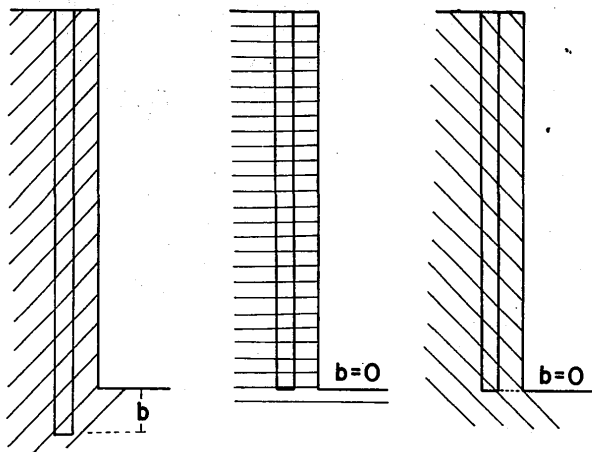


Figura II-84 Sobrebarrenación para distintos echados.

La distribución de cargas en el barreno es similar a la del método Americano.

Para calcular las cargas de fondo y de columna por metros lineales se utilizan las fórmulas siguientes:

$$q_f = 0.001 \phi^2 (\text{Kg/m}) \text{ y } q_c = 0.4 q_f (\text{Kg/m})$$

En donde el diámetro es manejado en milímetros.

II.11.6.2.1 Análisis.

En este método se utiliza la fórmula $q_f = 0.001 \phi^2$ para obtener la carga de fondo, al observar y comparar esta fórmula con la carga por metro para la densidad y diámetro de un barreno, se tiene que:

$$Q = Ct = \frac{\pi \phi^2}{4} x h x d$$

en donde:

Q = Carga total del barreno (Kgs).

h = Altura del barreno (m).

d = Densidad del explosivo (Kgs/m³ ó grs/cm³).

Si tenemos que h = 1.0 m. y d = 1270 Kgs/m³ y los sustituimos en la fórmula anterior tenemos que:

$$q/m = \frac{\pi (1270)}{4} x \phi$$

$$q/m = 1000 (\phi^2) \quad \phi \text{ en metros.}$$

$$q/m = 0.001 \phi^2 \quad \phi \text{ en milímetros.}$$

Estas fórmulas son similares, ya que la densidad es la misma, así como las unidades. Hasta ahora se observa que este método es más real.

Aquí también existe una relación entre la berma y el diámetro aunque con los mismos inconvenientes que en el método Americano.

En lo que se refiere a la distribución de cargas, son las mismas que en el método americano.

Los valores del taco, sobrebarrenación y separación entre barrenos también son iguales a los del método antes mencionado.

La aportación de este método es que establece que existe relación recíproca entre la separación de los barrenos con el tamaño de la roca.

II.11.6.3 Método racional.

La característica de este método es que se basa en un mínimo de hipótesis no demostradas.

El método racional acepta que el taco (T) sea igual a la longitud del tapón (40 ϕ).

La fuerza que acuara en el barreno para cierta presión interna, se calculará con la siguiente fórmula:

$$F = P \times \frac{\overline{II} \phi^2}{4} = 100,000 \times \frac{\overline{II} \phi^2}{4}$$

En donde "P" es la presión que ejercen los gases generados -- por la explosión, y que puede alcanzar el valor de 100,000 Kgs/cm² y aún más.

La resistencia es: T x \overline{II} x ϕ x f ; en donde "f" es la fricción del taco en el barreno.

igualando las fórmulas anteriores

$$T \times \overline{II} \times \phi \times f = 100,000 \times \frac{\overline{II} \phi^2}{4}$$

despejando tenemos que:

$$T = \frac{25,000}{f} \phi$$

que es igual a T = R ϕ .

En donde R es un factor que carece de validez, ya que no se tiene la suficiente información sobre él, y que es dependiente de "f".

Por lo tanto se seguirá el valor de T = 40 ϕ que es un valor confiable.

La sobrebarrenación se hace necesaria con el fin de sacar el material del fondo y evitar que se forman patas. El valor de la sobrebarrenación está íntimamente relacionado con el echado de la roca, que es muy importante para el diseño del barreno, y las condiciones naturales (Fig. II-84).

Al no poderse calcular con precisión los factores antes mencionados, la hipótesis que se acepta es la de b = 0.3T = 12 ϕ .

Conforme transcurre el tiempo, se realizarán estudios que permitan determinar una fórmula que proporcione resultados más confiables.

El tamaño de la roca que se genera es dependiente del coeficiente B/A, aunque para cuantificarla se deberá desarrollar una fórmula que considere las cualidades elasto-plásticas de la roca, el tamaño que se requiere, el echado, el consumo y tipo de explosi

vo, etc., y que hasta el momento no se han realizado los suficientes estudios para determinarla. Por lo que el barrenado tendrá que ser adaptado al banco real, para determinar así la relación de B/A y el tamaño que se requiere de las rocas.



Figura II-85 Fragmentación de la roca de acuerdo a la distribución de los barrenos.

Así pues, la hipótesis de que $B = 1.3A$ se aceptará para el diseño teórico, pero se cambiara en la parte experimental de diseño.

Además en este método no se acepta que la carga del barrenado sea dividida en carga de columna y carga de fondo. El barrenado debe estar totalmente lleno de explosivos, menos el taco, con el objeto de aprovechar en su totalidad el espacio disponible.

La carga explosiva puede estar formada por varios explosivos de diversas densidades.

Lo que no se acepta es que $A = 40 \phi$, porque al relacionarse con $B = 1.3$ y con el consumo específico de explosivos, se cae en diseños en los cuales el volumen del barrenado y del explosivo no coinciden, debiéndose ajustar, lo que a menudo no es acorde con los requerimientos de la voladura.

La nomenclatura y unidades que se manejan en el método racional son las siguientes:

q = Carga específica de explosivos por metro cúbico de carga (Kge/m³).

$Q = Ct$ = Carga total del barrenado (Kg).

V = Volumen tributario del barrenado (m³).

ϕ = Diámetro (m).

d = Densidad del explosivo (Kgs/m³ ó grs/cm³).

h = Altura del barreno (m).

En la figura II-86 se muestran las dimensiones propuestas por el método Racional.

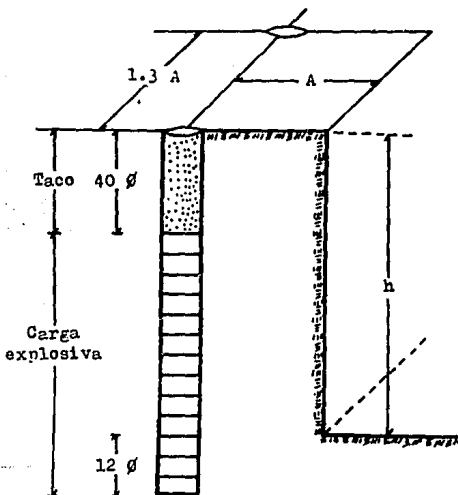


Figura II-86 Dimensiones según el método racional.

En dicha Figura tenemos que:

$$V = A \times B \times h \quad ; \quad V = A \times 1.3A \times h = 1.3A^2 h$$

además:

$$Q = \frac{\sqrt{11}}{4} \delta^2 (h - 40 \delta + 12 \delta) d \quad ; \quad Q = \frac{\sqrt{11}}{4} d \delta^2 (h - 28 \delta)$$

la carga específica es :

$$q = \frac{Q}{V} = \frac{\sqrt{11} d \delta^2 (h - 28 \delta)}{4 \times 1.3h A^2}$$

Despejando "A" tenemos que:

$$A^2 = \frac{0.6 d \phi^2 (h - 28 \phi)}{hq}$$

que es igual a:

$$A = \sqrt{\frac{0.6 d \phi^2 (h - 28 \phi)}{hq}}$$

Que es la llamada ecuación general de una voladura. Si se considera que $q = 0.3 \text{ Kg/m}^3$, la ecuación será:

$$A = \sqrt{\frac{2 d \phi^2 (h - 28 \phi)}{h}}$$

Un problema de voladura también puede ser resuelto mediante la utilización de la Tabla II-26, en la cual se dan algunos valores de la berma.

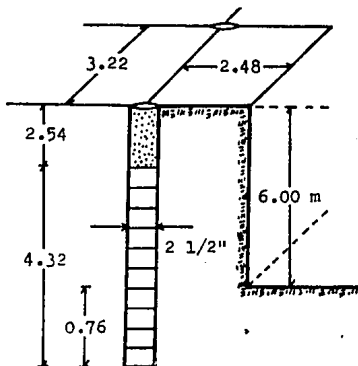
A continuación se presenta un ejemplo en el cual se utiliza la Tabla de valores de la berma (Tabla II-26), como datos tenemos que $d = 1.10$, $\phi = 2 \frac{1}{2}''$ y $h = 6.00 \text{ m}$.

Solución:

$$A = 2.48 \text{ m.}$$

$$B = 1.3 \times 2.48 = 3.22 \text{ m.}$$

$$h - 28 \phi = 6.00 - 28 (0.06) = 4.32 \text{ m.}$$



VALORES DE A (mt) PARA d = 0.60 (ANFOMEX BD)

DIAM. P19.	h = Altura del frente (mt.)								
	3.00	6.00	8.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00
1 1/2	1.06	1.19	1.23						
2	1.26	1.52	1.57	1.61					
2 1/2	1.40	1.83	1.93	1.98	2.05				
3		2.07	2.23	2.31	2.41	2.46			
4		2.53	2.79	2.94	3.12	3.21	3.26		
5			3.25	3.49	3.79	3.93	4.02	4.07	4.14
6				3.96	4.41	4.62	4.74	4.82	4.92

VALORES DE A (mt) PARA d = 0.65 (SUPERMEXAMON D; vaciado a mano)

DIAM. P19.	h = Altura del frente (mt.)								
	3.00	6.00	8.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00
1 1/2	1.10	1.24	1.28						
2	1.32	1.58	1.64	1.67					
2 1/2	1.46	1.91	2.01	2.06	2.13				
3		2.18	2.32	2.40	2.51	2.56			
4		2.63	2.91	3.06	3.25	3.34	3.40		
5			3.38	3.63	3.95	4.09	4.18	4.24	4.31
6				4.12	4.59	4.81	4.93	5.02	5.12

VALORES DE A (mt) PARA d = 0.75 (SUPERMEXAMON D; soplado neumaticamente)

DIAM. P19.	h = Altura del frente (mt.)								
	3.00	6.00	8.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00
1 1/2	1.18	1.33	1.37						
2	1.41	1.70	1.76	1.80					
2 1/2	1.57	2.05	2.15	2.21	2.29				
3		2.34	2.49	2.58	2.69	2.75			
4		2.83	3.12	3.29	3.49	3.59	3.65		
5			3.63	3.90	4.24	4.40	4.49	4.55	4.62
6				4.42	4.93	5.16	5.30	5.39	5.50

VALORES DE A (mt) PARA d = 0.80 (MEXAMON, ANFOMEX X,Y NA-AC)

DIAM. P19.	h = Altura del frente (mt.)								
	3.00	6.00	8.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00
1 1/2	1.22	1.38	1.42						
2	1.46	1.75	1.82	1.85					
2 1/2	1.63	2.12	2.22	2.29	2.37				
3		2.42	2.58	2.67	2.78	2.84			
4		2.92	3.22	3.39	3.61	3.71	3.77		
5			3.75	4.03	4.38	4.54	4.64	4.70	4.78
6				4.57	5.04	5.33	5.47	5.56	5.68

Tabla II-26 Valores de "A" para distintas densidades.

VALORES DE A (mt) PARA d = 1.10 (TOVEX 100)

DIAM. Pig.	h = Altura del frente (mt.)								
	3.00	6.00	8.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00
1 1/2	1.43	1.62	1.66						
2	1.71	2.05	2.13	2.17					
2 1/2	1.98	2.48	2.61	2.68	2.78				
3		2.84	3.02	3.13	3.26	3.33			
4		3.43	3.78	3.98	4.23	4.35	4.42		
5			4.40	4.73	5.13	5.33	5.44	5.51	5.60
6				5.36	5.97	6.25	6.42	6.52	6.66

VALORES DE A (mt) PARA d = 1.20 (TOVEX 700; TOVEX P y GODYNE)

DIAM. Pig.	h = Altura del frente (mt.)								
	3.00	6.00	8.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00
1 1/2	1.50	1.69	1.73						
2	1.79	2.14	2.22	2.27					
2 1/2	1.98	2.59	2.72	2.80	2.90				
3		2.96	3.16	3.27	3.41	3.48			
4		3.58	3.95	4.16	4.42	4.54	4.62		
5			4.59	4.94	5.36	5.56	5.68	5.76	5.85
6				5.60	6.24	6.53	6.70	6.81	6.95

VALORES DE A (mt) PARA d = 1.35 (TOVEX EXTRA)

DIAM. Pig.	h = Altura del frente (mt.)								
	3.00	6.00	8.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00
1 1/2	1.59	1.79	1.84						
2	1.90	2.27	2.36	2.41					
2 1/2	2.10	2.75	2.89	2.97	3.08				
3		3.14	3.35	3.46	3.61	3.69			
4		3.79	4.19	4.41	4.69	4.82	4.90		
5			4.87	5.24	5.69	5.90	6.02	6.10	6.20
6				5.94	6.61	6.93	7.11	7.23	7.37

VALORES DE A (mt) PARA d = 1.60 (TOVAL)

DIAM. Pig.	h = Altura del frente (mt.)								
	3.00	6.00	8.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	40.00
1 1/2	1.73	1.95	2.00						
2	2.07	2.48	2.57	2.62					
2 1/2	2.29	2.99	3.15	3.23	3.35				
3		3.42	3.64	3.77	3.93	4.01			
4		4.13	4.56	4.80	5.10	5.25	5.33		
5			5.30	5.70	6.19	6.42	6.56	6.65	6.75
6				6.46	7.20	7.54	7.74	7.87	8.03

Tabla II-26 Valores de "A" para distintas densidades.

De la Tabla II-19 tenemos que los kilogramos por metro lineal que se requieren son 3.48 Kg/m.

La carga del barrenado será:

$$Q = 3.48 \times 4.32 = 15.03 \text{ Kg/m}$$

La longitud total de la barrenación es:

$$6.00 + 0.76 = 6.76 \text{ m.}$$

y la barrenación específica es:

$$\frac{6.76}{3.22 \times 2.48 \times 6.00} = 0.14 \text{ m/m}^3$$

El siguiente ejemplo se resolverá sin la utilización de ninguna Tabla.

Los datos que se tienen son:

$\phi = 3''$ $h = 9.00 \text{ m.}$ El explosivo es un Super Mexamon D
cuya densidad es de 750 Kg/m^3

$$A = \sqrt{\frac{2(750)(0.08)^2(90-28 \times 0.08)}{9.0}} = 2.69 \text{ m.}$$

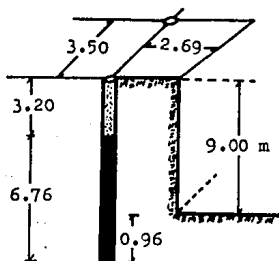
$$B = 1.3 \times 2.69 = 3.50 \text{ m.}$$

$$h - 28\phi = 9.0 - 28(0.08) = 6.76 \text{ m.}$$

$$T = 40 \phi = 40(0.08) = 3.20 \text{ m.}$$

La carga será:

$$Q = \frac{\pi (0.08)^2}{4} (6.76) (750) = 25.48 \text{ Kg.}$$



A continuación se presenta un ejemplo en el cual se manejan dos tipos de densidades.

La carga estará constituida por 24% de un explosivo Tovex P - en el fondo y el 76% por un Anfomex BD. El diámetro del barreno es de 4" y la altura es de 13.00 m.

De la Tabla II-18 tenemos que la densidad del Tovex es de 1.2 y la del Anfomex es de 0.65.

Promedio pesado:

$$1.20(0.24) + 0.65(0.76) = 0.78 = 780 \text{ Kg/m}^3$$

$$A = \sqrt{\frac{2(780) \times 0.10^2 (13.0 - 28 \times 0.10)}{13.00}} = 3.50 \text{ m.}$$

$$B = 1.3 \times 3.50 = 4.55 \text{ m.}$$

$$h - 28 \phi = 13 - 28(0.10) = 10.20 \text{ m.}$$

$$T = 40 \phi = 40(0.10) = 4.00 \text{ m.}$$

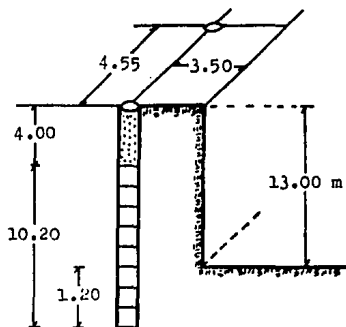
$$b = 0.3(4) = 1.20 \text{ m.}$$

$$Q = \frac{\pi \times 0.10^2}{4} (10.20)(780) = 62.49 \text{ Kg.}$$

Peso de los explosivos

$$\text{Tovex P: } 62.49 \times 0.24 = 15.00 \text{ Kg.}$$

$$\text{Anfomex BD: } 62.49 \times 0.76 = 47.49 \text{ Kg.}$$



II.11.6.3 Diseño experimental.

En esta parte del diseño se realizan una serie de pruebas con las que el barrenado será ajustado, para así obtener el tamaño de la roca deseado. Los resultados que se obtienen de estas pruebas son de gran confiabilidad.

Pruebas que se han efectuado demuestran que existe una estrecha relación entre la granulometría y el cociente B/A, ya que al aumentar este, la dimensión de la roca disminuye, y al disminuir la dimensión aumenta.

La fórmula base para la determinación del tamaño de la roca es $B/A = 1.3$, ya que es la fórmula que se utiliza para la determinación de la distancia entre barrenos.

Retomando el ejemplo anterior, si se desea obtener rocas de 0.20 m. se debe aumentar B/A, partiendo de 1.3.

Se proponen las siguientes pruebas:

Prueba 1: $B/A = 1.3$

Prueba 2: $B/A = 1.4$

Prueba 3: $B/A = 1.6$

Prueba 4: $B/A = 1.8$

Prueba 5: $B/A = 2.0$

Prueba 6: $B/A = 2.2$

Manteniéndose el consumo de explosivos o sea $A \times B$

Iniciando el diseño con la prueba 2, del ejemplo anterior tenemos que:

$$B \times A = 4.55 \times 3.50 = 15.93 \text{ m}^2$$

como $B'/A' = 1.4$

entonces $B' = 1.4 A$; $A' \times B' = 15.93$

sistema que se resuelve a continuación:

$$A' \times B' = A' \times 1.4 A' = 15.93$$

$$A' = \sqrt{\frac{15.93}{1.4}} = 3.37 \text{ m.}$$

$$B' = 1.4 A' = 1.4 \times 3.37 = 4.72 \text{ m.}$$

que son correctos ya que:

$$B \times A = 4.72 \times 3.37 = 15.91 \quad \text{y} \quad B/A = 4.72/3.37 = 1.40$$

para las pruebas restantes tenemos que:

B/A = 1.6	A' = 3.16 m	B' = 5.05 m
B/A = 1.8	A' = 2.97	B' = 5.35
B/A = 2.0	A' = 2.82	B' = 5.64
B/A = 2.2	A' = 2.69	B' = 5.92

Cada prueba debe estar constituida de 6 a 10 barrenos, las que se deben realizar físicamente en el banco, y se deben observar el tamaño de las rocas, el ángulo que estas forman después de la voladura y las proyecciones que se generan.

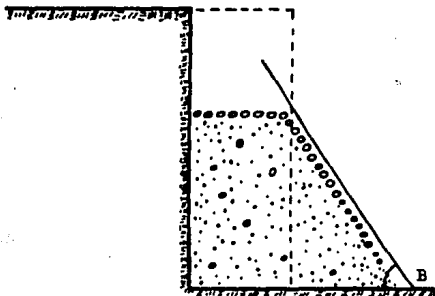


Figura II-87 Aspecto de un banco después de una voladura.

Quando el ángulo B (Fig. II-87) es de 45° la cantidad de explosivos es correcta, cuando es mayor falta explosivo y si es menor sobran. Si las rocas que se proyectan durante la voladura son muchas, también quiere decir que existe exceso en los explosivos.

Suponiendo que los resultados que se obtuvieron después de las pruebas anteriores fueron los siguientes:

B/A	Tamaño de la roca	B	Proyecciones
1.3	1.0 m.	36°	muchas
1.4	0.9	37°	muchas

Continuación.

1.6	0.8 m	40°	muchas
1.8	0.6	43°	regular
2.0	0.4	44°	regular
2.2	0.2	47°	pocas

De donde se observa que la relación indicada es $B'/A' = 2.2$ y que se necesita una mayor cantidad de explosivos.

Para ajustar el consumo de explosivos es necesario realizar una serie de pruebas, que para este ejemplo, se requieren para reducir la distancia entre los barrenos, manteniendo la relación B/A para no variar el tamaño de las rocas.

Se efectuarán cinco pruebas cuyos valores serán de 101%, 103%, 105%, 107% y 108% de la cantidad original de explosivos.

Las fórmulas que se utilizarán para las nuevas separaciones son:

$$A'' = \frac{A'}{\sqrt{c}} \quad \text{y} \quad B'' = \frac{B'}{\sqrt{c}}$$

en donde: c = Porcentaje del consumo de explosivos con referencia al original.

Solución:

Para $c = 101\%$

$$A'' = \frac{2.69}{\sqrt{1.01}} = 2.68 \text{ m.} \quad B'' = \frac{5.92}{\sqrt{1.01}} = 5.89$$

Verificando el resultado tenemos:

$$A' \times B' = 2.69 \times 5.92 = 1.01$$
$$A'' \times B'' = 2.68 \times 5.89 = 1.01$$

$$B''/A'' = 5.89/2.68 = 2.20$$

Para $c = 103\%$

$$A'' = \frac{2.69}{\sqrt{1.03}} = 2.65 \text{ m} \quad B'' = \frac{5.92}{\sqrt{1.03}} = 5.83 \text{ m}$$

Para $c = 105\%$

$$A'' = \frac{2.69}{\sqrt{1.05}} = 2.63 \text{ m.} \quad B'' = \frac{5.92}{\sqrt{1.05}} = 5.78 \text{ m.}$$

Para $c = 107\%$

$$A'' = \frac{2.69}{\sqrt{1.07}} = 2.60 \text{ m.}$$

$$B'' = \frac{5.92}{\sqrt{1.07}} = 5.72 \text{ m.}$$

Finalmente para $c = 108\%$

$$A'' = \frac{2.69}{\sqrt{1.08}} = 2.59 \text{ m.}$$

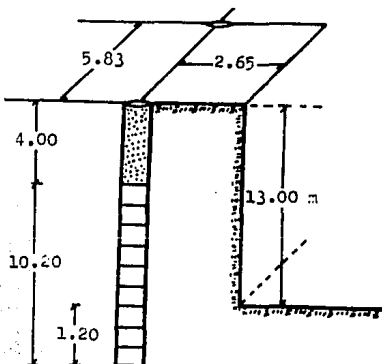
$$B'' = \frac{5.92}{\sqrt{1.08}} = 5.70 \text{ m.}$$

Con estas distancias entre barrenos se ejecutan voladuras en el banco, de las que se anotarán los ángulos que formen y las proyecciones de rocas que se produzcan.

Suponiendo que se efectuarán las pruebas y que se obtuvieron los resultados siguientes:

c	A''	B''	B	Proyecciones
1.01	2.68 m.	5.89 m.	47°	regular
1.03	2.65 m.	5.83 m.	45°	pocas
1.05	2.63 m.	5.78 m.	43°	"
1.07	2.60 m.	5.72 m.	41°	"
1.08	2.59 m.	5.70 m.	40°	"

Se observa que el valor de "c" de 1.03 es el indicado, por lo que el diseño final es:



Además de:

$$Q = \frac{\pi (0.10)^2}{4} (10.20)(780) = 62.49 \text{ Kg.}$$

$$V = 2.65 \times 5.83 \times 13.00 = 200.84 \text{ m}^3.$$

$$q = \frac{62.49}{200.84} = 0.31 \text{ Kg/m}^3$$

La barrenación específica es:

$$\frac{14.2}{200.84} = 0.071 \text{ m/m}^3$$

II.11.7 Extracción de tocones.

Para esta actividad, la cantidad de explosivos que se utiliza rá en la voladura se calculará mediante las siguientes fórmulas:

a) Tocones vivos: $P = 3D$

b) Tocones muertos: $P = 1.5D$

en las que:

P = Carga de T.N.T. (Kg)

D = Diámetro del tocón, que se mide a partir de 30 ó 40 cms. sobre el suelo (m)

La colocación de la dinamita depende de las raíces del tocón, ya que pueden ser profundas o laterales. Para saber de que tipo de raíz se trata se necesita extraer el primer tocón, en caso de no poder distinguir el tipo, el cálculo de la carga será considerando raíces laterales.

Para colocar la carga en raíces laterales, es necesario que sea lo más cerca posible del centro del tocón con una profundidad igual al radio de la base del tocón. Si se desea una buena extracción, es recomendable que la carga de diseño sea distribuida en 3 ó 4 partes, en la Figura II-88 se muestra la colocación de las cargas.

En raíces profundas la carga de diseño puede ser dividida hasta en cuatro partes.

Cuando se desea que las raíces sean cortadas a una determinada profundidad, es conveniente que el número de cargas sea par, y ser colocadas de tal manera que provoquen un efecto cortante, es decir, de un lado la mitad de las cargas y del otro lado la otra mitad colocada debajo de la profundidad deseada.

En la Figura II-89 se muestra la colocación recomendable para cargas en raíces profundas.

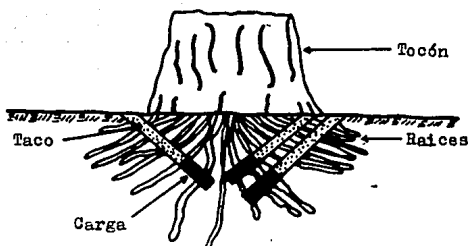


Figura II-88 Posición de las cargas en raíces laterales.

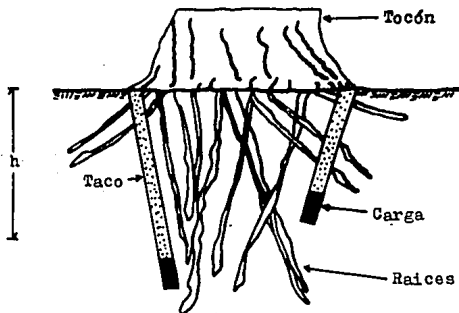


Figura II-89 Posición de las cargas en raíces profundas.

En la elección del explosivo, es importante considerar su fuerza, ya que entre más fuerte es, mejor es su eficiencia.

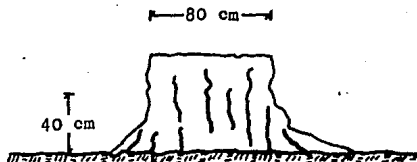
La Tabla II-27 contiene los explosivos que con mayor frecuencia son usados en la construcción, de estos se menciona la fuerza, velocidad de detonación y eficiencia relativa.

EXPLOSIVO	FUERZA	USO	VELOCIDAD DE DETONACION	FACTOR DE FUERZA RELATIVA (η) (TNT=1.00)	RESISTENCIA AL AGUA	
DINAMITAS	DINAMITA NITROGLICERINA	40% 50% 60%	GENERAL, DEMOLICION Y ROCAS AISLADAS	4,600	0.65	BUENA <24 HS.
	DINAMITA AMONIACAL (GRANULADA O EXTRA)	40% 50%	DESMONTES,	2,700 3,400	0.41 0.46	POBRE
		60%		CRATERES,	3,700	
	DINAMITA GELATINA	40% 50% 60%	ZANJAS Y DEMOLICIONES	2,400 2,700 4,900	0.42 0.47 0.76	BUENA
HIDROGELES	TOVEK 100	40%	DEMOLICION	4,050	0.44	EXCELENTE
	TOVEK 700	60%	Y	4,800	0.59	
	TOVEK P			4,800	0.59	
	TOVEK EXTRA		ROCAS AISLADAS	5,500	0.60	
	GODYNE	75%		3,900	0.70	
NITRATO DE AMONIO		ZANJAS	3,300	0.42	MALA	

Tabla II-27 Propiedades de los explosivos que se emplean en demoliciones.

Ejemplo:

Extraer el tocón vivo mostrado en la figura siguiente, el explosivo a utilizar será una dinamita amoniacal 50%.



La carga a utilizar será:

$$P = 3D = 3(0.80) = 2.40 \text{ Kg. de T.N.T.}$$

De la Tabla II-27 se tiene que el factor de fuerza relativa (η) para una dinamita amoniacal de 50% es de 0.46, y la carga de-

finitiva a utilizar será:

$$P = \frac{2.40}{0.46} = 5.22 \text{ Kg. de dinamita amoniacal de 50\%}$$

II.12 Excavaciones en roca.

Las excavaciones en roca más antiguas que el hombre realizó, fueron aquellas destinadas para su protección. Los Romanos aplicaron procedimientos "avanzados" en la disgregación de las formaciones rocosas, tanto para la explotación de canteras como para la construcción de caminos. Los Egipcios construyeron pirámides a través de la disgregación de grandes formaciones rocosas a la forma de bloques masivos para construcción, para luego sobreponerlos y dar forma a las grandes pirámides.

La fuerza bruta fue el medio a través del cual se realizaron las primeras obras de cimentación, las cuales seguramente demandaron enormes esfuerzos de los hombres que las efectuaron. Hoy en día, la fuerza humana ha sido sustituida por máquinas, aunque para ello todavía se requieren trabajadores capacitados y dedicados.

Los túneles existen desde hace miles de años. Los primeros túneles que se realizaron fueron con el fin de extraer materiales preciosos. Aquellos túneles se construían en roca firme subyacente o en la superficial, las experiencias que obtuvieron los obligó a la creación de algún tipo de ademe para, con relativa seguridad, trabajar dentro de ellos.

Las zanjas fueron utilizadas por las antiguas civilizaciones como conductores para transportar agua por gravedad a las concentraciones humanas.

Los métodos manuales de excavación en roca continuaron perfeccionándose, y en los primeros años de 1700 aparecieron los explosivos para fines de excavación. La explosión no extrae el material, más bien cambia su forma para que la extracción se simplifique.

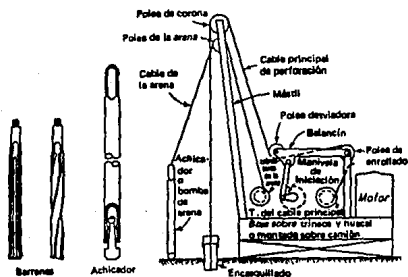
II.12.1 Excavaciones en roca a cielo abierto.

Comúnmente los métodos que se emplean para realizar una excavación son la perforación (para taladrar agujeros y pozos), los sondeos (para barrenos y pilotes), voladuras (para excavar roca fuerte) y el rasgamiento o arranque (para roca débil).

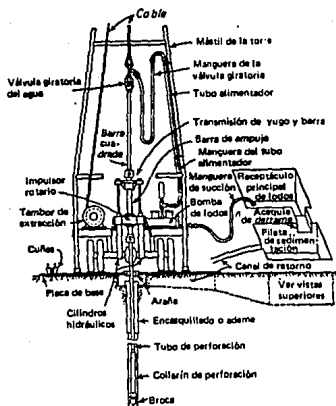
II.12.1.1 Perforación.

Los equipos de perforación son de percusión (Fig. II-90a) y de rotación (Fig. II-90b). En los equipos de perforación por percusión

sión la barrena tiene forma de cincel el cual golpea a la roca hasta que forma el agujero. La roca es pulverizada hasta que se obtienen partículas muy finas que puedan ser extraídas del agujero haciendo circular el fluido de la perforación. Con las máquinas de -



a) Perforación por percusión.



b) Perforación por rotación.

Figura II-90 Equipos de perforación.

perforación rotatoria el terreno es cortado a triturado mediante -
cuchillas o puntas, las cuales giran haciendo gravitar sobre ellas
una carga (Fig. II-91). La dureza de los materiales, su tenacidad,
su abrasividad y la estructura geológica son factores que influyen
bastante en el avance de la perforación.

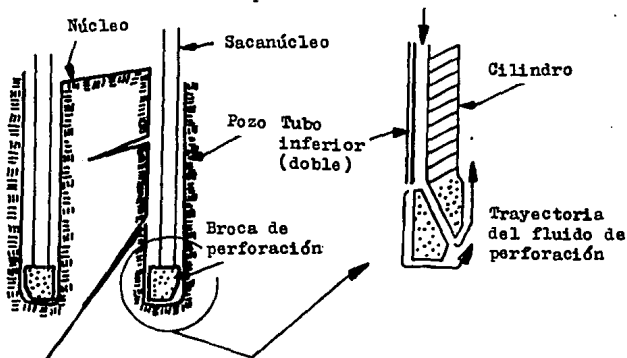


Figura II-91 Sacanúcleo con doble tubo que impide que el fluido de perforación tenga contacto innecesario con el núcleo mientras este se encuentra en el sacanúcleo.

La dureza es la capacidad que un material tiene para rayar a otro. En la Figura II-92 se indica la relación que existe entre los minerales formadores de rocas comunes y los materiales que son perforados.

La tenacidad es la oposición que presentan los materiales a la fractura que proviene principalmente de la resistencia de la roca a la tensión. Algunas barrenas de perforación están diseñadas para inducir rupturas a la tensión, locales, en el interior de la roca a medida que esta se debilita más a la tensión que a la compresión. El fuerte cemento mineral y el entrelazamiento de los minerales afectan a la tenacidad y es bastante común encontrar que el crucero de los minerales también es importante en las rocas de grano grueso como los gabros, los cuales son perforados más rápido que los que tienen granos más finos, como las doleritas (Fig. II-93). Para las rocas tenaces se emplean barrenas que tienen protuberancias robustas y pequeñas y puntas íntimamente separadas. Las que se emplean para perforar materiales más débiles son ligeras y sus dientes son más puntiagudos y espaciados.

La abrasividad es la propiedad de las partes de una roca para

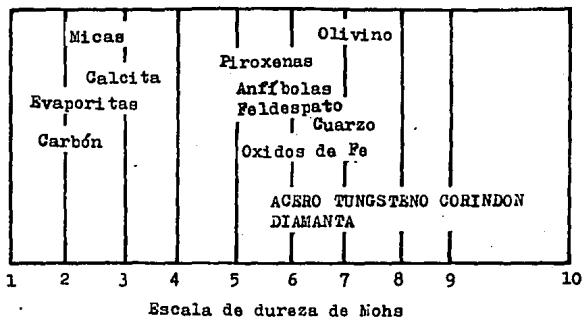
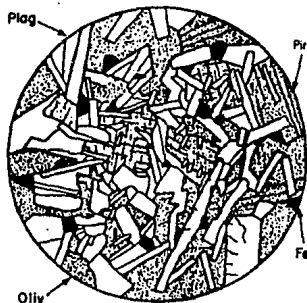


Figura II-92 Dureza relativa de la barrena de perforación según los materiales y minerales.



Plag = Plagioclasa

Pir = Piroxena

Oliv = Olivino

Fe = Mena de hierro

Figura II-93 Dolerita ofítica observada en una delgada capa con un polaroide superior fuera (x 12).

desgastar la barrena de perforación y pulir los bordes cortantes - (Tabla II-28). Las rocas que son más abrasivas son las que están - compuestas principalmente por cuarzo.

IGNEAS:

Abrasiva: Riolita, tobas soldadas, granito, pegmatita.

Menos abrasiva: Basalto, dolerita, gabro.

Mínima abrasiva: Rocas intrusivas y lavas intemperizadas.

METAMORFICAS:

Abrasiva (dura): Cuarzita', corneanas, gneis.

Menos abrasiva: Esquistos.

Mínima abrasiva: Filita, pizarra, mármol.

SEDIMENTARIAS:

Abrasiva (dura): Pedernal, cuarcita, arenisca, conglomerado de cuarzo.

Abrasiva (menos dura): Limolita, caliza silicosa, muchas areniscas

Abrasiva (mínima dureza): Areniscas y areniscas silicosas desmenuzables.

No abrasivas (duras): Caliza, lutita.

No abrasivas (mínima dureza): Lodolitas, margas, carbón.

* Por lo regular es la roca común que es más difícil perforar.

Tabla II-28 Clasificación de las rocas de acuerdo a su comportamiento durante la perforación.

La estructura de una roca influye bastante en la resistencia que opone a ser perforada, así pues, una roca rota es más difícil de perforar que una intacta ya que en cada una de las discontinuidades la energía se consume. La causa de que se presenten desviaciones de la perforación, respecto a la programada, es la acción - sobre la barrena de cargas desiguales y variables que perjudican - los bordes cortantes. Las paredes del pozo deben ser protegidas - temporalmente con una tubería de ademe, para que los fragmentos de roca no caigan al fondo provocando que se atasquen las protuberancias de la barrena, evitando así que sean sacados a la superficie.

Cuando existen juntas y otras discontinuidades, y se encuentran llenas de material suave, se pueden generar demoras si es que este material se pega en la barrena. La perforación es mejor en agujeros que atraviesan discontinuidades con un ángulo fuerte que cuando se cruzan, de acuerdo a ángulo bajo, existe una desviación de la dirección del agujero que puede ser llenada y perforada siguiendo su trayectoria correcta (Fig. II-94). La perforación que -

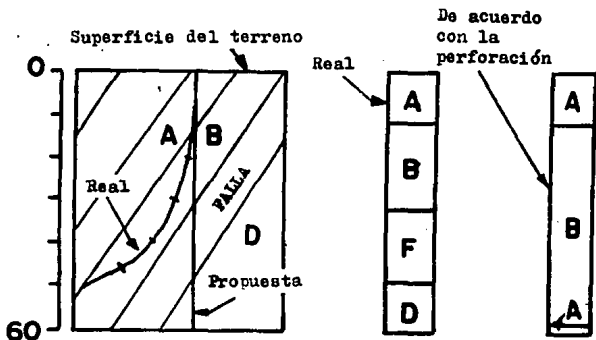


Figura II-94 Error en la interpretación de la geología del subsuelo debido a la desviación de la perforación.

se hace en un material con echado hacia abajo es más difícil que la perforación cruzada aún cuando esto último signifique que distintos tipos de rocas atravesaran. Cuando el pozo tiene cierto ángulo de desviación, esta tiende a ser mayor que cuando es vertical y esta desviación se incrementará de acuerdo con el alejamiento del aparejo de perforación. Según lo anteriormente dicho, los pozos que se consideren importantes deberán examinarse.

