



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

28
109

**"TERRACERIAS Y SUPERESTRUCTURA DEL
FERROCARRIL"**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

CLEMENTE SERGIO LARA CORTES

MEXICO, D. F.

1983



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INTRODUCCION :

Los primeros grupos humanos que se formaron, debieron de asentarse en lugares en donde pudieran satisfacer sus necesidades más importantes; como las de alimentación, dotación de agua potable, condiciones climatológicas favorables, seguridad, etc.

Es así como podemos aún contemplar mediante restos arqueológicos, como las primeras civilizaciones estuvieron localizadas en las cercanías de ríos y zonas costeras que pudieran solventar estos requerimientos.

Una vez establecidas estas comunidades, fueron teniendo contacto con otros pueblos cercanos y debió de iniciarse seguramente, un intercambio económico, cultural y social; puesto que el hombre siempre ha tenido la necesidad de comunicarse e intercambiar ideas, costumbres y diversos productos, que siendo excedentes para ellos, pudieran en vez de desaprovecharlos, intercambiarlos por otros productos faltantes ó escasos en su comunidad.

De esta forma surgió la necesidad de realizar actos de transporte, y principio el progreso de la humanidad en todos los sentidos, puesto que se puso en contacto su propia economía y la de su grupo social, con otras economías ajenas.

Esto fue propiciando con el transcurso del tiempo una división regional del trabajo, puesto que se fueron especializando en producir diversas materias, ya fueran primas ó elaboradas; consumiendo un número limitado de ellas e intercambiando el excedente por alguna otra mercancía, teniéndose así la ventaja de que cada región produciría todo aquello para lo cuál estuviera mejor dotada por la naturaleza.

No obstante lo anterior y debido en gran parte a las limitaciones del transporte, los precios variaban muy sensiblemente de un año a otro, puesto que los mercados eran muy limitados, los productos se vendían y consumían en el mismo lugar.

Si la cosecha era abundante los precios bajaban más allá de todo límite

razonable con la ganancia del consumidor, pero con la consecuente pérdida del productor que prefería los años de escasez a los de abundancia, puesto que habiendo escasez de producción la demanda excedería a la oferta y el consumidor se vería obligado a sufrir las exigencias de las personas que tenían el monopolio del mercado local.

Así pues vemos que la división geográfica del trabajo esta limitada por la amplitud del mercado, con lo cual es necesario tener transportes baratos, puesto que un freno a la producción y al comercio son los altos costos de transportación.

Gracias al progreso de los transportes se ha podido aprovechar la riqueza humana y ahora cualquier región de la tierra puede producir para cualquier parte y demandar a su vez de los países lejanos, los productos que le son necesarios.

Así en algunos países del mundo, se puede notar el gran intercambio comercial que existe, puesto que se consume carne y pieles de Argentina, té de China, café de Brasil, minerales y petróleo de México, productos electrónicos de Japón, etc.

Breve Historia del Ferrocarril.

Se tiene idea que algunas civilizaciones en tiempos remotos ya empleaban los carriles para guiar y disminuir el rodamiento y consecuentemente utilizar una fuerza menor para jalar ó empujar materiales pesados que si lo hicieran sobre la superficie del terreno.

Es así como en Egipto se construyeron las impresionantes pirámides formadas por enormes bloques de piedra.

Los romanos también se valieron de estos medios para construir sus puentes y acueductos, y construyeron los primeros caminos técnicamente chapeandolos con piedra y utilizando como medio de transporte los carruajes o diligencias.

En la edad media, en Newcastle, se usaron carriles de madera, para sacar el carbón de las minas mediante carros jalados por mulas.

Para disminuir el desgaste se optó por chapear de hierro los carriles en todas las minas de Inglaterra, alrededor del año de 1739...

Con el desarrollo del vapor como energía se inventaron diversas máquinas propulsadas por este medio, entre las cuales se cuenta la de un francés, Nicolas Cugnot, la cual fue adaptada más bien a los caminos carreteros y en la que se inspiró la locomotora de Jorge Stephenson.

Fue en el año de 1814 que empezó a trabajar la primera locomotora de Stephenson en las minas de carbón de Kellinworth, arrastrando ocho carros de 30 toneladas con una velocidad de 30 km/h y que se le conoció con el nombre de "Rocket".

El primer ferrocarril de pasajeros se inauguró el 27 de Septiembre de 1825.

En adelante, el progreso de los ferrocarriles se acrecentó a pesar de los detractores que tuvo ya que desplazaba a las diligencias y otros medios de transporte, en oposición al ferrocarril.

El empleo de los ferrocarriles en América, se inició en los Estados Unidos en donde varios comerciantes de Baltimore en 1827, con la idea de dar más auge al puerto por medio del rápido transporte de sus mercancías crearon la

primera línea ferroviaria, la cual posteriormente llevó el nombre de " The Baltimore and Ohio Railway " .

Este ferrocarril en un principio fué de tracción animal, con cambio de corceles a cada 7 millas.

En América Latina, nuestro país fué el primero en utilizar el ferrocarril, el cual fué inaugurado el 16 de Septiembre de 1850, entre Veracruz y El Molino, con una longitud de 13 + 150 kms.

Primeros Ferrocarriles en México :

El 22 de Agosto de 1837, se otorgó por el presidente Anastasio Bustamante la primera concesión para la construcción del ferrocarril México-Veracruz, aunque no se llevó a efecto su construcción.

Los acreedores del camino carretero Perote-Veracruz en Mayo de 1842, aceptaron la obligación de construir un ferrocarril de Veracruz a Rio San Juan , abriéndose el tráfico hasta el Molino. Este ferrocarril fué el primero en México.

La Asociación Mosso Hermanos obtuvo concesión el 2 de Agosto de 1855, para la construcción del ferrocarril Rio San Juan - Acapulco, construyendo únicamente 6 kms. de México a La Villa de Guadalupe, y se inauguró el 4 de Julio de 1857. El trayecto se hacía con una máquina de vapor construida en Inglaterra y que recibió el nombre de " La Guadalupe " .

En los inicios de nuestra historia ferroviaria las preocupaciones esenciales fueron :

- 1o.- La construcción de una ó varias vías que unieran la Ciudad de México con el principal puerto del país, Veracruz.
- 2o.- Establecer un medio de comunicación rápido y efectivo por el Istmo de Tehuantepec, que uniera el Golfo con el Pacifico y facilitara el comercio entre Oriente y Occidente.

Ambos objetivos se vieron encaminados hasta el año de 1867, en la administración de Don Benito Juárez al triunfo sobre la intervención francesa.

Dos cuestiones principales ocuparon entonces la atención :

1o.- Anchura de la vía.

2o.- Aceptación o rechazo del capital norteamericano en la construcción de ferrocarriles.

Se estudiaron las ventajas y desventajas de la vía ancha y la vía angosta y el presidente Lerdo de Tejada falló en favor de la vía ancha, con lo que se le dio uniformidad a la vía.

Durante el primer periodo de Don Porfirio Díaz intervino ampliamente el capital norteamericano; dandosele facilidades en la construcción de vías ferreas para la exportación de productos del país, lo cual creó fiebre de contratos, construyéndose ferrocarriles por zonas desérticas ó aisladas, sin unir pueblos o ciudades con el fin de llegar lo más pronto posible a los centros de producción, otorgándoseles las concesiones sin proyectos ni programas previos.

Así para el 18 de Marzo de 1884, quedaba inaugurado el Ferrocarril Central Mexicano que cubría 1,917 kms., de México a Cd. Juárez con lo que se enlazaba la Ciudad de México con los ferrocarriles norteamericanos. Para el año de 1891 se tenían ya 10,896 kms. de vía ; en 1895; 11,890 kms. y en 1897 se llegó a 13,684.94 kms. según la siguiente distribución:

Ferrocarriles de Concesión Federal -----	11,526.85 kms.
Ferrocarriles Urbanos -----	471.02 kms.
Ferrocarriles Foráneos -----	380.47 kms.
Ferrocarriles de Uso Particular -----	421.75 kms.
Ferrocarriles de Mina -----	884.85 kms.

TOTAL -	13,684.94 kms.

Para el año de 1905 los kilómetros de vía en explotación alcanzaban los 16,630 kms. y al finalizar el año de 1926, a pesar de las convulsiones políticas provocadas por la Revolución, las vías ferreas de los distintos sistemas alcanzaban los 28,450 kms. de los que el 80 % eran de concesión federal y el 20 % de concesión local.

Para el año de 1930 la Red Nacional Ferrocarrilera se estabilizó en aproximadamente 23,000 kms., la cual se ha incrementado y disminuido a partir de entonces, puesto que si bien se han construido nuevas líneas, también se han levantado líneas y ramales inoperantes.

Los ferrocarriles pasaron a manos del Estado el 13 de Junio de 1937, fecha en que se expropiaron los bienes de la Compañía de los Ferrocarriles Nacionales.

Se administraron directamente por el gobierno hasta Abril de 1938, en que se transfirieron para su administración a los obreros de los mismos ferrocarriles.

En el año de 1941, volvieron al gobierno, mediante la creación de la Administración de los Ferrocarriles Nacionales de México, que perdura hasta nuestros días.

El 11 de Diciembre de 1948, se dictó la Ley Orgánica de los ferrocarriles Nacionales de México, declarándolos un organismo público descentralizado, con patrimonio y personalidad jurídica propios.

Actualmente México cuenta con una longitud aproximada de vía ferrea de 25,000 kilómetros.

La red total de los ferrocarriles a nivel mundial esta distribuida en los cinco continentes de la manera siguiente :

CONTINENTE	LONGITUD	% RESPECTO AL TOTAL
Europa	411,000 kms.	29.17
América	595,000 kms.	42.23
Asia	287,000 kms.	20.37
Africa	72,000 kms.	5.11
Australia	44,000 kms.	3.12
TOTAL	--1,409,000 kms.	100.00

A nivel mundial los ferrocarriles se explotan con distintos anchos de via de la siguiente forma.

ANCHO DE LA VIA (mm.)	LONGITUD (kms.)	% DE LA RED TOTAL
1676	84,540	6.0
1435	873,580	62.0
1524	126,810	9.0
1067	112,720	8.0
1000	126,810	9.0
Conjunto de otros 23 anchos de via.	84,540	6.0
	-----	-----
TOTAL	1,409,000	100.0

CAPITULO I.

ESPECIFICACIONES GEOMETRICAS DE LOS FERROCARRILES :

El trazo de una via ferrea comprende tres operaciones principales :

Reconocimiento del terreno; trazo preliminar; y trazo definitivo.

Debido a que la menor distancia entre dos puntos a unir es la linea recta, el principal objetivo de estas operaciones es llevar la linea con poca pendiente y con la menor curvatura posible.

Económicamente no es posible construir un ferrocarril con pendiente uniforme, tampoco es posible construirlo en planta en linea recta.

En planta es indispensable enlazar con curvas simples, compuestas ó espirales los tramos rectos, y en perfil, es muy conveniente enlazar con curvas verticales las distintas pendientes, con objeto de pasar de una pendiente a otra insensiblemente.

CLASIFICACION DE LAS VIAS FERREAS :

La clasificación de las vias ferreas es un problema técnico-económico de suma importancia en el cual se deben considerar los siguientes factores:

- I.- Utilización racional de las inversiones básicas, de acuerdo con la circulación de mercancías fijada.
- II.- Disminución de los gastos de explotación y reducción del costo de las transportaciones.
- III.- Garantizar la seguridad de circulación de los trenes.

En nuestros ferrocarriles, así como en la mayoría de los países, se clasifican las vias tomando en cuenta el volumen ó densidad de tráfico ó según la velocidad a la que operan los trenes ya sean de pasajeros o de carga.

En virtud de esta clasificación, la cual se indica en la tabla no. 1, se hacen las recomendaciones a que se deben ajustar; el ancho de corona y de cama, espesor de balasto, calibre del riel, curvatura máxima, etc. ; las cuales variarán de acuerdo a la topografía del terreno por transitar. Dicha tabla tiene por cada tipo de via; tres columnas, las cuales en su parte superior tienen

un número (1, 2, 3) que corresponde a un tipo de terreno:

- 1.- Terreno plano y lomerío suave.
- 2.- Terreno montañoso y lomerío fuerte.
- 3.- Terreno montañoso muy escarpado.

		CLASIFICACION DE LAS VIAS FERREAS.											
		CLASE A			CLASE B			CLASE C			CLASE D		
CARACTERISTICAS	UNIDADES	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
TRAFICO DE CARGA ANUAL **	millones de toneladas	5	5	5	2 a 5	2 a 5	2 a 5	0.5 a 2	0.5 a 2	0.5 a 2	0.5	0.5	0.5
VELOCIDAD DE OPERACION EN TRENES DE CARGA. **	km/h	75	60	55	55 a 75	45 a 60	40 a 55	35 a 55	30 a 45	25 a 40	35	30	25
VELOCIDAD DE OPERACION EN TRENES DE PASAJEROS. **	km/h	100	80	70	80 a 100	65 a 80	55 a 70	60 a 80	50 a 65	40 a 55	60	50	40
ANCHO DE CORONA EN TANGENTES.	MTS.	5.5 a 7.0	5.5 a 7.0	5.5 a 7.0	5.5 a 6.6	5.5 a 6.6	5.5 a 6.6	5.0 a 6.2	5.0 a 6.2	5.0 a 6.2	5.0 a 5.6	5.0 a 5.6	5.0 a 5.6
ANCHO DE CAMA EN TANGENTES	mts.	7.0 a 8.5	7.0 a 8.5	7.0 a 8.5	7.0 a 8.1	7.0 a 8.1	7.0 a 8.1	6.5 a 7.7	6.5 a 7.7	6.5 a 7.7	6.5 a 7.1	6.5 a 7.1	6.5 a 7.1
ESPESOR DEL BALASTO O DEL CONJUNTO BALASTO SUB-BALASTO.	cms.	20 a 60	20 a 60	20 a 60	20 a 50	20 a 50	20 a 50	15 a 40	15 a 40	15 a 40	15 a 30	15 a 30	15 a 30
CALIBRE MINIMO DEL RIEL	kg/m	55	60	65	45	50	55	40	45	50	40	40	40
CURVATURA MAXIMA	grados	2	3	4	3	4.5	6	4	6	8	6	8	10
PENDIENTE GOBERNADORA MAXIMA COMPENSADA.	%	0.5	0.7	1.0	0.7	1.0	1.5	1.0	1.5	2.0	1.5	2.0	2.5

TABLA NO. 1

** NOTA : En caso de tratarse de Via clase " A " será tráfico mínimo de carga anual y velocidad mínima de operación en trenes ya sea de pasajeros ó de carga. En caso de tratarse de Via clase " D " deberá ser máximo en vez de mínimo en las características subrayadas.

El alineamiento horizontal es la proyección horizontal del eje de una vía férrea y corresponde a la subrasante (la subrasante es la línea que divide a las terracerías del balasto). El alineamiento horizontal esta integrado por rectas y curvas; siendo las curvas simples aquellas cuya longitud total de la curva que une los tramos en recta, son parte unicamente de un círculo.

Las tangentes deberán tener una distancia mínima de 60 metros entre curvas de igual sentido, y de 20 metros entre curvas de sentido contrario.