Los fluidos de perforación se escogerán con mucho cuidado. Las emulsiones aireadas denominadas "espumas", el agua, el lodo, los polímeros y el aire se utilizan para la limpieza de la barrena, elevar los cortes del agujero, apuntalar las paredes de este y mantener en equilibrio las presiones del agua artesiana encontradas en lo profundo. En rocas débiles como la lutita y las areniscas con cementación muy pobre la recuperación de núcleos podrá reducirse notablemente si el fluido que se escoja produce la desintegración de los estratos.

II.12.1.2 Sondeos.

En los sondeos los barrenos se emplean para perforar gruesas sobrecargas, antes de que sea perforado el material rocoso que se encuentra abajo, para la perforación de rocas débiles y para la excavación de agujeros para pilotes fundidos y similares estructuras. Si los cantos son más grandes que un tercio del diámetro de la herramienta, la penetración de los barrenos se verá perjudicada.

II.12.1.3 Voladuras.

Generalmente las voladuras se emplean para realizar excavaciones en roca, dentro de estas se encuentran las perforaciones para alojar a los explosivos y el retiro de los detritos volados.

La eficiencia de la voladura se ve afectada en gran parte por la estructura de la roca, como la fracturación, la estratificación el crucero y algunas otras discontinuidades que reflejan las ondas de choque que radian del punto de la explosión de la carga del barrenos y que ocasionan que la roca se fracture a la tensión. Dichas fracturas también son abiertas mediante la expansión que sufren -- los gases liberados por la explosión, de tal modo que esta realiza simultáneamente el rompimiento y desprendimiento de la masa de roca. De este modo podrá formarse un perfil cerrado para la excavación a no ser que los barrenos que explotarán hayan sido perforados lo suficientemente cercanos entre sí, para generar, a causa de la detonación, una grieta inicial que enlazara los barrenos y formará una frontera que no podía ser atravesada por las ondas de choque que posteriores, a dicho fenómeno se le conoce como voladura uniforme.

Para contener los fragmentos de roca de una explosión las mallas tejidas son las más efectivas. Al colocarlas se debe tener mucho cuidado ya que se pueden ocasionar cortos circuitos si existen conexiones descubiertas del circuito de disparo que toquen a la malla.

Para cargar los barrenos actualmente se emplea el aire comprimido a través del cual los cartuchos son impulsados hacia el interior de los mismos con una velocidad tal que cuando golpean en el fondo estos se abren, quedando así debidamente empacados.

Los cargadores neumáticos proporcionan un alto grado de empacado y permiten que la separación entre barrenos sea mayor, con lo cual disminuye la cantidad de explosivos que se requieren para mover un determinado volumen.

II.12.1.4 Rasgamiento.

Esta es una técnica que es utilizada preferentemente para re-

mover roca intemperizada (Fig. II-95), las máquinas utilizadas como los desgarradores, los empujadores, las excavadoras y las motoconformadoras se desempeñan mejor cuando trabajan sobre un terreno cuya velocidad sísmica es inferior a 1000 ms⁻¹.



Figura II-95 Tractor realizando la remoción de roca intemperizada.

El conocimiento de la separación de las fracturas y otras discontinuidades, su orientación y discontinuidad, cuando se combinan con una medición de la velocidad sísmica in situ del terreno, puede ser utilizado para conocer la facilidad con la que puede excavarse un terreno.

II.12.2 Excavaciones subterráneas.

Las excavaciones subterráneas pueden realizarse empleando dos métodos: la barrenación y la voladura.

II.12.2.1 Barrenación.

La barrenación del material rocoso es a través de "Jumbos" -- (máquinas neumáticas), estos se pueden apoyar sobre la sección del túnel o únicamente en las paredes; según sea la calidad del material el avance puede ser de sección total (Fig. II-96) o realizando perforaciones primero en una sección, usualmente la parte superior y finalmente la parte que falta, también conocida como banco; la colocación de los barrenos en la primera parte es horizontal y los del banco en forma vertical, ya que de esta forma los gastos que se producen son mayores. La ventaja que tiene el construir solo parte del túnel es que con ello se pueden conocer las condiciones en que se encuentra la roca y se pueden prever los problemas para cuando la sección total se lleve a cabo (Fig. II-97). Si el túnel que se construya es muy ancho, es conveniente que primeramente se perforen galerías laterales y que la porción central sea la última que se ataque (Fig. II-98).

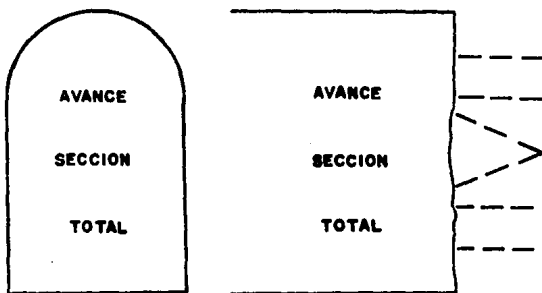


Figura II-96 Construcción de túneles con avance de sección completa.

Algunos métodos que atacan a sección completa se llevan a cabo por partes con una cierta sistematización con el propósito de que la seguridad sea más elevada, colocando revestimiento a la sección conforme avanza; dentro de este tipo de método se encuentra considerado el Belga (Fig. II-99) y el Alemán (Fig. II-100).

Con el avance tecnológico, los equipos de excavación que se -

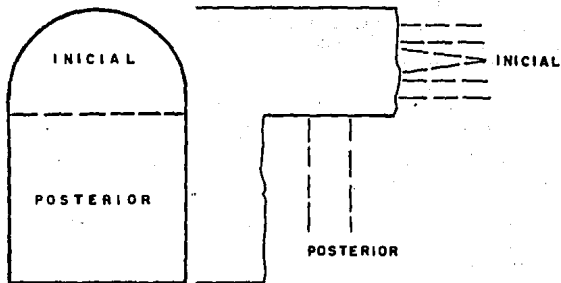


Figura II-97 Construcción de túneles con avance por partes (primero la superior y después la inferior).

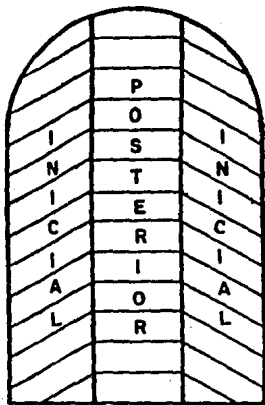


Figura II-98 Construcción de túneles con avance por partes (galerías naturales primero y después la parte central).

han desarrollado ya no requieren explosivos para realizar trabajos de excavaciones subterráneas, entre las máquinas de este tipo se encuentran las de cinceles en las cabezas y las de portacuchillas. La manera en que trabajan las de cinceles (Fig. II-101) es a través de presiones sobre la superficie por excavar hasta que se sobrepase la resistencia de la roca mediante el rodamiento de los cinceles de botones, dentados y de platillo. La utilización de estas máquinas es cuando la resistencia de la roca es hasta de 2.5 ton/m². Por lo regular primero se abre un túnel piloto equivalente a la tercera parte del total y posterior a esto avanzan una o dos máquinas ensanchadoras. Las fresadoras no tienen que moverse para que el material se escombre a través de bandas y las actividades como el lanzado de concreto, colocación de drenaje, etc., sean ejecutadas con interferencias reducidas al mínimo.

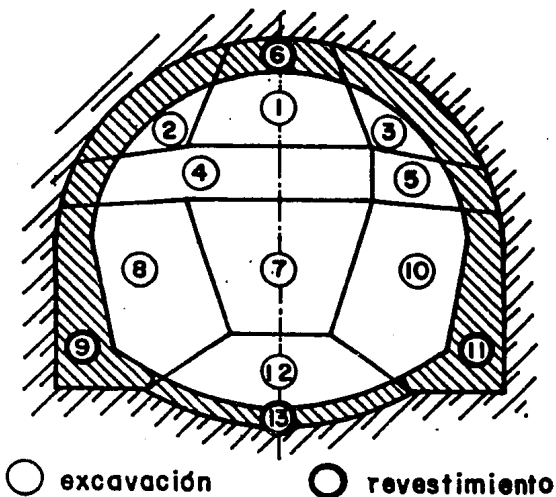


Figura II-99 Método belga para construir túneles con sección completa.

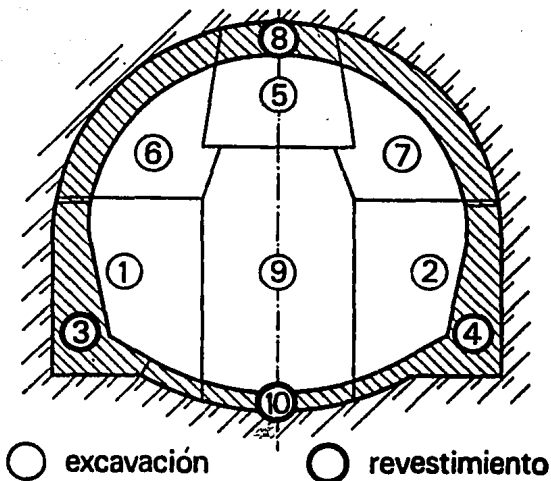


Figura II-100 Método alemán para construir túneles con sección completa.

El escudo es el método que actualmente se utiliza en la excavación de roca alterada e inicialmente en suelos suaves, este método se usaba hace ya algún tiempo pero en los últimos años su desarrollo y modernización han sido bastante buenos.

La forma del escudo es cilíndrica y hueca, enfrente de él se encuentra colocada una cuchilla anular que penetra en el material mediante la carga que se aplica con gatos de avance hidráulico o mecánico, que se apoyan en tramos de concreto armado que puede ser el revestimiento del túnel; cuando el material excavado es retirado, se contraen los gatos, se instala otro elemento de apoyo y se vuelve a activar el sistema de gatos hidráulicos (Fig. II-102). El huso entre la roca y los segmentos de concreto armado, que pueden ser las llamadas dovelas circulares, las cuales son prefabricadas, se acuña debidamente conforme al tipo de roca y si se requiere se rellenará a través de la inyección de concreto hidráulico. La carga que se ejerce para avanzar puede llegar hasta 5000 ton. Hay un tipo de escudo que trabaja con aire comprimido en el frente de ataque, con esto no es posible que el material excavado fluya por el frente de ataque y también controla las posibles filtraciones de agua, este tipo de escudo por lo general se utiliza en la construcción de túneles en zonas donde el material sea muy suave. El prin

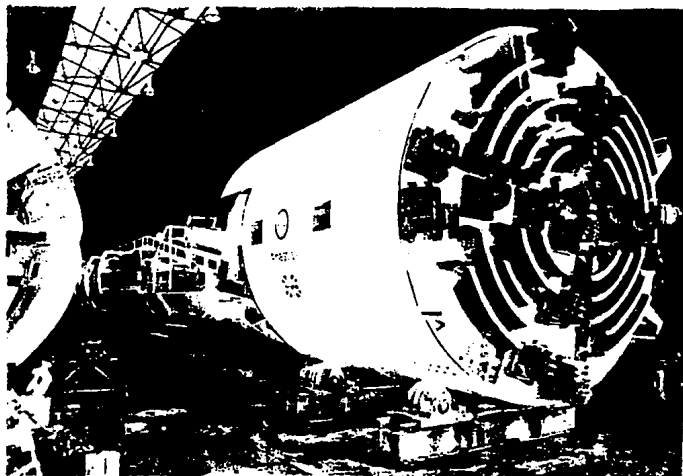
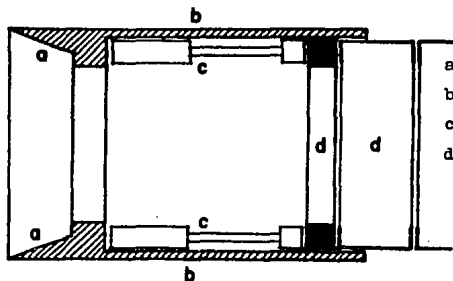


Figura II-101 Máquina de cinceles para el avance en la construcción de túneles.



- a = Guchilla.
- b = Cuerpo del escudo.
- c = Gatos de avance.
- d = Apoyo de los gatos de avance (dovelas o ademe del revestimiento).

Figura II-102 Construcción de túneles mediante la utilización de escudos.

cial problema que se tiene con el personal obrero, es que deben recibir entrenamiento antes de realizar alguna labor y durante la operación, antes y después de los trabajos se les debe dar un cierto tiempo para que a las entradas y salidas el organismo se adapte paulatinamente.

Mediante la utilización de estos procedimientos la sobreexcavación se minimiza y prácticamente la excavación se realiza conforme al perfil deseado, aunque también se pueden combinar con los procedimientos tradicionales. Pero el tiempo de avance se reduce, por causa del mantenimiento que se le debe de dar a los elementos que componen el equipo, parte del mantenimiento lo compone el afilado continuo de cinceles y cuchillas; este tiempo de mantenimiento es muy aproximado al transcurrido en la perforación.

Estos equipos solo se pueden utilizar en grandes obras en las que se logre la amortización, una obra de este tipo es la construcción de un túnel de más de 10 Km.

II.12.2.2 Voladuras.

En las voladuras de túneles no existen frentes libres ya que estos no están paralelos a los barrenos y además de que estos son perforados paralelamente al eje del túnel. Debido a esto, el primer paso que se debe de dar en la construcción de un túnel es producir un corte libre. La cuña (corte), que primero se detona para producir un frente libre, se obtiene de distintos modos, los cuales se presentan a continuación.

II.12.2.2.1 Cuña en abanico.

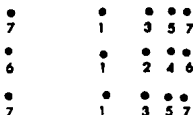
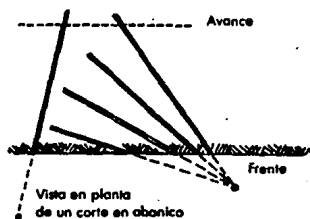
Cuando el avance de la excavación en el túnel es inferior al claro del mismo, como se muestra en la Figura II-103 donde hay espacio suficiente para que se realice la perforación de barrenos inclinados en el frente. En dichas circunstancias podrá realizarse una cuña en abanico y el volumen de expansión que se requiere para la voladura subsecuente sea creado.

En la Figura II-103 se muestra el dispositivo característico de una cuña en abanico. En ella solo se muestran los barrenos de la cuña, no así el resto de los que forman la voladura. En la parte de adelante se ilustra la secuencia de las detonaciones cuyo objetivo es la fractura del material rocoso en tal forma, que cada uno de los barrenos se dirigen hacia un frente libre.

II.12.2.2.2 Cuña en V.

En la Figura II-104 se muestra el dispositivo para una cuña en V. El avance típico de este tipo de cuña es de 45% a 50% del an

cho del túnel. En los túneles anchos, el avance de la excavación se ve afectado por la desviación que sufren los barrenos, la cual por lo general es de aproximadamente del 5%. De tal modo que si un



Vista de frente que muestra una secuencia característica de detonación

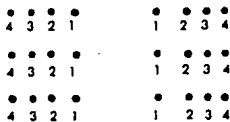
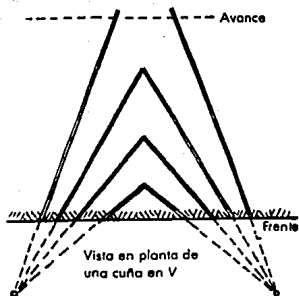
Figura II-103 Cuña en abanico.

barreno tiene 5 m. de largo, el final del barreno puede quedar desviado aproximadamente 25 cm., razón por la cual pueden presentarse problemas por el fogonazo de un barreno con otro durante la voladura.

II.12.2.2.3 Cuña instantánea.

Esta es una variante de la cuña en V y consiste en realizar la barrenaciones en un haz más cerrado, como se indica en la Figura II-105, y detonar simultáneamente todas las cargas. Con este procedimiento pueden tenerse avances de hasta 83% del ancho del túnel.

Con la aplicación de este método se produce un gran lanzamiento que da como resultado que la rezaga quede esparcida a una distancia considerable del frente del túnel.



Vista de frente y secuencia de iniciación

Figura II-104 Cuña en V.

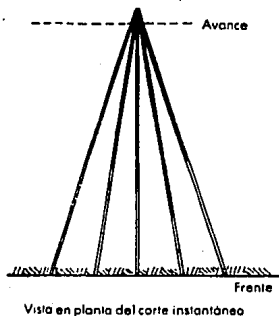


Figura II-105 Cuña instantánea.

II.12.2.2.4 Cufias con barrenos paralelos.

Los procedimientos descritos anteriormente son aplicables solamente en túneles relativamente grandes por el área que se requiere para la instalación de las perforadoras y sus barrenos para realzar las barrenaciones inclinadas en el frente. Para varios casos de la ingeniería minera o civil, son muy pequeños los túneles para la utilización de esas cufias, razón por la cual se emplean cufias con barrenos paralelos para que los avances necesarios sean logrados.

Si los barrenos son perforados perpendiculares al frente del túnel y paralelos entre sí, la única manera para obtener un frente libre para la primera detonación es construir un barreno de alivio (Fig. II-106), el cual no contendrá explosivo.

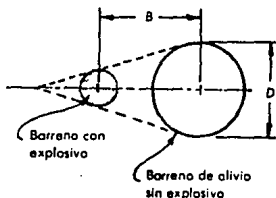


Figura II-106 Dispositivo de la cuña quemada.

El nexo entre el espesor B de roca delante del barreno cargado y D (diámetro del barreno de alivio), es de fundamental importancia para el éxito de la explosión de la primera carga de una cuña con barrenos paralelos. Algunos científicos consideran que para una buena fragmentación y explosión del material, el espesor B tiene que ser inferior a 1.5 veces el diámetro D del barreno de alivio. Otros afirman que aún para barrenos de alivio de 200 mm, el espesor no deberá ser mayor de 200 mm.

En la detonación del primer barreno cuando se corta una cuña con barrenos paralelos también es capital la cantidad de energía explosiva por metro de barreno. Si esta es baja, no logrará aflorarse la red superficies de fractura y quedará en posición el segmento de roca fracturada. En esta situación la carga se "soplara" en vez de que rompa el espesor de roca. Cuando la carga es excesiva, aparecerá una gran cantidad de fisuras radiales. El incremento del volumen de la roca fracturada tiende a ser mayor con la presencia de las grietas radiales que cuando se produce una fragmenta-

ción de ruptura o de reflexión. Debido a lo cual se carece de un volumen suficiente para la expansión y el material dinamitado tiende a "alojarse" en el barreno de alivio. Las voladuras de materiales de grano fino tienden más a "alojarse" en los barrenos de alivio que las de grano grueso, esto debido a que es en los granos finos donde mejor se desarrollan las fallas radiales.

La detonación por simpatía y la desensibilización por presión dinámica son otros de los problemas que pueden presentarse en las voladuras con cuñas de barrenos paralelos. La detonación por simpatía se puede presentar en cualquiera de los barrenos adyacentes al que está detonando cuando el explosivo contenido en él es de gran sensibilidad. Casi todos los explosivos que tienen como base a la nitroglicerina lo tienen. En lo que se refiere a la desensibilización por presión dinámica, esta se presenta en bastantes explosivos, principalmente en los de tipo ANFO cuando la densidad se les incrementa. Lo cual puede producirse cuando la presión de una carga que es detonada en un barreno adyacente actúa sobre la carga de otro que aún no ha sido detonado. Puede presentarse el caso de que la densidad quede muy elevada y con ello la no detonación del explosivo.

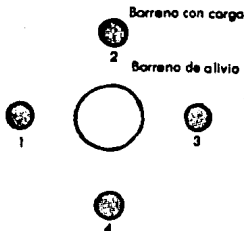


Figura II-107 Cuña usual para los barrenos paralelos.

Con el empleo de los tiempos adecuados en la secuencia de voladura se podrán atenuar los problemas de desensibilización por presión dinámica. De tal forma, la detonación sucesiva de cada uno de los barrenos tiene un retraso suficiente para que la detonación anterior pase y para que el explosivo recupere su densidad y grado de sensibilidad.

En la Figura II-108 se muestra la cuña con la cual se pueden reducir la mayor parte de los problemas mencionados. En ella, los barrenos de alivio proporcionan un mayor volumen de expansión para

el barreno de carga y además forma una pantalla entre los barrenos cargados, con lo cual se minimizan los problemas de detonación por sensibilización a causa de la presión dinámica y de simpatía. La cuña presentada en la Figura II-108 es la que más éxito obtuvo realizando voladuras en caliza dolomítica, material que es muy propenso a las voladuras "quemadas".

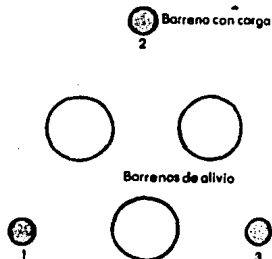


Figura II.108 Modificación de la cuña de barrenos paralelos.

Debido a que en la cuña de barrenos paralelos la detonación sucesiva aumenta el espacio disponible para la expansión de las detonaciones restantes, el espesor de la roca también puede incrementarse de detonación en detonación. Tal situación sugiere la utilización de la cuña en espiral que se muestra en la Figura II-109.

II.12.2.2.5 Voladuras de contorno controlado.

Este tipo de voladuras implica la perforación de una serie de barrenos paralelos con poco espaciamento a todo lo largo de la superficie de excavación final, además de la ubicación de las cargas que están desacopladas de baja densidad en dichos barrenos y la detonación de todas esas cargas en conjunto posteriormente a la detonación de los barrenos restantes del frente. Esto quiere decir que la voladura normal del túnel y la cuña inicial se realizan como ya anteriormente se explicó, y que de la superficie final inalterada de la excavación se desprendera una ligera capa de roca a través del contorno controlado.

Casi en todas las situaciones, los barrenos de contorno controlado se barrenan, cargan y detonan en el mismo ciclo de la cuña y de los principales barrenos. Debido a esto, además del requeri-

miento de barrenos adicionales, este sistema de voladura no significa un retraso en la excavación normal del túnel. Algunas veces la voladura del cuerpo principal y la de la cuña se realizan durante un ciclo y en el siguiente el contorno controlado. Con ello se tiene el efecto de llevar un túnel piloto en un ciclo por delante de la voladura de acabado; algunos constructores creen que con esto se obtienen mejores resultados que toda la voladura en un solo ciclo.

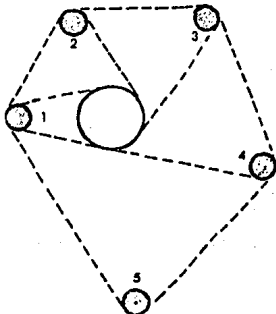


Figura II-109 Cuña dispuesta en espiral.

El espaciamiento entre los barrenos en las voladuras de contorno controlado generalmente es de 15 a 16 veces el diámetro del barreno y el espesor de la roca (distancia entre los barrenos y el frente libre que se crea por las detonaciones anteriores) es 1 1/4 veces el espaciamiento. Para obtener la concentración mínima lineal de carga se utiliza la siguiente fórmula:

$$w = 90 d^2$$

en la cual:

w = Densidad lineal de la carga del explosivo ANFO o equivalente (Kg/m).

d = Diámetro del barreno (mm).

En la Tabla II-29 se presentan las indicaciones para voladuras de contorno controlado.

Diámetro del barreno mm	Diámetro de la carga mm	Concentración de carga Kg ANFO/m	Espesor de roca delante del barreno	Espaciamiento
25-32	11	0.08	0.30-0.45	0.25-0.35
25-48	17	0.20	0.70-0.90	0.50-0.70
51-64	22	0.44	1.00-1.10	0.80-0.90

Tabla II-29 Especificaciones para voladuras de contorno controlado.

II.12.2.2.6 Precorte.

La diferencia existente entre el método de voladura anterior y este, es que los barrenos del precorte generalmente están menos espaciados y que las cargas se detonan antes de la voladura principal. Con esto se tiene que la fisura de precorte existe antes de que la carga principal detone y que dicha fisura confina la propagación de otras fisuras producidas por los barrenos principales, debido a que la anterior proporciona una vía de escape para los gases de expansión.

Debido a que las cargas del precorte deben ser detonadas antes de la voladura principal, el uso de este procedimiento en las excavaciones subterráneas puede obligar a una barrenación separada y a un ciclo de cargado antes de la voladura principal. El retraso e inconveniente que presenta la utilización de esta operación adicional es que tiende a limitar el empleo del precorte en las actividades subterráneas. Los factores que hacen que esta técnica sea la de menos aceptación en las excavaciones subterráneas que las voladuras de contorno controlado son el costo de la barrenación adicional y la tendencia que posee la fisura del precorte a desviarse por los esfuerzos "in situ" muy elevados (ya que para atenuarlos no existe un frente libre adyacente).

Por lo general el procedimiento del precorte se emplea en los trabajos de bancos donde se absorben más fácilmente los esfuerzos horizontales y donde comúnmente existe más espacio para efectuar las distintas etapas de la excavación.

Normalmente el espaciamiento entre barrenos para el precorte es de 8 a 12 veces el diámetro de los barrenos y puede considerarse como infinito el espesor de la roca. Para el precorte se podrán utilizar los diámetros y concentraciones de carga que se especifican en la Tabla II-29.

II.12.3 Iluminación y ventilación.

En túneles carreteros, principalmente, se tienen que considerar y proyectar de manera conveniente los sistemas de iluminación y ventilación.

Las instalaciones de la ventilación pueden ocupar en el gálibo una tercera parte (Fig. II-110) y depende de las dimensiones geométricas del túnel, principalmente de la longitud y pendiente longitudinal, volumen horario de vehículos, composición y características de peso, para esto se tomará en cuenta la cantidad de ellos que van con carga completa, media carga o vacíos.

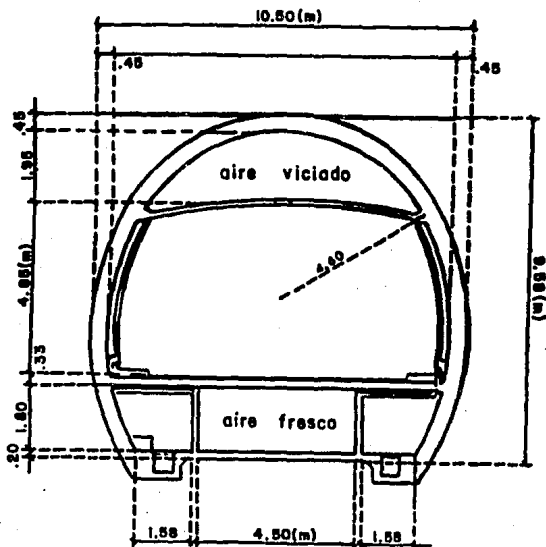


Figura II-110 Zonas de ventilación de un túnel.

La ventilación puede ser mediante sistemas transversales, longitudinales o mixtos, el sistema longitudinal es el más ventajoso, ya que no se requiere de otra obra civil especial y es sencilla su instalación, además de acuerdo a las necesidades de tránsito se puede ir ampliando.

La iluminación debe ser tal que se pueda ver un cubo de 20 cm por lado en el suelo a 100 m. de distancia del conductor. En las entradas y salidas de los túneles debe existir la iluminación necesaria para que la vista del conductor se adapte al nuevo sistema de iluminación.

II.13 Anclajes.

En los últimos 30 años las técnicas de anclaje han tenido un gran avance; creadas en un principio fundamentalmente para rocas intactas, hoy en día su utilización se ha extendido hasta las formaciones muy fragmentadas y meteorizadas y a los suelos también, propiamente dichos. En la actualidad las cargas que actúan sobre el sistema de anclaje son mucho mayores a las que actuaban hasta hace unos cuantos años.

El desarrollo de las técnicas de anclaje está estrictamente ligado a la construcción de túneles. Las únicas formas de ademe que eran conocidas hace algunos años eran los marcos de madera o de acero, cuya construcción genera demasiada obstrucción y requiere un tiempo que comúnmente es precioso. En la mayoría de las situaciones las anclas permiten hacer trabajos de sujeción muy buenos y rápidos.

La mayoría de los tipos de anclaje desarrollados en relación a las rocas muy fragmentadas, meteorizadas y a suelos pueden clasificarse en dos tipos. Las anclas de tensión son barras que son introducidas en una perforación previamente construida y que tienen en el extremo enterrado un expansor, el cual se hace crecer transversalmente ya que fue instalada el ancla en su sitio, para generar una elevada restricción en contra de la extracción de la barra. Hay bastantes tipos de expansores; en la Figura II-111 se muestra uno de ellos, el cual esquemáticamente representa a todos.

Para las anclas de fricción, en primer lugar se practica una perforación en el material por anclar, en la cual se introduce la varilla de anclaje, adosado en ella un ducto con diámetro suficiente para inyectar a través de él la lechada de cemento dentro de la perforación, de tal modo que la varilla queda cubierta por la lechada y a través de ese elemento se hace contacto con el suelo. Este tipo de anclas también puede tener un expansor igual que el de las anclas de tensión o un tipo de anzuelo que le proporcione adherencia con la lechada. La Figura II-112 ilustra los distintos esti-

los de dichas anclas.

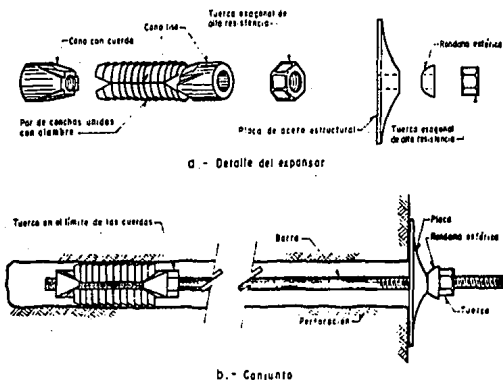
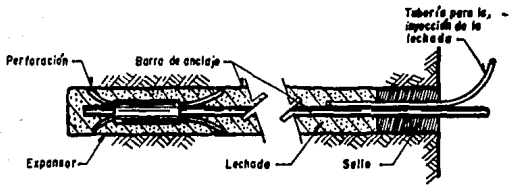


Figura II-111 Ancla de tensión.

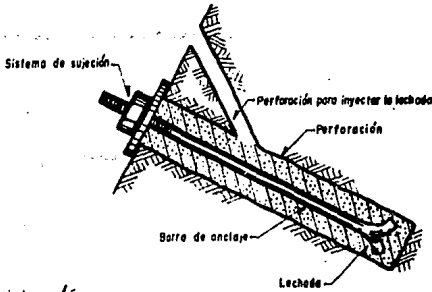
II.13.1 Descripción de los sistemas de anclas más comunes.

Existen muchísimos tipos distintos de anclas y varillas, debido a lo cual es muy difícil describirlos todos. Por tal motivo se han escogido a los más representativos para su descripción. A continuación se presenta un resumen de los sistemas más comunes:

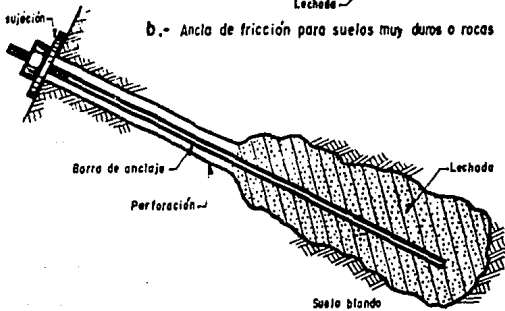
- Estacas o varillas de madera: Fueron creadas para evitar daños a la maquinaria de corte de carbón y a las bandas transportadoras; además también se emplearon cuando en tiempos de guerra el acero fue escaso; este tipo de varillas, sin tensión alguna, solo sirven para refuerzo muy ligero. Hoy en día su utilización es muy poca.
- Varillas de acero, inyectadas o ancladas sin tensión: En estas se encuentran incluidos los "Perfobolts", pernos Worley, juego de varillas inyectadas y de cuñas. El empleo de este sistema de anclas es en casos donde las circunstancias permitan la pronta instalación de los refuerzos. Solo cuando se tensan debido a la deformación de la roca circundante estas varillas podrán aceptar -



A.- Ancla de fricción con expansor



B.- Ancla de fricción para suelos muy duros o rocas



C.- Ancla de fricción en suelos blandos

Figura II-112 Ancla de fricción.

carga, pero si su colocación es con demasiado retraso a gran distancia del frente, la mayor parte de la deformación a corto plazo de la roca se habrá realizado y no funcionarán las varillas.

- Anclas fijadas y tensadas mecánicamente: Principalmente se usan en la minería, así como en la construcción subterránea a través de la inyección subsiguiente. Las anclas que solo son efectivas en rocas muy buenas son las de ranura y cuña, las cuales con frecuencia han sido reemplazadas por las de casquillo expansivo, de estas existen diversas variedades. Las anclas se pueden tensar hasta casi alcanzar la resistencia a la ductilidad del perno solo en rocas de muy buena calidad, pero en las de menos calidad de fragmentación local de la roca de la punta del ancla facilita que se zafe esta.
- Anclas tensadas e inyectadas: Estas fueron desarrolladas para lograr anclajes de mejor calidad en terreno malo y para dar mayor protección anticorrosiva a las anclas de acero. Los cartuchos de resina en dos etapas (Fig. II-121) es el sistema más sofisticado con el cual el ancla se logra tensar a su máxima capacidad en solo una operación sencilla y rápida. A pesar de que la resina tiene un costo muy elevado, el sistema instalado tiene un costo total que se puede comparar ventajosamente con los otros sistemas de anclaje por el reducido factor de mano de obra.

II.13.2 Ventajas, desventajas y aplicaciones de algunos sistemas de anclaje.

II.13.2.1 Varilla o estaca de madera.

- Ventajas: Son fáciles de fabricar y muy baratas. Pueden trozarse sin causar daño alguno a las herramientas de corte empleadas en las minas de carbón. En lo referente a las minas de metales no dañan a las bandas transportadoras ni contaminan al metal.
- Desventajas: Debido a que son muy frágiles no pueden usarse más que para presiones de refuerzo muy pequeñas. Estos elementos no se pueden tensar y como consecuencia deberán instalarse cerca del frente.
- Aplicaciones: Por sus desventajas y constante aumento en el costo de la madera, en la actualidad es muy poco el uso de estacas o varillas de madera. En los lugares, donde poder cortar el sistema de refuerzo es indispensable, pueden usarse varillas de fibra de vidrio ya que son más confiables y resistentes.

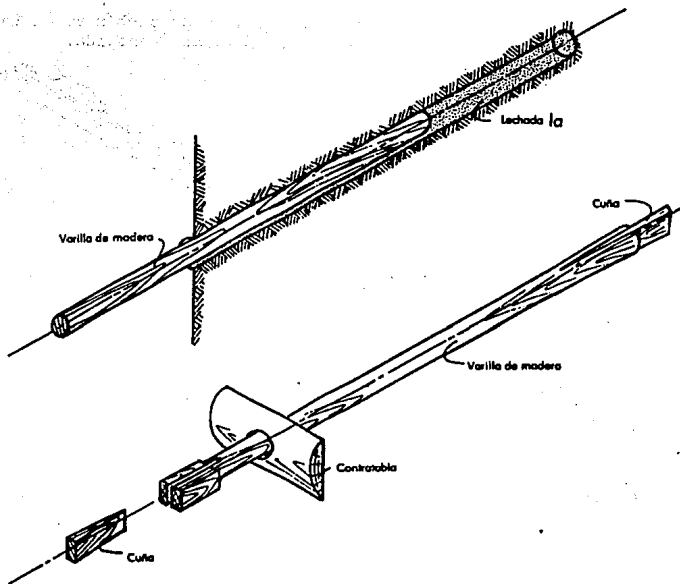


Figura II-113 Varilla o estaca de madera.

II.13.2.2 Ancla de fijado mecánica en toda su longitud, recuperable.

- **Ventajas:** El anclaje se produce en todo lo largo del barreno y - debido a esto genera una distribución de esfuerzos casi igual a la de una varilla inyectada. Esta ancla se puede extender de nuevo y volver a usarse si es que en determinado lugar ya no se necesita. Dicha característica es de gran utilidad en las minas de carbón donde se requieren refuerzos de mínima duración adyacente a un frente que avanza y que se derrumbará después.
- **Desventajas:** El costo de fabricación es demasiado elevado. Solo puede utilizarse como elemento sin tensar, consecuentemente solo puede instalarse cerca de un frente que avanza. Su utilización - solo es a corto plazo ya que no se le puede inyectar y no pueda protegerse de la oxidación.

- Aplicaciones: Se utiliza en algunas minas de carbón en el Este de E.U.A., pero en otros lugares es muy poco conocida.

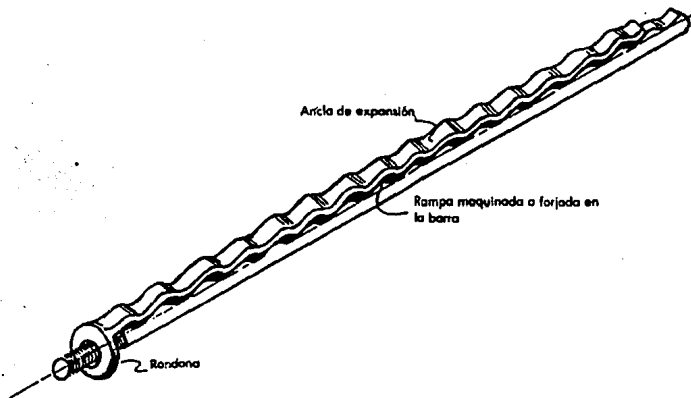


Figura II-114 Ancla de fijado mecánica en toda su longitud, recuperable.

II.13.2.3 Ancla de fricción o tubo partido.

- Ventajas: Su instalación es sencilla y rápida y es más barata que una varilla inyectada de igual capacidad.
- Desventajas: No puede ser tensada y por lo tanto el movimiento de la roca la activa de igual manera que una varilla inyectada. Es muy parecida su acción de soporte a la de una varilla sin tener por lo que debe instalarse cerca del frente. Es preponderante el diámetro del barrenado y casi todos los fracasos que acontecen durante la barrenación son porque los barrenos quedan muy amplos o estrechos. Algunas veces se presenta muy rápido la oxidación, lo cual se vuelve problemático cuando es requerido un refuerzo de larga duración. El aparato no puede inyectarse.
- Aplicaciones: En la minería se emplea con mayor frecuencia en trabajos de refuerzo ligero, principalmente cuando es corto el tiempo de soporte. En la ingeniería civil hasta ahora se ha utilizado muy poco.

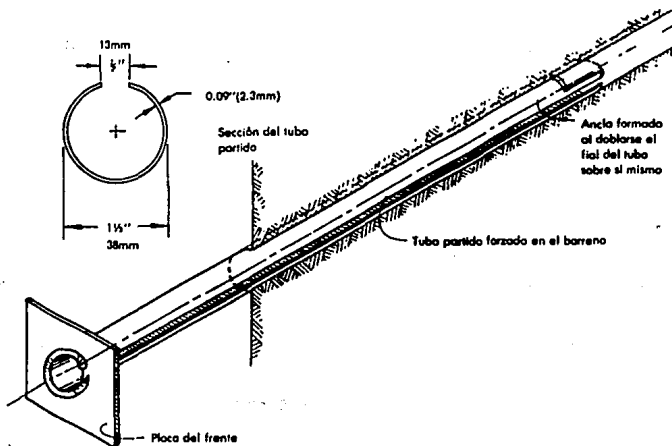


Figura II-115 Ancla de fricción o tubo partido.