CURVAS SIMPLES :

Las curvas simples empleadas en el trazo de vías férreas, son arcos circulares como el indicado a continuación :

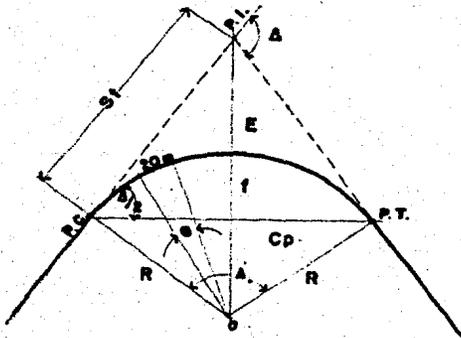


FIGURA NO. 1

Grado de Curvatura, G ; Que es el ángulo subtendido por una cuerda de 20 metros.

Radio de la Curva = $R = 10 \operatorname{csc} \frac{G}{2}$

Δ = Ángulo de deflexión entre tangentes

L = Longitud de la curva = $20 \frac{\Delta}{G}$

Cuerda principal = $Cp = 2R \operatorname{sen} \frac{\Delta}{2}$

flecha = $f = R \left(1 - \cos \frac{\Delta}{2} \right)$

Subtangente = $St = R \tan \frac{\Delta}{2}$

Externa = $E = R \left(\sec \frac{\Delta}{2} - 1 \right)$

deflexión por metro = $\frac{G}{20}$

EJEMPLO NO. 1 :

Calculo de una curva simple teniendo los siguientes datos :

PI = K5 + 250; $\Delta = 40^\circ$; Grado de la curva = $G = 8^\circ$

SOLUCION :

Calculo del Radio = $\frac{10}{\operatorname{sen} G/2} = \frac{10}{\operatorname{sen} 8/2} = 143.355 \text{ m.}$

Calculo de la Subtangente : $St = R \tan \frac{\Delta}{2} = 143.355 \tan \frac{40}{2} = 52.176 \text{ m.}$

$Pc = PI - St = K5 + 250 - 52.176 = K5 + 197.824$

Longitud de la Cuerda : $Lc = \frac{\Delta}{3} \times 20 = \frac{40}{3} \times 20 = 100 \text{ m.}$

$Pt = Pc + Lc = K5 + 197.824 + 100 = K5 + 297.824$

Deflexión por metro : $Dm = \frac{8 \times 160}{20} = 24'$

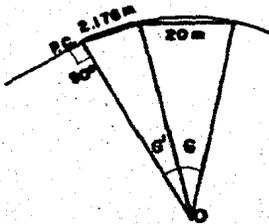


FIGURA NO. 2

Puesto que los cadenamientos se hacen a cada 20 metros cerrados :

$K5 + 200$ (Próximo cadenamiento)
 $- 197.824$

2.176 mts.

$2.176 \times 24' = 52.224' = 52' 13''$

Por lo tanto : $G' = 52' 13''$

De igual forma procedemos con el último punto :

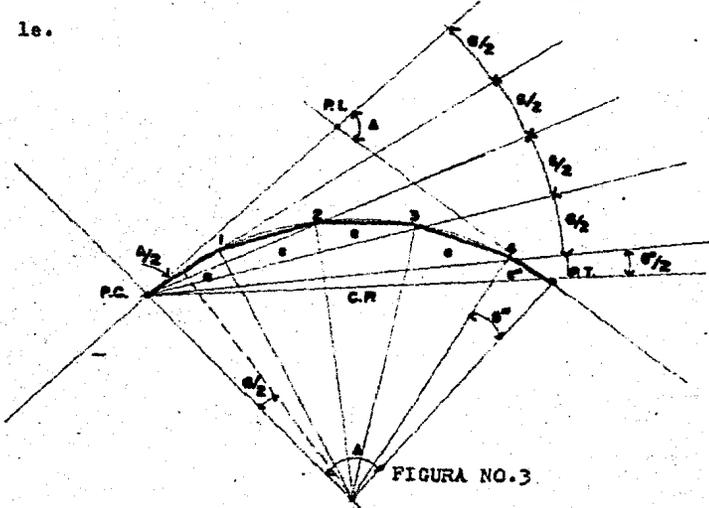
$K5 + 297.824 - 280 = 17.824 \text{ m.}$

$17.824 \times 24 = 427.776' = 70 7' 46''$ Por tanto : $G'' = 70 7' 46''$

CADENAMIENTO	OPERACION	DEFLEXION
$Pc = K5 + 197.824$	0.00	00 00' 00"
$K5 + 200$	$+1/2 G' = 26' 07''$	00 26' 07"
$K5 + 220$	$+1/2 G = 40$	40 26' 07"
$K5 + 240$	$+1/2 G$	80 26' 07"
$K5 + 260$	$+1/2 G$	120 26' 07"
$K5 + 280$	$+1/2 G$	160 26' 07"
$Pt = K5 + 297.824$	$+1/2 G'' = 30 33' 53''$	190 59' 60" = 20 00' 00"

TABLA NO. 2

El procedimiento para trazar la curva en el campo, sería colocar el tránsito en el P.C. de la curva y con el vernier en 00 00' apuntando hacia el P.I. se empiezan a trazar las deflexiones calculadas en la tabla no. 2, como se muestra en la figura no. 3. Una vez terminada de trazar la última cuerda, la suma de todas las deflexiones deberán de sumar exactamente la mitad de la deflexión total entre las dos tangentes a unirse con la curva simple.



CURVAS COMPUESTAS :

Son curvas formadas por arcos de dos círculos de diferentes radios sin ningún tramo recto de vía entre los dos arcos.

Estas curvas se encuentran ocasionalmente en las vías troncales. Cada una de las partes de la curva requiere una sobre-elevación diferente y por lo tanto se requerirá un remate de sobre-elevación de una parte de la curva a la otra.

Un método para su trazo es el siguiente :

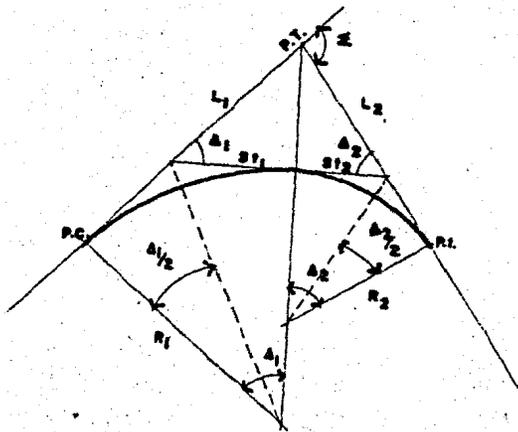


FIGURA NO. 4

$$\Sigma = \Delta_1 + \Delta_2$$

$$St_1 = R_1 \tan \frac{\Delta_1}{2}$$

$$St_2 = R_2 \tan \frac{\Delta_2}{2}$$

En el triángulo de la Figura No. 4 por la ley de los senos :

$$\frac{St_1 + St_2}{\text{sen} (180 - \Sigma)} = \frac{L_1}{\text{sen} \Delta_2} = \frac{L_2}{\text{sen} \Delta_1}$$

Con lo que se podrá obtener la distancia ($L_1 + St_1$) para localizar el P.C; de la misma forma se podrá medir $L_2 + St_2$ desde el punto de intersección P.I. para localizar el P.T.

CURVAS ESPIRALES :

Son las más usuales en los ferrocarriles, puesto que se combinan con las circulares para suavizar gradualmente la sobre-elevación que requiere la curva circular, así como para regular el paso de la tangente a la curva simple o circular y de la curva simple o circular a la tangente. La curvatura de la curva espiral es muy ligera en el lugar de unión con la tangente y aumenta gradualmente hasta obtener la misma agudeza que la curva circular.

En base a las propiedades que tienen las curvas espirales se obtienen distintos métodos para su trazo.

SORRE-ELEVACION :

Quando el equipo móvil entra a una curva, aparece una fuerza llamada centrífuga que tiende a hacer deslizar o resbalar lateralmente al equipo.

Para anular estos efectos se le da una sobre-elevación ó peralte al riel exterior de una curva con respecto al riel interior, hasta llegar a equilibrar

esta fuerza, de modo tal que para una determinada velocidad las dos ruedas se apoyan por igual en el riel interno y en el externo.

La tabla no. 3 que se anexa a continuación, nos proporciona la sobre-elevación requerida para distintas curvas de tal forma que el peso de los trenes moviéndose a velocidades específicas estará exactamente balanceado entre los dos rieles.

La sobre-elevación (e) dada al riel exterior en toda la longitud de una curva circular se calcula :

$$e = 0.01 v^2 G$$

en donde :

v = velocidad de proyecto en kilómetros por hora (km/h)

G = Grado de curvatura.

Se puede observar, por lo tanto, que la sobre-elevación o peralte depende de la velocidad y del grado de curvatura.

Nuestros ferrocarriles aceptan sobre-elevaciones máximas para vía ancha - de 150 mm. y para vía angosta de 75 mm.

El objeto de limitar la sobre-elevación es debido a que mayores peraltes pueden provocar descarrilamientos a aquellos trenes que circulen con poca velocidad. Además una sobre-elevación excesiva provoca desgaste prematuro en el riel interior de la curva y dificulta conservar la nivelación de la vía, puesto que el riel interior se hunde abajo de su nivel debido a las sobrecargas de tráfico, aumentando por otra parte la sobre-elevación en ese punto.

Si por el contrario la sobre-elevación es menor que la requerida para una cierta velocidad, los trenes al circular se apoyarán demasiado sobre el riel exterior, sometiendo a presión lateral excesiva y desgaste en el filete superior del hongo del lado de escantillón.

La uniformidad de la sobre-elevación es de suma importancia pues de no cumplirla provoca balances a los carros, que pueden originar descarrilamientos, de sobrepasar los trenes la máxima velocidad permisible.

TABLA 3.- SOBRE-ELEVACION DEL RIEL EXTERIOR EN CMS. - VIA ACHA.

GRADO DE CURVA	VELOCIDAD EN KILOMETROS POR HORA																			
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	100	110	120	130	140
0°30'	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	1.3	1.5	1.8	2.1	2.5	2.8	3.2	3.7	4.1	5.1	6.1	7.3	8.6	10.0
1°00'	0.4	0.6	0.9	1.2	1.6	2.0	2.5	3.1	3.6	4.3	5.0	5.7	6.5	7.3	8.2	10.2	12.3	14.6	15.0	15.0
1°30'	0.6	0.9	1.4	1.9	2.4	3.1	3.8	4.6	5.5	6.4	7.5	8.6	9.8	11.0	12.3	15.0	15.0			
2°00'	0.8	1.3	1.8	2.5	3.2	4.1	5.1	6.1	7.3	8.6	10.0	11.4	13.0	14.7	15.0	15.0				
2°30'	1.0	1.6	2.3	3.1	4.1	5.1	6.3	7.7	9.1	10.7	12.4	14.3	15.0	15.0						
3°00'	1.2	1.9	2.7	3.7	4.9	6.2	7.6	9.2	11.0	12.9	14.9	15.0								
4°00'	1.6	2.5	3.6	5.0	6.5	8.2	10.2	12.3	14.6	15.0	15.0									
5°00'	2.0	3.2	4.6	6.2	8.1	10.3	12.7	15.0	15.0											
6°00'	2.4	3.8	5.5	7.5	9.7	12.3	15.0													
7°00'	2.8	4.4	6.4	8.7	11.4	14.4	15.0													
8°00'	3.2	5.1	7.3	9.9	13.0	15.0														
9°00'	3.6	5.7	8.2	11.2	14.6															
10°00'	4.1	6.3	9.1	12.4	15.0															
11°00'	4.5	7.0	10.0	13.7																
12°00'	4.9	7.6	10.9	14.9																
13°00'	5.3	8.2	11.9	15.0																
14°00'	5.7	8.9	12.8																	
15°00'	6.1	9.5	13.7																	

FORMULA $e = 0.001016V^2G$

e = Sobre-elevación en cms.

V = Velocidad en kms/hora.

G = Grado de la curva para cuerdas de 20 mts.

NOTA: Sobre-elevación máxima 15 cms.

S O B R E - E L E V A C I O N E N C U R V A S .

La sobre-elevación se efectúa por medio del correspondiente aumento del espesor de balasto.

Las curvas se unen a los tramos rectos adyacentes por las llazadas curvas de transición, con el fin de garantizar un suave incremento o disminución de las fuerzas adicionales.

Las curvas de transición cambian su curvatura proporcionalmente a su longitud desde la recta a la curva circular de radio deseado.

Dentro de los límites de la curva de transición se cambia el ancho de la vía (escantillón) y la elevación del riel exterior.

En las curvas los dos rieles de la vía deben satisfacer estas dos condiciones :

- a).- Equidistancia del eje definido por el trazo, en curvaturas menores de 4 grados.
- b).- Ampliación del escantillón, aumentando la distancia del riel interior al eje definido por el trazo, de acuerdo con los valores siguientes.

GRADO DE CURVA	ESCANTILLON EN MTS.	
	VIA ANCHA	VIA ANGOSTA
40	1.435	0.9144
40 01' a 50	1.438	0.9169
50 01' a 60	1.440	0.9194
60 01' a 70	1.443	0.9219
70 01' a 80	1.445	0.9244
80 01' a 90	1.448	0.9269
90 01' a 100	1.450	0.9294

Las líneas en tangente deben cumplir :

- a).- Equidistancia entre los dos rieles respecto del eje definido por el trazo.
- b).- Ancho de vía de 1.435 mts. medido horizontal y normalmente al eje de la vía y a 3 centímetros debajo de la superficie de rodamiento.

c).- Sus hongos deben estar al mismo nivel.

ALINEAMIENTO VERTICAL :

El alineamiento vertical es la propia subrasante y se constituye por líneas rectas y curvas, con pendiente compensada.

Dos tramos rectos de diferente pendiente se enlazan entre si por medio de una curva parabólica, excepto en el caso de que la diferencia algebraica de sus pendientes sea igual o menor a la variación máxima respectiva, admitida para cuerdas de 20 metros.

La compensación de la pendiente debe hacerse en cada curva del alineamiento horizontal, a razón de cinco centésimos por ciento (0.05 %) por cada grado de su curvatura.

Pueden presentarse dos casos, el caso de una " cima " y el de un " columpio " .



Cuando la pendiente es positiva y luego negativa es decir primero se sube y después se baja se tiene el caso de curva en " cima ", en las curvas en " columpio ", primero se baja y luego se sube.

Las curvas verticales parabólicas, tienen las siguientes propiedades :

- 1).- Variación constante, v , de la pendiente, para cada cuerda de 20 mts.
- 2).- Angulo de deflexión , determinado por la tangente geométrica de la diferencia algebraica de las pendientes, en las dos rectas consecutivas, que se intersectan.
- 3).- El punto de intersección de 2 rectas consecutivas debe coincidir con

el centro o con uno de los extremos de una estación de 20 metros.

4).- Número de estaciones, N, expresado por un número entero, aproximando siempre al inmediato superior, que se calcula con la fórmula :

$$N = \frac{S}{v}$$

N, es par, si el P.I.V. esta en uno de los extremos de la estación.
N, es impar, si el P.I.V. se encuentra en el centro de la estación.
En las curvas verticales, las variaciones máximas de pendiente, v, serán las siguientes (Según las especificaciones generales para Proyecto Geométrico de la extinta SCOP).

VIAS	EN CIMA	EN COLUMPIO
CLASE A	0.10	0.05
CLASE B	0.10	0.05
CLASE C	0.20	0.10
CLASE D	Según lo indique el Proyecto	

5).- Longitud de la curva vertical parabólica, L, que se calcula con la fórmula : $L = 20 N$

EJEMPLO NO. 2 :

DATOS: Sea una vía de clase " B "; con punto de intersección en columpio (por lo tanto le corresponde una variación de pendiente $v = 0.05$)

Cadenamiento del P.I.V. = K15 + 400 y su elevación es 87.80 mts.

Pendiente de la 1a. tangente = - 1.4 ‰ = - 0.28 p/v

Pendiente de la 2a. tangente = + 0.6 ‰ = + 0.12 p/v

p/v = pendiente por 20 metros.

SOLUCION :

$$|-1.4 - (+ 0.6)| = 2 \text{ ‰} = 0.40 \text{ p/v Diferencia Algebraica de pendientes. (A)}$$

Como el P.I.V. esta localizado en una estación completa, el número de estaciones deberá ser par.

$$N = \frac{0.40}{0.05} = 8 \text{ Estaciones}$$

O sea 8 Estaciones de 20 metros = 160 m., que es la longitud en proyección horizontal del arco de la parábola.

Elevación del P.I.V. 87.80 m.

Elevación del P.C.V. (87.80 + 80 (0.014)). 88.92 m.

Elevación del P.T.V. (87.80 + 80 (0.006)). 88.28 m.

la variación es : $v = 0.05$

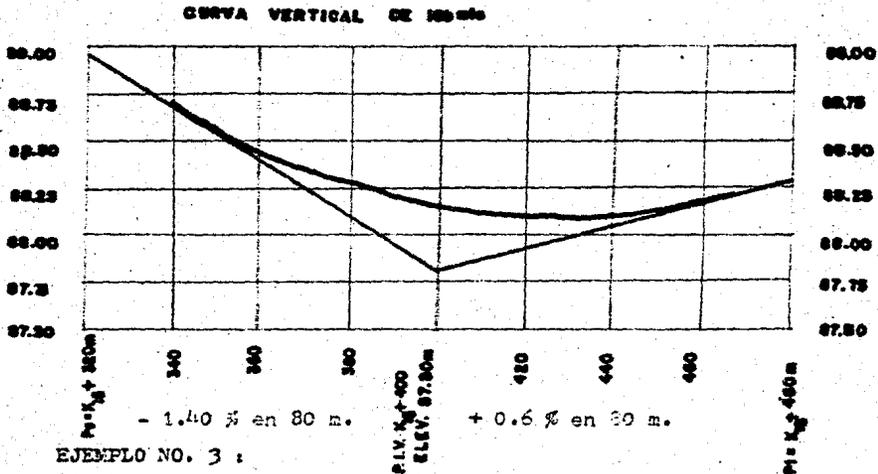
la semivariación es : $\frac{1}{2} v = 0.025$

ESTACION	VARIACION DE PENDIENTE	PENDIENTE DE CUERDA	ELEVACION
Pc = K15 + 320	Pendiente de la 1a. tangente - 0.28	Pendiente de entrada	88.92
K15 + 340	$Pe/20 + 0.5v = -0.28 + 0.025$	- 0.255	88.92 - 0.255 = 88.665
K15 + 360	$Pe/20 + 1.5v = -0.255 + 0.05$	- 0.205	88.665 - 0.205 = 88.460
K15 + 380	$Pe/20 + 2.5v = -0.205 + 0.05$	- 0.155	88.460 - 0.155 = 88.305
K15 + 400	$Pe/20 + 3.5v = -0.155 + 0.05$	- 0.105	88.305 - 0.105 = 88.200
K15 + 420	$Pe/20 + 4.5v = -0.105 + 0.05$	- 0.055	88.200 - 0.055 = 88.145
K15 + 440	$Pe/20 + 5.5v = -0.055 + 0.05$	- 0.005	88.145 - 0.005 = 88.140
K15 + 460	$Pe/20 + 6.5v = -0.005 + 0.05$	+ 0.045	88.140 + 0.045 = 88.185
PTV= K15 + 480	$Pe/20 + 7.5v = +0.045 + 0.05$	+ 0.095	88.185 + 0.095 = 88.28

$$Pe/20 + 8v = +0.095 + 0.025 = 0.12 \text{ p/v}$$

Por lo que se comprueba el resultado, puesto que es la tangente de salida.

FIGURA NO. 6



EJEMPLO NO. 3 :

DATOS : Sea una vía de clase " B ", con punto de intersección en cima (por lo que le corresponde una variación de pendiente $v = 0.10$)

El cadenamiento del P.I.V. = $K3 + 270$ y su elevación es de 54.36 mts.

Pendiente de la 1a. tangente = $+ 1.5 \% = + 0.3 \text{ p/v}$

Pendiente de la 2a. tangente = $- 1.4 \% = - 0.28 \text{ p/v}$

SOLUCION :

$$\left| 1.5 - (- 1.4) \right| = 2.9 \% = 0.58 \text{ p/v} = \text{Diferencia Algebraica de pendientes (p)}$$

$$N = \frac{0.58}{0.10} = 5.8 \text{ Estaciones}$$

Como el P.I.V. se localiza a media estación, el número de estaciones - deberá ser impar.

Puesto que N resulto ser fraccionario; se deberá tomar el impar superior que es 7, por lo que la variación real será :

$$v = \frac{0.58}{7} = 0.0828 ; \quad \frac{1}{2} v = 0.0414$$

Se tendrán 7 estaciones de 20 metros = 140 mts., que es la longitud en proyección horizontal del arco de la parábola.

Elevación del P.I.V. 54.36 m.
 Elevación del P.C.V. (54.36 - 70 (0.015))... 53.31 m.
 Elevación del P.T.V. (54.36 - 70 (0.014))... 53.38 m.

ESTACION	VARIACION DE PENDIENTE	PENDIENTE DE CUERDA	ELEVACION
PCV= K3 + 200	Pendiente de la 1a. tangente + 0.3	Pendiente de entrada + 0.3	53.31
K3 + 220	$Pe/20 - 0.5v = 0.3 - 0.0414$	+ 0.2586	53.31 + 0.2586 = 53.5686
K3 + 240	$Pe/20 - 1.5v = 0.2586 - 0.0828$	+ 0.1758	53.5686 + 0.1758 = 53.7444
K3 + 260	$Pe/20 - 2.5v = 0.1758 - 0.0828$	+ 0.093	53.7444 + 0.093 = 53.837
K3 + 280	$Pe/20 - 3.5v = 0.093 - 0.0828$	+ 0.0102	53.837 + 0.0102 = 53.8472
K3 + 300	$Pe/20 - 4.5v = 0.0102 - 0.0828$	- 0.0726	53.8472 - 0.0726 = 53.7746
K3 + 320	$Pe/20 - 5.5v = -0.0726 - 0.0828$	- 0.1554	53.7746 - 0.1554 = 53.6192
PTV= K3 + 340	$Pe/20 - 6.5v = -0.1554 - 0.0828$	- 0.2382	53.6192 - 0.2382 = 53.38

$$Pe/20 - 7v = -0.2382 - 0.0414 = -0.28 \text{ p/v}$$

Con lo que se comprueba el resultado, puesto que - 0.28 p/v es la tangente de salida.

CURVA VERTICAL DE 140 mts

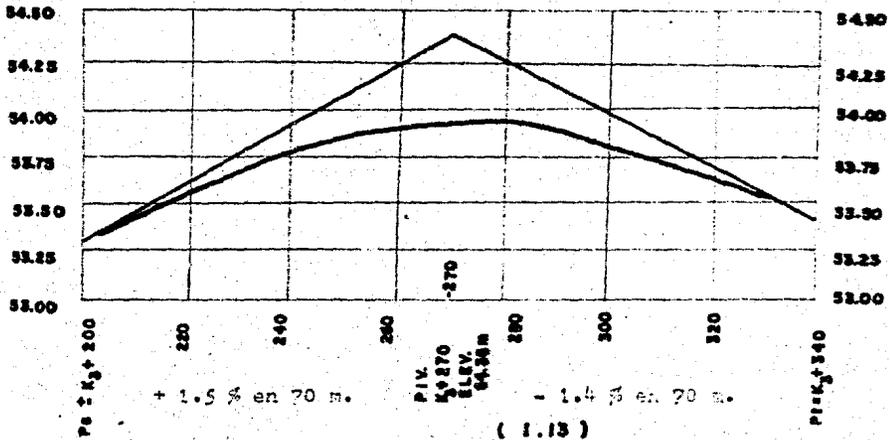


FIGURA NO. 7

CAPITULO II.

ESPECIFICACIONES DE LAS TERRACERIAS :

La infraestructura de las vias ferreas comprende todo aquello que es necesario construir para permitir las instalaciones de un ferrocarril, es decir la plataforma y las obras de arte (puentes y alcantarillas).

Las vias terrestres requieren apoyarse en estructuras de tierra que generalmente después de acabadas, reciben el nombre de terracerias.

En las terracerias se presentan los siguientes casos :

- * Corte : Cuando la subrasante queda abajo del terreno.
- * Terraplen : Cuando la subrasante queda arriba del terreno.

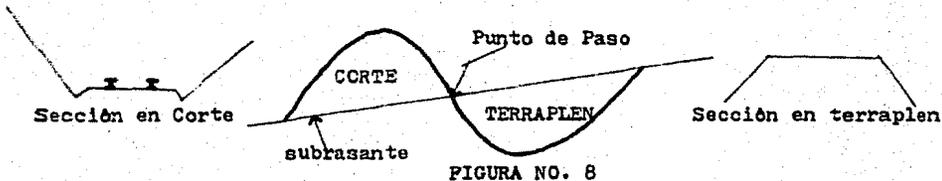


FIGURA NO. 8

La línea subrasante es aquella que limita las terracerias tanto en los cortes (excavación), como en los terraplenes (relleno).

La capa subrasante es la última capa de terracerias, la cuál tiene un espesor de 30 cms. y se construye con material escogido grano-arenoso producto de los cortes y se le da siempre una compactación mayor que al resto de las terracerias.

Un punto de paso es aquel que se encuentra en la frontera entre un corte y un terraplen. Las secciones en balcón son aquellas que tienen una parte en corte y otra en terraplen, y por lo general se encuentran cercanas a los puntos de paso y en zonas montañosas.

El peso del equipo rodante, así como el de la vía y del balasto es soportado y transmitido uniformemente al terreno por medio de la infraestructura, la cuál además facilita el drenaje y proporciona una superficie regular sobre

la que la sección de balasto y la estructura de la vía puedan tenderse.

Como las terracerías de un ferrocarril representan un alto porcentaje del costo total de la vía, es importante que los datos necesarios para efectuar el movimiento de tierras sean lo más verídicos posible, adquiriendo de esta forma una gran importancia los estudios de proyecto así como los de Geotécnia.

El estudio de proyecto de vías terrestres se puede efectuar mediante el método tradicional ó por el método Fotogramétrico-electrónico; ambos métodos se rigen por tres etapas : Selección de la ruta, Proyecto Preliminar ó Anteproyecto, y Proyecto definitivo.

En ellos se busca conocer las características generales del terreno, determinar las pendientes, longitudes, puntos obligados, drenaje, etc.

Un punto obligado es aquel por donde debe pasar forzosamente la vía y pueden ser de dos tipos :

- A)- Políticos o Sociales (Poblaciones, Centros económicos, Industriales, Turísticos, etc.)
- B)- Técnicos (Topográficos, Geológicos, Mecánica de Suelos, Hidráulicos, etc.)

Un punto topográfico obligado puede ser un puerto ó talweg (línea que recoge las aguas que caen sobre dos vertientes ó costados).

Un punto hidrográfico obligado puede ser un río. Así como un punto geológico obligado puede ser aquel que impida deslizamientos de estratos de roca hacia la vía (como lo muestra la figura no. 9).



Echado favorable

FIGURA NO. 9

El proyecto fotogramétrico se efectúa haciendo vuelos por distintas rutas posibles en donde se toman fotografías aéreas verticales cuyas escalas son 1 : 50,000 ó 1 : 25,000 y que sirven para obtener planos configurados,

los cuales son ampliados 5 veces mediante aparatos de restitución.

De estos planos se obtienen el perfil y las secciones transversales y con las computadoras se obtienen volúmenes de curva-masa.

Una vez que se ha determinado un proyecto geométrico o alternativa para una ruta determinada, se procede a la realización del estudio geotécnico. El estudio del terreno de cimentación tiene por meta lograr un proyecto correcto y económico basándose inicialmente en el conocimiento previo del terreno, obtenido de mapas geológicos y de suelos existentes, o bien de datos que permitan definir con aproximación sus características, naturaleza de la roca típica, depósitos superficiales que generalmente la cubren, así como las condiciones generales del lugar en que se localizará la vía.

Inmediatamente después de estos estudios iniciales, se llevan a cabo estudios preliminares y definitivos; diferenciándose estos dos últimos por la amplitud de la zona a reconocer, puesto que mientras que en los preliminares la amplitud es mayor para obtener una mejor información de las posibles rutas, en los estudios definitivos la exploración solo se efectúa sobre el trazo geométrico proyectado.

El equipo usual empleado en estas exploraciones es de tipo manual; como cucharas, posteadoras, y barrenos helicoidales, en suelos blandos y de consistencia media ó bien se recurre a pozos a cielo abierto.

En algunos casos bastará con observaciones simples, como ocurre en los suelos duros y afloramientos de roca.

La separación de sondeos o excavaciones depende normalmente de la topografía y geología de la faja de terreno, pero será la máxima posible siempre que sea suficiente para definir las características del sitio en estudio.

La profundidad de exploración queda generalmente entre 1.50 y 3.00 mts. dependiendo de las características del subsuelo. En la mayoría de los casos se prefiere llegar al nivel de la subrasante en los cortes. También es conveniente indicar la presencia o ausencia del nivel freático, dando su posición en caso de existir.

La información obtenida indicará los problemas que pudieran presentarse en cada línea y sus soluciones posibles, estimándose así aproximadamente su costo. Se pueden obtener perfiles aproximados que limitarán las diferentes zonas que pueden presentarse, indicando la posición del manto freático, así como otros datos que sean útiles al proyecto, tales como prestamos de materiales y agua.

Con este estudio que considera invariablemente el aspecto geológico será posible determinar algunos problemas como : áreas sujetas a movimientos continuos de grandes masas de roca, deslizamientos rápidos ocasionados por el echado desfavorable de diferentes tipos de roca, intemperización de grandes masas de suelo y roca expuestas en los cortes por realizar, depositos altamente compresibles incapaces de soportar las cargas transmitidas por el cuerpo del terraplen, dificultades de los movimientos de tierras, etc.

Puede existir el caso de necesitarse sondeos muy profundos, para lo cual se recurre al uso de explosivos ó de estudios auxiliares como los geofísicos.