II.13.2.4 Sistema "Perfobilt" para el anclaje e inyección de anclas.

- **Ventajas:** Si las recomendaciones de los tamaños son seguidas estrictamente este sistema es sencillo y efectivo. Puede utilizarse tramos cortos para la formación de una ancla y tensar la barra.
- **Desventajas:** En comparación con las varillas inyectadas este sistema de anclaje es relativamente caro.
- **Aplicaciones:** En la ingeniería civil de escandinavia se utiliza ampliamente. En otros lugares es más limitada su utilización.

Secciones recomendables para los sistemas "Perfobolt".

Varillas	Diámetro del barreno	Diámetro de la manga
19 mm	32 mm	27 mm
25 mm	38 mm	32 mm

continuación.

29 mm	44 mm	38 mm
32 mm	51 mm	44 mm
35 mm	57 mm	51 mm

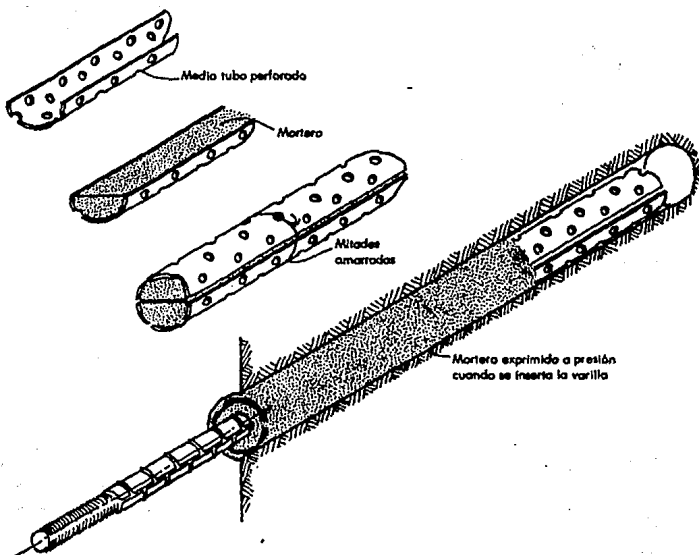


Figura II-116 Sistema "Perfobolt" para el anclaje e inyección de anclas.

II.13.2.5 Varilla inyectada sin tensar.

- Ventaja: Económico y sencillo.
- Desventajas: Debido a que no se puede tensar tiene que instalarse antes de que se presenten en la roca deformaciones significativas.
- Aplicaciones: En la minería se utilizan bastante para refuerzos

ligeros y en la ingeniería civil se emplea para fijar la malla y para sostener ductos de ventilación, tubería y similares.

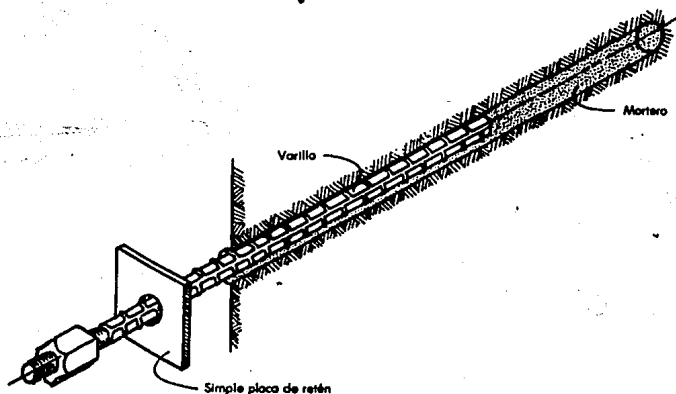


Figura II-117 Varilla inyectada sin tensar.

II.13.2.6 Ancla ranurada con cufia.

- **Ventajas:** Económico y sencillo. Proporciona un anclaje excelente y permite el tensado inmediato del ancla en rocas duras.
- **Desventajas:** Debido al área reducida entre la roca y el ancla -expandida se puede presentar una trituración local de aquella - cuando la roca inalterada es inferior de 105.45 Kg/cm^2 , con el -consecuente deslizamiento del ancla.
- **Aplicaciones:** En roca de mala calidad su comportamiento es inseguro, razón por la cual se ha suplantado por anclas de casquillo expansivo, ya que tienen mayor versatilidad. En la actualidad se emplean muy poco.

II.13.2.7 Ancla fijada, tensada e inyectada mecánicamente.

- **Ventajas:** Puede tensarse en seguida de la instalación e inyección después de haber cesado los primeros movimientos. En roca buena resulta un anclaje muy seguro y pueden lograrse elevadas -

cargas de anclaje.

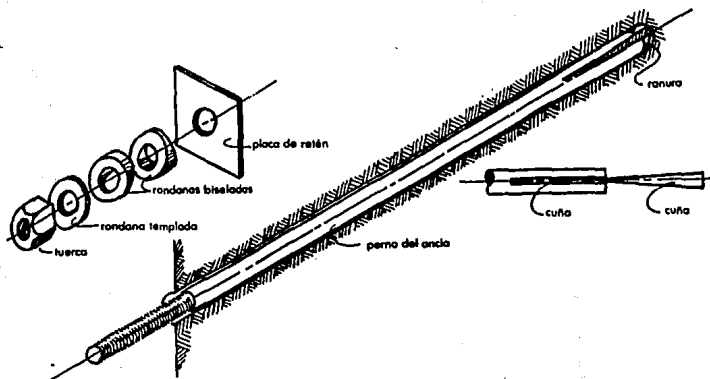


Figura II-118 Ancla ranurada con cuña.

- Desventajas: Es muy costoso. Se requiere mano de obra experta para la correcta instalación. Durante la misma se dañan fácilmente los tubos de inyección y una prueba de agua antes de inyectar la lechada es indispensable.
- Aplicaciones: En la ingeniería civil se emplean bastante para re fuerzas permanentes. En minas se emplean bastante sin inyección.

II.13.2.8 Ancla tensada y fijada con mortero.

- Ventajas: El sistema es económico y tiene perspectivas de anclaje muy buenas en varios tipos de roca. La placa indicadora de carga facilita un testificado aceptable en la carga del ancla y genera un efecto de resorte en algunas aplicaciones.
- Desventajas: Se requiere bastante cuidado para la elaboración de un buen anclaje. Solo hasta que la lechada ha fraguado se puede tensar. Para algunas aplicaciones la rigidez tanto de la placa como la del ancla puede ser muy pequeña.
- Aplicaciones: Principalmente se emplea en la minería donde los requerimientos de refuerzo para relativamente cortos no necesitan cementación de todo el perno para darle protección contra --

la corrosión. En los casos donde se prevén grandes cambios en -- los refuerzos a través de su vida útil la parte sin cementar del ancla actúa como resorte.

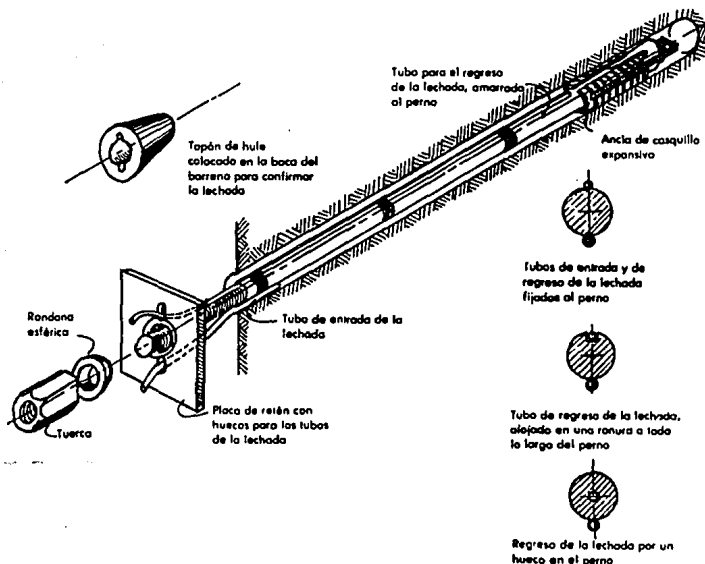


Figura II-119 Ancla fijada, tensada e inyectada mecánicamente.

II.13.2.9 Barra con rosca, fijada y tensada en resina.

- **Ventajas:** Es muy adecuado y sencillo de utilizar. En rocas de mala calidad se logran anclajes de gran resistencia y si los tiempos de fraguado se escogen adecuadamente, en una sola operación un sistema de anclaje totalmente inyectado es obtenido.
- **Desventajas:** El costo de la resina es muy alto y su tiempo de almacenamiento es limitado, principalmente cuando el clima es muy caliente.

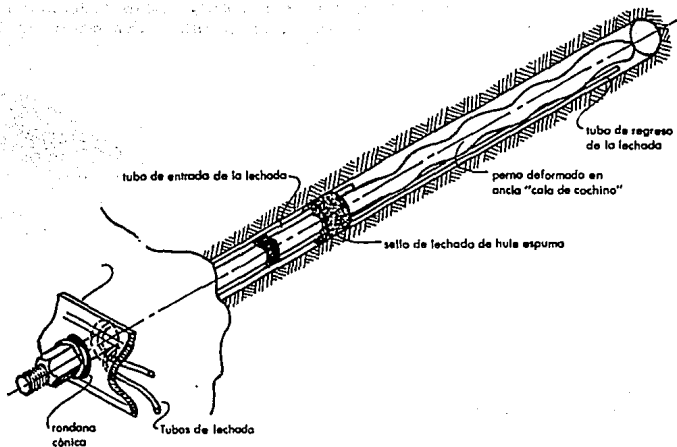


Figura II-120 Ancla tensada y fijada con mortero.

- Aplicaciones; Su empleo es cada vez mayor en los lugares difíciles donde es más importante la rapidez y seguridad que el costo.

II.13.3 Colocación de anclas.

Las sugerencias para resolver problemas prácticos con relación a la colocación, tensión e inyección de anclas es indicada a continuación.

II.13.3.1 Estabilización de paredes.

En las excavaciones una de las causas más frecuentes de accidentes es la insuficiente estabilidad de las paredes después de la voladura. En seguida de que se disipan los humos de la voladura entra en función la cuadrilla de estabilización, la cual es responsable de dejar el lugar del trabajo en condiciones seguras para el personal de rezaga y perforación. Casi en todos los trabajos los responsables de la estabilización utilizan barras para desalojar las rocas flojas del techo o de las recién tronadas paredes.

Debido a la mala visibilidad, difícil acceso o inadecuada su-

pervisión, es posible que la estabilización manual sea incompleta y que existan desprendimientos posteriores en rocas por causa de las voladuras siguientes o de la deformación de la excavación.

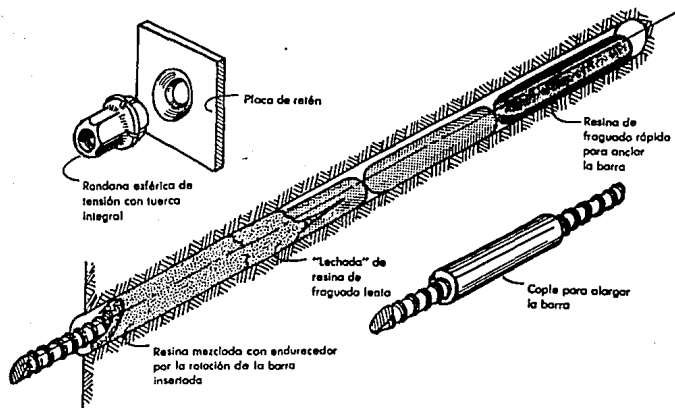


Figura II-121 Barra con rosca, fijada y tensada en resina.

En las minas mecanizadas y en las construcciones subterráneas para resolver dicho problema se ha utilizado con mayor frecuencia el martillo hidráulico o neumático pesado montado en un brazo articulado que está colocado en un vehículo motriz. Dicho vehículo se mueve después de la voladura y mecánicamente estabiliza el techo y las paredes. El alcance del brazo articulado debe ser suficiente para que se tenga acceso a toda la zona recién volada sin que se tenga que hacer previamente la rezaga. Deben ser suficientes el peso y potencia del martillo para poder abatir la totalidad de la roca suelta.

La estabilización mecánica no solamente es confiable para el personal encargado de realizarla, ya que también disminuye la necesidad de realizar anclajes de materiales sueltos o dudosos. Es muy costoso este anclaje eventual ya que comúnmente se presenta como una actividad extraordinaria que posiblemente retrase el programa de trabajos.

II.13.3.2 Colocación.

Por lo general los problemas de la colocación de las anclas están asociados a los de acceso. Comúnmente para las excavaciones más grandes de las obras de ingeniería civil y de minas mecanizadas debe asegurarse el acceso a través de una plataforma telescópica. Con la utilización de dicho mecanismo y un buen operador el tiempo de anclaje se puede reducir mucho, así como su costo.

Quien sea el responsable de la excavación siempre deberá tener considerado el problema de acceso para la realización de los anclajes. La localización de las anclas tiene igual importancia que su largo, el personal encargado de la colocación asegura que la colocación de un ancla muy larga puede resultar una operación difícil y peligrosa cuando se realiza desde una canasta pequeña que es sostenida por un brazo telescópico. Si dichas anclas son ne cesarias, para el operador es menos peligroso colocar tramos acoplados, siendo igual el efecto como refuerzo.

Cuando se utilizan grúas viajeras, se tiene que pensar en realizar el anclaje de las vigas carriles en las paredes de la excavación de tal modo que se encuentren dispuestas al principio de la construcción para ayudarla o favorecerla en la construcción y colocación de la grúa permanente.

II.13.3.3 Anclajes.

Al principio del tensado del ancla se requerirá una forma de fijación para que una extremidad del perno sea sujeta al terreno. Los tipos más comunes de anclaje son: el mecánico, el de lechada con cemento y el químico a base de resinas sintéticas.

Las anclas de casquillo expansor, así como las mecánicas que se muestran en la Figura II-119, tanto en la ingeniería civil como en la minería son muy comunes. Hay una gran variedad de casquillos expansores en el mercado. Todas las anclas que tienen casquillo expansor funcionan de la misma manera, y por lo general la elección de un tipo de ancla dependerá más de su precio y disponibilidad que de su eficiencia.

Las anclas mecánicas son muy buenas en rocas de buena calidad y es rápida y recomendable su instalación. La eficiencia del ancla se reduce cuando se instalan en rocas más débiles o suaves, ya que se genera una trituración local de la roca con los mangos del casquillo. El uso de anclas mecánicas no es muy recomendable en lodolitas, lutitas o areniscas poco cementadas de baja resistencia.

Las anclas con mortero de cemento o lechada son menos adecuadas que las de cartucho de resina o las mecánicas, aunque quizás son las más baratas. El problema más difícil de resolver es el de la colocación del mortero al final del barreno; se han desarrolla-

do distintos métodos con éxitos variables.

La utilización de una manga corta de "Perfobolt" demostro ser un método recomendable y eficaz. Dicha manga se llena con mortero espeso y junto con el ancla es empujada hasta el final del barreno. El mortero sale a través de los orificios cuando el perno penetra en el mortero, con ello es rellenado el espacio entre el barreno y el ancla. Debido al espesor del mortero permanecerá en su lugar en el fondo del barreno.

La mezcla típica de un mortero espeso es como se indica a continuación;

Cemento Portland tipo III	100 partes por peso.
Arena angular limpia con un tamaño máximo aproximado de 2 mm	100 partes por peso.
Agente de fluidez y expansión tal como "Interplast-C" o equivalente	1.4 partes por peso.
Agua: La relación agua-cemento debe ser de aproximadamente 0.3 por peso.	

La mezcla ideal es aquella que se deja hacer "bola de nieve" sin la pérdida de agua.

La Oficina Norteamericana de Minas creó el cartucho de agua y cemento para anclaje y cementación de las anclas. En un cartucho con forma de salchicha es colocada una mezcla de polvo de cemento y gotas de agua con tamaño de una cabeza de alfiler, las cuales se encuentran encapsuladas en glóbulos de cera. Cuando las cápsulas de agua se revientan el agua se suelta uniformemente y el cemento se mezcla cuando se hace rotar al ancla. El endurecimiento de la chada es muy rápido y puede alcanzarse una resistencia de 170.87 Kg/cm^2 a los 2.5 min., y de 390.56 Kg/cm^2 a los 5 min. Estos cartuchos puedan estar almacenados más de seis meses.

Bastantes técnicas han sido utilizadas para el bombeo de lechadas gruesas en barrenos o para la formación de fijadores de mortero in situ a través de la inyección simultánea de una mezcla seca de agua, cemento y arena. De una obra a otra, dichas técnicas cambian, ya que están en función del equipo disponible y de la creatividad de los trabajadores.

La utilización de los cartuchos de resina, como el mostrado en la Figura II-121, es cada vez mayor en obras donde se requiere una alta resistencia y rápida instalación. La rapidez y facilidad de instalación son factores que justifican el alto costo de dichos cartuchos, lo cual es de particular importancia cuando los ciclos de excavación y de refuerzo son integrados.

Los problemas que se presentaron en las primeras resinas fueron a causa de su corta vida de almacenamiento, estos problemas han sido parcialmente sobrellevados, por tal motivo las especificaciones del fabricante deben ser verificadas debidamente. Cuando la fuente de abastecimiento esté muy alejada, para reducir el problema de su almacenamiento se justifica el flete aéreo de los cartuchos de resina. Actualmente estos cartuchos son usados comúnmente en los países donde se elaboran, razón por la cual son muy accesibles.

II.13.3.4 Tensado de anclas.

El tensado de un ancla se puede efectuar al aplicar un calibrador de torsión a la tuerca o a través de la tensión directa en el perno.

Cuando se requieran tensiones de 10 toneladas o menos, la llave calibrada de torsión (Fig. II-122) o la de impacto prefijada p̄a



Figura II-122 Tensando anclas mediante la utilización de la llave calibrada de torsión.

ra dejar de girar cuando llega a un determinado valor de torsión - comúnmente es todo lo que se requiere. En cargas más grandes, la - incertidumbre existente en la relación entre la tensión aplicada - al ancla y la torsión aplicada a la tuerca puede producir grandes variaciones en cuanto a la tensión. Aparte de las inexactitudes probables en las medidas de la torsión, en el ancla la tensión que da bajo la influencia de la oxidación de la cuerda del perno y las deformaciones de la rondana por las agudas esquinas de la tuerca. La tensión en el ancla se puede hacer variar por un factor de dos, si se realiza el cambio de una rondana templada por otra de acero suave.

Se creé que cuando se utiliza una llave de torsión o de impac to para realizar la tensión de las anclas, deberá verificarse la calibración con una medición directa de la tensión de un ancla que ya está colocada, la cual es escogida al azar, mediante el procedimiento que a continuación se explica.

Es conveniente que se aplique el sistema de tensado hidráulico, directo al conjunto, cuando se requieren altas resistencias o cuando es necesario determinar la tensión real de un ancla con una determinada precisión.

Las Figuras II-123 y II-124 ilustrán un aparato hidráulico para tensar. Los factores que no deben olvidarse cuando se construye un aparato de este tipo son:

- Se debe aplicar una tensión directa al ancla sin que esto impida su función como refuerzo.
- La carga en el ancla tiene que ajustarse y ajustar la tuerca en un valor de carga prefijado.
- La carga se debe de aplicar de tal modo que solamente puede haber una separación entre la tuerca y la superficie de la rondana con la que se encuentre en contacto directo.
- El gato debe tener capacidad suficiente para poder realizar la prueba de adherencia del sistema del ancla.

II.13.3.5 Cementación.

En los anclajes la cementación desarrolla una doble función, las cuales son mencionadas a continuación:

- a) Realiza la unión entre la roca y el ancla, transformando a la segunda en una parte constitutiva del macizo rocoso. Mejorando con esto la trabazón de los elementos individuales del macizo rocoso y las propiedades del conjunto son mejoradas notablemente.

b) Al ancla la protege contra la corrosión.

La dosificación para una lechada líquida bombeable es la siguiente:

Cemento Portland tipo III	100 partes por peso.
ceniza muy fina (opcional)	40 partes por peso.
Agente de fluidez y expansor como el "Interplast-C" o similar	1.4 partes por peso.

La relación agua-cemento es de aproximadamente 0.4 por peso.

La fluidez y plasticidad de la mezcla son mejoradas cuando la ceniza fina es agregada sin afectar su resistencia. El fraguado de la lechada tardará un poco y no se deberá tensar antes de 48 horas. Cuando se requiera tensar antes, a la mezcla se le deberá añadir algún tipo de acelerante.

Antes de la cementación el barreno debe ser limpiado con agua y esto ayuda al mismo tiempo como control de la eficiencia del sello.

En la Figura II-119 se observa un conjunto de tubos para la cementación de un barreno sobre-cabeza. Para inyectar la lechada se emplea un tubo corto de plástico (con diámetro exterior de 11 mm y 8 mm de interior). También se encuentra fijado a todo lo largo del ancla otro tubo de 8 mm de diámetro exterior y 6 mm de interior, este funciona como un tubo de regreso. Las dimensiones de estos tubos son diferentes con el fin de evitar que se inyecte en el tubo de regreso. La boquilla de inyección deberá tener un diámetro tal que solo se acople al tubo de entrada. Cuando la inyección se efectúe hacia abajo, la lechada se inyectará hasta el fondo del barreno y se localizará en la parte superior del mismo el tubo de regreso.

El tubo de regreso que está fijado al perno es muy fácil de dañar durante el manejo e instalación del ancla, razón por la cual se debe tener mucho cuidado para evitarlo. Cuando el tubo se encuentre dañado se retirará el perno para volver a colocar otro tubo. Si el perno no se puede retirar, podrá introducirse otro tubo fijado a un alambre, el cual será retirado cuando el tubo esté colocado correctamente.

Como se observa en la Figura II-119, hay formas para colocar el tubo que disminuyen el peligro de dañarlo, como el de ponerlo en una ranura cepillada a toda la longitud del perno o el de utilizar pernos huecos. Estos métodos son más costosos que los mencionados anteriormente, pero más confiables.

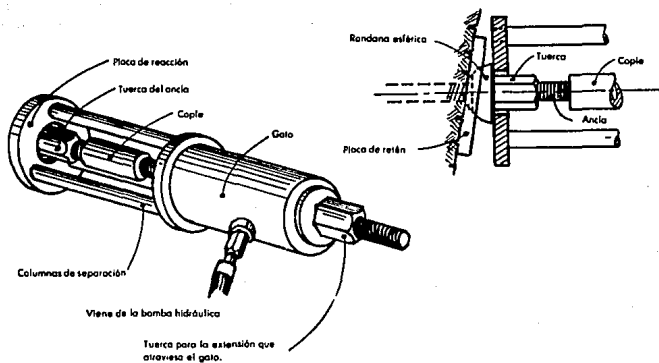


Figura II-123 Instrumento hidráulico para el tensado de anclas.

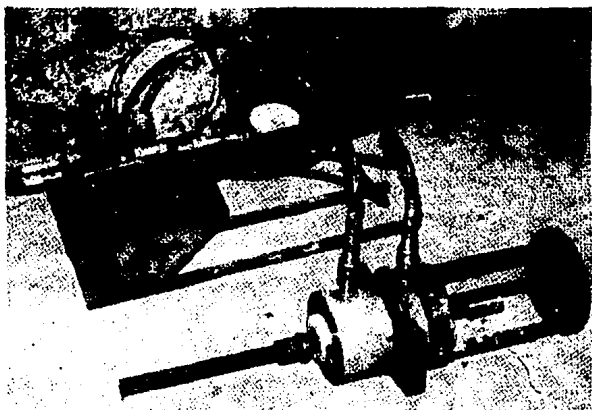


Figura II-124 Instrumento hidráulico y bomba para el tensado de anclas.

Las presiones de inyección por lo general deberán estar por debajo de 1.76 Kg/cm^2 para evitar que la roca se deforme. La inyección deberá ser continua hasta que un flujo importante de lechada sea presente a través del tubo de regreso.

II.13.4 Concreto lanzado.

Antes de realizar esta última actividad es necesario que sobre las paredes de la excavación se coloque una malla con el fin de retener a las pequeñas rocas sueltas como refuerzo para el concreto lanzado.

Los tipos de concreto lanzado son el seco y el húmedo. Tal y como lo indica su nombre, el concreto lanzado seco se mezcla en seco y el agua es añadida en la boquilla. El húmedo se mezcla con un concreto de bajo revenimiento y de esa forma se bombea hasta la boquilla. Cuando sea necesario añadir algún acelerante, en la mezcla seca se podrá incorporar en la mezcla y en la mezcla húmeda se añadirá en la boquilla. Las Figuras II-125 y II-126 ilustran el equipo que se emplea para la colocación del concreto.

Los métodos de concreto lanzado mencionados deberán satisfacer las condiciones siguientes:

- a) Lanzabilidad: El concreto lanzado sobre-cabeza deberá ser con un mínimo de rebote.
- b) Resistencia temprana: Debe proporcionar una resistencia tal que en un tiempo de entre 4 y 8 horas sea capaz de dar soporte al terreno.
- c) Resistencia a plazo largo: A los 28 días deberá alcanzar una resistencia determinada con la cantidad de acelerante necesaria para que se obtenga la lanzabilidad y resistencia temprana.
- d) Durabilidad: Tiene que soportar el ambiente a plazo largo.
- e) Economía: Los materiales deben ser de bajo costo y el desperdicio por rebote deberá ser mínimo.

II.13.4.1 Características de las mezclas de concreto lanzado.

- Mezcla seca.

- 1.- Se adapta con mayor facilidad a las condiciones variantes de las paredes de la excavación, principalmente cuando existe la presencia de agua.
- 2.- El equipo a emplear es muy fácil de conseguir y es un equipo poco oneroso.

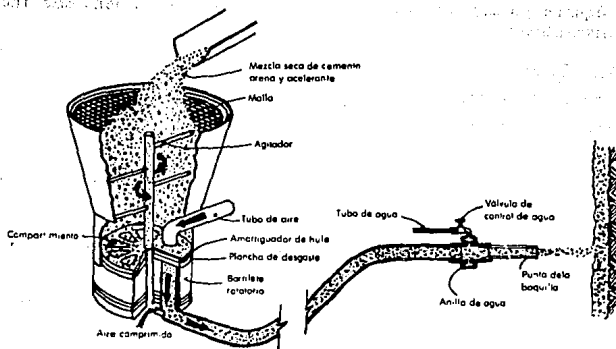


Figura II-125 Funcionamiento característico de una máquina para concreto lanzado de mezcla seca.

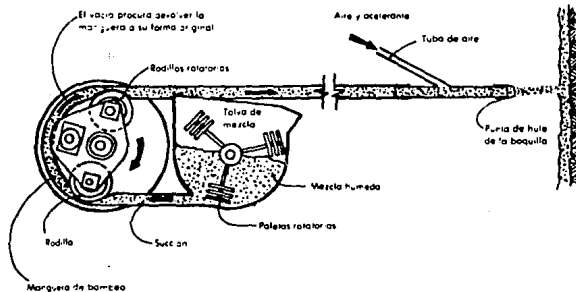


Figura II-126 Funcionamiento característico de una máquina para concreto lanzado de mezcla húmeda.

3.- El equipo es muy compacto, y consecuentemente mucho más fácil de maniobrar.

- Mezcla húmeda.

1.- Durante el lanzado existe menos rebote.

2.- Tiene una inferior presencia de polvo.

3.- La relación agua-cemento es mejor controlada.

4.- Es más sencillo el control de calidad de los agregados, ya que su elaboración es similar a la del concreto.

5.- En el concreto lanzado la calidad no es dependiente de la destreza del operador, ya que de él no depende la cantidad de agua.

6.- Como el flujo de aire está controlado por el operador, este puede controlar la velocidad de choque de las partículas y consecuentemente su compactación.

7.- Es sencilla de limpiar.

8.- Su costo de mantenimiento es menor.

9.- Tiene una mayor producción.

II.13.4.2 Agregados.

Para una mezcla la granulometría de los agregados es muy importante para la bombeabilidad, el flujo a través de las mangueras la hidratación de la boquilla, la adherencia a las paredes de la excavación, la densidad y economía del trabajo. En la Tabla II-30 se muestran las granulometrías recomendadas, las cuales pueden utilizarse para la correcta selección de los agregados. En la Figura II-127 se muestra una escala de granulometría para una combinación de agregados finos y gruesos.

Cuando el porcentaje de los agregados gruesos es elevado se generará una compactación de buena calidad, mayor densidad, la cantidad de agua y cemento será menor, el encogimiento será menor y la ligazón y resistencia a la flexión serán mejores; los inconvenientes son el difícil bombeo y el aumento en el rebote. Por tal motivo se recomienda la utilización de la Figura II-127 como primer paso para la obtención de una óptima granulometría.

Dosificación de la mezcla.

Un concreto lanzado comúnmente contiene componentes secos en las proporciones siguientes:

Cemento	15% - 20%
Agregado grueso	30% - 40%
Agregado fino o arena	40% - 50%

Para concreto lanzado seco la relación agua-cemento está dentro del rango de 0.3 a 0.5 y el operador la ajustara de acuerdo a las condiciones locales. Para el de mezcla húmeda la relación es de 0.4 a 0.6.

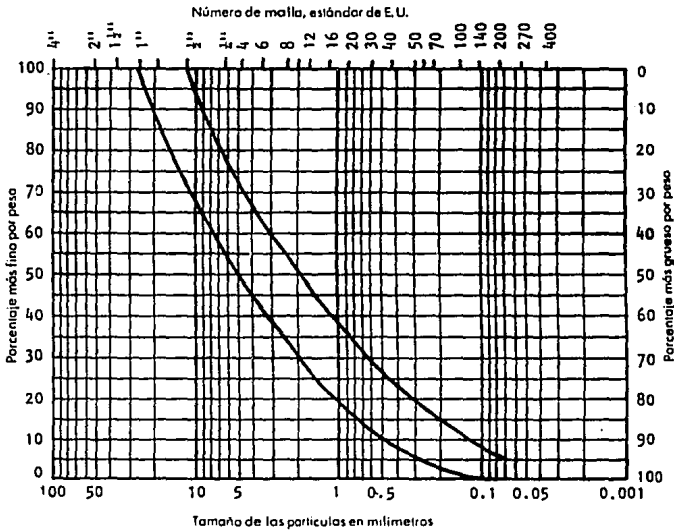


Figura II-127 Curva granulométrica que se recomienda para agregado fino y grueso combinado.

Agregados finos			
Malla		Porcentaje que pasa la malla por peso	
3/8	(9.5 mm)	100	
No. 4	(4.75 mm)	95 a 100	
No. 8	(2.36 mm)	80 a 100	
No. 16	(1.18 mm)	50 a 85	
No. 30	(0.60 mm)	25 a 60	
No. 50	(0.36 mm)	10 a 30	
No. 100	(0.15 mm)	2 a 10	

Agregados gruesos			
Malla	No. 8 a 3/8"	No. 4 a 1/2"	No. 4 a 3/4"
1" (25.0 mm)	-	-	-
3/4" (19.0 mm)	-	100	90-100
1/2" (12.5 mm)	100	90-100	-
3/8" (9.5 mm)	85-100	40-70	20-55
No. 4 (4.75 mm)	10-30	0-15	0-10
No. 8 (2.36 mm)	0-10	0-5	0-5
No. 16 (1.18 mm)	0-5	-	-

Tabla II-30 Límites granulométricos para un concreto lanzado.

II.13.4.3 Colocación del concreto lanzado.

La distancia más adecuada entre la boquilla de la máquina lanzadora y las paredes de la excavación es aproximadamente de un metro. A esta distancia el rebote es muy poco, según se muestra en la Figura II-128. También el ángulo de la boquilla, con respecto a la horizontal, tiene bastante influencia en el rebote, tal como se muestra en la Figura II-129.

El movimiento que se recomienda para una boquilla que es operada en forma manual es el mostrado en la Figura II-130, en la cual los aros mostrados son de forma elíptica de 20 cm. de alto y 50 cm. de largo, el avance entre cada anillo deberá ser de 10 cm.

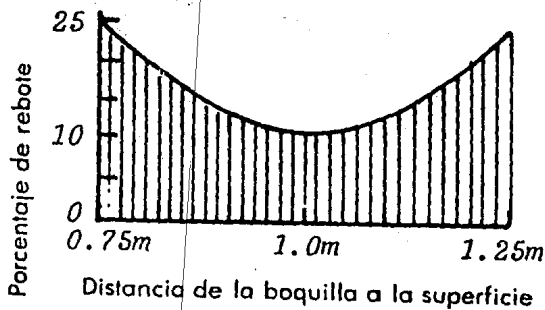


Figura II-128 Distancia adecuada para la colocación de concreto lanzado.

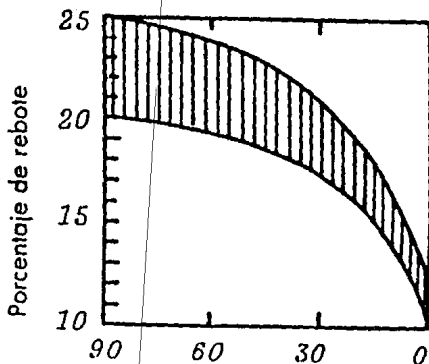


Figura II-129 Ángulo adecuado para la colocación de concreto lanzado.

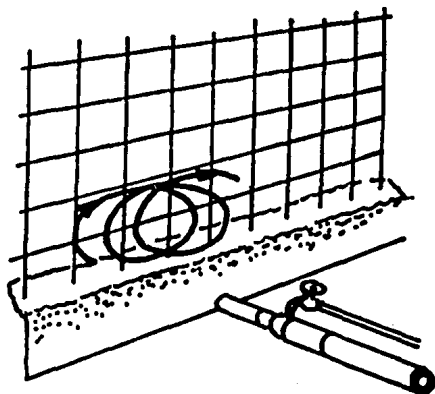


Figura II-130 Movimiento recomendado para la colocación del concreto lanzado.

II.14 Maquinaria para movimiento de tierras.

En un movimiento de tierras se recurre a la utilización de maquinaria cuando considerando todos los elementos del costo (principalmente los que se refieren a conservación y amortización) se tiene una mayor economía con respecto a la ejecución a mano.

Casí todas las máquinas que se emplean en los movimientos de tierra realizan la doble función de excavar y cargar; algunas como las motoescrepas realizan además el transporte y la descarga.

La maquinaria para movimiento de tierras se divide en dos categorías:

- a) Máquinas de un solo cangilón (medio a través del cual realizan la extracción del material). Comúnmente el funcionamiento de este tipo de máquinas es discontinuo, pero son las que más se utilizan, se caracterizan por la utilización de un solo cucharón con el cual primeramente extraen los materiales para cargarlos inmediatamente después. Dentro de esta categoría de máquinas están comprendidas las palas, las dragas, las escrepas y los cargadores.

Dichas máquinas son auxiliadas por bulldozers, motoconformadoras, desgarradores, etc.

- b) Máquinas de cangilones múltiples de funcionamiento continuo. Estas máquinas se caracterizan por la actividad de un conjunto de cangilones que funcionan simultáneamente, unos excavando y cargando otros. En esta categoría están consideradas las excavadoras de cangilones, las ruedas de palas, las zanjadoras y las cargadoras de cangilones.

De acuerdo a la obra, el movimiento de tierras se realizará según los siguientes métodos:

Quando el movimiento de tierras es por debajo de la superficie del terreno de trabajo se emplearán las dragas, las palas y las excavadoras de cangilones.

Si el movimiento es por encima de la superficie de trabajo se emplearán las palas, las excavadoras y las ruedas de palas.

Quando un movimiento de tierras es sensiblemente al nivel de la superficie de trabajo se utilizan las palas niveladoras, las escarpas, los cargadores, los bulldozers y las motoconformadoras.

El movimiento de tierras en pozos o en excavaciones verticales se realiza a través de las dragas con cuchara de almeja.

Quando se realice algún trabajo en una zanja se deberá utilizar la pala excavadora o la zanjadora.

II.14.1 Descripción de las máquinas de un solo cangilón.

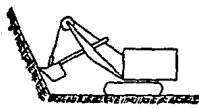
II.14.1.1 Pala mecánica de excavación frontal.

Los trabajos en los cuales frecuentemente se emplea la pala mecánica frontal están ilustrados en la Figura II-131.

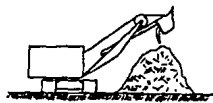
Debido a que la pala tiene que cavar en una superficie vertical, la cual es llamada frente de ataque, dicho ataque será proporcionado por la misma pala. Para tal efecto se tiene las dos condiciones siguientes:

- 1.- El material por excavarse debe encontrarse en un banco o talud que se yergue sobre la superficie del terreno por donde podrá aproximarse la pala a la zona de trabajo, de tal modo que el área de excavación se encuentre en condiciones para que la pala realice sus funciones.
- 2.- La pala deberá aproximarse al frente de excavación desde un punto más elevado, como cuando inicia destapando roca o excavando hacia abajo para realizar la formación de un pozo y un frente de excavación.

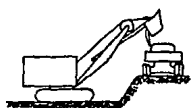
En la Figura II-132 son ilustradas las condiciones mencionadas.



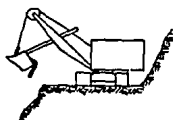
EXCAVACION DE PENDIENTES.



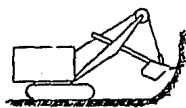
VACIADO EN UN VERTEDERO.



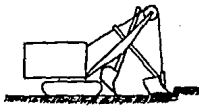
CARGA DE VEHICULOS DE TRANSPORTE EN LA CIMA DE UN TALUD.



MANERA DE ARROJAR MATERIALES POR EL LADO



EXCAVACION DE UN TALUD.



EXCAVACION A LO LARGO DE UN PLANO HORIZONTAL.

Figura II-131 Actividades usuales de las palas mecánicas.

Para realizar el ataque la pala mecánica puede ser colocada de varias formas, pero estas no son más que modificaciones de las dos posiciones básicas: El ataque frontal y el de posición en paralelo.

Un frente de ataque frontal es cuando se realiza la excavación más o menos a un ángulo recto (Fig. II-133).

Cuando se adopta esta posición las orugas o ruedas deben formar un ángulo recto con respecto al frente de ataque, ya que de esta forma la pala puede conservarse en esa posición durante un tiempo más largo, siendo esa posición la más óptima para la excavación.

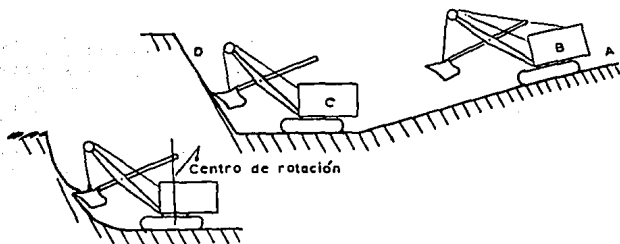


Figura II-132 Condiciones de ataque para las palas mecánicas.

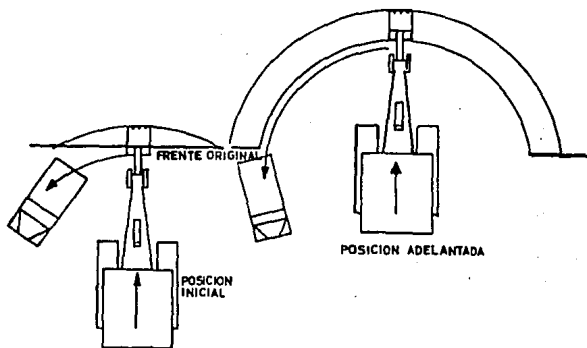


Figura II-133 Pala mecánica excavando frontalmente

Como se observa en la Figura II-133, este método de ataque se efectúa directamente en el frente de excavación y se desplaza hacia adelante hasta que se excava un semicírculo.

El trabajo de excavación mediante la pala frontal se realiza hasta el nivel del terreno para evitar así volver a realizar trabajos de limpieza y emparejamiento.

En la Figura II-134 la pala debe iniciar la excavación en la posición E, de la cual avanzará hasta la posición F y así sucesivamente a través de las posiciones que se señalan a lo largo de las rectas G, H, etc. Posteriormente la pala se colocará sobre las líneas L, K y J.

Con la última posición que se indica la pala podrá excavar hasta la línea punteada que se muestra en la Figura II-134, en la segunda posición de la pala esta trabajará sobre las líneas L, K y J, y con ello los camiones se colocarán sobre las líneas H, G y F.

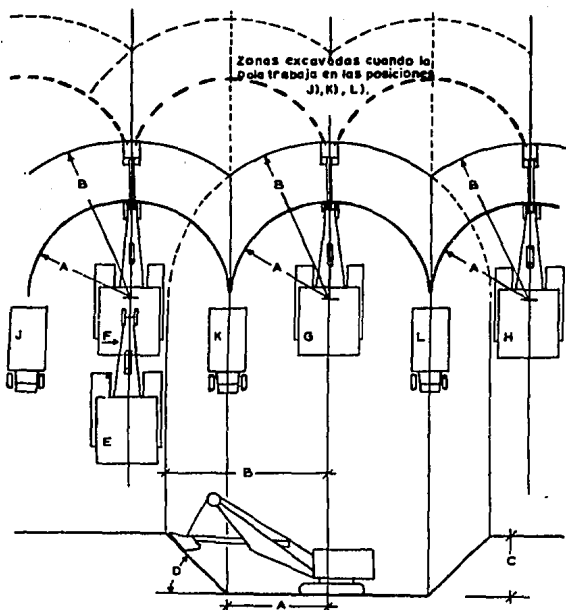


Figura II-134 Procedimiento de excavación mediante una pala mecánica.

En la Figura anterior:

A = Corte al nivel del terreno, definido por el radio.

B = Radio de la excavación.

C = Altura del frente de ataque.

D = Angulo de reposo del material por excavar.

E = Ubicación inicial de la pala.

F = Ubicación de la pala antes de realizar algún movimiento.

G y H = Cortes dos y tres; ubicación de la pala en las últimas posiciones.

J, K y L = Ubicación de los vehículos de acarreo; palas en F, G y H. Posteriormente, la pala trabajará a lo largo de las líneas. Cuando la pala se ubique sobre las líneas J, K y L, los vehículos de acarreo se colocarán sobre las líneas F, G y H.

En el método de posición en paralelo la pala se coloca de tal manera que esté paralela al frente de trabajo y se desempeñe a todo lo largo de la superficie excavada. También los vehículos deberán desplazarse más o menos en forma paralela a la superficie atacada (Fig II-135).

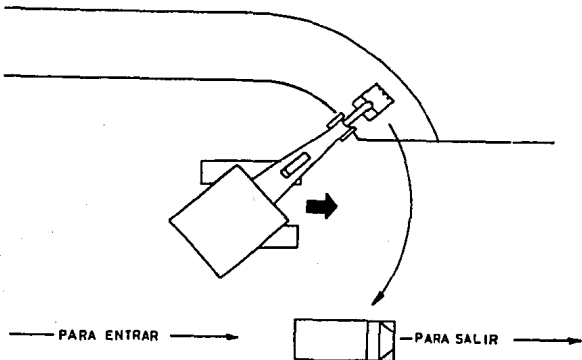


Figura II-135 Pala mecánica excavando en forma paralela.

Este método es el más conveniente para las operaciones en ban-
cos de materiales que se realizan a los lados de los caminos.

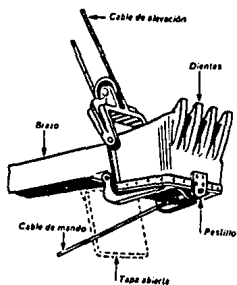
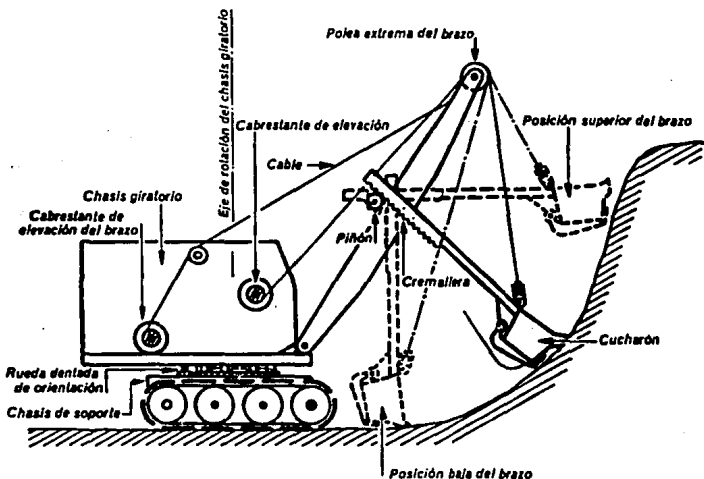
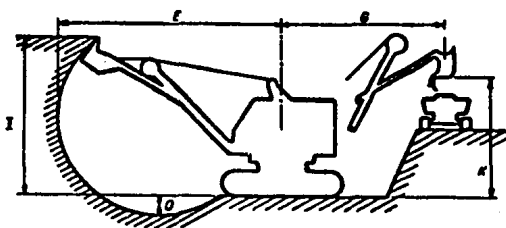


Figura II-136 Pala mecánica de excavación frontal.



E = Radio máximo de excavación.

I = Altura máxima de ataque.

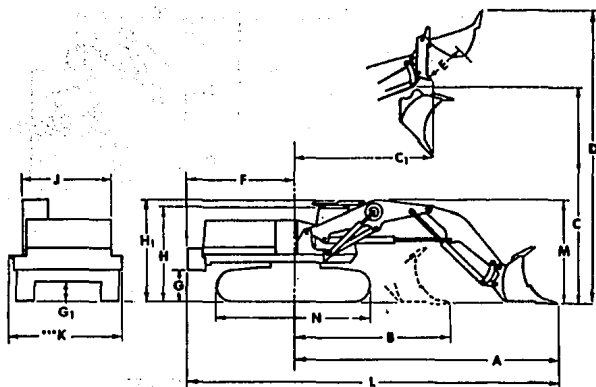
G = Radio máximo de descarga.

K = Altura máxima de descarga.

O = Profundidad de excavación.

Marcas	Tipo	Capacidad (m³)	Potencia (CV)	Peso (t)	E (m)	I (m)	G (m)	K (m)	O (m)
Nord-Est	E 300	0,300	30	11	5,30	5,00	4,90	3,50	0,40
Bondy	P 4	0,400	45	15	5,70	5,00	5,00	3,55	0,50
Pinguely	TR 60	0,600	60	25	7,00	6,50	6,00	4,80	—
Bondy	P 10	1,000	100	43	8,50	8,50	7,70	5,10	1,50
P. y H.	655 B	1,150	120	41	9,90	10,05	8,80	7,20	—
Link Belt	K 570	1,720	175	61,5	11,15	10,60	9,30	7,15	2,45
Marion	93 M	1,910	125	69,4	11,75	11,30	10,35	7,80	3,00
P. y H.	1 055	2,300	240	75	11,75	11,40	10,40	8,00	—
Bucyrus	110 B	3,500	450	145	15,10	10,50	11,75	7,10	—
Bucyrus	120 B	3,820	530	154	14,00	10,00	12,20	6,70	2,90
Bucyrus	150 B	5,350	630	190	14,90	11,55	12,80	7,40	—

Tabla II-31 Gama de alcance de palas excavadoras frontales de distintas marcas.



PALA FRONTAL 235C

PALA FRONTAL 245B Serie II

	Desc. por el frente		Desc. por el fondo		Desc. por el frente		Desc. por el fondo	
Capacidad, colmado a ras	2,3 m ³ 1,8 m ³	3,0 yd ³ 2,5 yd ³	1,8 m ³ 1,5 m ³	2,38 yd ³ 1,8 yd ³	3,8 m ³ 3,4 m ³	5,0 yd ³ 4,4 yd ³	3,1 m ³ 2,8 m ³	4,0 yd ³ 3,8 yd ³
Ancho de corte	1099 mm	74,8"	1899 mm	74,8"	2350 mm	82,5"	2350 mm	82,5"
A Alcance máximo en pendiente	8,33 m	27'4"	8,13 m	26'8"	9,49 m	31'2"	9,37 m	30'9"
B Alcance mínimo en pendiente	4,95 m	16'3"	4,75 m	15'7"	5,58 m	18'4"	5,48 m	17'11"
C Altura máxima de descarga	5,03 m	16'8"	6,20 m	20'4"	5,638 m	18'6"	6,985 m	22'11"
C' Alcance a la altura máxima de descarga	5,28 m	17'3"	4,75 m	15'7"	6,30 m	20'8"	5,715 m	18'9"
Altura de descarga para cargar camiones**	3,81 m	12'6"	3,81 m	12'6"	5,03 m	16'8"	5,03 m	16'6"
Alcance a la altura de descarga para cargar camiones**	5,94 m	19'6"	6,53 m	21'5"	6,58 m	21'7"	7,19 m	23'7"
D Altura máxima	9,17 m	30'1"	9,14 m	30'0"	10,29 m	33'9"	10,414 m	34'2"
E Abertura máx. de la garganta del cuch.	No es aplicable		1,24 m	4'1"	No es aplicable		1,448 m	4'9"
F Radio de giro trasero	3,30 m	10'10"	3,30 m	10'10"	3,610 m	12'6"	3,610 m	12'8"
G Despejo sobre el suelo — con contrapeso	1,143 m	3'9"	1,143 m	3'9"	1,067 m	3'6"	1,067 m	3'6"
G' Despejo sobre el suelo — del bastidor	559 mm	22"	559 mm	22"	762 mm	30"	762 mm	30"
H Altura de la cabina	3,404 m	11'2"	3,404 m	11'2"	3,607 m	11'10"	3,607 m	11'10"
H' Altura de cabina FOPS*	3,581 m	11'7"	3,531 m	11'7"	3,784 m	12'3"	3,784 m	12'3"
J Ancho de la superestructura	2,997 m	9'10"	2,997 m	9'10"	3,099 m	10'2"	3,099 m	10'2"
K Ancho para el transporte	3,607 m	11'10"	3,607 m	11'10"	3,708 m	12'2"***	3,708 m	12'2"***
L Longitud para el transporte	11,53 m	38'2"	11,43 m	37'6"	13,31 m	43'8"	13,18 m	43'3"
M Altura para el transporte	3,53 m	11'7"	3,53 m	11'7"	3,759 m	12'4"	3,759 m	12'4"
N Longitud del tren de rodaje	5,05 m	16'7"	5,05 m	16'7"	5,613 m	18'5"	5,613 m	18'5"

*Parte inferior del mecanismo del cucharón

**La 235C cargando un Camión Cal de 35 toneladas

La 245B Serie II cargando un Camión Cal de 50 toneladas

Cucharón de descarga por el frente a un ángulo de 45°

Cucharón de descarga por el fondo con pared vertical

***Ancho para el transporte con entrepa angosta,

zapatas de 610 mm (24") y pasarelas instaladas

Se reduce al ancho a 3,455 m (11'4") sin las

pasarelas ni el contrapeso

Cabina de protección contra objetos que caen

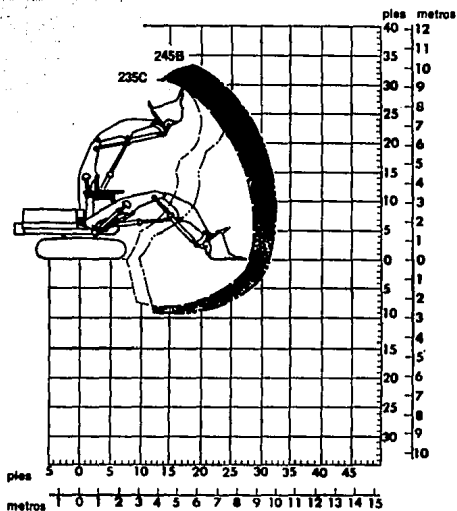
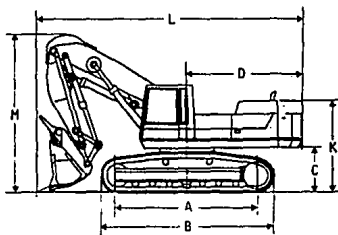
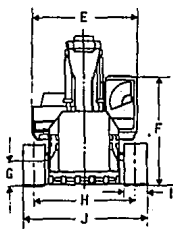


Tabla II-32 Límites y dimensiones de embarque de palas frontales Caterpillar.

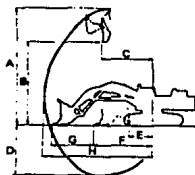


	A mm (ft.in)	B mm (ft.in)	C mm (ft.in)	D mm (ft.in)	E mm (ft.in)	F mm (ft.in)	G mm (ft.in)	H mm (ft.in)	I mm (in)	J mm (ft.in)	K mm (ft.in)	L mm (ft.in)	M mm (ft.in)
PC400-5	4020 (13'2")	5035 (16'6")	1315 (4'4")	3360 (11')	2960 (9'9")	3195 (10'6")	555 (1'10")	2740 (9')	600 (2'4")	3430 (10'6")	2695 (8'10")	8195 (26'11")	4400 (14'5")
PC400-5 CUSTOM	4500 (14'9")	5810 (19'1")	1535 (5')	4020 (13'2")	3280 (10'9")	3560 (11'8")	880 (2'9")	3300 (10'10")	610 (2'4")	3910 (12'10")	3540 (11'7")	9540 (31'4")	5070 (16'8")
**PC650-3	4500 (19'1")	5810 (19'1")	1515 (5')	4020 (13'2")	3280 (10'9")	3600 (11'10")	880 (2'11")	3300 (10'10")	610 (2'4")	3910 (12'10")	3555 (11'8")	9540 (31'4")	5050 (16'7")
PC1000-1	5030 (16'6")	6415 (21'1")	1585 (5'2")	4590 (15'1")	3590 (11'9")	3685 (12'1")	920 (3')	3900 (12'10")	710 (2'8")	4610 (15'2")	3685 (12'1")	10715 (35'2")	5770 (18'11")
PC1600-1	5780 (19')	7445 (24'5")	2015 (6'7")	5880 (19'4")	3940 (12'11")	6220 (20'5")	730 (12'3")	4350 (14'3")	810 (32")	5160 (16'11")	4470 (14'8")	13235 (43'5")	6750 (22'2")

■ Altura con cabina

■ Para Norte América

Tabla II-33 Límites de embarque de palas frontales Komatsu.



	A mm (ft.in)	B mm (ft.in)	C mm (ft.in)	D mm (ft.in)	E mm (ft.in)	F mm (ft.in)	G mm (ft.in)	H mm (ft.in)
PC400-5	9830 (32'3")	7170 (23'6")	4945 (16'3")	3055 (10')	-2850 (9'4")	4850 (15'11")	3430 (11'3")	8770 (28'9")
PC400-5 CUSTOM	10660 (35')	7690 (25'3")	5550 (18'3")	3450 (11'4")	3200 (10'6")	5520 (18'1")	3970 (13')	10000 (32'10")
PC650-5	10660 (35')	7690 (25'3")	5550 (18'3")	3450 (11'4")	3200 (10'6")	5520 (18'1")	3965 (13')	10135 (33'3")
**PC650-3	10660 (35')	7710 (25'4")	5550 (18'3")	3430 (11'3")	3200 (10'6")	5520 (18'1")	3965 (13')	10000 (32'10")
	10845 (35'7")		5590 (18'4")	3530 (11'7")	3335 (10'11")	5800 (19')	3970 (13')	10135 (33'3")
PC1000-1	12170 (39'11")	8780 (28'10")	6350 (20'10")	3910 (12'10")	3480 (11'5")	6125 (20'1")	4720 (15'6")	11380 (37'6")
PC1600-1	14110 (46'4")	10230 (33'7")	7140 (23'5")	4050 (13'3")	4340 (14'3")	7280 (23'11")	5220 (17'2")	13140 (43'1")

■ Para Norte América

Tabla II-34 Gama de alcance de palas frontales Komatsu.

II.14.1.2 Retroexcavadora.

Esta máquina se utiliza cuando se excava por debajo de la superficie del terreno. En esta máquina se combinan los efectos de excavación por tracción hacia adentro, característico de la draga de arrastre, con el del cucharón accionado a través de piezas rígidas comunes en las palas. Con la utilización de esta máquina los trabajos de excavación son más precisos.

Esta máquina se emplea bastante en la excavación de zanjas, -sotanos, cimientos y alojamiento de depósitos.

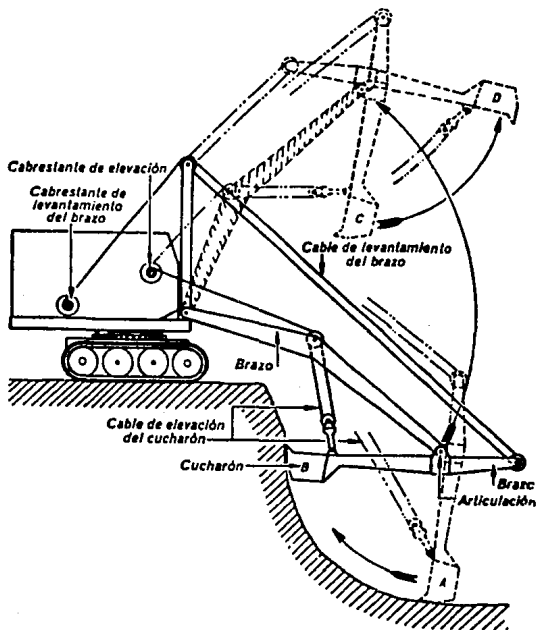
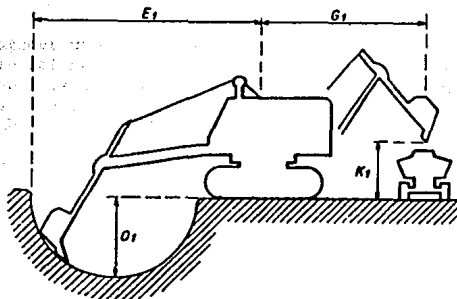


Figura II-137 Retroexcavadora.



E_1 = Radio máximo de excavación.

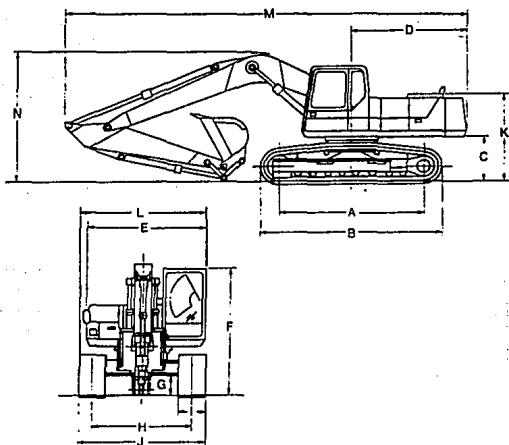
O_1 = Profundidad máxima de excavación.

G_1 = Radio máximo de descarga.

K_1 = Altura máxima de descarga.

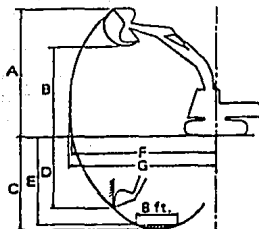
Marca	Tipo	Capacidad (litros)	E_1 (m)	O_1 (m)	G_1 (m)	K_1 (m)
Nord-Est	E 300	300	7,20	4,30	5,40	2,80
Bondy	P 4	400	8,00	4,50	5,60	4,45
Pinguely	TR 60	600	10,50	6,20	5,00	3,00
Bondy	P 10	1000	10,50	6,50	7,80	5,60
Pinguely	TO 110	1300	15,00	9,00	7,00	3,60
Marion	93 M	1900	12,50	8,00	10,00	6,50
Lima	1 250	2300	18,00	11,00	12,00	9,00

Tabla II-35 Gama de alcance de retroexcavadoras de distintas marcas.



	A mm (ft. in.)	B mm (ft. in.)	C mm (ft. in.)	D mm (ft. in.)	E mm (ft. in.)	F mm (ft. in.)	G mm (ft. in.)	H mm (ft. in.)	I mm (ft. in.)	J mm (ft. in.)	K mm (ft. in.)	L mm (ft. in.)	M mm (ft. in.)	N mm (ft. in.)
PC60-6	2050 (6'9")	2645 (8'10")	785 (2'7")	1745 (5'9")	2255 (7'5")	2395 (8'6")	360 (1'2")	1700 (5'7")	450 (1'6")	2150 (7'1")	1665 (5'6")	2390 (7'8")	6120 (20'1")	2600 (8'6")
PC60-6 CUSTOM													6150 (20'2")	2525 (8'3")
PC90-1	2480 (8'2")	3145 (10'4")	825 (2'8")	1800 (5'11")	2255 (7'5")	2640 (8'8")	400 (1'4")	1850 (6'1")	480 (1'9")	2330 (7'8")	1725 (5'8")	2380 (7'8")	5555 (18'3")	2705 (8'11")
PC100-5	2575 (8'5")	3300 (10'10")	850 (2'9")	2045 (6'9")	2445 (8')	2690 (8'10")	400 (1'4")	1960 (6'5")	500 (1'6")	2460 (8'1")	1830 (6')	2480 (8'1")	7125 (23'5")	2850 (9'4")
PC100-5 CUSTOM													7060 (23'2")	2820 (9'3")
PC100L-5	2910 (9'7")	3810 (12'6")	1120 (3'8")	2045 (6'9")	2445 (8')	2960 (9'9")	560 (1'10")	1970 (6'6")	800 (2'6")	2770 (9'1")	2100 (6'11")	2770 (9'1")	7085 (23'3")	2335 (7'8")
PC100L-5 CUSTOM													7125 (23'5")	2875 (9'5")
PC120-5	2750 (9)	3475 (11'5")	850 (2'9")	2045 (6'9")	2445 (8')	2690 (8'10")	400 (1'4")	1960 (6'5")	500 (1'6")	2460 (8'1")	1830 (6')	2750 (9)	7545 (24'8")	2860 (9'5")
PC120-5 CUSTOM													7550 (24'9")	2885 (9'6")
PC120L-5	2750 (9)	3475 (11'5")	860 (2'10")	2210 (7'3")	2445 (8')	2690 (8'10")	400 (1'4")	1960 (6'5")	500 (1'6")	2460 (8'1")	1985 (6'6")	2750 (9)	7690 (25'3")	2865 (9'5")
PC120L-5 CUSTOM													7690 (25'3")	2860 (9'5")

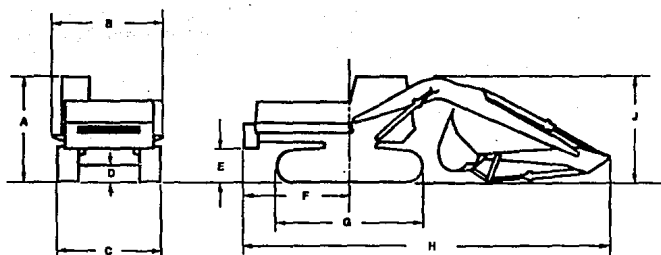
Tabla II-36 Límites y dimensiones de embarque de retroexcavadoras Komatsu.



	A mm (ft.in)	B mm (ft.in)	C mm (ft.in)	D mm (ft.in)	E mm (ft.in)	F mm (ft.in)	G mm (ft.in)
PC60-6 CUSTOM	6960 (22'10")	4850 (15'11")	4100 (13'5")	3495 (11'6")	3775 (12'5")	6305 (20'8")	6440 (21'2")
	* 7235 (23'9")	* 5095 (16'9")	* 3615 (11'10")	* 3270 (10'9")	* 3335 (10'10")		
	7120 (23'4")	5030 (16'6")	4600 (15'1")	3805 (12'6")	4305 (14'1")	6715 (22'2")	6840 (22'5")
	* 7450 (24'5")	* 5325 (17'6")	* 4115 (13'6")	* 3665 (12")	* 3880 (12'7")		
PC90-1	7535 (24'9")	5315 (17'5")	4635 (15'2")	3845 (12'7")	4340 (14'3")	6965 (22'10")	7095 (23'3")
	7955 (26'1")	5715 (18'9")	5135 (16'10")	4580 (15")	4850 (16")	7480 (24'7")	7605 (24'11")
PC100-5 CUSTOM	7625 (25")	5375 (17'8")	4755 (15'7")	4130 (13'7")	4500 (14'9")	7305 (24")	7445 (24'5")
	7780 (25'6")	5530 (18'2")	5060 (16'7")	4500 (14'9")	4830 (15'10")	7590 (24'11")	7720 (25'4")
	7940 (26'1")	5710 (18'9")	5480 (18")	4740 (15'7")	5350 (17'7")	8020 (26'4")	8145 (26'9")
PC100L-5 CUSTOM	7895 (25'11")	5645 (18'6")	4485 (14'9")	3860 (12'8")	4225 (13'10")	7250 (23'9")	7445 (24'5")
	8050 (26'5")	5800 (19")	4820 (15'10")	4230 (13'11")	4560 (15")	7530 (24'8")	7720 (25'4")
	8210 (26'11")	5980 (19'7")	5210 (17'1")	4470 (14'8")	4950 (16'3")	7970 (26'2")	8145 (26'9")
PC120-5 CUSTOM	8210 (26'11")	5785 (19")	5120 (16'10")	4480 (14'8")	4885 (16")	7790 (25'7")	7920 (26")
	8460 (27'9")	6030 (19'9")	5520 (18'1")	4940 (16'2")	5315 (17'5")	8170 (26'10")	8290 (27'2")
	8820 (28'11")	6380 (20'11")	6000 (19'9")	5400 (17'9")	5840 (19'2")	8670 (28'5")	8780 (28'10")
PC120-5 MIGHTY	8460 (27'9")	6030 (19'9")	5520 (18'1")	4940 (16'2")	5315 (17'5")	8170 (26'10")	8290 (27'2")

* Cuando el radio de giro es pequeño

Tabla II-37 Gama de alcance de retroexcavadoras Komatsu.



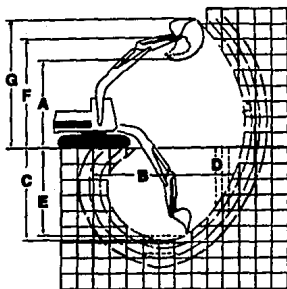
	215D LC		219D		219D LC	
A	3,100 m	10'2"	3,120 m	10'3"	3,120 m	10'3"
B	2,44 m	8'0"	2,730 m	8'11"	2,730 m	8'11"
C	2,420 m	7'11"	2,730 m	8'11"	2,730 m	8'11"
D	460 mm	18,5"	380 mm	15"	380 mm	15"
E	1,060 m	41,7"	1,080 m	42,5"	1,080 m	42,5"
F	2,680 m	8'7"	2,680 m	8'7"	2,620 m	8'7"
G	4,140 m	13'7"	3,810 m	12'6"	4,420 m	14'6"
H	9,000 m	29'6"	9,410 m	30'10"	9,410 m	30'10"
J	3,200 m	10'6"	3,120 m	10'3"	3,120 m	10'3"

Nota: La 219D y 219D LC se ofrecen con entreje estándar, variable y ancho en ciertas zonas. El ancho del tren de rodaje variable es de 2430 mm (8'0") y el del tren de rodaje ancho es de 2990 mm (9'10").

	225D		225D LC		231D		231D LC	
A	3,180 m	10'5"	3,180 m	10'5"	3,380 m	11'1"	3,380 m	11'1"
B	3,050 m	10'0"	3,050 m	10'0"	3,050 m	10'0"	3,050 m	10'0"
C	2,990 m	9'10"	2,990 m	9'10"	3,450 m	11'4"	3,450 m	11'4"
D	375 mm	14,8"	375 mm	14,8"	580 mm	22,7"	580 mm	22,7"
E	1,040 m	41"	1,040 m	41"	1,240 m	48"	1,250 m	49"
F	2,910 m	9'7"	2,910 m	9'7"	3,085 m	10'2"	3,000 m	9'10"
G	3,810 m	12'6"	4,420 m	14'6"	4,520 m	14'10"	5,230 m	17'2"
H	9,940 m	32'7"	9,940 m	32'7"	10,830 m	35'6"	10,830 m	35'6"
J	3,230 m	10'7"	3,230 m	10'7"	3,450 m	11'4"	3,450 m	11'4"

Nota: La 231D se ofrece con entreje estándar o angosta en ciertas zonas. El ancho del tren de rodaje con entreje angosta es de 2998 mm (9'10").

Tabla II-38 Dimensiones de embarque de retroexcavadoras Caterpillar.



Pluma de una pieza
Límites de excavación

- Zapatas estándar y tren de rodaje
- Cucharón para excavación

CLAVE:

- A** Altura máxima de carga del cucharón con dientes.
- B** Alcance máximo a nivel del suelo.
- C** Profundidad máxima de excavación.
- D** Excavación vertical máxima.
- E** Profundidad máxima de excavación con fondo plano de 244 mm (8").
- F** Altura máxima del pasador de articulación del cucharón.
- G** Altura máxima de los dientes del cucharón en la cima del arco.

215D LC

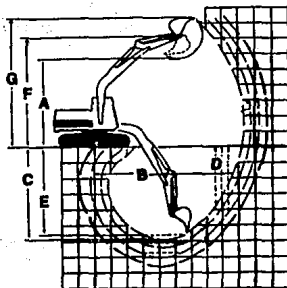
Brazo	1900 mm 5'11"		2200 mm 7'3"		2800 mm 9'2"	
	m	pies	m	pies	m	pies
A	5,58	18'4"	5,50	18'4"	5,84	19'2"
B	8,37	27'6"	8,87	29'0"	9,23	30'3"
C	5,21	17'1"	5,81	18'9"	6,21	20'5"
D	3,40	11'2"	3,44	11'3"	3,94	12'11"
E	4,96	16'3"	5,36	17'7"	6,01	19'8"
F	6,94	22'8"	6,84	22'6"	7,19	23'7"
G	8,01	26'3"	7,94	26'1"	8,19	26'10"

219D, 219D LC con Pluma de Uso General

Brazo	1900 mm 5'11"		2200 mm 7'3"		2800 mm 9'2"		3400 mm 11'2"		4000 mm 13'1"	
	m	pies	m	pies	m	pies	m	pies	m	pies
A	8,94	29'0"	7,06	23'3"	7,51	24'6"	7,93	26'0"	8,34	27'4"
B	8,65	28'0"	9,17	30'1"	9,75	32'0"	10,33	33'11"	10,91	35'10"
C	4,53	14'10"	4,93	16'2"	5,53	18'2"	6,13	20'1"	6,73	22'1"
D	3,55	11'8"	4,08	13'5"	4,60	15'1"	5,12	16'9"	5,74	18'8"
E	4,28	14'1"	4,71	15'6"	5,35	17'6"	5,97	19'7"	6,59	21'7"
F	8,30	27'3"	8,44	27'8"	8,86	29'1"	9,28	30'6"	9,89	31'10"
G	9,57	31'5"	9,69	31'9"	10,10	33'2"	10,51	34'6"	10,88	35'1"

219D, 219D LC con para Aplicaciones Especiales

Brazo	1900 mm 5'11"		2200 mm 7'3"		2500 mm 8'2"		2800 mm 9'2"	
	m	ft	m	ft	m	ft	m	ft
A	5,82	19'0"	5,82	19'0"	5,74	18'10"	5,87	19'3"
B	8,37	27'6"	8,66	28'5"	8,94	29'4"	9,23	30'3"
C	5,19	17'0"	5,59	18'4"	5,89	19'4"	6,19	20'4"
D	3,37	11'1"	3,41	11'2"	3,60	11'10"	3,91	12'10"
E	4,93	16'2"	5,34	17'6"	5,67	18'7"	5,99	19'8"
F	6,97	22'10"	6,97	22'10"	7,09	23'3"	7,22	23'8"
G	8,03	26'4"	7,96	26'2"	8,06	26'6"	8,21	26'11"



**Pluma de una pieza
Límites de excavación**

- Zapatas estándar y tren de rodaje
- Cucharón para excavación

CLAVE:

- A** Altura máxima de carga del cucharón con dientes.
- B** Alcance máximo a nivel del suelo.
- C** Profundidad máxima de excavación.
- D** Excavación vertical máxima.
- E** Profundidad máxima de excavación con fondo plano de 2,44 m (8').
- F** Altura máxima del pañador de articulación del cucharón.
- G** Altura máxima a los dientes del cucharón en la cima del arco.

225D, 225D LC

231D para Exc. en Gran Volumen

Brazo	1980 mm 6'6"		2440 mm 8'0"		3080 mm 10'0"		2300 mm 7'11"		2980 mm 9'8"	
	m	pies	m	pies	m	pies	m	pies	m	pies
A	5,83	19'2"	5,81	19'1"	6,03	19'9"	6,29	20'8"	6,52	21'6"
B	9,23	30'4"	9,57	31'6"	10,13	33'3"	9,67	31'9"	10,22	33'7"
C	5,95	19'6"	6,40	21'0"	7,01	23'0"	6,07	19'11"	6,67	21'11"
D	3,20	10'6"	3,28	10'9"	3,53	11'7"	4,19	13'0"	5,02	16'6"
E	6,71	18'9"	6,17	20'3"	6,81	22'4"	5,85	19'2"	6,48	21'3"
F	7,36	24'3"	7,36	24'2"	7,57	24'10"	8,02	26'4"	8,25	27'1"
G	6,47	21'6"	6,38	21'6"	6,54	21'6"	6,49	21'1"	6,78	22'0"

231D, 231D LC Uso General

Brazo	2900 mm 9'6"		3500 mm 11'6"	
	m	pies	m	pies
A	7,16	23'6"	7,40	24'3"
B	10,64	34'11"	11,20	36'9"
C	6,94	22'9"	7,54	24'9"
D	5,29	17'4"	6,13	20'1"
E	6,76	22'2"	7,37	24'2"
F	8,73	28'8"	8,97	29'5"
G	10,06	33'1"	10,35	33'11"

Tabla II-39 Gama de alcance de retroexcavadoras Caterpillar.

II.14.1.3 Pala niveladora.

En los trabajos de nivelación se pueden emplear las palas niveladoras (Fig. II-138). El brazo es mantenido en posición horizontal tal, que es la de trabajo, y el cucharón se desliza sobre él arrastrado por un cable y un cabrestante.

En nuestro continente los trabajos de nivelación los realizan las escarpas o bulldozers.

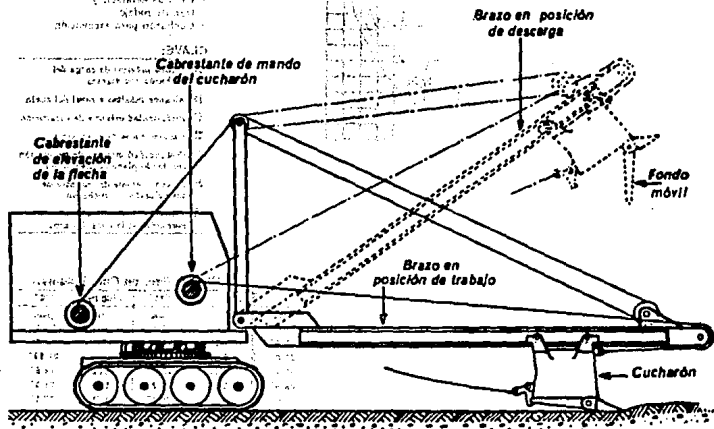
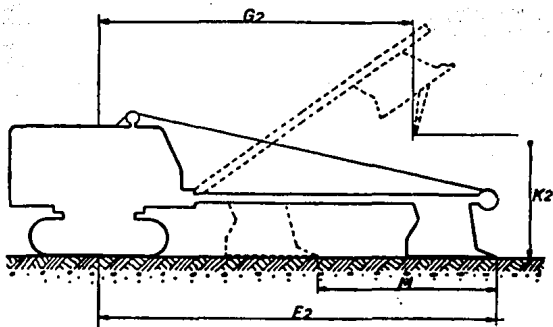


Figura II-138 Pala niveladora.

Marca	Tipo	Capacidad (m ³)	E ₂ (m)	G ₂ (m)	K ₂ (m)	M (m)
Nord-Est	E 300	0,300	5,60	4,10	2,80	2,85
Bondy	P 4	0,400	6,45	3,80	4,10	3,65
Pinguely	TR 80	0,800	9,50	7,10	4,50	5,50
Bondy	P 10	1	9,00	6,00	6,00	4,70



E2 = Radio máximo de excavación. K2 = Altura máxima de descarga.
G2 = Radio máximo de descarga. M = Carrera del cucharón.

Tabla II-40 Gama de alcance de palas niveladoras de distintas marcas.

II.14.1.4 Gradall.

Este tipo de maquinaria tiene articulado el cucharón en un brazo telescópico (Fig. II-139). Debido al gran alcance del brazo y a las múltiples orientaciones del cucharón esta máquina se puede emplear en una gran variedad de trabajos.

Dichos trabajos son los siguientes:

- 1.- Construcción de trincheras o zanjas (Fig. II-140).
- 2.- Limpieza superficial (Fig. II-141).
- 3.- Rectificación de taludes (Fig. II-142).
- 4.- Rellenos (Fig. II-143).
- 5.- Revestimiento de taludes con pequeñas piedras (Fig. II-144).
- 6.- Colocación de concreto (Fig. II-145).
- 7.- Realización de distintos movimientos de materiales (Fig. II-146).