MEDIDAS GENERALES PARA MEJORAR UN TERRENO DE CIMENTACION :

Los siguientes casos son los que generalmente se presentan en la práctica,

- a)- Despalme de la capa superficial de un espesor determinado con objeto de eliminar la tierra vegetal o cualquier estrato de mala calidad para la vía, lograndose un apoyo en terrenos de mejores características.
- b)- Compactación de la capa inmediata a las terracerías para aumentar su resistencia, ya sea que se trate del estrato superficial original, o bien, del que se presenta una vez llevado a cabo el despalme.
- c)- Abatimiento del nivel freático por medio de canales, zanjas o drenes, trincheras estabilizadoras, subdrenes, drenes horizontales, etc., con el objeto de eliminar la humedad excesiva en las terracerías. En general es una medida preventiva que mejora las características del terreno.

d)- Construcción de escalones en laderas con pendiente excesiva con el fin de que no existan deslizamientos de los terraplenes que se construirán en ellos.

Las rocas y los suelos son materiales de construcción fundamentales para las carreteras, ferrocarriles y aeropuertos y es indispensable tener el mayor conocimiento posible en cuanto a sus propiedades mecánicas, ya que se tendrán obras de mejor calidad a menores costos.

Siendo estos materiales de formación natural sus características distan en muchos sitios de ser las necesarias para una obra determinada y no solo esto, sino que sus propiedades pueden variar según su ubicación en un proyecto y con el tiempo.

Buscando siempre el lugar donde las propiedades de los materiales sea lo más semejante posible, se efectúa una clasificación de dichos materiales obtenidas de los diferentes estudios teóricos y prácticos de los suelos y rocas.

Un sistema que cumple con estos propósitos y diseñado para ser usado en suelos, es el sistema unificado de clasificación de suelos, cuyas aplicaciones han sido de gran utilidad en los diversos campos, sin que se necesiten conocimientos especializados ni pruebas de campo complicadas y que además incluye características que se han juzgado importantes para los suelos.

En cuanto a las rocas, la clasificación comúnmente usada en la Geología, completada con adjetivos que indiquen sus características físicas y grado de alteración también ha sido usada con éxito en las obras de ingeniería.

Un sistema no debe concretarse solamente a ubicar un material sino describirlo, así en general en los suelos gruesos deben proporcionarse los siguientes datos :

Nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de los mismos, características de su superficie, nombre local y geológico y además agregar informaciones pertinentes de acuerdo con la aplicación que va a tener dicho material.

CLASIFICACION DE LOS MATERIALES PETREOS Y SUELOS :

DIVISIONES	SUB-DIVISIONES	GRUPO	SIMBOLO	DIMENSIONES DE LAS PARTICULAS O FRAGMENTOS.	
S U E L O S	ALTAMENTE ORGANICOS	TURBA	Pt	-----	
		ORGANICOS	O	MALLA # 200	
	FINOS	CHICOS	M	MALLA # 200	
		ARCILLAS	C	MALLA # 200	
		GRUESOS	S	# 200 y # 4	
	FRAGMENTOS DE ROCA		GRAVAS	G	# 4 y 7.6 cms. (3")
			CHICOS	Fc	7.6 cms. (3") y 30 cms.
			MEDIANOS	Fm	30 cms. y 1 m.
			GRANDES	Fg	1 m.
R O C A S	IGNEAS	EXTRUSIVAS	Rie	-----	
		INTRUSIVAS	Rii	-----	
		CLASTICAS	Rsc	-----	
	SEDIMENTARIAS	QUIMICAS	Rsq	-----	
		ORGANICAS	Rso	-----	
	METAMORFICAS	NO FOLIADAS	Rm0	-----	
		FOLIADAS	Rmf	-----	

TABLA NO. 5

En lo que respecta a los fragmentos de roca, que son aquellos cuyo tamaño es mayor de 7.6 cms. (3 ") y que se considera que no forman parte de una formación rocosa. Se subdividen en chicos, medianos y grandes según las dimensiones mostradas en la tabla no. 5. En este tipo de materiales deberán indicarse las siguientes características : Clasificación petrográfica, granulometría, tamaño máximo de fragmentos, forma de los fragmentos, característica de la superficie, grado de alteración, etc.

Es conveniente adicionar información para los materiales en el lugar sobre su estructura, estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad, y características de drenaje. En cada una de las características anteriores de suelos y rocas, debe indicarse en términos usuales, como por ejemplo :

En características granulométricas : uniforme, mal graduado, y bien graduado.

La forma de los fragmentos podrá ser : acicular, laminar, y equidimensional y con respecto a esta última : angulosos, subangulosos, subredondeados y redondeados.

La superficie deberá calificarse según los términos : lisa, ligeramente rugosa, medianamente rugosa y muy rugosa.

El grado de alteración se indica con los términos : sanos, poco, mediana o muy alterados, tomando en cuenta su falta de lustre, manchas y sonidos sordos cuando son golpeados.

El término estructura utilizado, indica la forma en que están colocados entre si los constituyentes de un depósito pétreo. La estratigrafía deberá - indicar espesores, tipo de material, y si existe, el echado de los estratos.

La compacidad utiliza términos como : muy suelto, suelto, semicompacto, compacto y muy compacto.

La cementación química podrá ser : nula, ligera, media y alta, según la - magnitud del esfuerzo por separar los fragmentos, indicando el tipo de cementación que podrá ser por carbonatos, silicatos, aluminatos, y óxidos de hierro y deberá estimarse en una muestra representativa del material que se ha - sumergido 24 hrs. en agua, entendiéndose por cementación alta la que se podría considerar como roca sedimentaria.

La humedad deberá indicarse empleando términos como : seco, poco humedo, muy humedo y saturado.

La clasificación de las rocas deberá efectuarse según las características que puedan detectarse directamente en el campo, tomándose en cuenta principalmente su composición mineralógica y su textura.

Otro de los datos obtenidos en el estudio Geotécnico de una obra vial son los coeficientes de variación volumétrica, ya sea de los materiales que resulten del ataque a un corte, o bien del préstamo de materiales de mejor calidad para ser usados en terracerías.

Su conocimiento es de suma utilidad, ya que su uso en el cálculo del movimiento de tierras es uno de los factores que fijan el costo aproximado de - las terracerías en una carretera ó ferrocarril. Estos coeficientes han sido - objeto de múltiples estudios y experiencias en busca de métodos que a la vez que sencillos sean lo más veraces posible en su resultado.

Las dos clases de pruebas de compactación normalmente utilizadas son :

La Prueba " Proctor " para suelos cohesivos y la tipo " Porter " en suelos friccionantes; las dos buscan la obtención de su peso volumétrico compactado que sea semejante al que se obtendría compactando un material, con maquinaria de uso común en la construcción de terracerías, para que al relacionarlo con el peso volumétrico del material en estado natural en el lugar, se obtengan las variaciones volumétricas más aproximadas.

La Prueba Proctor consiste en compactar al suelo en cuestión en tres capas, dentro de un molde de dimensiones y forma especificadas, por medio de golpes de un pisón, también especificado, que se deja caer libremente desde una altura prefijada. El molde es cilíndrico con una capacidad de $1/30 \text{ pie}^3 = 0.94 \text{ lts.}$, con un diámetro de 10.2 cms. (4 in.) y una altura de 11.7 cms. (4.59 in) y que tiene una extensión desmontable de idéntico diámetro y 5 cms. (2 in.) de altura.

El pisón es de 2.5 kg. (5.5 lbs.) de peso y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico de 5 cms. de diámetro.

Los golpes se aplican al caer el pisón de una altura de 30.5 cm. (12 in).

La muestra de suelo se coloca en tres capas dentro del molde y se compactan dando a cada capa 25 golpes los cuales deben repartirse uniformemente en la superficie de contacto de cada capa.

En los estudios geotécnicos para el proyecto de terracerías de una vía terrestre, la clasificación para presupuesto, para la extracción y carga de los materiales debe considerarse como uno de los elementos que ayudarán a establecer una idea del costo del movimiento de tierras.

Los materiales excavados de acuerdo con las dificultades que presentan para su extracción y carga, se deben clasificar tomando como base los 3 tipos siguientes : Materiales A, B y C (Terreno suelto, terreno de tránsito, y terreno que exige el empleo de explosivos, respectivamente).

Se clasifica como material A aquel que puede ser atacado facilmente con picos, pala de mano, escrepa o pala mecánica de cualquier capacidad; además se considerán como material A, a los suelos poco o nada cementados, con partículas hasta de 7.5 cms.

El material B es aquel que debe ser atacado mediante arado o explosivos ligeros, considerandose dentro de esta clasificación a las piedras sueltas mayores de 7.5 cm. y menores de medio metro cúbico.

El material C es aquel que para su ataque solo se puede emplear explosivos, debido a su dificultad de extracción, utilizandose además para su remoción maquinaria de gran capacidad, también entran en este rango las piedras mayores de medio metro cúbico.

Aquellos materiales que presenten dificultades de extracción, que sean intermedios entre los mencionados, se les debe fijar una clasificación tal que, tomando en cuenta los 3 tipos de materiales anteriores, se le asignen porcentajes de cada uno de ellos para determinar mas claramente de cual se trata. De este modo si se tiene un suelo no cementado, casi blando, con partículas menores de 7.5 cms., se clasificará 100 - 0 - 0 ; correspondiendo estos porcentajes a material A, B, C respectivamente; un material intermedio entre A y B, se clasificará 50 - 50 - 0, y otro entre B y C se clasificará 00 - 50 - 50, etc.

Si se dificulta la clasificación por separado de cada uno de los estratos encontrados se deberá fijar al volúmen total una clasificación tal, que tome en cuenta las dificultades de extracción y carga, mencionando siempre los tipos de material A, B y C.

En una formación rocosa en que se tenga material C por lo menos en un 75 % del volúmen total, se deberá considerar al material de tipo C, pero de ser posible atacar por separado cada estrato, se deberá clasificar individualmente.

Generalmente se dan a los materiales las siguientes clasificaciones de pago, y las especificaciones mencionadas a continuación :

M A T E R I A L

CLASIFICACION
A B C

LIMOS Y ARENAS O SUELOS DONDE PREDOMINAN :

1.- Muy suelta -----	100 - 0 -- 0
2.- Suelta -----	90 - 10 -- 0
3.- Medianamente compacta -----	80 - 20 -- 0
4.- Compacta -----	50 - 50 -- 0
5.- Muy compacta -----	0 -100 -- 0

ARCILLAS Y MATERIALES DONDE PREDOMINA :

1.- Muy suave -----	100 - 0 -- 0
2.- Suave -----	95 - 5 -- 0
3.- Firme -----	90 - 10 -- 0
4.- Muy firme -----	80 - 20 -- 0
5.- Dura -----	50 - 50 -- 0
6.- Muy dura -----	0 -100 -- 0

ROCA (RIOLITA, BASALTO, CONGLOMERADO)

1.- Sana -----	0 - 0 --100
2.- Fracturada -----	0 - 20 -- 80
3.- Muy fracturada -----	0 - 40 -- 60
4.- Toba volcánica -----	0 -100 -- 0

Para conocer con mayor precisión el presupuesto para construcción de una carretera ó ferrocarril, es necesario que se conozcan con más precisión los estudios geotécnicos, ya que de ellos dependerá el movimiento de tierras.

Con este fin se han empleado en algunos casos los métodos de estudio geofísicos, los cuales son de gran utilidad debido a su gran alcance así como a la facilidad de manejo, sobre todo en terrenos montañosos, estudio de tuneles y de cortes de gran altura, con lo que se obtiene mayor economía que si se emplearan sondeos directos.

Los métodos geofísicos se utilizaron inicialmente y a gran escala para localizar yacimientos de petróleo y de minerales, y se dividen principalmente en cuatro grupos, de acuerdo a las propiedades físicas de los suelos y las rocas.

- a).- El método gravimétrico se basa en el principio de que las rocas densas ejercen mayor atracción gravitacional.
- b).- El método eléctrico, usado por el hecho de que diferentes rocas se distinguen por su capacidad de conducir la corriente eléctrica u oponer mayor resistencia al paso de ella.
- c).- El método sísmico, que se basa en las diferentes velocidades de propagación de ondas sísmicas en las formaciones de mayor ó menor densidad.
- d).- El método magnético, utilizado por las diferentes permeabilidades magnéticas de las rocas.

En las vías terrestres se utilizan con mayor frecuencia los métodos eléctrico y sísmico.

El método eléctrico esta basado en el principio de que rocas de distinta composición mineralógica y litológica, se comportan de diferente modo al paso de la corriente eléctrica. Unas son buenas conductoras, otras en cambio se caracterizan por su alta resistividad.

La resistividad de un material se puede definir como resistencia en ohms entre caras opuestas de una unidad cúbica de material. Las unidades comúnmente usadas son ohm-cm y ohm-m.

Esta propiedad de diferentes rocas casi siempre está relacionada con diferente constitución litológica del sub-suelo.

En este trabajo se hace mención de las siguientes resistividades de las formaciones :

Arcilla y limo saturada ----- 0 a 10,000 ohm-cm.

Suelo arcilloso y arenas saturadas -- 10,000 a 50,000 ohm-cm.

Arenas más secas ----- 50,000 a 150,000 ohm-cm.

Cantos rodados y gravas ---- 150,000 a 500,000 ohm-cm.

Método Sísmico :

Esta basado en el principio de que una explosión de dinamita produce ondas concéntricas similares a las provocadas por temblores de tierra, que se propagan a a gran velocidad a través de las rocas compactas y con relativa lentitud en los suelos granulares con gran porcentaje de vacíos. A pesar de esta semejanza puramente teórica, las ondas originadas por los temblores son diferentes a las que se originan por una explosión de dinamita, como las que se acostumbra hacer en el estudio geotécnico de los cortes de las terracerías. La diferencia estriba principalmente en el hecho de que las ondas producidas por un temblor, tienen periodos que varían desde unos segundos hasta 60 segundos; en cambio las ondas producidas por la explosión son del orden de 0.01 seg.

Existen dos técnicas de exploración sísmica :

- 1.- La de reflexión : Que ocurre cuando las ondas encuentran una discontinuidad donde existe un cambio en las propiedades físicas del medio que transmite la onda y la refleja a la superficie, donde es captada por los detectores y transmitida al aparato registrador.
- 2.- La de refracción ó cambio en la dirección de propagación, que sucede cuando la onda atraviesa el límite que separa dos medios de distintas propiedades físicas (densidades) y por lo tanto de diferentes velocidades.

En los últimos 30 años, este método geosísmico de refracción empezó a generalizarse para obras de ingeniería civil, puesto que se empezó a construir equipo portátil que permite medir con gran exactitud los tiempos requeridos para que las ondas de explosión, recorran la serie de detectores ó sísmógrafos colocados a ciertas distancias, que se conectan con amplificadores y oscilógrafos y por último con el aparato registrador, donde los registros se obtienen en una cinta de papel fotográfico.

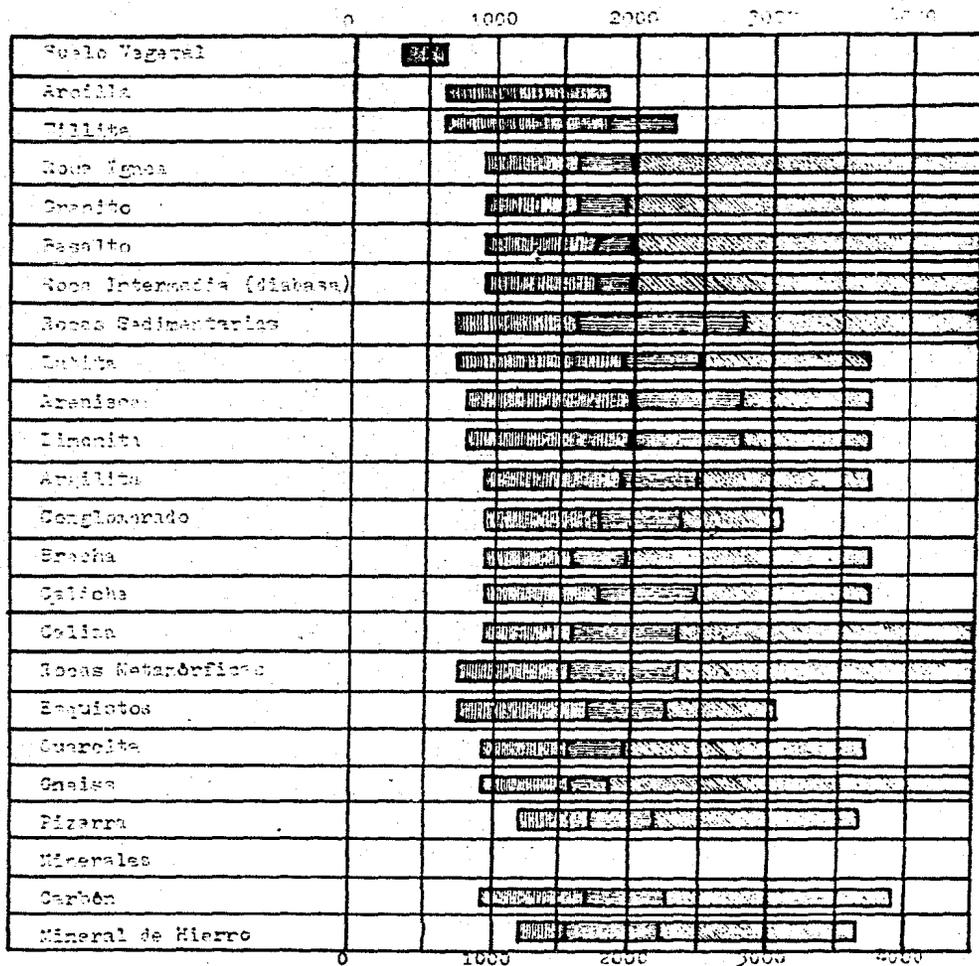
El aparato usual de medición es el GT-2 (de la Geo Space Corp) con 12 canales con sus geofonos y detectores que transmiten por un largo cable, los tiempos de arribo de la onda producida al explotar un cartucho de aproximadamente 200 gr. de dinamita, el cuál es introducido en un pequeño socavón y - detonado con explosor eléctrico.

Algunas compañías norteamericanas al ejecutar proyectos de caminos, han establecido como normas que; velocidades inferiores a 1,200 m/seg. corresponden a suelos residuales que pueden ser removidos con bulldozer, escarpas, etc. sin necesitarse el uso de explosivos; y que velocidades entre 1,200 y 1,500 m/seg corresponden a suelos donde existen rocas intemperizadas o mezclas (brechas) de rocas sueltas y suelos desgarrables en donde como limite se puede excavar con bulldozer o palas y dragas, auxiliandose con arados y desgarradores (Ripers) siendo opcional el empleo de explosivos, y finalmente marcaron un rango de velocidades entre 1,500 hasta 6,000 m/seg, para aquellas rocas que requieren explosivos en forma obligada.

De esta forma usando el método sísmico se han establecido rangos de velocidades de propagación de ondas, que se tienen en los materiales más comunes que se puedan encontrar en la construcción de terracerías, y con estos rangos se puede determinar adecuadamente la maquinaria a utilizar para atacarse estos materiales.

Según la tabla calculada por Caterpillar, que se anexa a continuación se han formado tres rangos de arabilidad, el primero constituido por material que puede ser atacado con la diversa maquinaria, el segundo esta catalogado como material que puede o no ser atacado por medio de tractores según se encuentre en estado natural, su compacidad y grado de alteración, y por último un tercer rango donde el estado del material es tal que no puede ser explotado por maquinaria común.

VELOCIDADES DE ONDAS SISMICAS
VELOCIDADES EN METRO POR SEGUNDO



ARABLE

ARADC y/o
EXPLOSIVOS

EXPLOSIVOS

Secciones Reglamentarias de Terraplenes y Cortes :

Las coronas para terraplenes y lechos para excavaciones tienen un amplio rango que depende de varios factores, en un ferrocarril moderno, tienen un ancho de 20 a 24 pies para vía sencilla (6.10 a 7.32 mts.) y de 37 a 42 pies para vías dobles (11.28 a 12.80 mts.).

Los talldes usuales para excavaciones son :

talld en tierra _____	1 : 1
talld en tepetate _____	3/4 : 1
talld en roca suelta _____	1/2 : 1
talld en roca fija o volcánica _____	1/4 : 1

Los talldes usuales para terraplenes son :

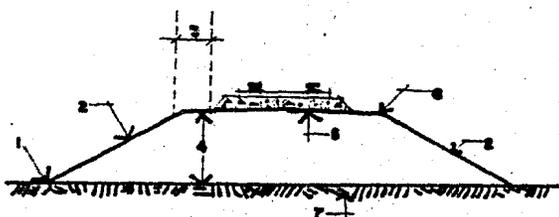
talld en tierra _____	1-1/2 : 1
talld en roca quebrada _____	1-1/4 : 1

La parte superior del terraplen se llama corona, y es la parte de la vía terminada que queda comprendida entre los hombros del mismo, tiene forma curva con objeto de que el agua de lluvia escurra por los lados y no se acumule, principalmente debajo de los durmientes provocando golpes, o bien que se filtre a través del terraplen y se formen " bolsas de agua " .

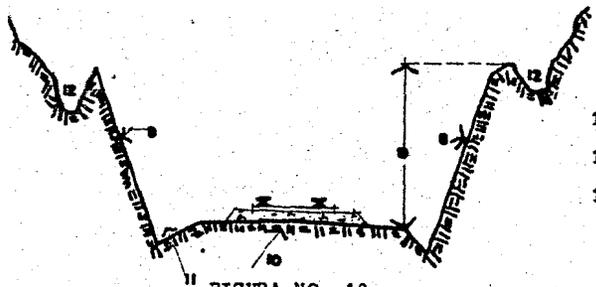
A la forma curva de la corona se le llama " bombeo de la corona " .

El bombeo de la corona debe de tener por lo menos 2 % de pendiente a partir del centro hacia ambos lados (El bombeo usual esta entre 2 y 4 % y depende del tipo de terreno y de la pluviosidad de la zona). Este bombeo de la corona del terraplen se pierde cuando en los trabajos de conservación o de rehabilitación, el personal al quitar el balasto con la pala levantan parte del material del terraplen formando agujeros que después se rellenan con balasto y en los que, cuando llueve, se junta el agua reblandeciendo la corona. Por lo anterior, siempre que se ejecuten trabajos sobre la corona del terraplen se debe tener cuidado de no modificar el bombeo. El bombeo no es necesario cuando el terraplen esta en curva, ya que en este caso, la corona tiene sobre

-elevación y el agua puede escurrir facilmente por uno de los talúdes.



- 1.- Pie del terraplén
- 2.- Talúd del terraplén
- 3.- Banqueta
- 4.- Altura (Variable)
- 5.- Corona
- 6.- Hombro
- 7.- Base



- 8.- Talúd del Corte
- 9.- Profundidad del Corte
(Variable)
- 10.- Lecho del Corte
- 11.- Cuneta
- 12.- Contracuneta

FIGURA NO. 10

Es muy importante conservar siempre la corona del terraplén con su ancho reglamentario, para evitar que el balasto escurra por los talúdes, así como - que las cabezas de los durmientes lleguen a quedar en " banda " y se quiebren, ya que pueden provocar descarrilamientos. Los hombros del camino son los vertices donde comienza el talúd del terraplén o de la cuneta. Al ejecutar un - corte hay que tratar de no aumentar mucho la profundidad, ya que mas allá de cierto limite, es mejor emplear túneles; pero este limite es variable según - la naturaleza de los terrenos que se atraviesan. En los terrenos resistentes, es preferible desgajar el tramo al aire libre, así se evita también el problema de la conservación, por el contrario en los terrenos malos e inconsistentes es preferible hacer túneles a pesar de las dificultades de construcción, pues los tramos donde los talúdes son inestables, requieren gastos posteriores más elevados que los de la construcción de un túnel. Así mismo en las vías que

atravesen terrenos montañosos, es a menudo necesario construir " falsos Túneles " como medida de protección contra los deslaves o las avalanchas.

RECOMENDACIONES PARA CORTES :

- 1.- Dependiendo de la observación en el campo, de la naturaleza y estado de los materiales y los análisis de estabilidad que sean necesarios se indicarán los talúdes que sean mas apropiados en cada corte. Si la estratigrafía o grado de alteración de la parte superior de una formación rocosa lo ameritan, se recomendarán talúdes compuestos calculandose la altura donde cambiará el talúd.
- 2.- Si los materiales que aparecieran al formar un corte son deleznales y producen graneo constante causando azolves en las cunetas, se debe recomendar la construcción de banquetas al nivel de la rasante para que ahí se acumule el material y se retire posteriormente, siempre y cuando la zona de estudio sea de baja precipitación pluvial y la altura de corte no sea grande.
- 3.- Si los fragmentos desprendidos de un corte puedan ser tales que invadan la vía, se indicará la conveniencia de construir muros de cualquier tipo económico al pie del talúd. Así mismo se recomendará muros de retención si al observar las secciones transversales en el campo y gabinete, y conocer el material de las laderas, se estima su construcción en cuyo caso se indicará su ubicación, profundidad de desplante y capacidad de carga del terreno de cimentación.
- 4.- Se deben hacer sondeos en cada corte, de ser necesario con ayuda de explosivos para conocer las características de los materiales hasta la altura donde se ubique la subrasante. En cortes mayores de 7 mts. es conveniente hacer estudios geofísicos para correlacionar los datos obtenidos en sondeos a cielo abierto en donde se puedan precisar las características de los materiales.
- 5.- Cuando los materiales de los cortes sean muy erosionables, se deberá tener cuidado de no desmontar entre los " ceros " y los límites del derecho

de via, cortando unicamente la vegetación que pudiera ocasionar derrumbes, así mismo las contracunetas deberán ser impermeables y definitivas.

RECOMENDACIONES PARA TERRAPLENES :

- 1.- Aquellos terraplenes con alturas menores de 2 mts., se les deberá efectuar un despalme de la capa de tierra vegetal y en el resto de los terraplenes se efectuará desmonte, desenraice, y limpieza procurando rellenar los huecos grandes, para escarificar y compactar el terreno natural donde se desplantará.
- 2.- Los terraplenes se construirán por capas que serán sensiblemente horizontales a todo lo ancho de la sección, con espesor uniforme, procurando, en el caso de tener frentes consecutivos de suelo y fragmentos, el disminuir el volumen de vacíos entre los fragmentos con una distribución adecuada del suelo.
- 3.- Se procurará no colocar ningún material a volteo, para lo cual en los talwegs profundos y angostos se formarán plantillas de 6m. con equipo adecuado que bandede ó compacte los materiales para impedir colocaciones inestables.
- 4.- Los materiales no compactables se deberán bandear en capas de espesor mínimo, que permita el tamaño máximo del material aceptado en las especificaciones, aplicando en cada lugar 3 pasadas como mínimo de un tractor D-8 ó similar.
- 5.- La capa subrasante será de 30 cms. de espesor mínimo y se formará con material compactable, en cortes y terraplenes, considerando a ese material como el que tiene un retenido en la malla no. 4 del 15 % y un 5 % de material entre los tamaños de la malla no. 4 y 7.6 cm. (3 ").
- 6.- Cuando los terraplenes se alojen en talwegs con pendientes mayores del 40 % ó se tenga una capa superficial susceptible de comprimirse o deslizarse, se proyectarán escalones de liga de 2.5 m. de plantilla. Si se trata de secciones en balcón ó laderas con pendientes del 25 % se cons-

-truirán escalones de liga en el area de desplante del terraplén con plantillas de 2.5 m. en material clasificable como A ó B y de 1.00 m. en material C.

- 7.- Los muros de retención que se recomienden después de observar las secciones transversales en el campo y gabinete, deberán proyectarse con respaldos filtrantes de grava-arena y se proveerán de drenes frontales en su parte baja, indicando además su profundidad de desplante, capacidad de carga del terreno de cimentación y su ubicación mas adecuada.
- 8.- En zonas de suelos muy compresibles ó de baja capacidad de carga se deberá indicar la construcción previa de los terraplenes con los recargos necesarios para absorber los hundimientos que se pueden presentar.
- 9.- En zonas de llanuras o lugares donde pueda llegar a saturarse una terracería por filtraciones en laderos, se indicará la ubicación del nivel de aguas freáticas, colocando para su regulación sub-drenes y registros.
- 10.- En el caso de que los materiales cercanos al desplante de un terraplén sean de buena calidad se podrán fijar prestamos laterales dejando una berma o banquetta entre la línea de ceros del terraplen y la orilla del prestamo de un ancho mínimo de 4 m. más 1.5 veces la profundidad del prestamo, esta precaución es con objeto de evitar saturaciones en la terracería. En zonas inundables que requieran este tipo de prestamos, se harán siempre del lado de aguas abajo de la línea, quedando debidamente drenadas las excavaciones.

CAPITULO III.

ESPECIFICACIONES DE SUB-BALASTO Y BALASTO :

SUB-BALASTO :

Es aquel material colocado entre la terraceria terminada y el balasto y cuyas funciones son darle al balasto una superficie más resistente que la del material con que se construye el lecho de la via y tratar de que el agua que se drena a través del balasto no se cuele a la terraceria. Con lo que generalmente se da un mejor drenaje y soporte a la via, que utilizando un material de primera categoria en la zona de balasto.

Este material debe cumplir con ciertas características las cuales se enumeran a continuación : Menor costo, contracción lineal reducida, buena granulometria, mayor estabilidad, impide la incrustación del balasto al cuál sirve de apoyo, afine de terracerias, impide que tiendan a ascender el barro ó lodo hacia la capa del balasto al paso de los trenes, etc.

CLASIFICACION :

Puede usarse como sub-balasto a todo material que pueda compactarse adquiriendo mayor resistencia e impermeabilidad que la del material que forma la subrasante.

Puede emplearse el sub-balasto en los casos en que el material que compone el lecho de la via es de poca resistencia y cuando se humedece perdiendo su compacidad y penetrando el balasto en el, dando lugar a asentamientos que provocan los golpes en la via.

Mediante estudios realizados en la Secretaria de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, se recomienda que cuando la capa subrasante este formada por gravas ó arenas más o menos bien graduadas o mezcladas con arcillas y limos, no es necesario el sub-balasto (tomándose solo en cuenta razones estructurales).

Quando la subrasante este formada por suelos limosos ó arcillosos si se

necesita colocar una capa de sub-balasto.

En estos casos cuando la plasticidad de los suelos es baja (CL y ML) (*) se necesitará una capa de sub-balasto de 30 cms. de espesor, mientras que si son altamente plásticos ó son de origen orgánico, requerirán un espesor mayor de sub-balasto.

Cuando se vaya a emplear sub-balasto, se escogerá el material más apropiado de la localidad ó cercano dentro del límite económico de acarreo y deberá pasar por las pruebas que indique el laboratorio, el cual recomendará el espesor adecuado.