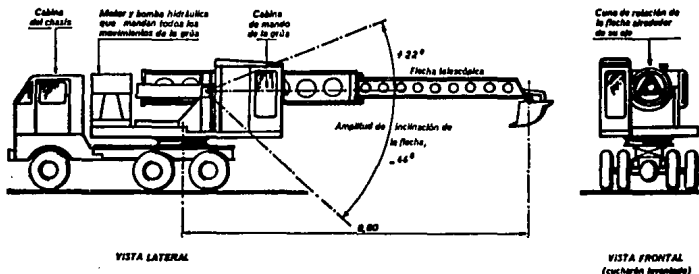
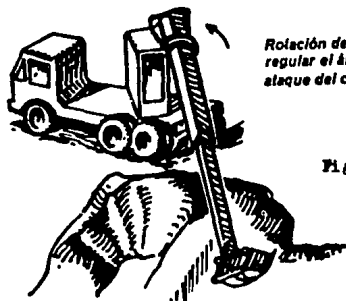
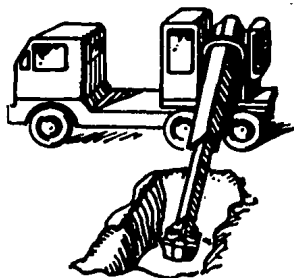


Figura II-139 Gradall instalada sobre un camión.

Figura II-140 Cimentación de un muro.



Rotación del brazo para regular el ángulo de ataque del cucharón

Figura II-141 Limpieza superficial.

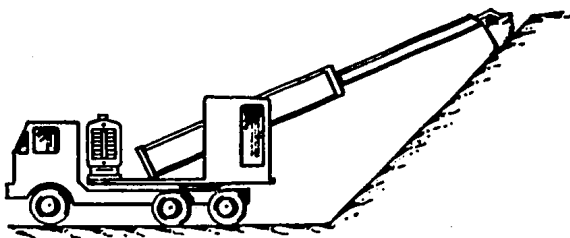


Figura II-142 Rectificación de taludes.

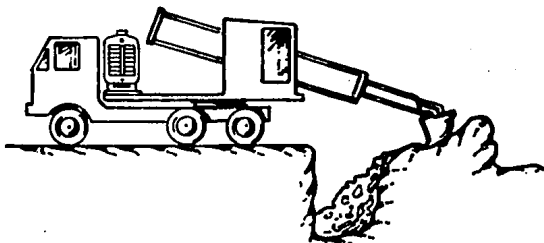


Figura II-143 Realización de rellenos.

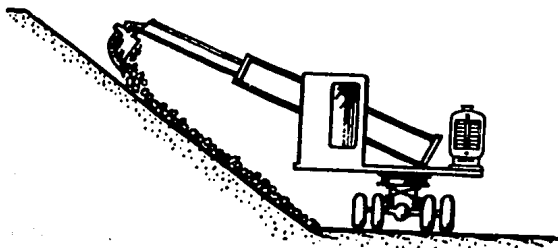


Figura II-144 Revestimiento de taludes mediante piedras pequeñas.

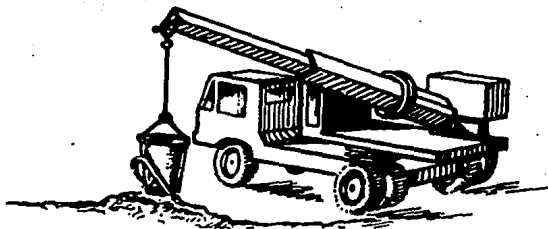


Figura II-145 Colocación de concreto.

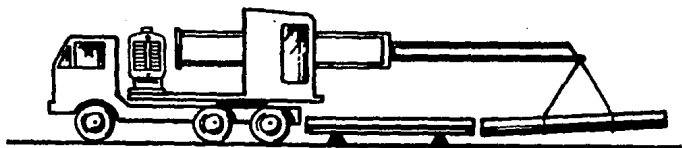


Figura II-146 Realización de diversas maniobras.

II.14.1.5 Dragas de arrastre.

Actualmente las dragas están siendo desplazadas poco a poco por la utilización de grandes retroexcavadoras, ya que la draga tiene poca movilidad y presenta grandes dificultades en su transportación, por causa de dichas características el costo de las dragas respecto a las retroexcavadoras de grandes dimensiones es mayor, sin embargo deben conocerse los trabajos que la draga puede realizar.

Las dragas de arrastre son especialmente interesantes en la extracción de yacimientos de grava y arena, en canteras de balasto, para la nivelación de terrenos vírgenes y para la descubierta de minas y canteras de cierta importancia; en dichos trabajos la draga solo puede extraer materiales blandos o rocas disgregadas.

Este tipo de maquinaria tiene la ventaja de excavar a distancias superiores a las que pueden alcanzar las palas y las retroex-

cavadoras pequeñas y de depositar el material excavado en radios de acción y alturas considerables, pero perjudicando a la precisión.

Esta máquina tiene un amplio campo de trabajo. Puede excavar a varios metros bajo su superficie de apoyo o sobre el mismo.

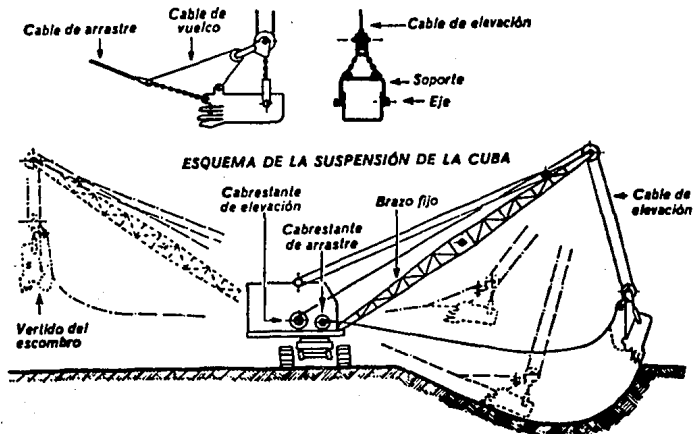
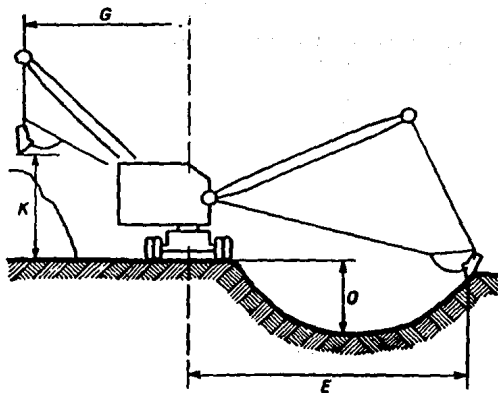


Figura LL-147 Dragas de arrastre.

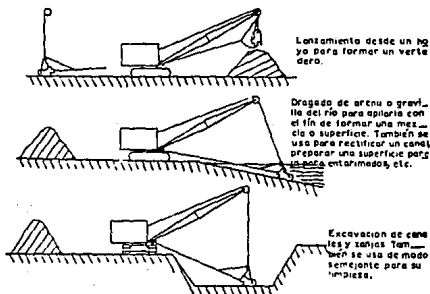
Marca	Tipo	Capacidad de la cuchara (m ³)	Longitud del brazo (m)	E (m)	G (m)	O (m)	K (m)
Nord-Est	E 300	0,300	8,00	9,50	6,65	3,75	3,65
Pinguely	TR 60	0,500	16,00	12,00	11,00	4,00	6,20
Bondy	P 10	0,700	15,00	17,50	14,50	6,00	10,50
P. y H.	655 B	1,150	13,70	17,80	13,90	6,30	6,45
Marion	93 M	1,910	18,30	20,00	16,75	7,70	8,15
P. y H.	1 055	2,300	21,30	25,80	20,30	12,00	9,75
Bucyrus	110 B	3,500	24,00	18,00	23,00	14,00	7,62
Bucyrus	150 B	5,350	30,50	28,00	30,80	22,00	15,50
Lima	2 400	5,350	45,00	51,00	41,00	47,00	20,00
Bucyrus	190 B	6,000	30,00	33,00	29,00	22,50	10,00



E = Radio máximo de excavación. O = Profundidad de excavación.
 G = Radio máximo de descarga. K = Altura de descarga.

Tabla II-41 Gama de alcance de dragas de arrastre de distintas marcas.

La draga de arrastre se emplea en la formación de vertederos, para el dragado de arena y grava de río, para rectificar canales, para excavar sótanos y yacimientos, etc. (Fig. II-148).



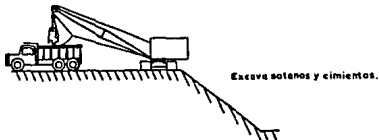
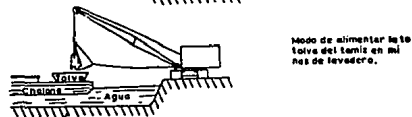
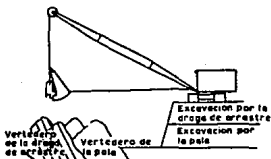
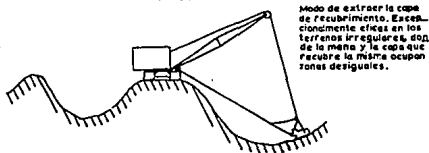
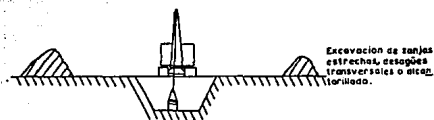


Figura II-148 Actividades apropiadas para las dragas de arrastre.

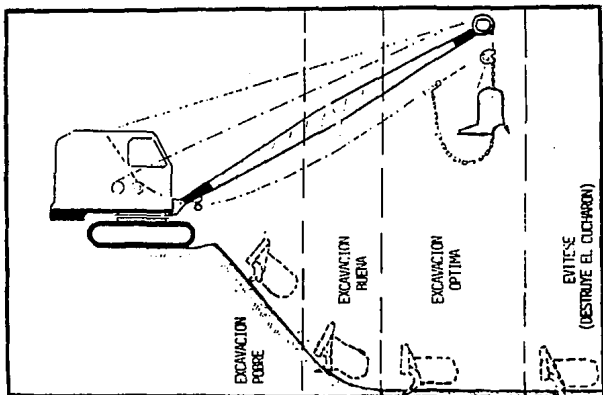


Figura II-149 Zonas de excavación de las dragas de arrastre.

II.14.1.6 Draga con cucharón de almeja.

La almeja es un tipo de cucharón de gran utilidad para realizar movimientos de tierras en los cuales se tengan problemas de poco espacio para las maniobras, con este dispositivo se pueden alcanzar profundidades de excavación mayores que empleando cualquier otro. Su aplicación es en trabajos de excavación de pozos, zanjas para cimentaciones tradicionales, excavaciones abiertas, etc.

Los cucharones de almeja en el mercado pueden encontrarse en tres diferentes tipos:

- 1.- Pesados: Para excavaciones de material fijo.
- 2.- Medianos: Para trabajos generales.
- 3.- Ligeros: Para manejo de materiales ligeros.

Algunos cucharones pueden utilizar dientes, los cuales pueden quitarse. Los dientes se emplean en excavaciones de material muy compacto.

La variante del cucharón de almeja que es el más indicado para trabajos en terrenos rocosos, es el llamado cucharón de gajos,

cuando este se encuentra cerrado tiene forma semiesférica; cuando se abre toma una forma parecida, supuestamente, a gajos de naranja de donde se adquiere el nombre con el cual se les conoce. Realmente, se parecen a escudos triangulares, de superficies esféricas, - cuyas puntas actúan a manera de garras. Este se emplea para cargar rocas sueltas y para trabajar en suelos de arcillas compactas.

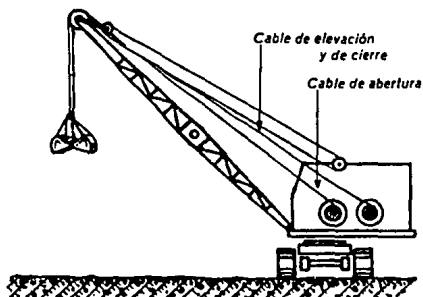


Figura II-150 Dragas con cucharón de almeja.

El cucharón de garras es otra variante del de gajos, dichas garras tienen una gran potencia de arrastre y elevación.

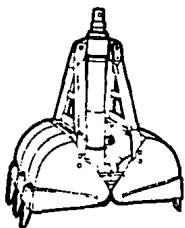
El funcionamiento de cada uno de los brazos de este cucharón es el de una mano dúctil, que cuando se contrae se detiene al momento de sentir una fuerza de resistencia. Este dispositivo se utiliza para transportar materiales pesados de gran volumen e irregular forma.

El cucharón piel de naranja es otra variante del de gajos, esta formada por cinco brazos o garras con mando neumático. Su utilización está limitada a actividades que requieran pequeños desplazamientos del cucharón entre zonas de carga y descarga. Entre dichas actividades se encontrarán las perforaciones de pozos de minas, movimiento y acarreo de chatarra de oxicoque y cuerpos irregulares, etc.

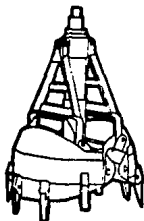
Otro sistema es el conocido como almeja guiada, este consiste en la integración de un cable de maniobras cuyo objetivo es el de evitar que la almeja gire en el aire.

El cable podrá quedarse sujeto en una corredera de la pluma y comúnmente está sujeto a dos esquinas del cucharón a través de ca-

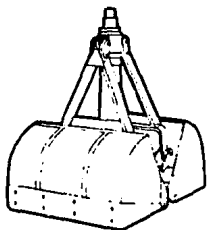
denas. Un hombre puede aplicar la fuerza de tensión necesaria para la correcta colocación del cucharón, esto es, en diversos casos se coloca a un hombre fuera de la máquina con el objeto de guiar al cucharón, para con ello obtener una mayor precisión. Hoy en día dicho procedimiento se simplifica a través de un moderno sistema que es controlado directamente por el operador de la draga.



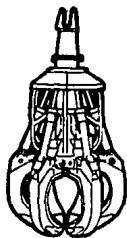
Para excavaciones y terraplenados (rectangulares).



Para excavación de hoyos redondos.



Para recogida de materia.
Se le pueden montar dientes para excavación.



Para piedra, consta de 6 garras *

NOTA: Existen en el mercado gran variedad de tamaños en todos los tipos de bivalvas.

* Este equipo está provisto de gatos independientes en cada una de las garras.

Figura II-151 Almejas o bivalvas.

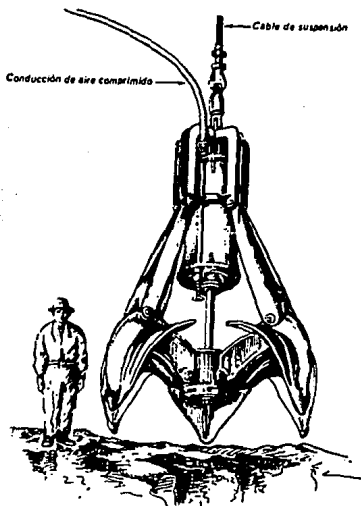


Figura II-152 Cucharón piel de naranja.

II.14.1.7 Excavadora tipo cable vía.

Dicho nombre es un término general que considera a cualquier máquina que sea operada por un cable que utiliza un cucharón para excavar, desplazándose entre dos estructuras con estabilidad propia o móviles.

Se emplean torres viajeras en los dos lados en las construcciones de bordos y similares trabajos, en cortes que tienen que ser paralelos y no radiales. En este tipo de obras las torres principal y secundaria se mueven simultáneamente (Fig. II-153). Estas excavadoras son conocidas con el nombre de dragas Sauerman.

También pueden utilizarse en lugares fijos a través de ríos o graveras para realizar la extracción de los materiales depositados para su utilización como materiales de concreto, por ejemplo: sobre la orilla y detrás de silos para materiales, se coloca un poste fijo venteado hacia atrás y en el otro lado de la zona excavada se coloca una estructura fija de pequeñas dimensiones (Fig. II-154)

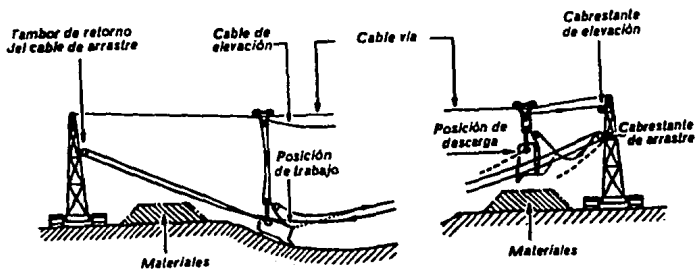


Figura II-153 Excavadora cable vía móvil.

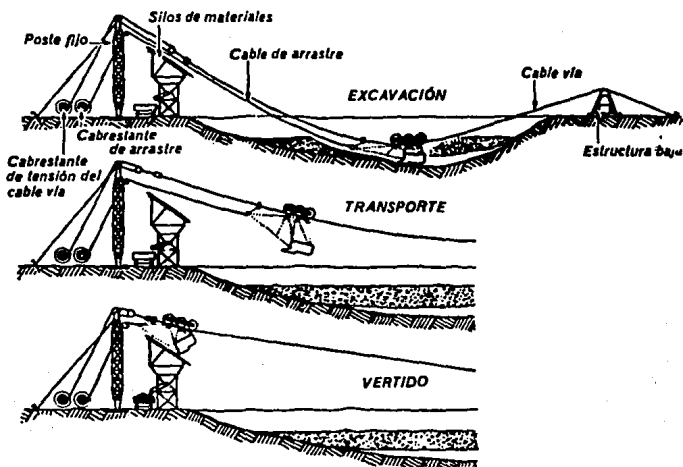


Figura II-154 Excavadora cable vía fija.

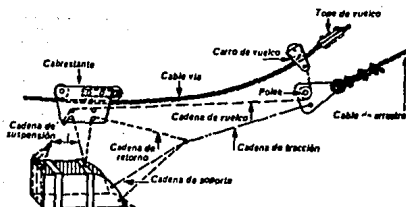


Figura II-155 Dispositivo de vuelco del cucharón.

II.14.1.8 Tractores sobre orugas.

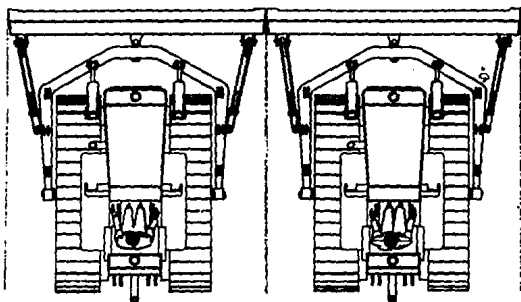
Este tipo de máquinas también son conocidas como bulldozers. Estos realizan rápidas nivelaciones en terrenos de poca extensión, ya que tiene una facilidad para remover y empujar las tierras en distintas direcciones con mayor rapidez que otras máquinas no tienen.

En grandes nivelaciones se recomienda que se utilicen las motoescrepas.

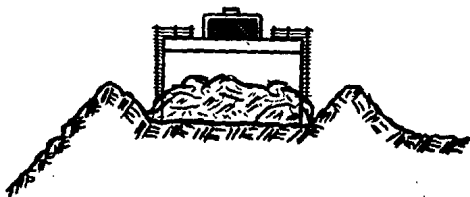
Para tener un buen rendimiento de los bulldozers se tiene que trasladar la mayor cantidad de material en cada uno de los viajes. Para tal efecto pueden adoptarse cualquiera de los procedimientos que a continuación se describen.

- Trabajo en pareja. En este procedimiento las cuchillas de dos tractores se colocan una al lado de otra (Fig. II-156a), de tal forma que trabajen como una sola. Con la utilización de este procedimiento se consigue acarrear más material que el que acarrearían entre las dos trabajando independientemente.
- Método de canal. Aquí se aprovechan los cordones de tierra que fueron formados en la primera pasada para que encuadren a la cuchilla y con ello evitar desbordamientos laterales del material tal y como se muestra en la Figura II-156b.
- Método de descenso. Cuando el material es desplazado a través de pendientes fuertes no será necesario bajar en cada viaje sino que se puede formar un montón de material en el borde, para después dar un último empujón para que así el material llegue al fondo de la pendiente (Fig. II-156c).

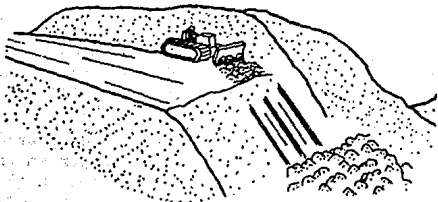
Los procedimientos antes indicados pueden combinarse para así obtener un mayor rendimiento.



a) Trabajo en pareja.



b) Método de canal.



c) Método de descenso.

Figura II-156 Procedimientos de trabajo con tractores.

II.14.1.9 Cargadores.

Los cargadores se pueden clasificar de acuerdo a su forma de descarga y a su tipo de rodamiento.

II.14.1.9.1 Forma de descarga.

De acuerdo a la forma en que descargan se dividen en los tres tipos siguientes:

- a) Descarga frontal. Las máquinas con este tipo de descarga son las más comunes (Fig. II-157). Estas máquinas el cucharón lo voltean por la parte delantera del cargador, activándolo a través de gatos hidráulicos.

Su funcionamiento es a base de movimientos cortos y se utiliza para excavar sótanos a cielo abierto, para el manejo de materiales fracturados o suaves, en bancos de arena, grava, arcilla, etc. Además también se pueden utilizar en rellenos de zanjas y en la alimentación a plantas trituradoras o dosificadoras.

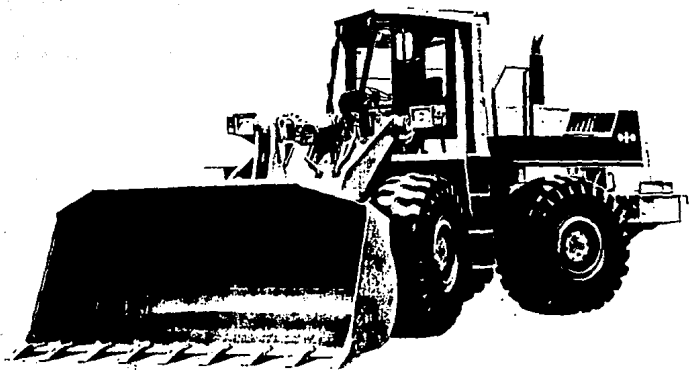
Una variante de este tipo de descarga es cuando se utiliza un cucharón tipo concha de almeja, el cual también es conocido como bote de uso múltiple. Este se abre en dos para descargar o cargar, además de que también puede utilizarse como bote de descarga frontal.

Cuando la parte superior de este bote se separa de la parte vertical, forma una especie de cuchilla toradora, que puede ser utilizada como tal, con su utilización se forza a algunos materiales a entrar en él cuando se cierran las dos partes del bote.

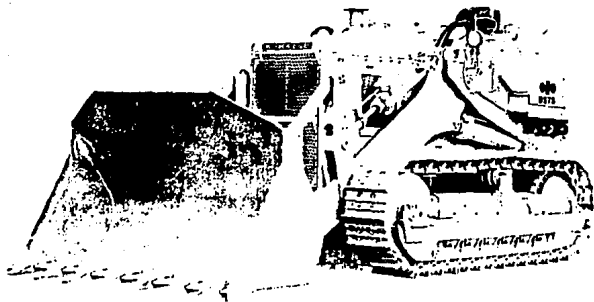
- b) Descarga lateral. Las máquinas de este tipo poseen un gato que acciona al bote levantándolo hacia uno de sus costados. Tienen la ventaja de que el cargador no requiere de muchos movimientos para colocarse en condiciones de cargar el camión o cualquier otro vehículo, sino que únicamente el vehículo se debe colocar en forma paralela.

Este tipo de máquina es más costoso que el de descarga frontal y su empleo solo se justifica cuando son condiciones especiales de trabajo, como los lugares donde hay poco espacio para maniobras como en la extracción de la rezaga de la construcción de túneles con muy poca sección transversal o en los largos cortes de caminos, canales o ferrocarriles.

- c) Descarga trasera. El diseño de esta maquinaria es con el objeto de evitar maniobras del cargador. Cuando el cucharón ya está cargado pasa sobre la cabeza del operador y descarga hacia su parte trasera en camiones o bandas transportadoras, a tolvas,



a) Cargador frontal con neumáticos.



b) Cargador frontal con cadenas.

Figura II-157 Máquinas de descarga frontal.

etc. Estas máquinas son muy peligrosas y generan varios accidentes, ya que los brazos del equipo y bote cargado se desplazan muy cerca del operador.

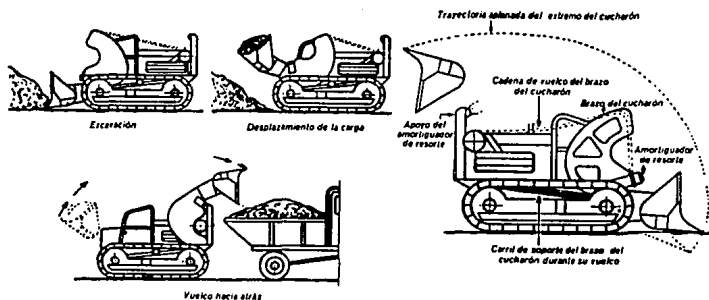


Figura II-158 Máquina que carga por delante y descarga por detrás.

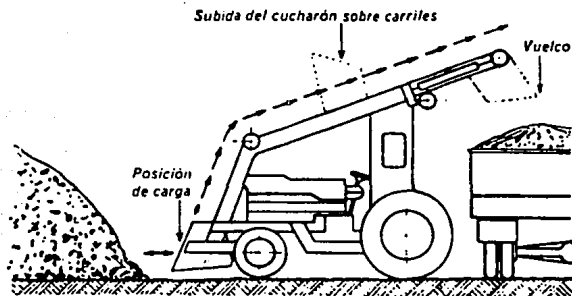


Figura II-159 Máquina de descarga trasera cuyo cucharón se desplaza sobre carriles.

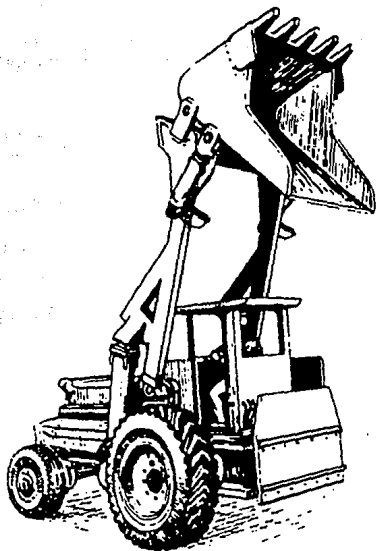


Figura II-160 Máquina de descarga trasera cuyo cucharón es accionado hidráulicamente.

Estas pueden ser equipadas con una cabina de protección, pero esta le resta eficiencia, ya que le reduce la visibilidad al operador y le suma peso al cargador.

Prácticamente las máquinas con este tipo de descarga se utilizan solo en la rezaga de túneles que tienen una sección insuficiente para la realización de movimientos característicos de un cargador de otro tipo. Generalmente están montados sobre orugas, aunque algunas pequeñas lo están sobre pequeñas ruedas metálicas que se desplazan mediante una vía que previamente fue instalada dentro del túnel.

II.14.1.9.2 Tipo de rodamiento.

De acuerdo al tipo de rodamiento que los cargadores tienen se clasifican en: De carriles (orugas) y de neumáticos.

Los cargadores sobre neumáticos pueden ser empleados con cier

tas ventajas en las situaciones siguientes:

- 1.- En acarreos importantes de material en pequeños tramos.
- 2.- En puntos de trabajo diseminados.
- 3.- En materiales sueltos que pueden ser atacados con el cucharón muy fácilmente.
- 4.- Cuando el empleo de máquinas con orugas perjudiquen a la superficie de rodamiento o por no cumplir las restricciones legales
- 5.- Cuando las orugas sufren excesivos desgastes por causa de los materiales abrasivos, se utilizarán los neumáticos, claro siempre y cuando estos soporten las condiciones de trabajo.
- 6.- En terrenos secos y duros.
- 7.- Tienen un radio de giro mayor que el de orugas, consecuentemente se necesita más espacio para maniobrar.
- 8.- Ejercen mayor presión sobre el suelo que los cargadores de orugas, pero en terrenos arenosos el efecto de compactación de los neumáticos y las vueltas más graduales le permiten trabajar con mayor facilidad, con las orugas este tipo de suelo se partiría debajo de ellas provocandoles un desgaste excesivo.
- 9.- En superficies resbalosas los neumáticos sufren pérdidas en su tracción, consecuentemente también pierden precisión en la dirección.

La principal característica de estos cargadores es que tienen una mayor facilidad de desplazamiento, y debido a esto proporciona un rendimiento mayor a grandes distancias de acarreo con respecto a las de orugas.

Las situaciones en las cuales los cargadores sobre orugas pueden ser empleados con ciertas ventajas son las siguientes:

- 1.- En terrenos de no muy buena estabilidad en la cual el área de apoyo de las orugas asegura un correcto movimiento y una buena estabilidad.
- 2.- En terrenos con fuertes pendientes que requieren una buena tracción y superficie de apoyo amplia.
- 3.- En lugares donde no son necesarios rápidos y constantes movimientos.
- 4.- Sobre materiales duros y difíciles de excavar.
- 5.- En superficies que tengan fragmentos de rocas que dañan a los neumáticos.

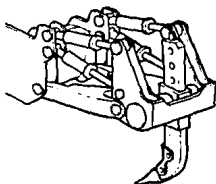
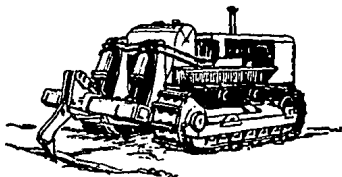
6.- En trabajos de pequeños volúmenes.

Así pues, las características principales de los cargadores sobre orugas son:

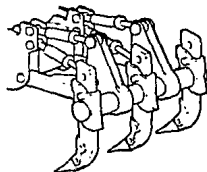
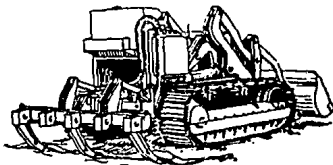
- a) Excelente tracción.
- b) Baja velocidad de desplazamiento.
- c) Acarreo solo a distancias muy cortas.

II.14.1.10 Desgarradores.

Los desgarradores son una especie de arado colocado en la parte trasera de los tractores, también son conocidos como rippers, - estos pueden ser de un solo elemento (Fig. II-161a) o de varios -- elementos (Fig. II-161b). Cuando estos actúan sobre el terreno lo disgregan dejándolo en condiciones de poder ser retirado con mayor facilidad por alguna otra máquina.



a) Un solo elemento.



b) Múltiples elementos.

Figura II-161 Desgarradores.

Las rocas son las que determinan la facilidad de desgarramiento. Las rocas que oponen menos resistencia al desgarre son las sedimentarias y las volcánicas y metamórficas son las que ofrecen mayor resistencia al desgarre.

Las arcillas esquistosas, la capa dura de arado y las gravas cementadas presentan poca dificultad al desgarramiento. De la misma manera, las rocas estratificadas o laminares son de fácil desgarramiento. Para formaciones rocosas de grandes espesores será necesario fragmentarlas a través de explosivos.

Las características físicas de los terrenos que favorecen el desgarramiento son las siguientes:

- 1.- Las fallas, fracturas y planos que disminuyen la resistencia.
- 2.- La humedad y cambios de temperatura.
- 3.- La cristalinidad y fragilidad.
- 4.- La alta estratificación o estructura laminar.
- 5.- La composición de grano grueso.
- 6.- Las formaciones permeables de diversas rocas, arcillas y arcillas esquistosas.
- 7.- La baja resistencia a la compresión.

Las que dificultan el desgarramiento son las siguientes:

- 1.- Grandes masas homogéneas.
- 2.- La naturaleza no cristalina, es decir, quebradiza.
- 3.- Con muy pocos planos de baja resistencia.
- 4.- El sólido agente cementante y frano fino.
- 5.- La humedad en arcillas, ya que las torna plásticas.

Las ventajas de la utilización de los desgarradores son las siguientes:

- 1.- Es más económico realizar desgarramientos que realizar voladuras y perforaciones.
- 2.- Se tiene un mayor rendimiento con el desgarramiento que con la realización de voladuras y perforaciones.
- 3.- Su utilización es de mayor facilidad y seguridad; además tiene bajas tasas en los seguros contra responsabilidad civil.

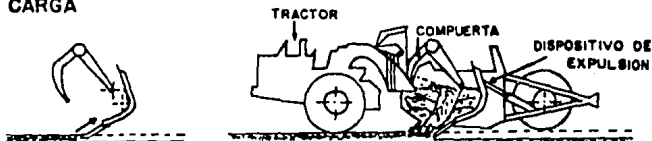
II.14.1.11 Motoescrepas.

Las motoescrepas realizan las actividades de excavar, cargar y extender en un solo viaje.

La motoescrepa se carga cuando baja la extremidad frontal de la caja hasta que la cuchilla penetra en el terreno y simultáneamente elevando la tapa para proporcionar una abertura mediante la cual el material será cargado. Conforme la motoescrepa avanza el material se introduce en la caja y la unidad tendrá que realizar un gran esfuerzo para que la fuerza de gravedad sea vencida; así como el efecto de cortadura y esfuerzo de rozamiento en sí mismo a lo largo del cono de ascenso, por tal motivo es necesario que se utilicen tractores de orugas como empujadores auxiliares en la tapa, ya que de no ser así, aún las autocargables, necesitarían bastante tiempo para realizar la carga.

Existen tipos especiales de motoescrepas para trabajos en rocas. Para una mayor fortaleza de su caja, su construcción es totalmente cerrada. En los sectores expuestos a enormes esfuerzos y en la sección de desgaste se utiliza acero de gran resistencia a la tensión. Distintas partes de su caja se tratan térmicamente.

CARGA



ACARREO

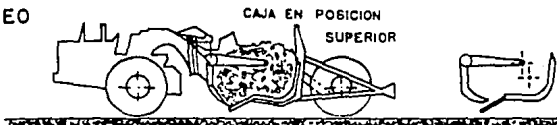




Figura II-162 Operación usual de una motoescrepa.

II.14.1.12 Motoconformadoras.

Estas máquinas son las que tienen mayor uso en la construcción y conservación de caminos. Se utilizan para afinar taludes, para realizar zanjas, para construir cunetas, etc.

La cuchilla de la motoconformadora se puede mover por rotación al rededor de un eje vertical, por rotación al rededor del eje longitudinal de la cuchilla y sobre este eje por traslación.

La potencia de trabajo de la máquina se ve afectada por el ajuste de la cuchilla, por tal motivo se le debe prestar mucha atención. La forma de la cuchilla es cóncava, su diseño es tal que la posición frontal que mejores resultados proporciona para revolver y cortar se obtiene al quedar el filo de la cuchilla en posición vertical al lado superior. Dicho ajuste se emplea para superficies que se requieren afinar y darles formas definitivas.

La posición de la cuchilla con respecto al eje longitudinal de la máquina, dicho ángulo debe limitarse al adecuado para que el material pueda desplazarse libremente hasta un extremo de la cuchilla. El ángulo que se debe emplear para realizar rastreo está entre 60 y 70 grados.

En las ruedas delanteras la inclinación es fundamental, ya que en los trabajos reciben fuerzas laterales que tienden a desviar su parte delantera hacia un lado. Por tal motivo las ruedas deben estar inclinadas hacia el lado en que se dirige la tierra al desplazarse por la cuchilla.

Las velocidades de operación de las motoconformadoras en distintos trabajos se presentan a continuación.

Actividad	Velocidad
Conservación de taludes	3a-5a
Extendido de materiales	2a-4a

Mezclado de materiales	4a-6a
Acabados finales	2a-4a
Desyerbes	1a-2a
Afinado de taludes	1a

II.14.1.12.1 Construcción de terrazas.

Quando se emplea una motoconformadora para la construcción de terrazas se deberá seguir el procedimiento que es mostrado en la - Figura II-163, y el cual se describe a continuación:

- 1.- Proyecto de la construcción en el terreno natural.
- 2.- Realización del primer corte de la motoconformadora.
- 3.- Realización del segundo corte de la motoconformadora.
- 4.- La tierra es desplazada hacia la parte de abajo.
- 5.- El fondo de la terraza es cortado.
- 6.- Se efectua el primer corte en la parte de arriba de la terraza
- 7.- La tierra se desplaza hacia la parte a rellenar.
- 8.- La tierra se desplaza hacia la pendiente de abajo de la terraza.
- 9.- En la parte superior se realiza otro corte.
- 10.- La tierra es desplazada hacia la parte a rellenar.
- 11.- Se realiza un último corte para dejar así la parte de arriba en su configuración final.
- 12.- La tierra es desplazada hacia el lugar a rellenar.
- 13.- La nivelación de la terraza. Está ligeramente inclinada la terraza, hacia la parte de adentro.
- 14.- Acabado de la parte de abajo de la terraza.

II.14.1.12.2 Construcción de taludes y cortes.

Para realizar un corte profundo mediante la utilización de la motoconformadora se debe seguir el siguiente procedimiento, el que se ilustra en la Figura II-164.

- 1.- Proyecto de la construcción, en el cual se indican las capas a excavar.
- 2.- Las motoescrapas realizan la excavación de tal forma que se si

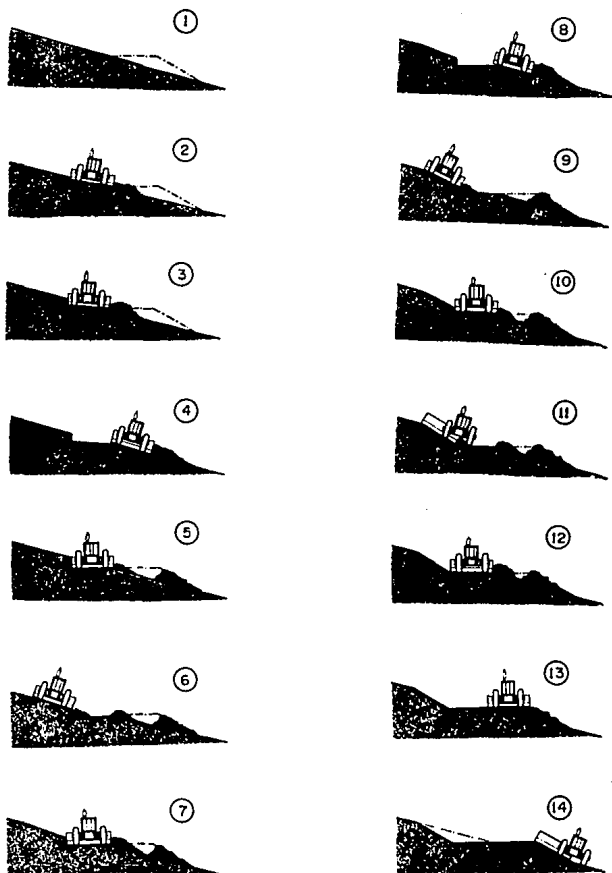
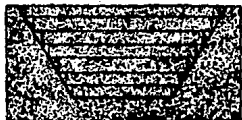


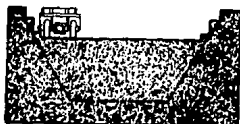
Figura II-163 Motoconformadora realizando la construcción de terrazas.

ga la línea de los taludes futuros, para que sean dejados en forma escalonada.

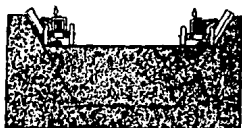
- 3.- Cuando la motoescrepa haya excavado cierta profundidad se utilizará la motoconformadora para realizar el corte de los escalones y afinar los taludes.
- 4.- Vuelve a excavar la motoescrepa.
- 5.- La motoconformadora otra vez entra en operación.
- 6.- La motoescrepa llega a la profundidad proyectada.
- 7.- La motoconformadora finaliza el acabado a los taludes.
- 8.- La construcción queda terminada.



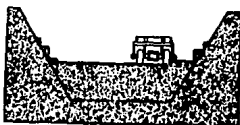
①



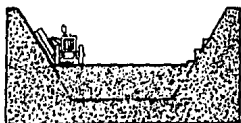
②



③



④



⑤



⑥



Figura II-164 Motoconformadora realizando la construcción de taludes y cortes.

II.14.1.12.3 Construcción de caminos de acceso.

Con una motoconformadora la construcción de un camino de acceso se realiza a través del procedimiento que se describe a continuación y que se ilustra en la Figura II-165.

- 1.- Proyecto de la obra. El trazo de las zanjas se señala con estas cas. El primer corte es realizado por la motoconformadora, primero en la parte izquierda y después en la otra.
- 2.- Un segundo corte es realizado por la motoconformadora para que con ello se llegue a la profundidad deseada. De igual forma se trabajará en la otra parte.
- 3.- La tierra es esparcida.
- 4.- Finalización del esparcimiento inicial.
- 5.- Realizando el corte del talud externo de la zanja. También se realiza de igual forma en el otro lado.
- 6.- La tierra que se obtiene de los taludes externos es desplazada en la dirección de la capa del camino.
- 7.- Se esparce la tierra.
- 8.- Los taludes internos de la zanja son cortados por la motoconformadora.
- 9.- El fondo de las zanjas es cortado por la motoconformadora.
- 10.- La tierra que es excavada del fondo de la zanja es empujada hacia el camino.
- 11.- La tierra es regada sobre la superficie del camino de tal forma que se obtenga una cierta pendiente a cada uno de los lados del camino.
- 12.- La obra está terminada.

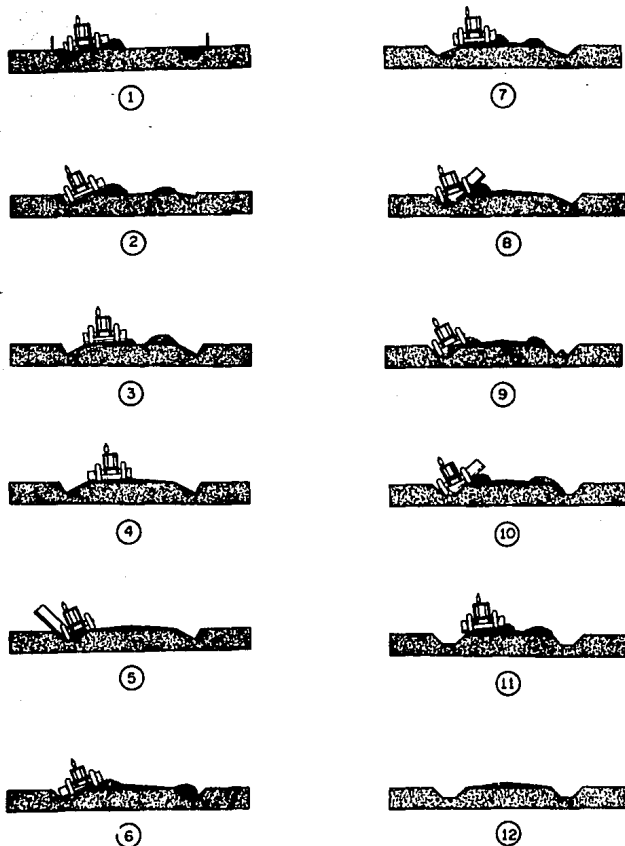


Figura II-165 Motoconformadora realizando la construcción de caminos de acceso.

II.14.2 Descripción de las máquinas de cangilones múltiples.

II.14.2.1 Excavadora de cangilones.

La excavadora de cangilones extrae y carga los materiales en forma continua a través de una cadena de cangilones (Fig. II-166).

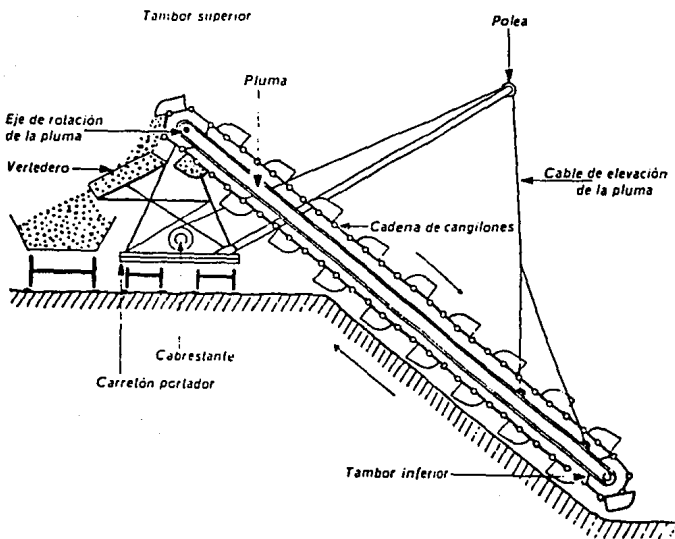


Figura II-166 Excavadora de cangilones.

Esta excavadora tiene un carretón portador que se mueve en forma paralela a la excavación sobre orugas o carriles. Una larga viga de apoyo está soportada en uno de sus extremos por una estructura y en el otro por un cable que está colocado en una polea, y se enrolla en un cabrestante de tal manera que se puede hacer bajar o subir la viga soporte girando al rededor de su extremo, con lo cual el ángulo de inclinación de los taludes se puede variar.

En cada uno de los lados de la viga soporte se encuentra un tambor longitudinal a través del cual se desliza una cadena en la cual se fijan cangilones a regulares intervalos.

Cuando la viga soporte se apoya en el terreno los cangilones extraen el material, los cuales son descargados en un vertedero para caer finalmente en los sistemas de acarreo.

Conforme la excavación avanza, la máquina se mueve en la dirección de la zanja y al terminar esa fase la máquina es movida en forma perpendicular a la excavación y así sucesivamente.

La rama inferior de la cadena de cangilones se puede girar en toda la longitud de la viga de soporte y esta puede ser colocada según el talud deseado (Fig. II-167).

Comunmente esta máquina trabaja por debajo del terreno de apoyo, pero también lo puede hacer por la parte de arriba cuando tiene vigas soporte adecuadas y cadenas guiadas (Fig. II-168).

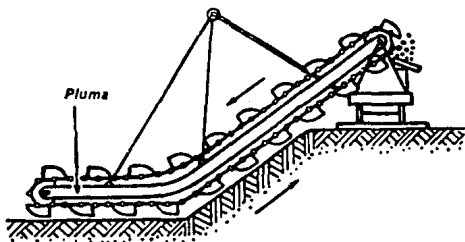


Figura II-167 Excavadora con viga soporte que trabaja por debajo de su plano de apoyo.

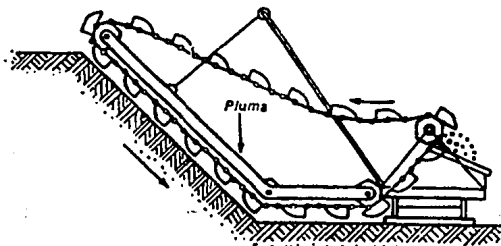


Figura II-168 Excavadora trabajando por encima de su plano de apoyo.

Los cangilones son vaciados por su parte trasera tal y como se muestra en la Figura II-169.

Cuando el terreno es duro o tiene material rocoso la máquina se vuelve lenta o incluso puede hasta detenerse, por lo contrario en terrenos sueltos, arenosos o arcillosos se desempeña muy bien.

La continuidad de trabajo es la que caracteriza a esta excavadora, cualidad que le permite tener un alto rendimiento, la evacuación de los materiales excavados se hace con vagones de vía normal o con camiones; así como también en remolques de capacidad considerable.

Normalmente realizan excavaciones de 5 a 10 metros de profundidad.

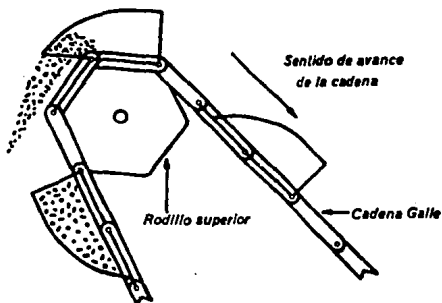


Figura II-169 Forma en que se realiza el vaciado de los cangilones.

Estas excavadoras son muy pesadas, ya que la viga soporte y la cadena de cangilones son muy pesadas, estas están en voladizo a un lado de la máquina, por tal motivo se necesita un contrapeso trasero que incrementa todavía más el peso del conjunto.

Las excavadoras gigantes de cangilones se utilizan cuando se requieren enormes rendimientos, en la Figura II-170 se ilustra una máquina de este tipo, estas están adaptadas para trabajar exclusivamente por debajo del terreno de apoyo. Con un ángulo de 45° puede llegar a una profundidad de 42.50 m.

El peso de servicio de esta máquina es de 1385 ton., está soportada por 56 ejes que están divididos en dos trenes con 32 ejes en el lado de la viga y 24 en el lado del contrapeso, la carga es repartida a través de balancines en 14 carretones de ruedas, de los cuales 4 están provistos de frenos de pinza y cinco con motores, para evitar cualquier desplazamiento indebido de la excavado-

ra cuando existan fuertes vientos.

Tipo	Cangilones (litros)	Profundidad de excavación (m)	Peso (t)	Potencia (CV)	Rendimiento horario práctico (m ³ /h)
Weserhütte, E 100	12	6	8	8/10	7
Orenstein Koppel, Z	22,5	8	9,5	11/15	14
Weserhütte, E 1000	75	14	38	50	45
Stahlbaugesellschaft Rheinhausen	200	10	100	125	200
Maschinenfabrik Bukau	300	15	240	575	270

Tabla II-42 Especificaciones de algunos tipos de excavadoras de cangilones normales.

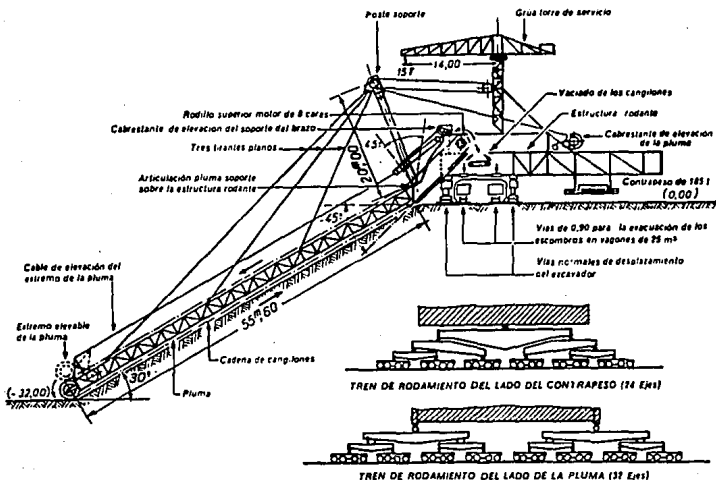


Figura II-170 Excavadora gigante de cangilones.

En la Figura II-171 se muestra la instalación de carga, la cual requiere la utilización de tres transportadores de cinta iguales con 1.80 metros de ancho con inversión de marcha. Uno de los cuales se encuentra tendido transversalmente a las vías, el material que recibe de los cangilones lo lleva hacia algunas de las vías férreas para su desalajo. Los dos restantes están colocados debajo y en el sentido de las vías, los vagones son cargados a través de vertederos de descarga.

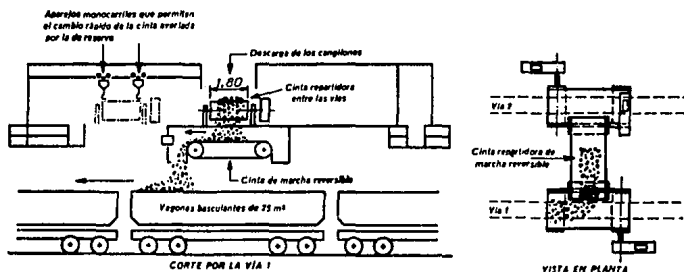


Figura II-171 Esquematzación de la instalación de carga.

Capacidad de los cangilones (litros)	Número de cangilones por minuto	Rendimiento horario teórico (m³)	Altura de trabajo		Distancia de descarga (m)	Peso en servicio (t)	Apoyos
			bajo el plano de apoyo (m)	sobre el plano de apoyo (m)			
350	30	630	10,50	10,50	—	330	Oruga
350	35	740	15	13	31,00	700	"
500	28	840	15	18	18,50	950	"
800	22	1056	42,50	—	—	1385	Carriles

Tabla II-43 Especificaciones de algunas excavadoras gigantes de cangilones.

II.14.2.2 Zanjadoras.

Las zanjadoras presentan una gran ventaja en las excavaciones para largas zanjas en pleno campo, en superficies llenas o poco accidentadas. También, la cadena de cangilones divide el material en pequeños trozos que son directamente utilizables en el relleno, mientras que otras máquinas en suelos cohesivos excavan grandes -

bloques que requerirán rompimientos.

La zanja inmediatamente después de que es terminada puede ser utilizada, ya que la cadena de cangilones establece una zanja con el suelo nivelado y los bordes francos. Esta última cualidad se aprecia principalmente en la colocación de tuberías, drenajes, canalizaciones, etc.

Estas máquinas solo se considerarán para la excavación de zanjas estrechas con profundidades relativamente pequeñas y con importantes distancias en alineación recta o con curvas o puntos angulosos en cantidad reducida con respecto a la longitud.

La zanjadora debe emplearse en terrenos sueltos ya que para terrenos rocosos es preferible emplear retroexcavadoras.

La máquina está constituida por un chasis sobre orugas o sobre neumáticos que soportan, a través de un paralelogramo articulado, una viga vertical que tiene una cadena con cangilones tal y como se muestra en la Figura II-172.

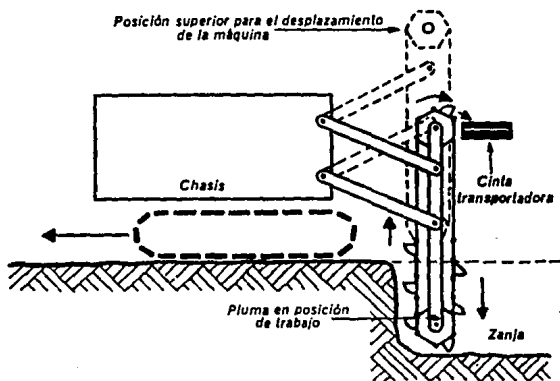


Figura II-172 Máquina zanjadora.

En la figura anterior las líneas punteadas corresponden al desplazamiento que realiza la máquina para colocarse en posición de trabajo.

Conforme la excavación avanza, la zanjadora ira retrocediendo hasta que se llegue al ancho de zanja proyectado.

Tipo	Chasis	Peso (t)	Potencia (CV)	Zanja		Velocidad	
				Anchura (m)	Profundidad máxima (m)	de excavación (m ³ /min)	de despla- zamiento (km/hora)
Barber-Greene 711	Neum.	4	94	0,21 a 0,45	1,50	4	40
Barber-Greene 54	Oruga	7	42	0,20 a 0,45	1,85	0,45 a 3,3	1,2 a 4
Allen 12/21	"	7,5	40	0,30 a 0,65	1,82	0,8 a 2,3	6,5
Barber-Greene 784	"	8	105	0,45 a 0,60	2,13	4,5 a 9	1,8 a 5
Allen 14/30	"	11	50	0,35 a 0,60	2,55	0,3 a 2,3	2,8
Allen 16/30	"	15	60	0,50 a 1,60	4,20	4,5 a 9	1,8 a 5

Tabla II-44 Especificaciones de algunos tipos de máquinas zanjadoras.

Otro tipo de zanjadora es la que tiene los cangilones situados sobre una rueda que está soportada por dos ménsulas que están articuladas al pórtico de un chasis sobre orugas. (Fig. II-173).

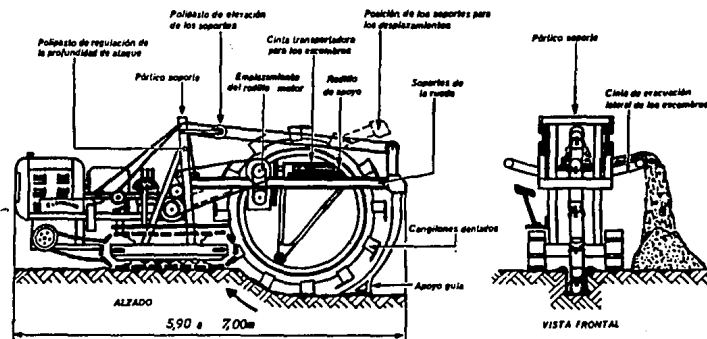


Figura II-173 Máquina zanjadora de rueda.

Los materiales excavados son llevados a la parte superior de la rueda y descargados en una cinta transportadora transversal que los puede depositar a uno de los lados de la excavación o directamente en los medios de acarreo.

II.14.2.3 Cargadora de cangilones.

En esta máquina la cadena de cangilones está montada en una

columna inclinada, la cual es soportada por un chasis sobre orugas o sobre neumáticos (Fig. II-174).

Tipo	Peso (t)	Potencia (CV)	Zanja		Velocidad	
			Anchura (m)	Profundidad máxima (m)	de excavación (m/mín.)	de despla- zamiento (km/hora)
92	5	38	De 0,26 a 0,50	1,50	De 0,15 a 9	4
110	6	50	De 0,27 a 0,80	1,65	De 0,125 a 9,70	4
140	7,250	50	De 0,42 a 0,75	1,60	De 0,125 a 8,70	4

Tabla II-45 Especificaciones de algunos tipos de máquinas zanjadoras de rueda.

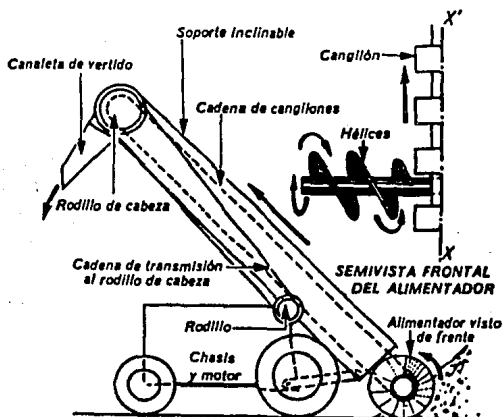


Figura II-174 Representación esquemática de una cargadora de cangilones.

La máquina se coloca contra el montón de material por cargar, el cual es conducido por un alimentador a la cadena de cangilones que los carga, los lleva y los descarga en un vertedero.

En algunas cargadoras el vertedero se sustituye con una cinta transportadora orientable (Fig. II-175), la cual permite mayor fle

xibilidad para la descarga en camiones.

Independientemente del tipo de cargadora, es indispensable el alimentador para que no exista la necesidad de incluir más trabajadores que el operador de la máquina.

Cinta transportadora orientable (180°)

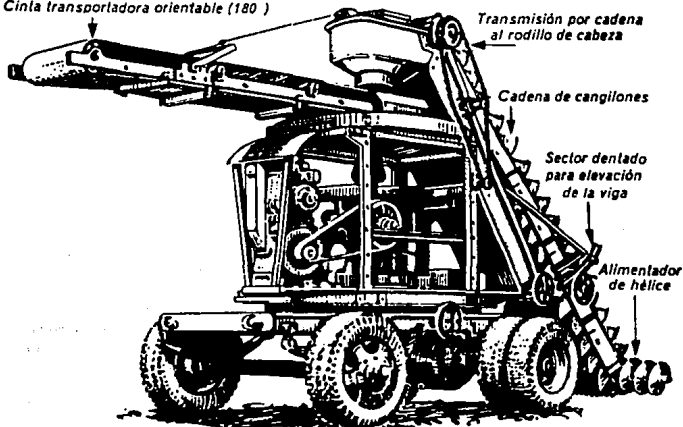


Figura II-175 Máquina cargadora con cinta transportadora orientable.

Peso (kg)	Chasis	Potencia (motor de gasolina) (CV)	Altura de vertido (m)	Rendimiento por hora (m ³)
4200	Neumáticos	12/14	3,00	80 a 100
4450	"	27	2,75 a 3,65	60 a 90
8000	"	42	3,60	150
7000	"	38	2,64	150
7200	Oruga	38	2,64	120 a 180

Tabla II-46 Especificaciones de algunos tipos de máquinas cargadoras de cangilones.

En la máquina cargadora de discos fresadores (Fig. II-176) la alimentación se efectúa con el auxilio de dos discos fresadores empujados por el vehículo motor en el volumen de materiales por car-

gar. Los discos sueltan los materiales a través de rotación automática, arrastrándolos por rozamiento.

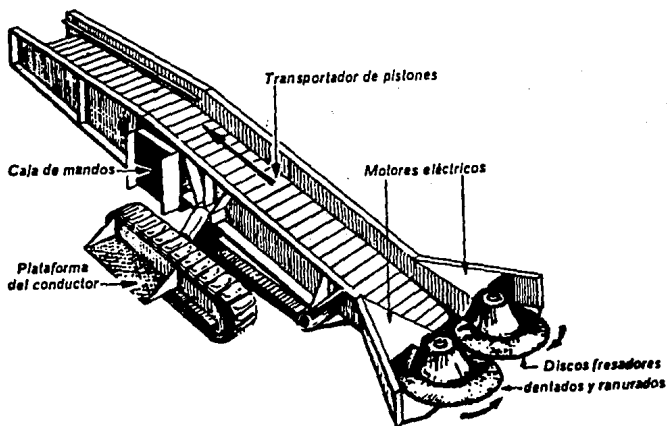


Figura II-176 Máquina cargadora que es alimentada a través de discos.

Las cargadoras de cangilones tienen buen rendimiento en materiales sueltos como la grava, arena, carbón, etc.

CAPITULO III

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

EN

PAVIMENTACION

III.1 Pavimentos rígidos y flexibles.

La principal función que un pavimento desempeña es la transmitir adecuadamente los esfuerzos que provocan las cargas de un vehículo a la capa subrasante para que esta no sufra desperfectos en su estructura.

La subrasante es la capa más alta de una terracería, siendo la composición de esta, un sistema de cortes y terraplenes de una obra vial.

Los pavimentos que actualmente se conocen son de dos tipos:-- Los rígidos y los flexibles (Fig. III-1).

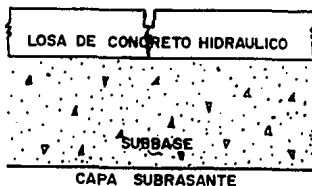
Los rígidos son una losa de concreto hidráulico que puede tener un recubrimiento bituminoso o no, este tipo de pavimento se encuentra sobre la subrasante o sobre materiales como la grava o arena.

El concreto se utiliza en la construcción de estos pavimentos por lo regular es simple y en algunas ocasiones es reforzado. La resistencia que estos concretos tienen por lo general oscila entre 210 Kg/cm² y 350 Kg/cm² a los 28 días. Cuando las losas son pequeñas, digamos de 4 m. a 8 m., se construyen a base de concreto simple, conforme las dimensiones de la losa van en aumento se colocara algún tipo de refuerzo, y cuando son de grandes dimensiones se utiliza concreto reforzado. El espesor siempre será el mismo, tenga o no refuerzo.

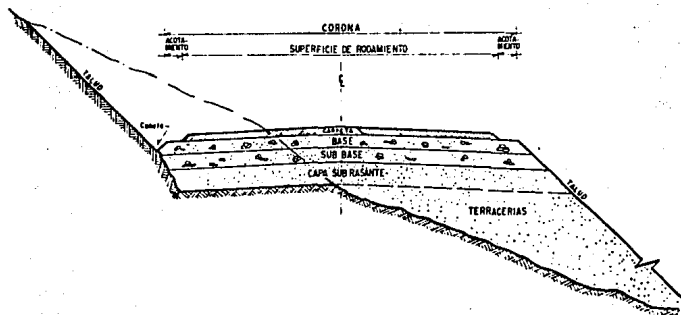
Los flexibles tienen una carpeta de mezcla bituminosa que está sobre dos capas no rígidas, siendo estas la base y la sub-base

Cuando el material con que está hecha la terracería es de mala calidad será necesario construir una subrasante con materiales de mejor calidad y cuando sea de buena calidad, la subrasante estará compuesta por materiales de la terracería.

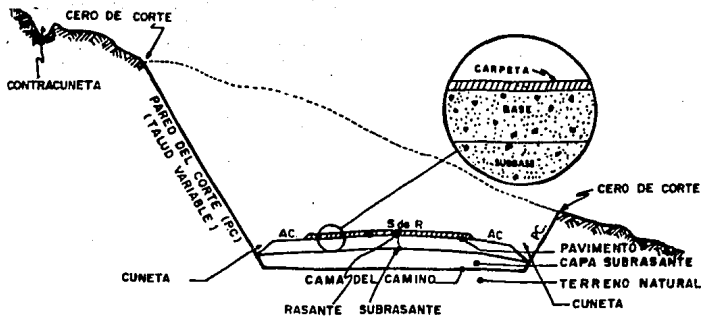
Existe un tipo de pavimento llamado semirígido, que es un pavimento flexible a cuya base se le agrega cemento Portland o cemento asfáltico, a este tipo de base también se le conoce como base mejorada, para así darle una mayor rigidez.



a) Rígido.



b) Flexible en balcón



c) Flexible en corte

Figura III-1 Secciones típicas de pavimentos

Las dos condiciones básicas que un pavimento debe tener para cumplir sus funciones son: 1) tener una buena y resistente superficie de rodamiento con rugosidad aceptable para mejor agarre de los neumáticos de los vehículos y un color que evite reflejos y deslumbramientos, 2) deben tener la resistencia adecuada y características mecánicas que reporten las cargas producidas por los vehículos, que no sufran deformaciones permanentes y que prometan que el tráfico será bueno.

La resistencia y deformabilidad de un pavimento se cumple -- con una capa de material que transmita los esfuerzos a la subrasante de tal manera que estos le sean tolerables, para que así el pavimento no sufra fallas ni asentamientos. Por lo anterior, la capa debe estar construida con materiales friccionantes ya que estos son los indicados para satisfacer las condiciones señaladas. Esta capa en los pavimentos flexibles es la base. Los rígidos no tienen base, pero la función la desempeña la losa.

Los materiales friccionantes tienen muy poca capacidad de para soportar carga, esto por falta de confinamiento, por esto es necesario que se coloque sobre la base una capa de material cohesivo y que sea resistente a las tensiones; estas condiciones son satisfechas por la carpeta asfáltica, en el caso de los pavimentos flexibles. Para los pavimentos rígidos la losa es la que satisface dichas condiciones.

III.2 Condiciones de las capas del pavimento.

Como ya se menciona, un pavimento flexible está compuesto -- por la carpeta, la base y la sub-base, las funciones que cada una de ellas desempeñan son las siguientes:

- Carpeta. Esta capa proporciona una superficie de rodamiento con rugosidad y color adecuados con los cuales los efectos abrasivos son perfectamente asimilados; además debe impedir que el agua -- pase a través de ella.
- Base. La principal función que una base desempeña es la de efectuar la transmisión de los esfuerzos, generados por el tránsito vehicular, a la capa sub-base y a la subrasante, de tal forma -- que estas no sufran alteraciones en su estructura.
- Sub-base. Por lo regular el material con que está construida es de menor calidad al usado en las bases, cuando el espesor de la sub-base disminuye el de la base debe aumentar y viceversa, por esto en la práctica es preferible que el espesor de la sub-base sea mayor (con material más barato) al de la base, porque un material de esa calidad es requerido en mayor cantidad para poder resistir los esfuerzos que recibe.

La sub-base absorbe las deformaciones que perjudican a la su-
brasante y con esto evita que se perjudique la superficie del pavi-
mento.

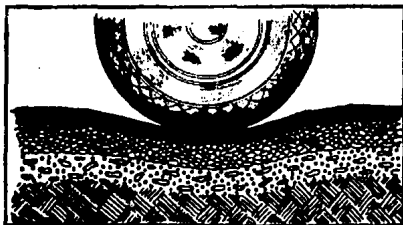


Figura III-2 Falla por asentamiento en un pavimento flexible.

Los pavimentos rígidos están constituidos por la losa y por -
la base, sus funciones son las siguientes:

- Losa. Las funciones que desempeña la losa son similares a las --
que desempeña la carpeta de los pavimentos flexibles y los es---
fuerzos que se le ejercen los disminuye para que no afecten a --
las capas inferiores.

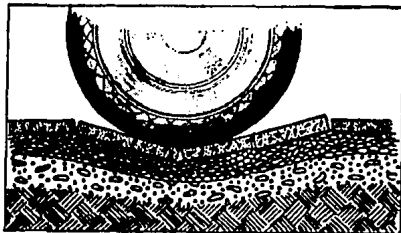


Figura III-3 Falla por compactación deficiente en un pavimento rígido.

- Base. Las funciones de la base en un pavimento rígido son igua--
les a las de la sub-base en uno flexible, esta base debe propor-

cionar una superficie uniforme para que esta sirva de apoyo a la losa y facilite su colado. Por lo general la base no cumple ningún fin estructural, ya que las cargas ejercidas sobre el pavimento pueden ser asimiladas solo por la losa y en el espesor de esta casi no influye.

III.3 Aspectos que afectan a los pavimentos.

Los principales aspectos que afectan a un pavimento, sin considerar si es rígido o flexible, son los siguientes:

- 1) Tipo de material de la terracería y de subrasante. Los tipos de materiales con que están construidas la terracería y la subrasante son muy importantes para determinar el comportamiento y espesor de un pavimento flexible (Fig. III-4).

No así en uno rígido en el que no influyen mucho en el espesor de la losa, pero sí notablemente en su comportamiento. En consecuencia es de vital importancia el que se tenga conocimiento del tipo de suelo con el que se construirá la terracería y la subrasante.

Para conocer el tipo de suelo con el que será construida la terracería, se podrán seguir cualquiera de los dos siguientes procedimientos:

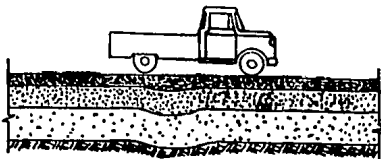


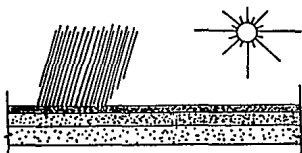
Figura III-4 Falla de un pavimento por la equivocada selección de los materiales.

El primero consiste en que el material sea por préstamo lateral o de banco. El préstamo, lateral consiste en obtener el material a través de excavaciones laterales a lo largo del camino, estas deben ser poco profundas y con relativa cercanía del camino. El préstamo de banco es cuando el material se suministra de un lugar alejado donde se encuentra el material con la calidad requerida. Tanto en el préstamo lateral como en el de banco la prueba que generalmente se realiza es la de pozos a cielo abierto.

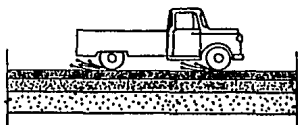
El segundo consiste en realizar exploraciones solo en los tramos, sobre donde se construirá la terracería, de los cuales se duda de la calidad de sus materiales. Se pueden utilizar métodos de -

sondeo tales como lavado, penetración estándar, penetración conica, pozos a cielo abierto, rotatorios para roca, etc.

2) **Clima.** De todos los factores climáticos, el que más afecta a un pavimento es la lluvia (Fig. III-5). ya sea por su acción directa o por la ascensión capilar. Las variaciones de temperatura afectan principalmente a las losas de concreto porque les provoca considerables esfuerzos en su estructura.

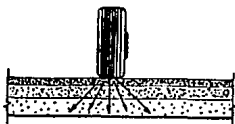


a) Lluvia y temperatura.



b) Lluvia y tránsito.

Figura III-5 Aspectos climáticos que afectan a los pavimentos.



a) Distribución de presiones.



b) Construcción deficiente de la superficie de rodamiento.

Figura III-6 Efecto del tránsito.

3) Tránsito. El tránsito es el factor que producirá las cargas, según se muestra en la Figura II-6, a las que estará sujeto el pavimento. Así pues, las características de los vehículos son importantes en el diseño del pavimento.

Las cargas que se generan son difíciles de reproducir en el laboratorio, este es el principal problema en los avances de la investigación. La AASHO es quien primordialmente realiza pruebas de investigación en cuanto a los pavimentos, las pruebas son de carácter estático y dinámico, siendo las estáticas las que prevalecen. En México estas pruebas las realiza el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

A las cargas que se generan en el tránsito, en la investigación se les suele llamar repeticiones. Cuando por un pavimento pasan dos neumáticos sucesivamente por un mismo punto ocurre una repetición.

En caminos y pistas aéreas el espesor puede ser de la misma dimensión, a pesar de que las cargas que soporta la pista aérea son mayores que en un camino, ya que lo que afecta principalmente la resistencia son las repeticiones.

En los pavimentos rígidos el efecto que se produce por las repeticiones es la fatiga, fenómeno que no se presenta cuando el esfuerzo es menor del 50% del de ruptura, así pues un esfuerzo menor a este puede ser aplicado varias veces sin que se presenten desperfectos notorios, por el contrario si el esfuerzo es muy cercano entonces las fallas en el concreto se presentarían a las pocas repeticiones. En los flexibles la fatiga casi no tiene importancia, ya que los efectos que les producen las repeticiones son deformaciones que no se acumulan, las cuales pueden ser de orden plástico o de rebote elástico.

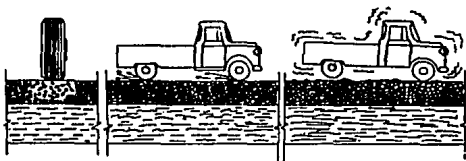
Se observa que las primeras repeticiones que se efectúan sobre un pavimento son de gran efecto y conforme las repeticiones aumentan el efecto disminuye.

En las bases los materiales sufren la trituración de sus partículas y en las capas inferiores interpenetración. Bajo la subsiguiente la resistencia y el módulo de deformación aumentan con el incremento de las repeticiones, lo cual es bueno.

Cuando sobre una grieta (Fig. III-7) de un pavimento rígido pasa una carga, esta atraviesa y transmite presión al material bajo ella. Si el material está mojado gran parte de la presión será tomada por el agua, que tenderá a salir a través de la grieta. Cuando termina la acción de la carga bajo la losa se produce una succión que provoca que el agua esté en movimiento. Si el agua que sale a través de la grieta sale sucia, poco a poco se ira formando un hueco bajo la losa. Cuando terminan estos efectos es porque la losa llegó a la ruptura bajo la acción de una carga por falta de apoyo. A este fenómeno se le conoce con el nombre de bombeo. El bom

beo se presenta, principalmente, cuando el suelo que soporta a la losa es del tipo plástico y más aún cuando es del tipo CH, y este se encuentra en alto grado de humedad; otro factor que influye es el elevado número, indispensable, de repeticiones en que se aplique la carga, razón por la cual este fenómeno se presenta más en los caminos que en las pistas aéreas.

Otros materiales que son propensos al efecto del bombeo son los CL, MH y ML. Si el material que se encuentra bajo la losa es del tipo granular, podría generarse una situación semejante a la del bombeo y en consecuencia con los mismos problemas destructivos por la falta de sustentación de la losa.



a) Pavimento flexible.



b) Pavimento rígido.

Figura III-7 Fallas que se presentan cuando existe agua debajo de la superficie de rodamiento.

Finalmente, de acuerdo a lo anteriormente mencionado, se llega a la conclusión de que las cargas estáticas son las que producen más efectos destructivos sobre los pavimentos.

III.4 Bases y sub-bases.

Los pavimentos flexibles son los que están principalmente relacionados con las capas de base y sub-base. Estas capas, son elementos estructurales muy importantes. Un buen comportamiento y larga vida son factores que dependen en gran parte de la calidad y espesor de dichas capas, fundamentalmente la base, que en los pavimentos flexibles es vital. Un pavimento rígido está formado por una losa de concreto. Si en este tipo de pavimento será elevado o si el material de la subrasante es de baja calidad, entonces será necesario construir una capa base o sub-base. Si no es bajo estas condiciones, entonces no se justificaría la construcción de dicha capa.

- Bases. En los pavimentos flexibles la función de soportar las cargas que produce el tránsito la desempeñan las capas bases y sub-bases. La capa base debe tener suficiente resistencia para recibir las cargas y transmitir las con menor intensidad a la siguiente capa, que podría ser sub-base o subrasante.

Los tipos de bases que se deben considerar actualmente son las que se mencionan a continuación:

- a) Base granular. Compuesta por grava triturada con una mezcla natural de agregado y suelo.
- b) Base estabilizada. Son capas formadas por materiales con cemento Portland, cal o cemento asfáltico.

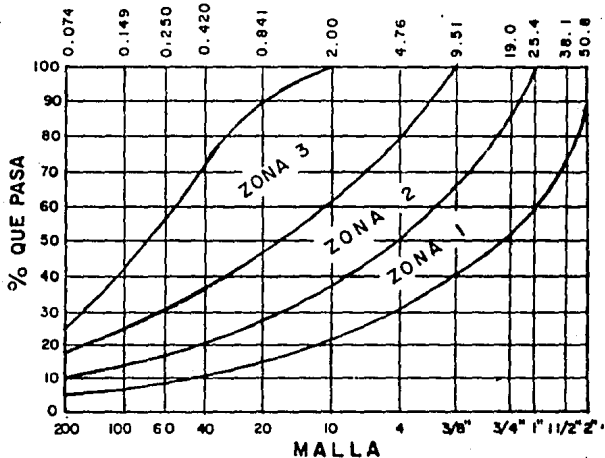
En las bases granulares la estabilidad depende de la cohesión y fricción interna.