El sub-balasto no es un material preparado, sino que es el proveniente de la explotación de un banco, empleandose tal como se obtiene al excavar.

Entre los materiales que más se utilizan están :

Los materiales procedentes de suelos, depósitos naturales, gravas de mina, arena, cenizas, ó rocas alteradas.

De hecho el sub-balasto forma ya parte de la superestructura, pues constituye un elemento que va en la parte superior de las terracerías, es decir arriba de la capa subrasante.

BALASTO :

Es la capa de material pétreo, compuesto de partículas duras, fuertes, durables y libres de materiales perjudiciales; que garantiza la estabilidad de la vía, ya que colocada sobre la terracería del ferrocarril le proporciona apoyo a los durmientes.

(*) NOTA :

CL = Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres

ML = Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos ó arcillas ligeramente plásticas (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

REQUISITOS QUE DEBE CUMPLIR EL BALASTO :

La capa de balasto debe de mantener a los durmientes alineados y nivelados y no debe de retener el agua de lluvia, proporcionando un drenaje adecuado.

El material que forma el balasto debe ser resistente, tener buena resistencia a la trituración, al desmenuzamiento y a las influencias atmosféricas.

El balasto no debe levantar polvo al paso de los trenes, ni diluirse por el agua y debe de impedir además el crecimiento de la hierba.

Otra función del balasto es repartir la presión que los durmientes le transmiten en una superficie amplia del lecho de la vía, puesto que si los durmientes se apoyaran directamente en el terreno, estos se clavarían en él.

El balasto contrarresta el desplazamiento de los durmientes al proporcionar a éstos una base firme, debido a las múltiples aristas vivas de las piedras.

Un buen balasto debe de transmitir a las terracerías terminadas una presión uniforme, por lo tanto el espesor de la capa de balasto deberá estar diseñado en función de la velocidad, frecuencia y peso de los trenes que viajan por la vía, además de tomarse en cuenta factores de tipo geológicos, topográficos y climáticos.

DISTRIBUCION DE PRESIONES EN EL BALASTO :

Aun cuando hasta el momento no se ha encontrado una solución racional y definitiva para el diseño de la sección de balasto, se pueden mencionar los estudios y experimentos efectuados en Estados Unidos por el profesor Talbot y en Alemania por el profesor Zimmerman y los ingenieros Brouming y Schubert, además de las recomendaciones prácticas de la A.R.E.A. (American Railway Engineering Association).

Todos los estudios coinciden en que la intensidad de las presiones disminuyen a medida que el espesor del balasto aumenta, hasta llegar a un espesor en que las presiones se distribuyen uniformemente.

El balasto producto de la piedra triturada es el que puede soportar la mayor presión puesto que comparada con la arena ó con la grava natural resiste de 2 a 1.5 y de 1.4 a 1.7 respectivamente.

Los durmientes son sometidos también a fuerzas horizontales y se puede decir que la resistencia al desplazamiento es mayor en la piedra triturada que en la grava natural y sobre todo de la arena.

Las presiones verticales contra el balasto situado debajo de los durmientes no se transmiten en forma uniforme, no solo a lo largo sino también a lo ancho del durmiente.

La presión máxima en el eje del durmiente es aproximadamente de 1.6 veces mayor que su valor calculado como la relación entre la fuerza ejercida por el tren sobre el durmiente y el área de apoyo del mismo.

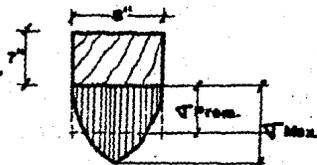


FIGURA NO. 11

DISTRIBUCION DE
PRESIONES BAJO EL
DURMIENTE.

En los análisis teóricos, con el propósito de simplificar el problema, se considera que la distribución de presiones abajo del durmiente es rectangular.

PROBLEMA :

Encontrar la presión transmitida al balasto por la locomotora más pesada que actualmente circula en la red nacional, tomando en cuenta su peso por eje :

Locomotora Modelo DE-27 _____ $W_n = 120.3 \text{ Ton.}$

Peso por eje = $W_e = W_n/4 = 120,300 \text{ kg.}/4 \text{ ejes} = 30,075 \text{ kg./eje}$

Factor de Impacto por velocidad (105 km/h) = 1.16

Por lo tanto la carga por eje será :

$$W_1 = (120,300/4) \times 1.16 = 34,887 \text{ kg.}$$

Por medio de detectores de cuarzo se ha experimentado que el durmiente - bajo la carga soporta $0.4 W$, repartiendo a los siguientes durmientes $0.2 W$ y a los últimos el 10% de la carga a cada uno, esto en caso de que los 5 durmientes estén suficientemente calzados y en buen estado para reaccionar igual.

Esto solo será factible por breve tiempo, contando con buen balasto y - durmientes recién calzados a máquina. (Experiencias sobre vías modernas con placa de asiento de hule, indican mayor número de durmientes (7) cooperando para reaccionar, resultando menores fatigas al riel, al balasto y a los durmientes, independientemente de la gran reducción del efecto vibratorio que es absorbido en gran parte por la elasticidad de la placa de hule).

Por medio de promedio estadístico, las vías pueden operar con límite de dos fallas (una a cada lado de un apoyo fijo), es decir, cargas al riel con claros dobles que producen cargas sobre el apoyo fijo de 65% W_i es decir :

$$0.65 \times 34,887 = 22,677 \text{ kg.}$$

Utilizandose durmientes de madera de $7'' \times 8'' \times 8'$ ($0.18 \times 0.20 \times 2.44$ - metros) con 0.50 mts. de distancia uno del otro y calzandose sólo 0.90 mts. - a partir de cada extremo del durmiente hacia el centro, dejando flojo el balasto en el tramo central restante (0.64 mts.).

El área apoyada por el durmiente será por consiguiente :

$$A = (90 \times 20) \times 2 = 3,600 \text{ cm}^2$$

La Presión máxima sobre el balasto será :

$$P_{\text{máx.}} = 22,677 \text{ kg} / 3,600 \text{ cm}^2 = 6.30 \text{ kg/cm}^2$$

La Presión media sobre el balasto será :

$$P_{\text{med.}} = 0.4 W/A = 0.4 \times 34,887 / 3,600 = 3.87 \text{ kg/cm}^2$$

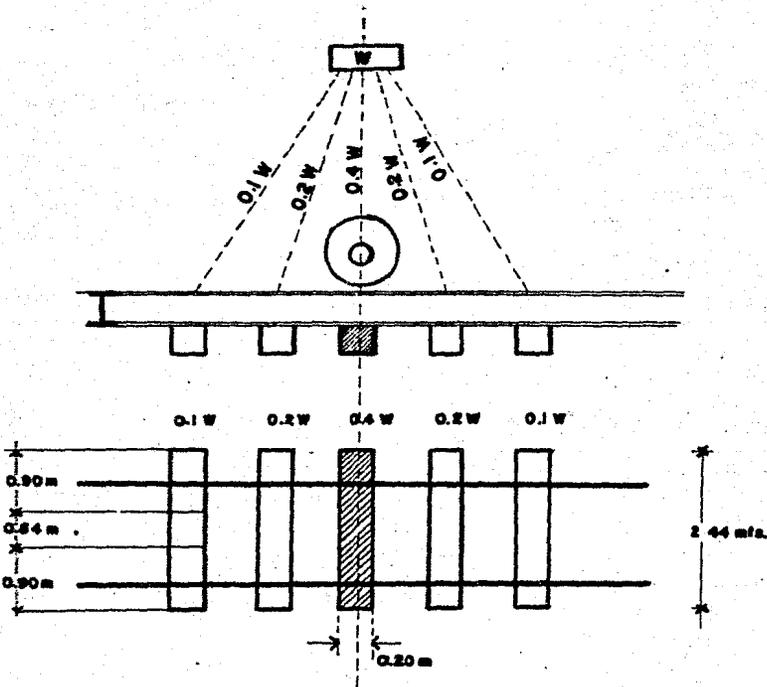


FIGURA NO. 12

Se han llevado a cabo múltiples ensayos y observaciones del asentamiento del balasto, para determinar el espesor (h) del prisma del balasto.

Así por ejemplo en la R.F.A. este espesor de balasto lo consideran que debiera ser igual a la separación entre los bordes de las traviesas (cajón) más 20 cms. y en los Estados Unidos como la distancia entre los ejes de los durmientes añadiendoseles unos 7.5 a 10 cms.

El Doctor Talbot, observó que el material del balasto solo puede variar la estabilidad de la vía ligeramente, puesto que solo notó pequeñas diferencias entre las magnitudes y las distribuciones de las presiones en el balasto

de piedra triturada, grava natural y arena.

Con lo que se puede recomendar con fines de economizar la piedra triturada que es cara, elaborar la capa inferior del prisma de balasto con algún otro material más barato, como por ejemplo : arena, escorias, cenizas, etc.

Además de la economía del balasto en dos capas se cumplen otras funciones puesto que en la parte superior (bajo los durmientes) es donde se tienen mayores presiones y se debe poner un balasto más resistente y estable, - colocandose en la parte inferior algún balasto menos resistente y estable - que generalmente proporciona un mejor drenaje.

El espesor de balasto bajo los durmientes es distinto en varios países.

En los Estados Unidos 20 - 75 cms., en la R.F.A. de 30 cms. (solo la piedra triturada), en la U.R.S.S. 45 - 60 cms.

En México se recomienda que el espesor sea cuando menos igual a la distancia centro a centro entre durmientes.

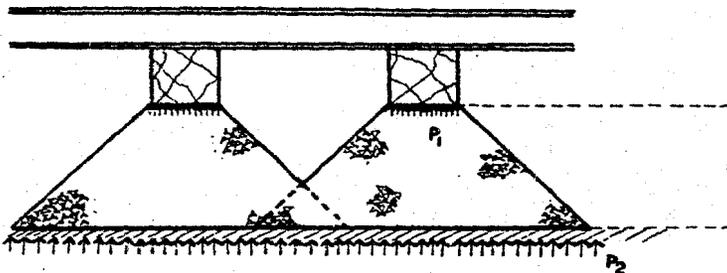


FIGURA NO. 13

MATERIALES PARA EL BALASTO :

Las dimensiones de la piedra empleada como balasto tienen que cumplir - ciertos requisitos en cuanto al tamaño, puesto que no deben ser demasiado pequeños para permitir un desague adecuado y tener gran resistencia al desgaste, ni tampoco deben ser demasiado grandes puesto que se haría más difícil el calzado y se encajarían las aristas en los durmientes.

Una uniformidad en las dimensiones es ideal y se recomienda un tamaño de piedra de 2 a 6 cms.

Normalmente se utiliza una amplia gama de materiales como balasto y su - selección está sujeta a factores económicos y de facilidad para obtenerlos.

Entre los materiales que cumplen los requisitos de un balasto ideal esta la piedra triturada, proveniente de canteras y que han sido generalmente fragmentadas por un medio mecánico.

Este material debe provenir de preferencia de rocas pesadas, duras, fuertes y durables, sin grietas ni huecos, y que no absorba agua, ni se desintegre y este libre de sustancias deletéreas y partículas perjudiciales.

Entre las rocas más utilizadas, que cumplen lo anterior se encuentran : Basalto, gravita, diorita, cuarcita, caliza, etc.

El rango del tamaño debe estar comprendido entre $3/4$ " (19.0 mm.) y - $2-1/2$ " (63.5mm). (Se prefiere para la nivelación de la vía la piedra triturada de 19 a 38 mm. ($1-1/2$ "). Los tamaños comprendidos entre ambos límites deben encontrarse en proporciones aproximadamente iguales en todo el conjunto.

Las partículas de piedra triturada, no solo deben cumplir lo anterior, - sino también una forma determinada. Las partículas deben ser poliédricas, de arista viva y debe ser mínima la cantidad de partículas laminares y aciculares.

La grava es otro material empleado comunmente como balasto, el cuál es - una piedra que ha sido disminuida de tamaño por agentes naturales y posteriormente alisada y redondeada por la acción de las olas en los mares ó de las

corrientes en los rios, cuando este material esta libre de tierra y de material no deseado ó fuera de especificación forma un balasto de buena calidad solo inferior a la piedra triturada.

En nuestros ferrocarriles se acepta grava para balasto, que pase por anillos de 63.5mm (2 1/2 ") y sea retenida en la malla de no. 10.

Otro material usado como balasto es la escoria ó grasa el cuál es el desperdicio resultado durante el proceso de fundición de los minerales, usualmente es el producto del venteo de un horno.

Contiene de 4 a 8 % de partículas menores de 0.1 mm, de 7 a 30 % de partículas de 7 a 25 mm. y hasta un 4 a 5 % (en peso) de las fibras pequeñas y sueltas siendo su longitud de 0.25 a 1 mm.

A continuación se mencionan algunas de las ventajas y desventajas de los materiales usados como balasto, las cuales determinan su elección.

La piedra triturada se usa primordialmente en las vias de primer orden, ya que dicho material no se desintegra ni se desmenuza por culpa del tráfico o de los trabajos de conservación; sus caras filosas sujetan al durmiente a la vez que se presionan entre si con las piedras adyacentes, conservando la via firmemente alineada y nivelada.

Por otra parte la limpieza de este material es más fácil, con lo que se evita interrumpir el tráfico, también retarda la pulverización del material producida por el paso continuo del equipo rodante.

No obstante no es fácil encontrar canteras cercanas a la via que cumplan los requisitos necesarios, aparte de requerirse instalaciones y equipo de trituración y de transporte.

Por lo que respecta a la grava, está debe ser lavada ó cribada para quitarle la tierra, materia orgánica, etc.

Este tipo de balasto tiene la ventaja de que como las piedras no tienen aristas filosas sino redondeadas, estas no cortan la superficie de los durmientes, con lo que se ayuda a prolongar la vida útil de los durmientes (aug

-que también disminuye la sujeción hacia el durmiente).

La utilización de la escoria como balasto, sólo se puede comparar con las mejores clases de piedra triturada, entre sus ventajas están la de proporcionar un buen drenaje, que evita el crecimiento de la vegetación, no produce polvo y puede ser limpiado en la vía, aunque algunas variedades llegan a tener aristas tan filosas que cortan la superficie de apoyo de los durmientes blandos tratados, por lo que respecta a su obtención estas escorias sólo se pueden encontrar en lugares en donde existan altos hornos ó fundiciones de hierro y acero.

En vista de lo anterior, el balasto más barato será aquel cuyo costo total, incluyendose el costo de producción, de renovaciones, de mantenimiento y de explotación del equipo haya resultado menor.

REQUISITOS DE CALIDAD PARA PIEDRA TRITURADA, GRAVA Y ESCORIA DE FUNDICION :

- 1.- Peso Unitario máximo _____ 2,700 kg./m³.
- 2.- Fatiga de ruptura máxima 700 kg/m² ; minima 350 kg/m².
- 3.- En la prueba de solubilidad no debe de aparecer decoloración en el agua.
- 4.- En la prueba de desgaste o durabilidad, el material que pase la malla de 1/2 " no deberá exceder de 40 %.
- 5.- La absorción no deberá exceder de 16 litros de agua por metro cúbico.
- 6.- En la prueba de cementación, las muestras deberán dar un esfuerzo de compresión menor de 0.28 kg/cm².
- 7.- No deberán encontrarse substancias deletéreas en el balasto preparado, - que excedan de las siguientes cantidades :
Partículas suaves y quebradizas _____ 5 %
Material más fino que el que pasa
por la malla No.,200 _____ 1 %
Terrones de Arcilla _____ 0.5 %

REQUISITOS GRANULOMETRICOS A QUE DEBEN SUJETARSE LA PIEDRA TRITURADA Y LA ESCORIA DE FUNDICION :

Mallas de laboratorio de abertura cuadrada					
% en peso que pasa cada malla	3 " (7.62 cm)	2 - 1/2 " (6.35 cm)	1 - 1/2 " (3.81 cm)	3/4 " (1.90 cm)	1/2 " (1.27 cm)
	100	90 - 100	25 - 60	0 - 10	0 - 5

REQUISITOS GRANULOMETRICOS A QUE DEBE SUJETARSE LA GRAVA :

Mallas de laboratorio de abertura cuadrada		
% en peso que pasa cada malla	3 " (7.62 cms.)	# 10 (1.65 mm.)
	100	0 - 10

TEZONTLE :

Es un material suave y poroso de procedencia volcánica y que se encuentra en depósitos naturales.

Cualquier material de carácter superior al empleado en la formación de la corona del camino, que logre un drenaje adecuado y sostenga los durmientes en posición correcta, puede ser aceptado como balasto.

REQUISITOS GRANULOMETRICOS A QUE DEBE SUJETARSE EL TEZONTLE :

Mallas de laboratorio de abertura cuadrada		
% en peso que pasa cada malla	3 "	# 50
	100	0 - 10

MANEJO DEL BALASTO :

El balasto preparado deberá manejarse en la planta de producción de tal manera que se conserve limpio y libre de segregación.

Deberá ser cargado únicamente en góndolas que estén en buen estado, lo suficientemente ajustadas para evitar mermas y desperdicios de material y que estén limpias y libres de basuras ó cualquier substancia que pueda alterar o dañar al balasto.

Las muestras del balasto deberán ser tomadas de cada 200 ton. del material y servirán para determinar la granulometría y otras pruebas requeridas.

La muestra deberá ser representativa y deberá pesar no menos de 50 kgs.

COLOCACION DEL BALASTO :

La colocación del balasto se hace después de haber armado la vía y colocado en el eje correspondiente de la corona preparada el sub-balasto, la maniobra mecánica sigue la secuela siguiente :

a).- Se distribuye el balasto a lo largo de la vía mediante góndolas ó tolvas con compuerta inferior y en los costados, permitiendo esto esparcir el balasto en los extremos de los durmientes y en el centro de la vía, - en forma simultánea.

También se usa como equipo de transportación del balasto, las plataformas y los carros con inclinación lateral de descarga.

b).- Se procede a la descarga directamente sobre la vía por balastar, en cantidades previamente calculadas, para conseguir levantes uniformes de 10 centímetros aproximadamente.

En cada operación la vía se levanta a la altura prevista y se calza distribuyendo el balasto uniformemente bajo los durmientes.

Esta operación se lleva a cabo empleando gatos calzadores y multicalzadores, efectuándose en algunas ocasiones con herramientas de mano.

El ancho del balasto está en función de la longitud de los durmientes, - los cuales miden 8 pies (2.44 mts.), si son de madera, (aunque los demás -

existentes varían poco en longitud); de los talúdes en corte ó terraplén y - del propio espesor proyectado; también se toma en cuenta si la vía es principal ó secundaria, condiciones económicas, etc.

Las especificaciones marcadas por la A.R.E.A. (American Railway Engineering Association) para la subrasante son del rango de 4.27 a 7.92 metros - para vía única y de 7.92 a 11.58 metros para vía doble.

Al construirse el lecho de la vía, se debe dar un ligero bombeo del 4 % en su parte superior que garantice el buen drenaje del balasto.

Las figuras (14, 15, 16, 17) indican las dimensiones que deben tener - las banquetas, la anchura de corona, talúdes de las banquetas, etc., para las secciones de balasto que se utilizan en los Ferrocarriles Nacionales de México.

El espesor de la capa de balasto se mide de la cara inferior del durmiente a la cota de la sub-rasante (incluye el sub-balasto).

En las curvas el espesor se mide debajo del carril interior y aumentándose en el riel exterior para proporcionarse la sobre-elevación adecuada a - las curvas.

La porción de la sección comprendida entre el extremo de los durmientes y el extremo inferior del talúd se le conoce como banqueta del balasto, cuya parte superior cercana al extremo de los durmientes debe redondearse y los talúdes estarán en función del ángulo de reposo del material utilizado como balasto. De 2 a 1 para piedra triturada y escoria y de 3 a 1 para otros materiales más ligeros.

PRINCIPALES DIMENSIONES DEL PRISMA DE BALASTO EN ALGUNOS PAISES :

PAIS	ESPEJOR	BANQUETA DE BALASTO	TALUD
EE.UU.	15 - 75	15 - 30	2 - 2.5
Alemania	30	35	1.25
Rusia	45 - 65	25 - 45	1.5 - 1.75
Francia	---	30	1.5 - 3.0

Generalment los cajones llenos y las banquetas completas deben preferirse, puesto que mantienen a la vía a su nivel y alineamientos correctos; evitándose en gran parte el deslizamiento de la vía (este cuidado debe tenerse especialmente en las curvas).

En nuestro país se utiliza aproximadamente 1.20 m^3 de balasto por metro lineal de vías, dependiendo esta capacidad de la sección transversal, del balasto utilizado y del tipo de vía.

La bondad de una vía depende en gran parte del buen estado del balasto, por lo que debe cuidarse que se conserve en buenas condiciones, para prolongar la vida del durmiente, rieles y equipo ferroviario, así como para transmitir la carga uniformemente a las terracerías y facilitar el escurrimiento del agua.

Es por esto que debe reponerse el balasto en vías de tráfico intenso cada 4 ó 5 años, y dentro de este periodo efectuarse trabajos de calzado de vía en forma permanente.

Es por esto que la Administración de los ferrocarriles se ve en la necesidad de contar con un servicio de canteras, plantas de trituración y equipo especial para su transportación, ya sea para completar tramos no retalastados ó para distribuirlos en tramos de asentamiento.

TIPOS DE LECHOS PARA EXCAVACIONES

EN
VIA ANCHA

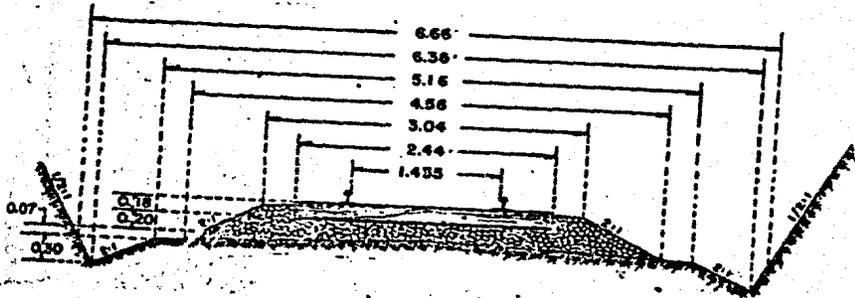


FIGURA NO. 14
EXCAVACION EN TANGENTE CON BALASTO
PERMEABLE

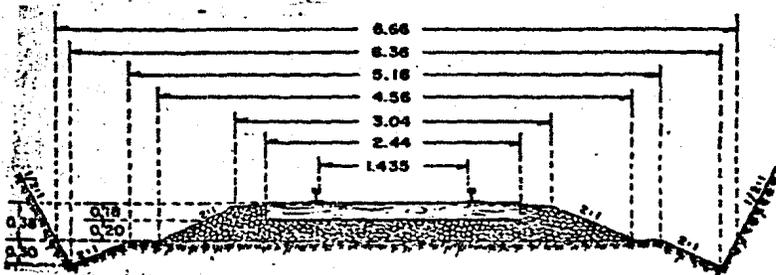


FIGURA NO. 15
EXCAVACION EN CURVA CON BALASTO
PERMEABLE

TIPOS DE CORONAS PARA TERRAPLEN

EN

VIA ANCHA

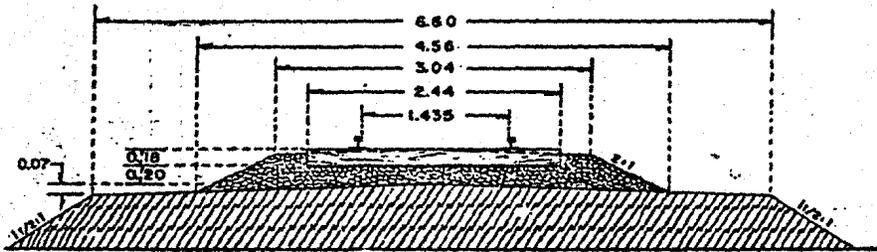


FIGURA NO. 16

TERRAPLEN EN TANGENTE CON BALASTO

PERMEABLE

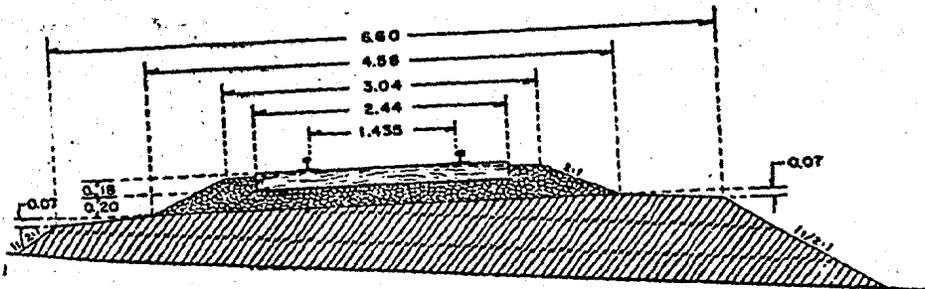


FIGURA NO. 17

TERRAPLEN EN CURVA CON BALASTO

PERMEABLE

CAPITULO IV.

ESPECIFICACIONES DE DURMIENTES Y RIELES .

GENERALIDADES SOBRE LOS DURMIENTES :

Se nombran durmientes ó traviesas a las piezas de madera, de concreto, - metálicas ó mixtas que se colocan transversalmente sobre el balasto para proporcionar a los rieles de la vía un soporte adecuado, su función independientemente de su naturaleza, consiste en :

- I.- Repartir al balasto lo más uniformemente posible, la presión que los trenes transmiten a los rieles y
- II.- Fijar los rieles, conservando el ancho de la vía. (1.435 mts. para vía ancha y 0.914 mts. para vía angosta)

En relación con el uso correcto del balasto, los durmientes proporcionan la manera de conservar la vía alineada y nivelada.

Si los durmientes están bateados en toda su longitud el aflojamiento del balasto ordinariamente conduce a la situación de la figura no. 18, originando deformaciones en los durmientes según la figura no. 19, que pueden conducir a su rotura y a que la vía se abra de manera peligrosa, de no efectuarse oportunamente un nuevo bateo.



FIGURA NO. 18

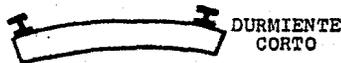


FIGURA NO. 19

Conviene que el asiento del balasto sea más consistente en las partes - del durmiente cercanas a los rieles, preferentemente en una zona de 30 a 40 cms, alrededor de estos (Fig. no. 20).

Las deformaciones del durmiente así como su estabilidad, también dependen de su longitud.

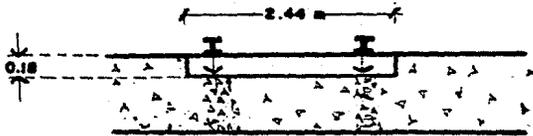
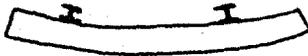


FIGURA NO. 20

Un durmiente demasiado corto, llega a hundirse en el balasto (fig. 19) tomando la vía un ancho mayor. Un durmiente demasiado largo, al deformarse, llega a estrechar la vía (Fig. no. 21).



DURMIENTE LARGO

FIGURA NO. 21

La longitud del durmiente, practicamente estará en función del ancho de vía, así como del material del que esta constituido. La sección transversal del durmiente estará en función de su resistencia y de su economía de construcción.

La separación minima entre durmientes, la fija la posibilidad de obtenerse un buen bateo y está comprendida de 25 a 30 cms. entre caras contiguas, lo que da una separación práctica de 50 cm. de centro a centro de durmientes.

Este espaciamiento depende también de la clase de vía que se trate, así por ejemplo se acostumbra colocar 20 durmientes por riel de 10 metros de largo y 24 durmientes por riel de 12 mts. de longitud en vías troncales de primera. En los ramales y vías secundarias, se colocan alrededor de 16 a 18 durmientes bajo rieles de 10 metros de longitud.

En los casos de vías troncales, y cuando se tienen rieles de 10 metros de longitud, el espaciamiento de durmientes centro a centro será de 51 cms. - variando esta distancia en las juntas de los rieles entre 0.38 cms., 0.42 cm. y 0.48 cms. dependiendo del tamaño de las planchuelas. En rieles de 12 mts. de longitud la separación centro a centro será de 49.5 cms.

La separación máxima la fijan ; la flexión del riel, la naturaleza de la plataforma y la carga por eje; principalmente.

Los durmientes en general deben reunir ciertas características ;

- * Una vida útil alta, comparable de ser posible a la duración del riel.
- * Resistencia a los esfuerzos dinámicos producidos por el paso de los trenes.
- * Proporcionar una adecuada sujeción al riel, con un costo anual de conservación mínimo.

DURMIENTES DE MADERA :

La madera es el material principal de que se producen los durmientes, no obstante la amplia aceptación que han tenido los durmientes de concreto al término de la segunda guerra mundial.

Entre las ventajas que se pueden citar en los durmientes de madera, están ; ser fácilmente labrados, ser flexibles, no pesan mucho, tienen características aislantes, soportan bien las grandes tensiones y el efecto químico del aire. Además durante el proceso de explotación se batean y reparan fácilmente.

Entre las deficiencias están ; Una vida útil relativamente corta (en particular de los durmientes no tratados), están expuestos al deterioro por parte de ciertos insectos (termitas), de los hongos y del fuego,

El desgaste y la pudrición, acelerándose con el tiempo, dificultan el mantenimiento de la vía . El costo de estos durmientes se ha elevado debido a que se han reducido las reservas mundiales de madera.

Los durmientes de madera deberán ser rectos, con sus partes superior e inferior paralelas, bien labrados o aserrados, cortados en angulo recto en los extremos y sin corteza; las fibras de la madera deberán ser rectas compactas y duras. Deberán estar libres de todo defecto que perjudique su fuerza o durabilidad, como hendiduras, rajaduras, y pudriduras grandes, huecos o nudos numerosos.

Los durmientes son de sección rectangular y las dimensiones reglamenta-

-rias que deben cumplir son :

18 cms. de grueso; 21 cms. de ancho; 2.44 mts. de largo (7 " X 8 " X 8 ') como mínimo y 0.19 X 0.21 X 2.50 mts. como máximo.

La inspección de los durmientes deberá hacerse en lugares convenientes y satisfactorios para el ferrocarril, teniéndose en cuenta una inspección minuciosa en las partes superior e inferior, igualmente que para los extremos y los costados de los mismos.