Para que la fricción interna sea buena, los agregados deben tener buena graduación, forma irregular y finos limo-arenosos en pequeñas cantidades.

La estabilidad en las bases estabilizadas está en función de la resistencia que la liga del suelo y cemento, cal o asfalto proporcionan. Para la resistencia obtenida la granulometría es de importancia secundaria.

Los datos siguientes son los requisitos de calidad para las bases granulares.

**ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS
PARA MATERIALES DE SUBBASE Y BASE**
ABERTURA EN MILIMETROS



Malla	Zona 1	Zona 2	Zona 3
50 mm (2")	100 - -	-	-
25 mm (1")	59 - 100	100 - 65	-
10 mm (3/8")	40 - 65	65 - 100	100 - -
5 mm (Núm. 4)	30 - 50	50 - 80	80 - -
2 mm (Núm. 10)	20 - 38	38 - 60	60 - 100
0.5 mm (Núm. 40)	11 - 20	11 - 38	38 - 70
0.075mm (Núm. 200)	5 - 10	10 - 19	19 - 25
Límite líquido	30 máx.	30 máx.	30 máx.

Continuación de la tabla anterior.

% Cont. lineal	4.5 máx.	4.5 máx.	4.5 máx.
Valor cementante para materiales angulosos en Kg/cm ²	3.5 mín.	3.0 mín.	2.5 mín.
Valor cementante para materiales redondeados y lisos en Kg/cm ²	5.5 mín.	4.5 mín.	3.5 mín.

Tabla III-1 Granulometría para bases

Intensidad de tránsito en ambos sentidos.	Valor relativo de soporte	Equivalente de arena (tentativo)	Índice de durabilidad	% de compactación
Hasta 1000 vehículos al día.	80 mín.	30 mín.	35 mín.	95 mín
Más de 1000 vehículos al día.	100 mín.	50 mín.	40 mín.	95 mín

Tabla III-2 Tránsito.

Las bases estabilizadas son el resultado del concepto de material moderno y diferente.

El cemento Portland se utiliza en regiones húmedas y en zonas áridas el asfalto.

- Sub-bases. La principal función de la capa sub-base de un pavimento flexible es la de disminuir el costo del pavimento. El espesor de la capa base por lo general se ve reducido por un material de inferior calidad y que sea abundante cerca de la obra.

La siguiente tabla representa los requisitos de calidad para las sub-bases.

% pasando

Malla	Zona 1	Zona 2	Zona 3
50 mm (2")	100--	-	-
25 mm (1")	59-100	100--	-
10 mm (3/8")	40-65	05-100	100--
5 mm (Núm. 4)	30-50	50-80	80--
2 mm (Núm. 10)	20-38	38-60	60-100

Continuación de la tabla anterior.

0.5 mm (Núm. 40)	11-20	20-38	38-70
0.075 mm (Núm. 200)	5-10	10-19	19-25
✱ Contracción lineal	6 máx.	4.5 máx.	3.0 máx.
Valor relativo de soporte:		50 mín.	
Valor cementante para materiales angulosos en Kg/cm ² .	3.5 mín.	3.0 mín.	2.5 mín.
Valor cementante para materiales redondeados y lisos en Kg/cm ² .	3.5 mín.	4.5 mín.	3.5 mín.
Equivalente de arena, en por ciento.	20 mín. (tentativo)		

Tabla III-3 Granulometría para sub-bases.

En los pavimentos de concreto las sub-bases desempeñan una función complementaria de una subrasante deficiente y se considera que tiene poco valor estructural, el uso de las sub-bases es en los siguientes casos:

- 1) Cuando el tránsito es intenso.
- 2) Cuando el material de la subrasante es fino y plástico, cuando es de los últimos de la categoría "regular" y cuando son de la categoría "pobre".

La capa sub-base en los pavimentos rígidos son para las siguientes funciones:

- 1) Prevenir en la subrasante la falla por bombeo.
- 2) Para que la subrasante esté protegida contra las heladas.
- 3) Para contrarrestar la expansión y contracción de la subrasante.
- 4) Para aumentar a la subrasante la capacidad de carga.
- 5) Como elemento auxiliar en la construcción.

En los pavimentos rígidos la falla por bombeo se presenta en las siguientes situaciones:

- a) Intensidad en el tránsito de vehículos pesados.

- b) Acumulación de agua en la subrasante.
- c) Bastante cantidad de partículas finas (que pasen la malla número 200) en la subrasante.

Si cualquiera de los factores anteriores no existe, no se presentara la falla por bombeo.

Cuando un pavimento de concreto es construido sobre una subrasante muy arcillosa es necesario incluir una capa sub-base de espesor igual a 10 cm., ya que con ella se contrarrestan las expansiones.

III.4.1 Procedimiento de construcción de bases y sub-bases.

El procedimiento de construcción de bases y sub-bases es el siguiente:

1.- Inspección del lugar. Se tiene que realizar una completa revisión de la zona donde se efectuará la obra, con el objeto de poder localizar bancos para pavimentación. La inspección se puede hacer a través de fotografías aéreas, a pie, en vehículos o a lomo de bestia.

Los materiales que se utilizan en la construcción de las capas base y sub-base pueden ser desde grava, arena de río o depósito (aglomerados), materiales muy cementados (conglomerados) o roca masiva, hay algunos materiales como el "sascab" que cuando tienen baja plasticidad su comportamiento en las capas mencionadas es muy bueno; no así los materiales que aparentemente pueden comportarse muy mal en las bases, tal es el caso de los materiales pumíticos, que por un lado como son fácilmente desmoronables provocan cambios volumétricos en las capas y por otro lado bajo la acción de las cargas reducen su volumen notablemente, y cuando deja de actuar la carga recobran su volumen; los materiales de este tipo son los "jales" que son originarios de los alrededores de Guadalajara, la piedra "pómez" o el "tezonle" que es un material que abunda en la zona del eje volcánico, desde Veracruz hasta Colima. Estos materiales se pueden emplear en sub-bases y terracerías, si es que se encuentran empacadas en materiales finos como tepetates de aceptable plasticidad. Los materiales duros de extraer, pero que se intemperizan con gran rapidez como la pizarra, la lutita y el "choy", no se deben emplear en las bases o sub-bases a no ser que se utilicen en lugares muy áridos.

2.- Muestreo. Cuando ya se han ubicado los posibles bancos, se deben realizar sondeos preliminares y si los resultados son buenos, entonces se hacen los sondeos definitivos en mayor número que los preliminares, el objeto de estos sondeos es el de conocer-

la extensión del banco y las características del material. La profundidad de los sondeos a cielo abierto varia de 2 a 4 m., en los materiales que están poco o nada cementados y para los materiales con cementación regular y rocas, las perforaciones se hacen con máquinas rotatorias.

Después de que se realizan los sondeos se deben hacer los correspondientes muestreos, los cuales pueden ser en forma estratificada o integral cuando las muestras se toman de sondeos a cielo abierto o de los frentes de ataque de los antiguos bancos. En las máquinas rotatorias se toman como muestras las partes del material que se extrae con los tubos que se utilizan. A estos materiales se les hace una serie de pruebas y conforme a los resultados obtenidos y a la ubicación se eligen los bancos.

3.- Extracción y acarreo del material. En la extracción se debe considerar que los materiales que están en forma masiva deben ser obtenidos con tamaños accesibles, estos tamaños en las obras viales son del orden de 75 cm., cuando mucho. Para realizar la extracción se debe hacer un barreno en la roca en el cual se introduce dinamita y otro producto de nitrógeno para que se reduzca el costo, se instalan los estopines y se realiza la explosión. Según sea la cantidad de explosivos que se coloquen en los barrenos, a la ubicación de estos y a la densidad de la roca, serán las dimensiones de los fragmentos que resulten.

Después de que se ha dinamitado el banco, el material, ya sea producto de roca o de depósitos de aglomerados, es cargado en vehiculos de transporte a través de distintas máquinas que se utilizan según sea la dificultad que presenten los distintos tamaños del material (Fig. III-8).

4.- Tratamiento previo. Este es el que se hace antes de que el material llegue a la obra, el tratamiento puede ser de trituración (Fig. III-9) o de cribado; casi en todos los casos cuando es necesaria una estabilización, primordialmente química, también se hace como tratamiento previo.

5.- Acarreo. Cuando los materiales llegan a la obra se acamellonan (acordonan) con una sección constante para medir su volumen. La motoconformadora es la máquina que se emplea para la formación del cordón.

6.- Tratamiento en obra. Este tratamiento se le da a los materiales que lo necesitan, generalmente es estabilización mecánica y en algunas ocasiones químicas. Para el empleo de este tratamiento en el material que forma la mayor parte, una vez que ha si-

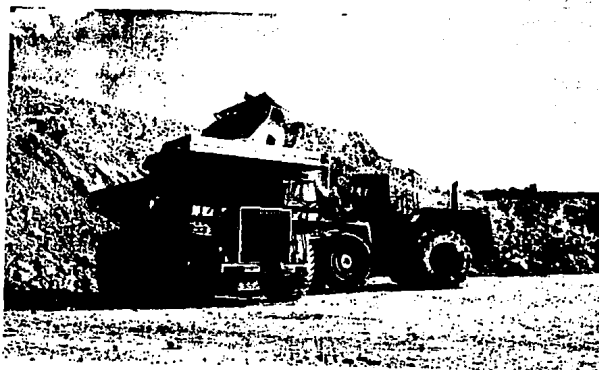


Figura III-8 Material de base que será transportado a la planta de trituración

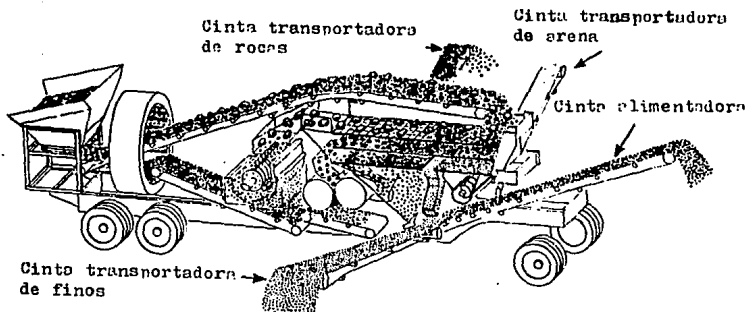


Figura III-9 Flujo de materiales en una planta de trituración "Dual", con trituradora primaria de impacto, simple rotor, y trituradora secundaria de rodillo - doble. Criba vibratoria horizontal.

do acordonado y medido, en parte de la corona se forma una capa y sobre ella se colocará en forma acordonada el material que se le va a mezclar, el mezclado se puede hacer con motoconformadora, des pues es conveniente que se vuelva a acordonar para verificar el volumen, ya que la suma de los volúmenes de materiales separados es mayor que estando mezclados. El mezclado también se puede hacer con mezcladoras mecánicas, solo que los materiales deben ser desagregados.

7.- Compactación. Para la compactación es necesario que los materiales tengan una humedad óptima, que casi siempre es inferior la de campo a la de laboratorio, ya que las máquinas que se emplean son muy pesadas, aunque el agua tiene que ser compensada debido a la evaporación durante los tratamientos. El agua tiene que ser distribuida por una pipa que debe realizar varias pasadas.

El material que se está acordonando debe ser abierto parcialmente hacia la corona, entonces la pipa tiene que hacer el primer riego, posteriormente se abre más el material hasta que se coloca sobre el que ya está humedecido, la pipa pasa otra vez y así sucesivamente hasta que se tenga el agua necesaria, el agua y el material deben ser mezclados en forma homogénea por la motoconformadora, la cual mueve el material de un lado a otro de la corona de la obra.

Quando se termina de realizar la mezcla se debe distribuir en la corona hasta formar una capa con espesor necesario. Se debe tener cuidado para que el material no se segregue (separación de finos y gruesos), para evitar esto es recomendable que el material húmedo sea colocado en el centro de la corona y de ahí sea extendido a los lados por la motoconformadora.

Al estar ya extendido el material este se debe compactar, tal y como se muestra en la Figura III-10, hasta que se obtiene el grado señalado en las especificaciones, generalmente este grado es de 95% del PVSM, aunque ultimamente se ha pedido del 100%. Pero para que una compactación pase del 95% al 100% es necesario aplicar mayor energía, y como consecuencia se requeriría mayor presupuesto; no obstante, la resistencia aumenta muy poco; es más recomendable que a la mezcla se le agregue algo de cal o cemento Portland, con ello la resistencia aumenta en forma significativa.

Para proporcionar una buena sustentación a una carpeta asfáltica delgada, es necesario que la base posea un valor cementado acorde a las especificaciones, cuando el material no tiene esta característica será necesario mezclarle un material con baja plasticidad como caliches, tepetates silicosos, limos o arenas arcillosas, en los cuales el indice plástico sea inferior al 18% ó 6.5% de contracción lineal.

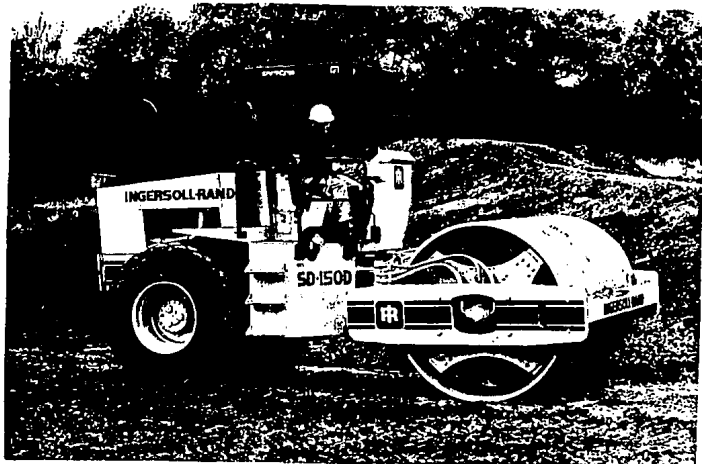


Figura III-10 Rodillo liso realizando la compactación de un material de base.

Para que se tenga un valor cementante muy elevado es necesario que se respeten las especificaciones referentes al VRS, ya que se deben cumplir simultáneamente el valor cementante y la plasticidad.

8.- Riego de impregnación. Al obtenerse el grado de compactación deseado, la base se deja secar durante algunos días, después se retira la basura, polvo y las partículas de material suelto. Entonces se hace a la base un riego de impregnación (Fig. III-11) el cual se lleva a efecto aplicando asfalto FM-1 con la dosificación de 1.5 l/m^2 . Este riego marca la transición entre la base de materiales naturales y la carpeta asfáltica. El asfalto tiene que penetrar en la base mínimo 3 mm., cuando la base tiene exceso de finos es probable que el riego no penetre, para remediarlo es aconsejable que se cambie la granulometría; en el caso contrario, si esta muy abierta, se tiene que aumentar la dosificación del asfalto a 1.8 l/m^2 .



Figura III-11 Base de un pavimento que fue impregnada con FM-1.

III.4.2 Bases estabilizadas químicamente.

Cuando una base es del tipo suelo cemento, después de que se agregó el cemento Portland y se homogeneizó el agua, el material podrá ser extendido en la corona para ser compactado. Si es suelo mejorado, en la mezcla del cemento y el agua, no se permite la formación de grumos, para evitar esto el material tiene que ser revuelto dos o tres veces al día durante tres días, después se le agrega agua suficiente, se extiende y se compacta.

En caso de ser base asfáltica, esta puede ser elaborada en --plataformas, en plantas en caliente o en frío.

III.5 Asfaltos.

Los asfaltos se encuentran disueltos en los distintos tipos de petróleos. Los asfaltos se conocen desde hace más de 5000 años, en Mesopotamia entre los años 3200 a 540 antes de Cristo, el asfalto fue empleado como cemento para ligar mamposterías y como impermeabilizante en los baños de los templos y tanques de agua. En el año de 1802 en Francia se utilizó la roca asfáltica para construir pisos y banquetas.

El asfalto es un producto de la refinación del petróleo, se obtiene una gran variedad de asfaltos como los sólidos, duros y quebradizos, además de uno con liquidez parecida a la del agua. El cemento asfáltico, de forma semi-sólida, es un material básico que está compuesto por asfalto duro y aceites no volátiles del petróleo. Así pues el proceso principal para obtener el asfalto es la destilación del petróleo.

Los productos obtenidos a través de la destilación directa --del petróleo crudo son:

- 1.- **Petróleo crudo.** Constituido por aceites volátiles, aceites de volatilización lenta, aceites no volátiles y asfalto duro.
- 2.- **Aceite residual asfáltico.** Constituido por aceites de volatilización lenta, aceites no volátiles y asfalto duro.
- 3.- **Cemento asfáltico.** Formado por aceites no volátiles y asfalto duro.
- 4.- **Asfalto duro.**

Los productos asfálticos se generan cuando el cemento asfáltico es disuelto en los destilados volátiles del petróleo o emulsificados con agua.

Los productos asfálticos líquidos que en pavimentos flexibles son más usados son los siguientes:

- 1.- **Asfalto de fraguado lento.** Formado por aceites de volatilización lenta y cemento asfáltico.
- 2.- **Asfalto de fraguado medio.** Formado por kerosina y cemento asfáltico.
- 3.- **Asfaltos de fraguado rápido.** Formado por gasolina y cemento asfáltico.
- 4.- **Emulsión asfáltica.** Constituida por agua, emulsor y cemento asfáltico.

Los tres primeros tipos de productos asfálticos que se mencionaron son los llamados asfaltos rebajados, además de estos existen otros tipos, los cuales se mencionan a continuación.

- **Asfalto natural.** Este tipo de asfalto se produce por la evaporación natural o destilación, este se forma cuando el petróleo crudo sale a la superficie de la tierra por medio de las grietas. Cuando se encuentra en la superficie, por medio de la acción del sol y el aire se separan los aceites ligeros y los gases, resultando así el asfalto, el que tiene un porcentaje de arena fina o arcilla, este tipo de materiales se le adhieren al petróleo cuando sale a la superficie a través de las grietas.
- **Asfalto de lago.** Este es un asfalto natural que se localiza en depósitos superficiales en las depresiones de la tierra.
- **Roca asfáltica.** Este tipo de roca es muy porosa, por lo general se le encuentra en la naturaleza, con impregnación asfáltica.
- **Gilsonita.** Por lo general se encuentra en las hendiduras de rocas o en vetas donde se extrae, su naturaleza es dura y quebradiza.

- **Asfalto oxidado.** Este asfalto se produce cuando se le altera alguna de sus características naturales al inyectarsele aire muy caliente durante la destilación. El punto de fusión de este asfalto es más elevado que el de otro con igual consistencia que se elabora por la destilación simple o evaporación.
- **Asfalto refinado con vapor.** Es el asfalto que es refinado con la presencia del vapor durante la destilación.
- **Asfalto refinado.** Este tipo abarca a todos los asfaltos que se someten al proceso de refinación.
- **Asfalto pulverizado.** Es aquel que resulta cuando un asfalto duro es triturado hasta hacerlo polvo.
- **Cemento asfáltico.** El asfalto de este tipo es el que se refina a través de la destilación al vapor de residuos muy pasados del proceso de fraccionación, la destilación se continua hasta que se consigue la penetración que se desea.
- **Mastique asfáltico.** Este asfalto está constituido por cemento asfáltico y material mineral en tal proporción que cuando se calienta se transforma en una masa espesa de poca fluidez.

III.5.1 Pruebas que se le realizan al asfalto.

Para conocer las características de un asfalto es necesario realizarle algunas pruebas para con ellas determinar si es que se encuentra dentro de las especificaciones que marca la fuente de producción. En México las especificaciones que los asfaltos deben cumplir son las de Petróleos Mexicanos.

Las pruebas que se le realizan a los asfaltos son las siguientes:

- 1.- **Densidad de producto asfáltico.** En los productos asfálticos la determinación de la densidad es de bastante importancia, ya que se utiliza como un medio para realizar correcciones de volumen cuando estos se encuentran a temperaturas elevadas. Cuando la densidad se determina en un laboratorio se hace a través del llenado de una botella con agua y se pesa; posteriormente la botella es llenada con asfalto, se calienta a 15°C y se pesa. La densidad del asfalto será el producto de la división del peso neto del asfalto entre el peso neto del agua.
- 2.- **Destilación de asfaltos rebajados.** Esta prueba se realiza para conocer de disolvente que contiene el producto asfáltico y de esta manera determinar sus características de volatilización.

3.- Viscosidad en los asfaltos rebajados y en las emulsiones asfálticas. Esta prueba es para determinar la fluidez de un asfalto líquido a una temperatura determinada. El viscosímetro es el aparato con el cual se realiza la prueba. Para obtener la viscosidad generalmente los asfaltos son expuestos a las siguientes temperaturas:

- Emulsiones a 25°C
- Asfaltos FL₀, FM₀ y FR₀ a 25°C
- Asfaltos FL₁, FM₁ y FR₁ a 50°C
- Asfaltos FL₂, FM₂ y FR₂ a 60°C
- Asfaltos FL₃, FM₃ y FR₃ a 60°C
- Asfaltos FL₄, FM₄ y FR₄ a 82°C

4.- Penetración en los residuos de destilación de asfaltos rebajados y cementos asfálticos. La realización de esta prueba es para determinar la dureza del residuo de la destilación de un asfalto rebajado o a la del cemento asfáltico. La penetración se expresa en décimos de milímetro a los que también se les conoce como grados de penetración.

5.- Punto de ignición de cementos asfálticos y de asfaltos rebajados. El punto mínimo de ignición en un asfalto representa una temperatura crítica arriba de la cual se deben tener precauciones para no correr riesgos de incendio mientras se calienta y manipula el asfalto.

6.- Flotación en el residuo de destilación de asfaltos rebajados - de fraguado lento. En esta prueba se requiere conocer la consistencia de asfaltos suaves a los que no se les puede realizar la prueba de penetración.

7.- Grado de humedad de los asfaltos rebajados. La realización de esta prueba es con el fin de saber la cantidad de agua que contienen los asfaltos rebajados, el agua representa una dificultad para el manejo del asfalto ya que al calentarse se produce espuma.

8.- Punto de reblandecimiento o fusión de cementos asfálticos. Esta prueba es de tipo arbitrario que se utiliza para determinar la temperatura a la que fluye hasta cierto grado un producto asfáltico. Conforme un asfalto se calienta va adquiriendo una mayor fluidez hasta que la temperatura llega a un cierto grado en el

cual el asfalto fluye con facilidad, sin que exista una temperatura crítica en la que cambie de forma súbita de estado sólido a líquido.

9.- Ductibilidad del residuo de destilación de asfaltos rebajados y de cementos asfálticos. El objeto de esta prueba es saber -- cuanto se puede estirar un asfalto sin que se rompa, una muestra patrón a una temperatura de 25°C, la velocidad de estiramiento es de 5 centímetros por minuto. Casi todos los trabajos en los cuales se utiliza asfalto se requiere que este tenga una cierta ductilidad en lugar de que se rompa rápidamente. Principalmente la ductilidad es necesaria para evitar daños por aplastamiento.

10.- Prueba de solubilidad en el bisulfuro de carbono. Esta prueba se realiza en una muestra de cemento asfáltico que se pesa -- previamente y al cual se le agrega solvente en exceso. La solución es filtrada para separar la materia insoluble, la que es secada a una temperatura de entre 80 y 100°C, y que es pesada para -- obtener el porcentaje en peso de materia soluble, es necesario calcular el porcentaje de materia insoluble y restarlo al 100%.

11.- Pérdida por calentamiento. En esta prueba, 500 grs. de cemento asfáltico son sometidos durante 5 horas a una temperatura de 100°C. Cuando la muestra es sacada del horno y es enfriada entonces se pesa para así conocer las pérdidas por volatilización -- las cuales son reportadas como un porcentaje del peso original del asfalto.

12.- Emulsiones asfálticas. Las emulsiones asfálticas tienen una -- fluidez muy parecida a la del agua, de la cual contienen de -- un 40 a un 50%, siendo este un factor de mucha importancia. -- El color chocolate es el que distingue a las emulsiones asfálticas. Para que el cemento asfáltico y el agua se encuentren perfectamente emulsionados será necesario que el cemento asfáltico sea -- reducido a pequeñas gotas para que estas queden flotando en el -- agua. Cuando a las gotas de cemento asfáltico se les proporciona -- una fuerza repulsiva, la que evita que las partículas de agua y cemento asfáltico se unan, se genera la estabilidad.

El agente emulsificador que se utiliza por lo general está -- compuesto por productos tensoactivos que disminuyen la tensión interfacial entre el agua, el cemento asfáltico y la carga, y también -- eléctricamente, a las gotas de este con lo que se logra que exista repulsión entre ellas.

III.5.2 Especificaciones de los productos asfálticos.

Las especificaciones que en México rigen a los asfaltos son las de Petróleos Mexicanos. A continuación se presentan dichas especificaciones.

PRUEBAS EN EL PRODUCTO ORIGINAL	GRADO DEL PRODUCTO				
	FR-0	FR-1	FR-2	FR-3	FR-4
Punto de ignición (copa abierta de Cleveland).			35°C	35°C	35°C
Viscosidad Saybolt Furol.					
a 25°C seg.	75-150				
a 50°C seg.		75-150			
a 60°C seg.			100-200	250-500	
a 82°C seg.					145-250
Penetración del asfalto básico (grados)	80-100	80-100	80-100	80-100	80-100
Destilación: % del total destilado a 360°C.					
Hasta 190°C más de	15	10			
Hasta 225°C más de	55	50	40	25	8
Hasta 260°C más de	75	70	65	55	40
Hasta 315°C más de	90	88	87	73	80
Residuo de la destilación a 360°C (% del volumen por diferencia, mínima)	50	60	67	73	78
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE LA DESTILACION					
Penetración, grados	80-120	80-120	80-120	80-120	80-120
Ductilidad en cms. (mínimo)	100	100	100	100	100

Solubilidad en tetracloruro de Carbono, % <u>mínimo</u>	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5
---	------	------	------	------	------

Tabla III-4

GRADO DEL CEMENTO ASFALTICO				
CONCEPTO	Núm. 3	Núm. 6	Núm. 7	Núm. 8
Punto de ignición (copa abierta de Cleveland)	220°C Mínimo	230°C Mínimo	240°C Mínimo	260°C Mínimo
Penetración, grados.	180-200	80-100	60-70	40-50
Punto de Fusión.	37-43°C	45-52°C	48-56°C	52-60°C
Ductilidad	100 cms. Mínimo	100 cms. Mínimo	100 cms. Mínimo	100 cms. Mínimo
Solubilidad en tetracloruro de Carbono.	99.5% Mínimo	99.5% Mínimo	99.5% Mínimo	99.5% Mínimo
Pérdida por calentamiento.	1% Máximo	1% Máximo	1% Máximo	1% Máximo

Tabla III-5

CONCEPTO	GRADO DEL PRODUCTO				
	FM-0	FM-1	FM-2	FM-3	FM-4
PRUEBAS EN EL PRODUCTO ORIGINAL					
Punto de ignición mínima. (copa abierta Cleveland)	38°C	38°C	66°C	66°C	66°C
Viscosidad Saybolt Furol:					
a 25°C	75-150				
a 50°C		75-150			
a 60°C			100-200	250-500	
a 82°C					125-250

Continúa en la página siguiente.

Penetración del - asfalto básico -- (grados).	80-100	80-100	80-100	80-100	80-100
Destilación: % -- del total destila do a 360°C					
Hasta 225°C	25 Máx.	20 Máx.	10 Máx.	5 Máx.	0
Hasta 260°C	40-70	25-65	15-55	5-40	30 Máx.
Hasta 315°C	75-93	70-90	60-87	55-85	40-80
Residuo de la des- tilación a 360°C (% del volumen -- por diferencia -- mínima.	50	60	67	73	78
Penetración (gra- dos)	120-300	120-300	120-300	120-300	120-300
Ductilidad en cm. mfn.	100	100	100	100	100
Solubilidad en te- tracloruro de car- bono % mfn.	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

Tabla III-6

CONCEPTO	GRADO DEL PRODUCTO				
PRUEBAS EN EL RE- SIDUO ORIGINAL	FL-0	FL-1	FL-2	FL-3	FL-4
Punto de ignición mfn. (copa abier- ta de Cleveland).	66°C	66°C	80°C	90°C	107°C
Viscosidad Saybolt Furol:					
a 25°C seg.	75-150				
a 50°C seg.		75-150			
a 60°C seg.			100-120	250-500	
a 82°C seg.					125-250

Continúa en la página siguiente.

Penetración del - asfalto básico (grados).	80-100	80-100	80-100	80-100	80-100
Destilación: des- tilado total a -- 360°C, % volumen	15-40	10-30	5-25	2-15	10 máx.
Flotación a 50°C- seg.	15-100	20-100	25-100	50-125	60-150
Contenido de as- falto a 100 gra- dos de penetra- ción (aprox.)	40 mín.	50 mín.	60 mín.	70 mín.	75 mín.
Ductilidad en cm. (mín.)	100	100	100	100	100
Solubilidad en te- tracloruro de car- bono, % mínimo.	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

Tabla III-7

PRUEBAS EN LA EMUL- SION	TIPO DE EMULSION	
	Fraguado rápido	Fraguado lento
Viscosidad	100 máximo	100 máximo
Residuo por destila- ción	57-58%	58-60%
Asentamiento en 5 días	3%	3%
Demulsibilidad: con 35 cc N/50 CaCl ₂ con 50 cc N/10 CaCl ₂	30% mínimo	1%
Retenido en la malla 20	0.1% máximo	0.1% máximo
Miscibilidad con ce- mento		

Continua en la página siguiente.

PRUEBAS EN EL RESIDUO DE DESTILACION		
Penetración del residuo.	100-200	100-200
Genizas	0.5% máximo	0.5% máximo

Tabla III-8

USOS	CLIMA CALIENTE O CLIMA TEMPLADO	CLIMA FRIO
Aeropuertos:		
Aeropistas	60-70	120-150
Galles de rodaje	60-70	85-100
Carreteras:		
Tránsito pesado	60-70	85-100
Tránsito medio	85-100	120-150
Tránsito liviano	85-100	120-150
Calles:		
Tránsito pesado	60-70	85-100
Tránsito medio	85-100	85-100
Tránsito liviano	85-100	85-100
Estacionamientos:		
Industriales	60-70	60-70
Comerciales	60-70	85-100
Recreativos:		
Canchas de tenis	85-100	85-100
Campos de juego	85-100	85-100

Tabla III-9

III.6 Carpetas asfálticas.

A la carpeta asfáltica se le define como una capa o capas que están constituidas por agregados pétreos y asfaltos, el lugar que ocupan en la estructura de un pavimento es sobre la base.

Las carpetas asfálticas que se usan en pavimentos flexibles son las que se clasifican de la siguiente manera:

1.- Tratamientos superficiales. Estos pueden ser simples o de un riego, doble o de dos riegos y triple o de tres riegos.

- Simple. Cuando la base de un pavimento ya está seca, compactada e impregnada entonces se le da un riego con producto asfáltico FR3 con la dosificación de 1.5 a 2.0 lts/m², el que se cubre inmediatamente con material pétreo 3A (material que está clasificado entre las mallas 3/8" a #8) con la dosificación de 6 a 8 lts/m²; la superficie es rastreada y planchada, antes de que se abra el tránsito se deben barrer los restos del material pétreo para con ello evitar que se formen ondulaciones en la carpeta.

- Doble. Si la base se encuentra totalmente terminada entonces se da un riego con un producto asfáltico FR3 con la dosificación de 2.0 lts/m², luego se tapa con material pétreo número 2 (entre mallas 1/2" y 1/4") con la dosificación de 12 a 14 lts/m², se rastrea y se plancha. El segundo riego se le da dos o tres días después con un FR3 con dosificación de 1.5 a 2.0 lts/m² cubriéndose inmediatamente con material pétreo 3B (entre mallas 1/4" y #8) se rastrea y se plancha.

- Triple. Esta carpeta se forma al estar la base del pavimento compactada, impregnada y seca, el primer riego se hace con un FR3 a razón de 2.5 lts/m² cubriéndose con material pétreo número 1 (entre mallas 1" y 1/2") con dosificación de 2.0 a 2.2 lts/m² se rastrea y se plancha. Cuando han pasado dos días se barre el material pétreo sobrante y se tiende una carpeta de dos riegos. Para planchar estas carpetas se utilizan aplanadoras de 5 a 8 ton. de peso.

2.- Macadam asfáltico. Este tipo de carpeta se realiza con el tendido de capas sucesivas de piedras limpias y angulosas progresivamente más pequeñas de abajo hacia arriba. Estas capas son compactadas por vibración y después se bañan con el producto asfáltico.

Cuando la base se encuentra limpia, impregnada y compactada se realiza la primera aplicación de agregado grueso a través de un esparcidor o con una tolva esparcidora que se adapta a un camión -

de volteo. La compactación es preferible que se lleve a cabo a través de un vibrador para que el material se encuentre perfectamente acomodado. En la siguiente aplicación de agregados las dimensiones y cantidad de estos deben ser menores, estos se deben esparcir uniformemente para que los huecos dejados en la primera capa sean llenados.

% que pasa la malla

Agregado	Núm. 1	Núm. 2	Núm. 3A	Núm. 3B	Núm. 3C
2"	-	-	-	-	-
58.8 mm	-	-	-	-	-
1 1/2"	-	-	-	-	-
38.1 mm	-	-	-	-	-
1 1/4"	100	-	-	-	-
32.0 mm	100	-	-	-	-
1"	95 mín.	-	-	-	-
25.4 mm	95 mín.	-	-	-	-
3/4"	-	100	-	-	-
19.0 mm	-	100	-	-	-
1/2"	5 máx.	95 mín.	100	-	100
12.7 mm	5 máx.	95 mín.	100	-	100
3/8"	-	-	95 mín.	100	95 mín.
9.5 mm	-	-	95 mín.	100	95 mín.
1/4"	0	5 máx.	-	95 mín.	-
6.3 mm	0	5 máx.	-	95 mín.	-
Núm. 4	-	-	-	-	5 máx.
4.70 mm	-	-	-	-	5 máx.
Núm. 8	-	0	5 máx.	5 máx.	0
2.38 mm	-	0	5 máx.	5 máx.	0
Núm. 8	-	-	0	0	-
0.420 mm	-	-	0	0	-

Tabla III-10 Granulometría para tratamientos superficiales y riegos de sello.

La compactación se hará cuando el asfalto se encuentre todavía caliente, con una aplanadora de 10 a 12 toneladas de peso. El objetivo es que la compactación se realice cuando el asfalto está todavía caliente para que de esta forma se adquiera una mejor unión entre partículas. Se vuelve a aplicar más producto asfáltico, del mismo tipo, pero en menor cantidad e inmediatamente una capa de material pétreo cuya cantidad y dimensiones serán aún menores.

que actuara como un riego de sello. El primer material pétreo que se empleo es conocido como material grueso, el segundo material de encaje y el tercero como material fino. El producto asfáltico que generalmente se emplea es el FR3 con una temperatura entre 65°C y 95°C, pero se puede utilizar otro tipo de acuerdo al clima. El agregado grueso que es retenido en la malla de 1" a 1/8" no debe tener más del 5% de cantos planos o alargados de los cuales su longitud no debe ser más de tres veces su dimensión más pequeña. La granulometría de los materiales debe estar de acuerdo con lo que se especifica en la Tabla III-11.

* en peso del material que pasa las mallas

Malla	Material grueso	Material de encaje	Material fino
2-1/4"	100	-	-
2"	90-100	-	-
1-1/2"	30-55	-	-
1-1/4"	0-15	-	-
1"	0-5	-	-
3/4"	-	100	-
5/8"	-	90-100	100
1/2"	-	40-70	90-100
3/8"	-	0-15	30-50
4	-	0-5	0-8
10	-	-	0-3

Tabla III-11 Granulometría.

3.- Mezcla en el lugar. Esta se llama así porque los agregados pétreos y el producto asfáltico son mezclados mediante motocompactadoras o mezcladoras ambulantes. Cuando la base esté lista el material pétreo se acordonará, después se extenderá con un espe

sor uniforme por todo el camino y los riegos consecutivos con el producto asfáltico serán a razón de 3 a 4 lts/m² hasta que se complete la cantidad especificada como óptima a través de las pruebas realizadas en el laboratorio.

Al terminar el mezclado el material se acordona a un lado, se realiza a la base un riego de liga con 0.5 lts/m² de FR3, acto seguido se tiende la mezcla en el riego de liga, se le da una conformada cuidadosa y una ligera planchada simplemente para acomodar el material, posteriormente se deja reposar para que la mezcla alcance la consistencia y sea compactada.

Si el índice de permeabilidad en la carpeta asfáltica termina da es mayor de 10, se tendrá que realizar un riego de sello. Este riego consiste en aplicarle a la carpeta un riego con FR3 con una dosificación de 1.0 lts/m² y cubrirlo con material 3B (entre las mallas de 1/4" y #8).

Malla.	Zona 1	Zona 2
25 mm (1")	100	-
9.5 mm (3/8")	50-100	100
4.76 mm (Núm. 4)	26-70	70-100
0.42 mm (Núm. 40)	4-12	12-45
0.074 mm (Núm. 200)	0-5	5-18
% Cont. lineal	3 máx.	2 máx.
Desgaste L.A.	40% máx.	40% máx.
Partículas alargadas	35% máx.	35% máx.
Equiv. arena	55% mín.	55% mín.

Tabla III-12 Especificaciones SCT para agregados de mezclas en el lugar.

4.- Mezcla en planta. Por lo general este tipo de mezcla se realiza calentando el asfalto y en varias ocasiones también los agregados pétreos. Debido a que la dosificación se hace por volumen la calidad de la mezcla no es muy elevada, ya que solo es de alta calidad cuando su control es muy riguroso. La incertidumbre que existe en la dosificación es un factor que iguala a estas mezclas con las realizadas en la obra, por tal motivo su uso no se ha hecho popular.

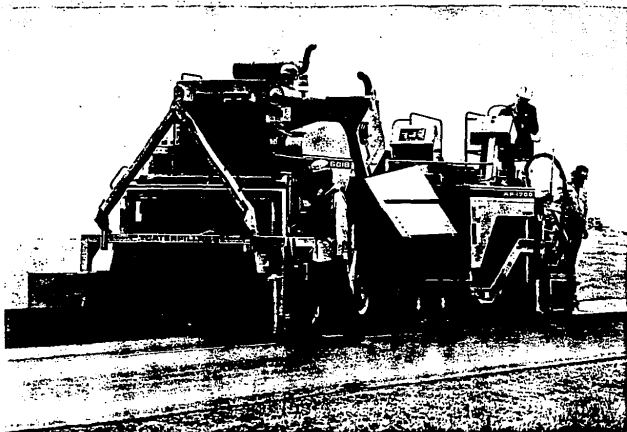


Figura III-12 Máquina extendora de concreto asfáltico que previamente fue scordonado.



Figura III-13 Planta para la elaboración de concreto asfáltico.

5.- Concreto asfáltico. Estos concretos son unas mezclas que se hacen en plantas estacionarias, en donde se calientan los agregados y utilizando en su preparación cementos asfálticos. La calidad de un concreto asfáltico depende en gran parte de la precisión en la dosificación. Los agregados que se utilizan en la mezcla se deben secar y calentar a una temperatura de entre 135°C y 177°C antes de que entren en la mezcladora. Posteriormente al calentamiento de los agregados estos serán cribados a los tamaños especificados, los que serán depositados en compartimientos, quedando así listos para ser mezclados. Primeramente en la mezcladora se introduce el agregado pétreo perfectamente dosificado y después se agrega el cemento asfáltico, con esto se inicia el mezclado. El cemento asfáltico tiene que ser calentado en pilas y tanques en los cuales la temperatura máxima de calentamiento de un cemento asfáltico es de 177°C.

La temperatura que el concreto asfáltico debe tener al salir de la planta se debe encontrar entre 135°C y 177°C y en ocasiones mayor. El tiempo total de mezclado es aquel que transcurre desde que se termina de introducir el cemento asfáltico hasta que sale la mezcla. En plantas de mezclado continuo este tiempo se calcula a través de la siguiente fórmula:

$$T = \frac{\text{Capacidad total de la planta (Kg)}}{\text{Kilos que salen de la planta por segundo}}$$

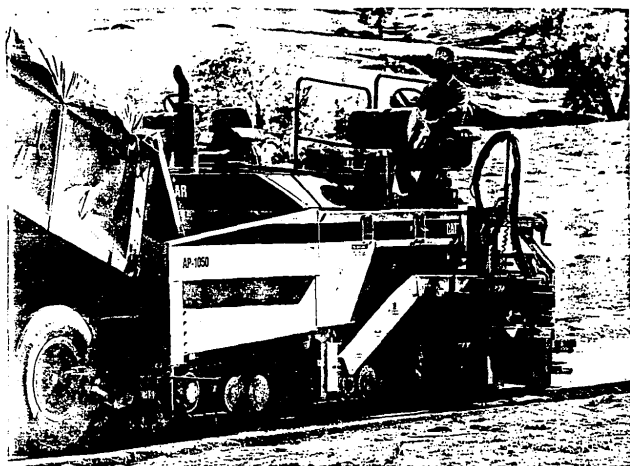


Figura III-1: Camión que descarga el concreto asfáltico en la tolva de la extendidora.

Malla	% Pasando
25 mm (1")	100
9.5 mm (3/8")	65-100
4.76 mm (Núm. 4)	48-70
0.42 mm (Núm. 40)	18-25
0.074 mm (Núm. 200)	5-10
% Contracción lineal	2 máx.
Desgaste Los Angeles	40 máx.
Partículas alargadas	35 máx.
Equivalentes de arena	35 mín.

Tabla III-13 Especificaciones para agregados de concreto asfáltico.

Valor de	Hasta 2 000 vehículos pesados	Más de 2 000 vehículos pesados		
Estabilidad Marshall	450 Kg mín.	700 Kg mín.		
Flujo en mm	2.0 a 4.5	2 a 4		
* Vacíos en la mezcla respecto al volumen del espécimen %	3 a 5	3 a 5		
Vacíos en el agregado (VAM) respecto al volumen del espécimen de mezcla	Tamaño máx. %	Tamaño %		
	Núm. 4	18	Núm. 4	18
	1/4"	17	1/4"	17
	3/8"	16	3/8"	16
	1/2"	15	1/2"	15
	3/4"	14	3/4"	14
	1"	13	1"	13
% de compactación	95 mínimo.			
Permeabilidad	Menor de 10%			

* Los vacíos en las bases asfálticas son de 3 a 8%.

Tabla III-14 Especificaciones para mezclas de concreto asfáltico.

III.6.1 Requisitos que se deben cumplir en una carpeta terminada.

Cuando se le ha dado la última compactación a una carpeta asfáltica esta debe cumplir los requisitos siguientes:

Debe estar de acuerdo con el trazado, rasante y sección tipo de planos. El espesor tendrá que ser el especificado, el cual no debe variar en ningún punto en más de 0.5 cm.

Las depresiones que existan sobre la carpeta no deben ser mayores de 0.3 cm. cuando sea medida con una regla recta de 3 m., paralela al eje de la carpeta. Al finalizar la última compactación las muestras del pavimento tendrán una densidad mayor del 95% de la obtenida de mezclas que se compactan en el laboratorio (prueba Marshall). Hasta que no se enfrie totalmente la carpeta asfáltica, no se podrá transitar a través de ella.

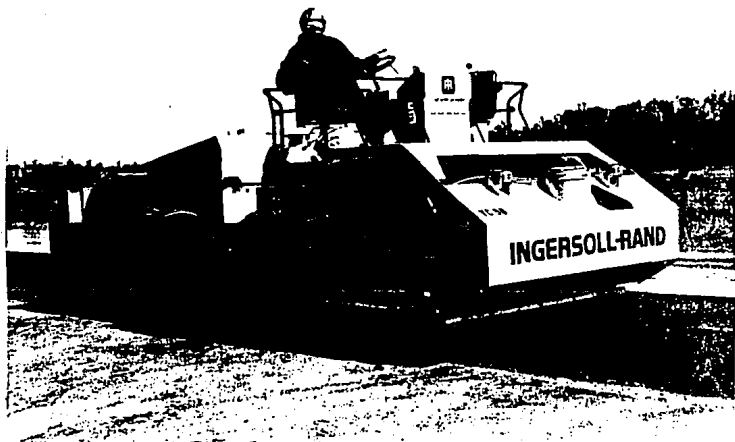


Figura III-15 Compactación de una carpeta asfáltica.

III.7 Riego de sello.

El riego de sello por lo general lo deben recibir las carpetas asfálticas de mezcla hecha en el lugar y las de concreto asfáltico, este tratamiento es con el objeto de que la carpeta se mantenga impermeable y su superficie desgranada y resaca adquiera mayor vida.

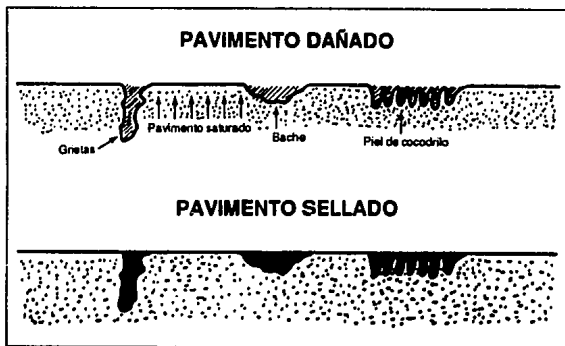


Figura III-16 Pavimento antes y después de la aplicación del sello asfáltico.

El riego de sello puede ser de los siguientes tipos:

- a) Tratamiento superficial.
- b) Mortero asfáltico (Slurry Seal)

El riego de sello en los tratamientos superficiales consiste en la aplicación de asfalto FR2, FR3 o emulsión asfáltica, el riego de sello es cubierto por un agregado 3A, 3C, 3D ó 3E. Únicamente en las carpetas de tratamiento superficial doble o triple se utiliza material pétreo 3B.



- a) Regando el producto asfáltico, que bien puede ser el rebajado o la emulsión asfáltica.



- b) Extendiendo el material pétreo en cantidad adecuada.

Figura III-17 Procedimiento para la realización de un riego de sello en una carpeta ya terminada.

El asfalto que se suministra varía de 1 a 2 lts/m² y debe estar caliente, la emulsión asfáltica se aplica en frío. El problema fundamental de este riego es que una gran cantidad de agregado no se une con el asfalto, provocándose con esto mucho polvo y rompimiento de parabrisas de vehículos.



Figura III-18 Máquina tipo Young realizando un riego de sello con mortero asfáltico.

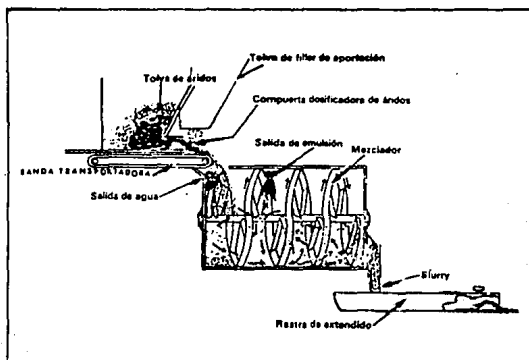


Figura III-19 Máquina Slurry Seal tipo Young.

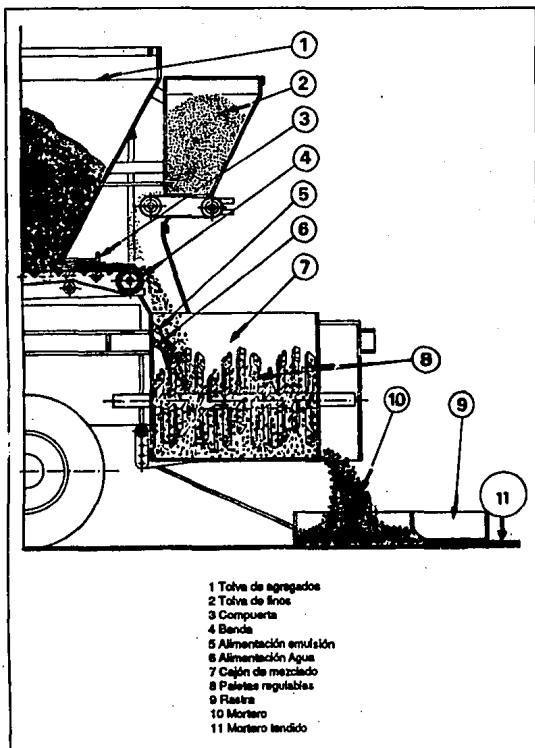


Figura III-20 Máquina moderna Slurry Seal.

Los riegos de sello de mortero asfáltico se utilizan en las calles y aeropuertos, esta mezcla está formada por arena, emulsión asfáltica, cemento Portland o cal y agua, esta mezcla es conocida como lodo asfáltico y se debe aplicar en frío. Dependiendo de los agregados la cal y el cemento pueden no ser necesarios.

Cuando el agua de una emulsión asfáltica se evapora, el agregado y el asfalto quedan ligados, produciéndose así una capa sellante sobre la carpeta asfáltica. Finalmente se le da una ligera compactada para que el agregado no se desprenda y se obtenga una superficie rugosa que evite que los vehículos derrapen.



Figura III-21 Compactando un riego de sello.

Actualmente se producen emulsiones asfálticas de tipo uniónico y catiónico (fraseo normal y rápido) de muy buena estabilidad con las que se puede realizar un tendido continuo con máquinas dosificadoras y mezcladoras sobre un chasis de camión, las cuales producen bastantes metros cuadrados de sello por hora.

En el mortero asfáltico los factores que influyen en su compo

sición son el tipo y volumen de tránsito y las condiciones climáticas.

Malla	% pasando Superficie fina	% pasando Superficie general
3/8"	100	100
Núm. 4	100	85-100
Núm. 8	100	65-100
Núm. 16	65-90	45-70
Núm. 30	40-60	30-50
Núm. 50	25-42	18-30
Núm. 100	15-30	10-21
Núm. 200	10-20	5-15
Espesor de la capa	3 mm \pm	7 mm \pm
% Contracción lineal	2 máx.	
Equivalente de arena	40 mín.	

Tabla III-15 Especificaciones para el sello de mortero asfáltico.

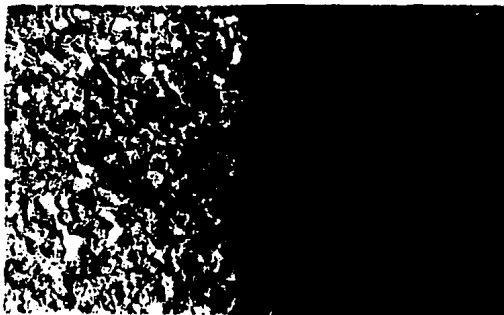


Figura III-22 Diferencia de textura de una carpeta asfáltica sellada con mortero asfáltico.

En las carpetas nuevas el sello de mortero asfáltico superficie general es el más común. En carpetas agrietadas, por su mayor penetración, el superficie fina.

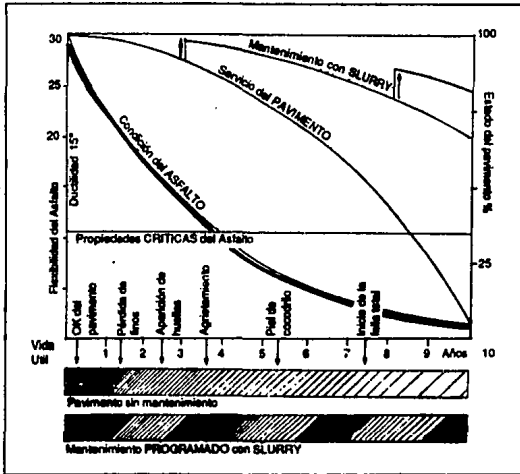


Figura III-23 Vida útil de un pavimento.

TABLAS

CONSUMO HORARIO APROXIMADO DE LUBRICANTES

(Cuando se trabaja con mucho polvo, barro profundo o agua, aumente las cantidades en un 25%.)

Modelo	Cárter		Transmisión		Mandos Finales		Controles Hidráulicos		Cambio de lubricante*	Conectores de engrase**
	Litros	Gal	Litros	Gal	Litros	Gal	Litros	Gal		
Tractores de Cadenas										
D3C/D4C Serie II	0,045	0,012	0,011	0,003	0,009	0,002	0,015	0,004	10	8
D4E	0,030	0,010	0,039	0,010	0,018	0,005	0,011	0,003	11	864
D4H Serie II	0,038	0,010	0,039	0,010	0,018	0,005	0,011	0,003	13	0
D5B	0,054	0,014	0,070	0,020	0,022	0,006	0,024	0,006	9	916
D5H Serie II	0,054	0,014	0,076	0,020	0,022	0,006	0,024	0,006	13	0
D6D	0,109	0,029	0,045	0,012	0,038	0,010	0,024	0,006	13	428
D6H Serie II	0,109	0,029	0,045	0,012	0,038	0,010	0,024	0,006	13	16
D7G	0,109	0,029	0,070	0,018	0,068	0,018	0,045	0,012	13	444
D7H Serie II	0,109	0,029	0,070	0,018	0,068	0,018	0,045	0,012	12	38
D8L	0,181	0,048	0,156	0,044	0,022	0,068	0,035	0,009	11	516
D8N	0,144	0,038	0,129	0,034	0,015	0,006	0,042	0,011	13,5	52
D9N	0,181	0,048	0,156	0,044	0,022	0,068	0,035	0,009	12	516
D10N	0,242	0,064	0,177	0,047	0,018	0,005	0,054	0,014	12	516
D11N	0,424	0,112	0,242	0,064	0,019	0,005	0,125	0,033	14	495
Tractores agrícolas										
D3C SA***	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D4E SA	0,036	0,010	0,039	0,010	0,018	0,005	0,011	0,003	11	864
D4E SR	0,038	0,010	0,039	0,010	0,018	0,005	0,011	0,003	11	864
D5B SA	0,054	0,014	0,076	0,020	0,022	0,006	0,024	0,006	9	916
D6D SA	0,109	0,029	0,045	0,012	0,038	0,010	0,024	0,006	13	428
D6D SR	0,109	0,029	0,045	0,012	0,038	0,010	0,024	0,006	13	428
D7G SA***	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D8L SA***	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
AGS	0,109	0,029	0,045	0,012	0,038	0,010	0,045	0,012	14	—
Challenger 65B	0,109	0,029	0,053	0,014	0,101	0,027	0,045	0,012	16	2012
Challenger 75	0,109	0,028	0,053	0,014	0,101	0,027	0,045	0,012	16	2012
Motorveladoras										
120G	0,084	0,022	0,068	0,018	0,049	0,013	0,034	0,009	12	536
130G	0,084	0,022	0,079	0,021	0,064	0,017	0,034	0,009	12	536
12G	0,058	0,015	0,078	0,021	0,064	0,017	0,038	0,010	8	630
140G	0,117	0,031	0,080	0,021	0,064	0,017	0,038	0,010	12	536
14G	0,116	0,031	0,151	0,040	0,098	0,026	0,061	0,015	12	536
18G	0,120	0,032	0,197	0,052	0,121	0,032	0,067	0,015	12	636

*Cantidad de cambios de lubricante (cárter, transmisión, mandos finales e hidráulicos) en un periodo de 2000 horas. El total puede variar según el contenido de sulfuro del combustible diesel. Consulte siempre la Guía de Lubricación y Conservación.

**Los números se refieren a la cantidad de conectores de engrase que se pueden servir durante un periodo de 2000 horas. El total puede variar según el equipo de la máquina.

***Información insuficiente para poder hacer estimaciones.

NOTA: Estas cifras se basan en la operación de la máquina en condiciones ideales sin pérdida de lubricantes. Se calcula parcialmente dividiendo las cantidades de cambio recomendadas (en litros) por la capacidad del tanque. No se incluyen las cantidades que se añaden.

Modelo	Cárter		Transmisión†		Mandos Finalist††		Controles Hidráulicos††		Cambio de Lubricante*	Grasas**
	Gal/ Litros	EUA	Gal/ Litros	EUA	Gal/ Litros	EUA	Litros	Gal/ EUA		
Excavadoras y Talladores Forestales										
205B LC	0,040	0,010	—	—	0,004	0,001	0,060	0,018	10	4280
206B FT◄	0,040	0,010	0,008	0,002	0,004	0,001	0,060	0,018	10	5200
211B LC	0,040	0,010	—	—	0,004	0,001	0,060	0,018	10	4280
212B FT◄	0,040	0,010	0,008	0,002	0,004	0,001	0,060	0,018	10	5200
213B LC	0,060	0,010	—	—	0,004	0,001	0,132	0,035	11	1500
214B/214B FT◄	0,060	0,010	0,008	0,002	0,005	0,001	0,132	0,035	14	2080
215D LC, 216D	0,008	0,018	—	—	0,011	0,003	0,078	0,020	10	2080
224B◄	0,060	0,018	0,008	0,002	0,005	0,001	0,150	0,039	15	5240
225D	0,048	0,013	—	—	0,017	0,004	0,151	0,040	10	800
231D	0,076	0,020	—	—	0,017	0,004	0,153	0,042	10	800
235C◄◄	0,110	0,029	—	—	0,017	0,004	0,160	0,044	10	848
245B Serie II◄◄	0,152	0,038	—	—	0,017	0,004	0,202	0,053	10	858
E70B	0,041	0,011	—	—	0,005	0,002	0,06	0,02	10	400
E110B	0,082	0,014	—	—	0,008	0,002	0,11	0,03	10	480
E120B	0,088	0,023	—	—	0,008	0,002	0,11	0,03	10	480
E140	0,088	0,023	—	—	0,080	0,002	0,11	0,03	10	500
E200B	0,095	0,025	—	—	0,015	0,004	0,13	0,03	10	550
E240B	0,097	0,028	—	—	0,017	0,004	0,15	0,04	10	600
E300B	0,138	0,036	0,003	0,001	0,019	0,005	0,20	0,05	14	550
E450	0,187	0,049	0,007	0,002	0,064	0,016	0,29	0,08	19	700
E650	0,357	0,084	0,007	0,002	0,068	0,018	0,43	0,11	19	750
E450 Pala Frontal	0,187	0,049	0,007	0,002	0,064	0,016	0,29	0,08	19	1400
E650 Pala Frontal	0,357	0,094	0,007	0,002	0,068	0,018	0,43	0,11	19	1400
Arrastradores de Troncos										
81B, 51B GS	0,076	0,020	0,032	0,008	0,027	0,007	0,014	0,004	12	580
52B	0,113	0,030	0,032	0,008	0,032	0,008	0,023	0,006	12	584
Tandembus										
571G	0,109	0,029	0,070	0,018	0,068	0,018	—	—	12	5508
572G	0,132	0,035	0,117	0,031	0,072	0,019	0,018	0,005	13	5130
578***	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
589	0,171	0,045	0,167	0,044	0,086	0,023	0,085	0,023	18	2454
Motobulldoz										
611C	0,049	0,013	0,026	0,007	0,016	0,004	0,049	0,013	12	6840
615C	0,094	0,025	0,035	0,009	0,030	0,006	0,078	0,020	12	7560
621E	0,136	0,036	0,083	0,022	0,079	0,021	0,055	0,014	12	2569
623E	0,136	0,036	0,083	0,022	0,079	0,021	0,055	0,014	12	6785
627E	0,219	0,058	0,155	0,041	0,104	0,027	0,066	0,017	22	2861
631E	0,182	0,048	0,127	0,033	0,092	0,024	0,085	0,022	12	717
637E	0,290	0,077	0,185	0,049	0,164	0,043	0,085	0,022	22	717
651E	0,272	0,072	0,138	0,038	0,098	0,028	0,094	0,025	12	1568
657E	0,454	0,120	0,257	0,048	0,182	0,048	0,094	0,025	24	1584

◄Los modelos de ruedas equipados con estabilizadores delanteros y traseros

◄◄La Pala Frontal 235C tiene 6848 grameras en un periodo de 2000 horas de Servicio. La Pala Frontal 245B tiene 6856.

*Cantidad de cambios de lubricante (Cárter, transmisión, mandos finales e hidráulicos) en un periodo de 2000 horas. El total puede variar según el contenido de burbujas del combustible diesel. Consulta siempre la Guía de Lubricación y Conservación.

**Los números se refieren a la cantidad de conectores de engrase que se pueden servir durante un periodo de 2000 horas. El total puede variar según el equipo de la máquina.

***Información insuficiente para hacer estimaciones.

(Incluye el mando de la bomba hidráulica (Excavadoras).

†) Incluye el mando del giro y el de impulsión (Excavadoras).

Estos son los mínimos cambios recomendados para la Serie E, en un intervalo de 2000 horas:

Cárter, 8 cambios, con intervalos de 250 horas.

Mando de la bomba, 2 cambios, con intervalos de 1000 horas.

Mando de transmisión, 1 cambio, con intervalos de 1000 horas.

Mando del giro, 2 cambios, con intervalos de 1000 horas.

Hidráulica, 1 cambio, con intervalos de 2000 horas.

NOTA: Los cambios de lubricante indicados son para las máquinas 627E, 637E y 657E de 6 cilindros, incluyendo al motor del tractor y de la bomba.

Modelo	Cárter		Transmisión		Mandos Finales		Controles Hidráulicos		Cambio de Lubricante*	Omnibus**
	Litros	Gal/ EUA	Litros	Gal/ EUA	Litros	Gal/ EUA	Litros	Gal/ EUA		
Camiones de Obra y Tractores de Tiro										
788C	0,182	0,048	0,101	0,027	0,083	0,022	0,447	0,118	18	808
789C	0,182	0,048	0,101	0,027	0,083	0,022	0,447	0,118	18	588
772B	0,273	0,072	0,101	0,027	0,078	0,021	0,475	0,126	15	806
773B	0,273	0,072	0,101	0,027	0,078	0,021	0,475	0,126	15	586
776B	0,363	0,096	0,138	0,037	0,165	0,044	0,526	0,139	15	1056
777B	0,363	0,096	0,138	0,037	0,165	0,044	0,526	0,139	15	728
785	0,530	0,140	0,248	0,066	0,218	0,058	0,379	0,100	13	1128
788	0,795	0,210	0,224	0,059	0,231	0,077	0,549	0,145	13	1128
793	0,795	0,210	0,224	0,059	0,331	0,088	0,683	0,178	13	1128
Camiones Articulados										
D200	0,136	0,036	0,034	0,010	0,120	0,031	0,100	0,027	13	3200
D250	0,136	0,036	0,034	0,010	0,136	0,036	0,100	0,027	13	2248
D300	0,136	0,036	0,034	0,010	0,136	0,036	0,100	0,027	13	2248
D480	0,120	0,032	0,100	0,027	0,150	0,039	0,100	0,027	13	3200
D7800	0,136	0,036	0,034	0,010	0,120	0,031	0,100	0,027	13	3200
D3000	0,136	0,036	0,034	0,010	0,120	0,031	0,100	0,027	13	3200
D3500	0,126	0,036	0,034	0,010	0,136	0,036	0,100	0,027	13	3280
D4000	0,120	0,032	0,100	0,027	0,034	0,010	0,100	0,027	13	3568
Tractores de Ruedas y Compactadores										
814B	0,113	0,030	0,060	0,016	0,051	0,013	0,043	0,011	12	182
815B	0,113	0,030	0,060	0,016	0,051	0,013	0,043	0,011	12	182
818B	0,113	0,030	0,060	0,016	0,051	0,013	0,043	0,011	12	200
824C	0,113	0,030	0,060	0,016	0,073	0,019	0,043	0,011	12	200
825C	0,113	0,030	0,060	0,016	0,096	0,025	0,043	0,011	12	200
826C	0,113	0,030	0,060	0,016	0,096	0,025	0,043	0,011	12	200
834B	0,165	0,044	0,102	0,027	0,102	0,027	0,121	0,032	12	318
Cargadores de Ruedas y Portaherramientas Integrales										
810C	0,033	0,010	0,023	0,006	0,009	0,002	0,036	0,009	14	888
IT123	0,038	0,010	0,023	0,006	0,009	0,002	0,036	0,009	14	848
IT14B	0,038	0,010	0,023	0,006	0,008	0,002	0,036	0,009	14	848
918	0,055	0,014	0,030	0,008	0,010	0,003	0,026	0,007	13	844
IT18B	0,055	0,014	0,030	0,008	0,010	0,003	0,026	0,007	13	442
IT28B	0,058	0,015	0,024	0,006	0,015	0,004	0,026	0,007	15	364
928E	0,058	0,015	0,024	0,006	0,015	0,004	0,026	0,007	15	448
930, 930R	0,110	0,030	0,040	0,010	0,080	0,020	0,150	0,040	12	384
938E	0,089	0,023	0,038	0,010	0,015	0,004	0,038	0,010	13	452
950F	0,090	0,024	0,034	0,009	0,018	0,005	0,038	0,010	13	452
966C, 966R	0,113	0,030	0,045	0,012	0,050	0,013	0,070	0,018	12	452
966F	0,114	0,030	0,045	0,012	0,025	0,007	0,070	0,018	13	432
980F	0,138	0,036	0,062	0,017	0,042	0,011	0,063	0,017	15	800
988B	0,180	0,048	0,066	0,018	0,051	0,014	0,150	0,038	15	408
992C	0,298	0,076	0,138	0,036	0,191	0,050	0,270	0,070	13	3670
994	0,787	0,208	0,276	0,073	0,442	0,117	0,435	0,115	18	3694
Cargadores de Cadenas										
931C (3F-3R)	0,048	0,012	0,014	0,004	0,008	0,002	0,026	0,007	14	720
935C	0,049	0,013	0,015	0,004	0,008	0,002	0,026	0,007	16	720
943	0,050	0,018	0,013	0,003	0,009	0,002	0,026	0,007	11	324
953	0,050	0,018	0,021	0,005	0,015	0,004	0,026	0,007	11	324
963	0,075	0,020	0,031	0,008	0,011	0,003	0,040	0,010	11	244
973	0,059	0,028	0,038	0,009	0,013	0,003	0,038	0,009	11	354

*Cantidad de cambios de lubricante (Cárter, transmisión, mandos finales e hidráulicos) en un periodo de 2000 horas. El total puede variar según el contenido de sulfuro del combustible diesel. Consulte siempre la Guía de Lubricación y Conservación.

**Los números se refieren a la cantidad de conectores de engrase que se pueden servir durante un periodo de 2000 horas. El total puede variar según el tipo de la máquina.

(Incluye el freno) (Camiones de Obra y Tractores de Tiro)

(Incluye el freno, el convertidor, el sistema de frenado de la caja y la dirección) (Camiones de Obra y Tractores de Tiro)

Factores básicos del tren de rodaje			
Modelo	Factor básico		
D11N	17,5		
D10N	12,0		
D9N	9,5		
D8N	8,5		
973, 589, D7 BPS	9,0		
D7, 963, 578, D6 BPS, D8 AE	8,0		
D6, 953, 572, D5 BPS, D7 AE	6,2		
D5, 943, 571, 227, D4 BPS, D6 AE,	5,0		
D4, 931, 561, D3 BPS, D5 AE	3,7		
D3, D4 AE	2,5		
Multiplicadores de condiciones			
	Impacto	Abrasión	"Z"
Alto	0,3	0,4	1,0
Moderado	0,2	0,2	0,5
Bajo	0,1	0,1	0,2

RESISTENCIA DE DIVERSOS TERRENOS

MATERIA	RESISTENCIA			
	Bar	lb/ in ²	Metric t/m ²	U.S. ton/ pie ²
Roca (semi-fragmentada)	4,8	70	50	5
Roca (entera)	24,1	350	240	24
Arcilla seca	3,8	55	40	4
húmeda	1,9	27	20	2
arcilla blanda	1,0	14	10	1
Grava cementada	7,6	110	80	8
Arena compacta y seca	3,8	55	40	4
Limpia y seca	1,9	27	20	2
Arena movediza, y terreno de aluvión	0,5	7	5	0,5

FACTORES DE RESISTENCIA A LA RODADURA EN CAMINOS DE CONDICIONES TIPICAS

TERRENO	kg/t	lb/ton	Equival. en % inclinac.
Camino estabilizado, pavimentado, duro y liso que no ceda bajo el peso, regado y conservado	20	40	2%
Camino firme y liso, de tierra o con revestimiento ligero, que cede un poco bajo la carga. Reparado con bastante regularidad, y regado	32,5	65	3%
Nieve: compacta	25	50	2,5%
suelta	45	90	4,5%
Camino de tierra, con surcos, que cede bajo la carga, se repara muy poco o nada, y no se riega. Los neumáticos penetrarán 1" (25 mm), o más	50	100	5%
Camino de tierra con surcos, blando, sin estabilizar y que no se repara. Penetración de 4" a 6" (100 a 150 mm) ..	75	150	7,5%
Arena o grava suelta	100	200	10%
Camino blando y fangoso con surcos, no se repara	100 a 200	200 a 400	10-20%

El tamaño de los neumáticos y la presión de inflado son factores que reducen o aumentan considerablemente las cifras de la tabla. Los datos indicados son bastante exactos para estimaciones cuando no hay disponible la información específica sobre el rendimiento de cierto equipo en un terreno de condiciones determinadas. Para información adicional, vea la Sección de Datos sobre Movimiento de Tierra.

COEFICIENTES APROXIMADOS DE LOS FACTORES DE TRACCION O AGARRO EN EL SUELO

MATERIA	FACTORES DE TRACCION O AGARRO		
	Ruedas con Neumáticos	Neumáticos Sin Talones	Cadenas
Hormigón	0,90	0,45	0,45
Marga arcillosa, seca	0,55	0,70	0,90
Marga arcillosa, mojada . . .	0,45	0,55	0,70
Marga arcillosa con surcos	0,40	0,55	0,70
Arena seca	0,20	0,25	0,30
Arena mojada	0,40	0,45	0,50
Canteras	0,65	0,70	0,55
Camino de grava suelta	0,36	0,40	0,50
Nieve compacta	0,20	0,25	0,27
Hielo	0,12	0,10	0,12
Zapatas semicaladas			
Tierra firme	0,55	0,75	0,90
Tierra floja	0,45	0,50	0,60
Carbón amontonado	0,45	0,50	0,60

NOTA: Los tractores de cadenas con rueda motriz elevada (D11N, D9L y DBL), y tren de rodaje flexible, tienen un 15% más de tracción que los tractores de cadenas de tren de rodaje rígido.

MATERIAL*	SUELTO		EN BANCO		FACTORES DE CARGA
	kg/m ³	lb/yd ³	kg/m ³	lb/yd ³	
Basalto	1960	3300	2970	5000	0,67
Bauxita	1420	2400	1900	3300	0,75
Caliche	1250	2100	2280	2800	0,55
Carnotita, mineral de uranio	1630	2750	2200	3700	0,74
Ceniza	560	950	860	1450	0,66
Arcilla: en su lecho natural	1660	2900	2020	3400	0,82
seca	1480	2580	1840	3100	0,81
mojada	1080	2000	2080	3500	0,80
Arcilla y grava: secas	1420	2400	1660	2800	0,85
mojadas	1540	2600	1840	3100	0,86
Carbón: antracita en bruto	1190	2000	1600	2700	0,74
lavada	1100	1950	—	—	0,74
ceniza, carbón bituminoso	530-650	900-1100	590-690	1000-1500	0,83
bituminoso en bruto	950	1600	1280	2150	0,74
ladado	630	1000	—	—	0,74
Roca descompuesta:					
75% roca, 25% tierra	1960	3300	2780	4700	0,70
50% roca, 50% tierra	1720	2990	2280	3650	0,75
25% roca, 75% tierra	1570	2650	1960	3060	0,80
Tierra: Apisonada y seca	1510	2550	1900	3200	0,80
Excavada y mojada	1600	2700	2020	3400	0,79
Marga	1250	2100	1540	2600	0,81
Gravilo fragmentado	1660	2900	2730	4600	0,81
Grava: Como sale de cantera	1930	3250	2170	3680	0,88
Seca	1510	2550	1660	2860	0,89
Seca, de 1/4" a 2" (6 a 51 mm)	1690	2850	1900	3200	0,89
Mojada de 1/4" a 2" (6 a 51 mm)	2020	3400	2280	3880	0,89
Yeso: Fragmentado	1810	3080	3170	5380	0,57
Triturado	1600	2700	2780	4700	0,87
Hematita, mineral de hierro	1810-2450	4000-5400	2130-2900	4700-5400	0,85
Piedra caliza: fragmentada	1540	2600	2610	4400	0,58
triturada	1540	2600	—	—	—
Magnetita, mineral de hierro	2700	4700	3260	5500	0,85
Pirita, mineral de hierro	2580	4380	3000	5100	0,86
Arena: Seca y suelta	1420	2400	1800	2700	0,89
Húmeda	1690	2850	1900	3200	0,99
Mojada	1840	3100	2080	3600	0,89
Arena y Arcilla: suelta	1600	2700	2080	3680	0,79
compactada	2400	4050	—	—	—
Arena y grava: seca	1720	2980	1800	3250	0,89
mojada	2020	3400	2230	3750	0,91
Arenisca	1510	2550	2280	4250	0,80
Esquistos	1250	2100	1660	2800	0,75
Escofias fragmentadas	1750	2950	2940	4950	0,50
Nieve — seca	130	220	—	—	—
mojada	520	840	—	—	—
Piedra triturada	1600	2700	2670	4500	0,80
Taconita	1630-1900	3600-4200	2360-2700	5200-8100	0,58
Tierra vegetal	950	1600	1370	2300	0,70
Roca trapeana fragmentada	1750	2950	2610	4400	0,87
Virutas de madera**	—	—	—	—	—

*Véase según el contenido de humedad, el tamaño de grano, el grado de compactación, etc.

Se deben hacer comprobaciones cuidadosas para determinar las características exactas de las materias en cuestión.

**En las últimas páginas de la sección Esplotación Forestal se dan los pesos de las maderas comercialmente importantes. Para calcular los pesos de las diversas maderas, úsese las ecuaciones siguientes: $\text{kg/m}^3 = (\text{lb/m}^3) \times 0,4$

$$\text{lb/yd}^3 = (\text{lb/yd}^3) \times 0,4 = 27$$

CONCLUSIONES

Conclusiones.

En el movimiento de tierras, el concepto precio unitario por uso de maquinaria representa a uno de los conceptos más complejos por analizar, ya que este requiere del conocimiento de diversos -- factores que van desde aspectos humanos hasta mecánicos.

Humanos porque es necesario tener considerados tanto los problemas administrativos como técnicos y mecánicos porque de acuerdo al tipo de obra, características topográficas y maquinaria disponible en el mercado, se estableciera el procedimiento constructivo.

Como se observa, del concepto precio unitario depende el costo de la obra, por tal razón el analista deberá poseer un amplio conocimiento acerca de dichos factores, porque de no ser así posiblemente el costo y tiempo de ejecución de la obra podrían incrementarse notablemente.

Debido a la gran cantidad y variedad de actividades que comprenden la construcción de una terracería, desde la búsqueda de la ruta más apropiada, uso de explosivos y excavaciones subterráneas, -- esta es la que requiere de la participación de un número mayor de especialistas para que cada trabajo sea desempeñado correctamente. La razón por la que deben ser incluidos los expertos es que a través de su participación en las delicadas actividades como uso de -- explosivos y excavaciones subterráneas estas podrán ser desarrolladas adecuadamente, proporcionando así una máxima seguridad para el personal que se desempeña en ellas.

El papel que juega un pavimento en una vía terrestre es muy -- importante, ya que a través de este el flujo vehicular es mucho -- más rápido y mediante sus capas se transmiten los esfuerzos producidos en la superficie de rodamiento a la terracería. Cualquier falla de construcción en alguna de las capas, tanto de la terracería como del pavimento, generara una destrucción progresiva en toda la sección transversal de la obra.

BIBLIOGRAFIA

Bibliografía.

- 1.- Excavaciones subterráneas en roca.
Hoek E. / Brown E.T.
Mc Graw Hill.
México, 1986.
- 2.- Estructuración de vías terrestres.
Olivera Bustamante Fernando M. en I.
Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V.
México, 1988.
- 3.- Factores de consistencia de costos y precios unitarios.
Alba Castañeda Jorge H. y Mendoza Sánchez Ernesto R.
Fundación para la enseñanza de la construcción A.C.
México, 1988.
- 4.- Folletería impresa en Japón (Komatsu) y E.U.A. (Caterpillar).
- 5.- La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Vol. II.
Rico A. y Del Castillo H.
Editorial LIMUSA, S.A. de C.V.
México, 1990.
- 6.- Los explosivos en la construcción.
Alcaraz Lozano Federico.
Fundación para la enseñanza de la construcción A.C.
México, 1990.
- 7.- Manual de rendimiento Caterpillar.
E.U.A., 1991.
- 8.- Manual de pavimentos.
Moncayo V. Jesús.
Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V.
México, 1987.
- 9.- Maquinaria general en obras y movimientos de tierra. Tomo I.
Galabru Paul.
Reverté, S.A.
España, 1977.
- 10.- Mecánica de suelos. Tomo I.
Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso.
Editorial LIMUSA, S.A. de C.V.
México, 1986.

- 11.- Mecánica de suelos. Tomo II.
Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso.
Editorial LIMUSA, S.A. de C.V.
México, 1987.
- 12.- Topografía.
Montes De Oca Miguel.
Representaciones y servicios de ingeniería, S.A.
México, 1985.
- 13.- Vías de comunicación.
Crespo Villalaz Carlos.
Editorial LIMUSA, S.A. de C.V.
México, 1979.