Se desecharán aquellos durmientes que tengan pudridura, hueco grande o huecos numerosos, entendiéndose como hueco grande aquel de más de 1.3 cms. de diámetro y 7.6 cm. de hondo, en el interior del durmiente, ó más de 2.5 cms. de diámetro por 7.6 cm. de hondo, que de al exterior del mismo.

Por huecos numerosos se entiende cualquier número de huecos que sean igual en su efecto perjudicial a un hueco grande.

Se rehusarán los durmientes que contengan nudo grande, o sea cualquier nudo cuyo diámetro promedio exceda una cuarta parte del ancho de la superficie donde se encuentre. Se aceptará el nudo cuando sea sano y se encuentre en los extremos de las secciones, entre 0.50 a 1.00 mts. del centro del durmiente.

Una rajadura es la separación de los anillos de crecimiento anual de la madera, rechazándose aquellos durmientes que tengan rajaduras más grandes de longitud que la tercera parte del ancho del durmiente ó de más de 3 mm. de ancho.

Una hendedura es una quebradura a través de los anillos de crecimiento anual de la madera. Se rechazarán aquellos durmientes que contengan hendeduras de más de 20.3 cm. de largo ó de 3 mm. de ancho ó de 5 mm. de profundidad.

Se considera que un durmiente no está bien labrado ó aserrado cuando sus superficies están desiguales ó presentan entalladuras de más de 13 mm. de profundidad.

Un durmiente se considera recto cuando una línea recta trazada desde el

centro de uno de sus extremos hasta el centro del otro y sobre la parte superior, queda enteramente dentro del durmiente. Se consideran paralelas las superficies superior e inferior cuando la diferencia en el espesor de los cogtados o extremos no se exceda de 13 mm.

Las diferentes variedades de madera que se utilizan para producir durmientes se agrupan en dos clases; maderas suaves y maderas duras, las primeras son por lo general de poco peso, de fibra recta, se rajan facilmente, contienen bastante resina y se obtienen de árboles con hojas en forma de agujas, como el pino y el abeto. En cambio las maderas duras provienen de árboles que tienen hojas ordinarias como el encino y el castaño y tienen como característica ser más pesados, más fuertes y resistentes, aunque tienden a torcerse y a formar grietas al sazonarse.

TRATAMIENTO DE LOS DURMIENTES :

Los durmientes se hacen inservibles debido a los procesos de pudrición y al desgaste mecánico. Ambos procesos se desarrollan al mismo tiempo y se intensifican recíprocamente.

Su vida útil depende del tipo de impregnación, de la estructura de las fijaciones y del peso y volúmen del tráfico.

En la actualidad los durmientes tratados alcanzan una duración de 15 a 25 años.

Del gran número de preservativos experimentados, los que mejor han respondido a una aplicación práctica son : el sulfato de cobre, el bicloro de mercurio, el cloruro de zinc y la creosota obtenida de la destilación de la hulla, ya sea aislada o en combinaciones (las dos últimas son las más comunes).

Para darle tratamiento a los durmientes, será preciso requerir a las siguientes medidas : selección de la madera, como primera medida; sazonamiento ó secado de la misma y finalmente aplicarsele el tratamiento que puede ser externo, y mejor aún, interno.

Las plantas de tratamiento, tienen maquinaria adecuada para enmuescar - y perforar los durmientes, esto se efectúa después de ser sazonados.

El enmuescado se lleva a cabo con el fin de que los durmientes ofrezcan una superficie uniforme a los rieles y las perforaciones se les hacen con objeto de insertar en ellas los clavos o tornillos que sujetan al riel.

Posteriormente son introducidos en un gran cilindro ó autoclave de acero por medio de vagonetas, las cuáles van por una vía permanente que tiene dicho cilindro. Cuando está lleno este cilindro de vagonetas cargadas de durmientes las compuertas laterales se cierran herméticamente iniciandose así - el proceso de tratamiento.

El procedimiento más empleado en México en virtud de su economía y de - su efectividad en el tratamiento de maderas previamente sazonadas, es el Ru - ping, el cuál consta de las siguientes fases :

1).- PRESION DE AIRE :

Se mantiene por un tiempo de 20 a 30 minutos una presión de 4.93 a 5.63 kgs/cm² (70 a 80 lbs/plg²) lograndose esta presión, dejando pasar el aire comprimido que se tiene almacenado, a la retorta.

2).- INYECCION DEL IMPREGNANTE :

Se inyecta el impregnante incrementando su presión hasta un límite que varia entre 12.67 y 14.09 kgs/cm² (180 a 200 lb/plg²), manteniendola el - tiempo que sea necesaria de acuerdo con la madera a tratar y la retención y penetración deseada. Se ha observado que para tenerse mejores resultados en la impregnación de durmientes, la retención deberá ser de 35 litros por metro cúbico (7 lbs/plie³).

3).- VACIO FINAL :

Se hace un vacío de 55 mm. con el fin de que sea arrojado el excedente del preservativo que haya quedado en la madera. En el caso de que, la made - rra se haya sometido a la fase no. 1, este se expande y sale de la madera a - rrastrando consigo determinada cantidad de impregnante que dejan vacias las -

celdillas de la madera recogiendo en los depósitos de almacenamiento. Al terminarse esta etapa del proceso, se restablece la presión atmosférica dentro del cilindro, se abren las puertas y se sacan las vagonetas.

Los durmientes ya tratados son entongados en los patios de almacenamiento para llevarse a los lugares de utilización.

El aumento de la duración de los durmientes puede lograrse mediante su armadura, o sea, apriete de las traviesas, colocándose posteriormente tirafondos especiales de madera, zunchado de los extremos de los durmientes, tornillos, clavado de grapas en los extremos, pegamiento de los cojines resistentes al desgaste y al agua debajo de las sillas, etc.

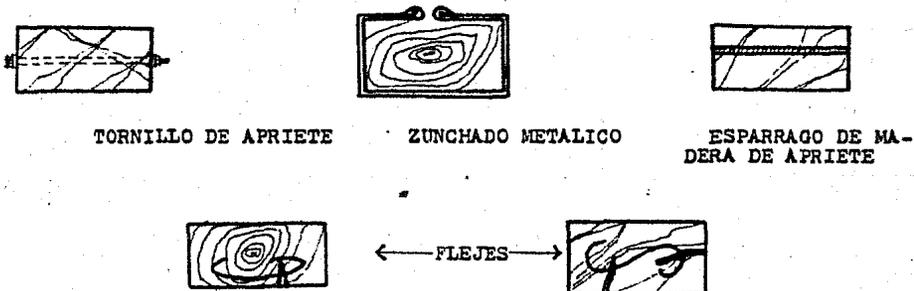
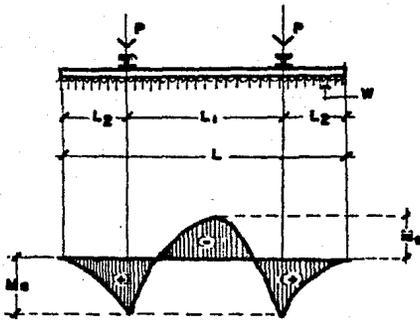


FIGURA NO. 22

DURMIENTES DE CONCRETO :

Para determinar los momentos flexionantes que se producen en el durmiente, algunos investigadores dan la siguiente forma de cálculo, que se basa en suponer que el durmiente trabaja como viga libremente apoyada en dos soportes (que son los rieles), con dos voladizos y con carga uniformemente repartida en toda su longitud, igual a la reacción del balasto, según indica la figura no. 23 (estas fórmulas son bastante aproximadas por que el balasto no produce una reacción uniforme a lo largo del durmiente).



DISTRIBUCION DE MOMENTOS
FLEXIONANTES EN EL DURMIENTE

FIGURA NO. 23

En la figura no. 23 se tiene :

L_1 = Longitud de durmiente entre rieles.

L_2 = Longitud de durmiente en parte voladiza.

L = Longitud total de durmiente :

$$L = L_1 + 2L_2$$

P = Carga que transmite cada riel.

W = Carga uniforme ó presión en el balasto.

$$P = W L / 2$$

M_a = Momento máximo en los apoyos.

M_c = Momento máximo en el centro del durmiente.

$$M_a = \frac{1}{2} W L_2^2$$

$$\text{Como : } W = \frac{2 P}{L}, \text{ tenemos : } M_a = L_2^2 P / L$$

$$M_c = W \left(\frac{1}{8} L_1^2 - \frac{1}{2} L_2^2 \right) = \frac{W}{8} (L_1^2 - 4 L_2^2)$$

$$M_c = \frac{W}{8} (L_1 + 2 L_2) (L_1 - 2 L_2)$$

$$\text{Como : } P = \frac{W L}{2} = \frac{W}{2} (L_1 + 2 L_2)$$

$$\text{Tenemos finalmente : } M_c = \frac{P}{4} (L_1 - 2 L_2)$$

Como podemos observar de este análisis, las secciones del durmiente en las zonas del patin tienen las fibras tensionadas por debajo, mientras que la sección media del durmiente las tiene tensionadas por arriba. Con lo que la armadura del durmiente deberá hacerse tomando en cuenta la distribución de los momentos flexionantes mostrados en la figura no. 23

Según su forma los durmientes pueden ser divididos en :

Durmientes monoblock, mixtos, articulados y en celosía.

Actualmente los durmientes monolíticos y mixtos son los más utilizados.

a).- Durmientes Monoblock : Están compuestos de una sola viga de concreto con sección constante ó variable y pueden ser armados con acero normal o de pre-esfuerzo.

Los durmientes de concreto no tensado resultan ser muy pesados, requieren mucha armadura y están expuestos al surgimiento de rajaduras; debido a esto no han tenido mucho empleo y se pueden mencionar dentro de este grupo el " Pennsylvania Railway " y el Gaudin.

Los durmientes de concreto pre-esforzado inicialmente tuvieron algunos problemas puesto que aparecían fisuras en la cara superior del concreto, paralelas al riel y debajo de este; este tipo de durmiente había sido diseñado tomando en cuenta únicamente el momento creado en cada una de sus extremidades por su carga concentrada transmitida por el riel y por la reacción del balasto en la cara inferior del durmiente.

Se ha notado mediante investigaciones, que al aplicarse bruscamente la carga, se presentan momentos de signo contrario, tan elevados como el momento creado por la carga. Este doble esfuerzo a que está sometido el durmiente se agrava por fenómenos vibratorios adicionales que provocan la fisuración.

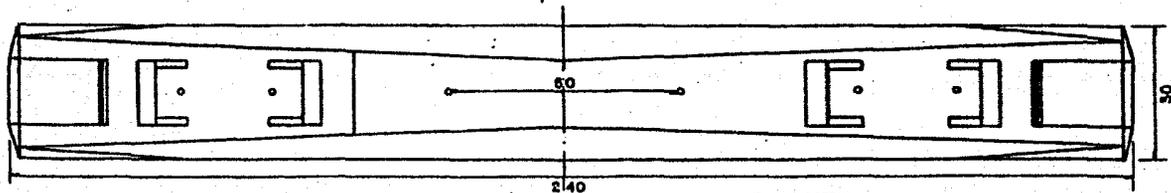
Actualmente se construye un durmiente DYWIDAG, que no se fisura.

DURMIENTES DYWIDAG :

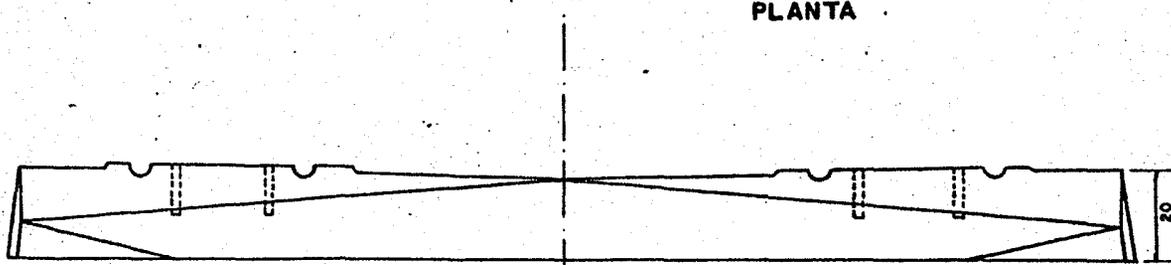
Estos durmientes se utilizan en líneas de tráfico pesado y para vías de curvatura pronunciada (B-55 y B-58) tienen una sección transversal trapezoidal con base de 140 a 170 mm. en la parte media, con una longitud de 2.30 mts. y un peso de 230 kgs. aproximadamente.

El pretensado de este durmiente es proporcionado por dos varillas de acero de 18.6 mm. de diámetro que reciben cada una un esfuerzo de $4,900 \text{ kgs/cm}^2$ y que provienen de una tensión dada al acero de 13 tons.

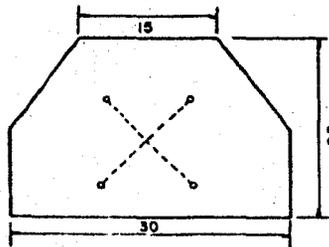
DURMIENTE DYWIDAG.



PLANTA



CORTE LONGITUDINAL



CORTE TRANSVERSAL

MEDIDAS EN CENTIMETROS

FIGURA NO. 24

- 89 -

b).- DURMIENTES MIXTOS :

Están compuestos de dos bloques de concreto colocados debajo del carril y que están unidos entre sí por un rígido tirante metálico, este tirante proporciona la resistencia suficiente para soportar la acción lateral sin deformarse.

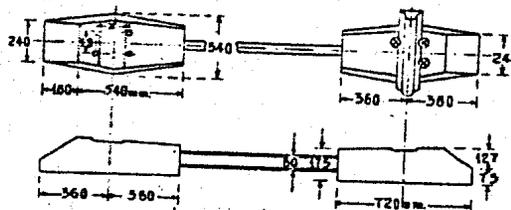
Entre los durmientes de este tipo que mejores resultados han dado están el durmiente R. S., el Vagneux y el Zig - Zag, entre otros.

Durmiente Vagneux :

Esta constituido en su parte central de una viga metálica en doble T, empotrada en dos bloques de concreto armado.

Cada uno de los bloques tiene una longitud de 72 cm. y un ancho de 25 a 35 cm., la longitud del durmiente es de 2.24 mts.

Entre el riel y los bloques de concreto se emplean como medio elástico, placas de madera comprimida o fieltro. Estas placas además de hacer más elástica la vía, absorben los esfuerzos transmitidos por el riel y dan al durmiente una distribución uniforme de la presión.



durmiente Vagneux.

Acotaciones en mm.

FIGURA NO. 25

Durmiente tipo " RS " :

Este durmiente de tipo francés es el de mayor desarrollo y menor costo.

Esta compuesto de dos blocks de concreto armado, unidos por una barra -
metálica de 14 kgs. de peso, que le permite cierta flexibilidad.

Las parrillas de los blocks están formadas con varillas de acero estruc-
tural y necesitan unicamente 6.4 kgs. de acero, el volúmen de concreto para -
ambos blocks es de 74 dm^3 y el peso total del durmiente es de 197 kgs.

El sistema de sugesión o grapa elástica utilizado en este tipo de durmien-
te, da un apriete dinámico de 2.5 ton. para la lámina interior que apoya
sobre el patin del riel y el cual descansa sobre la placa de hule acanalada.

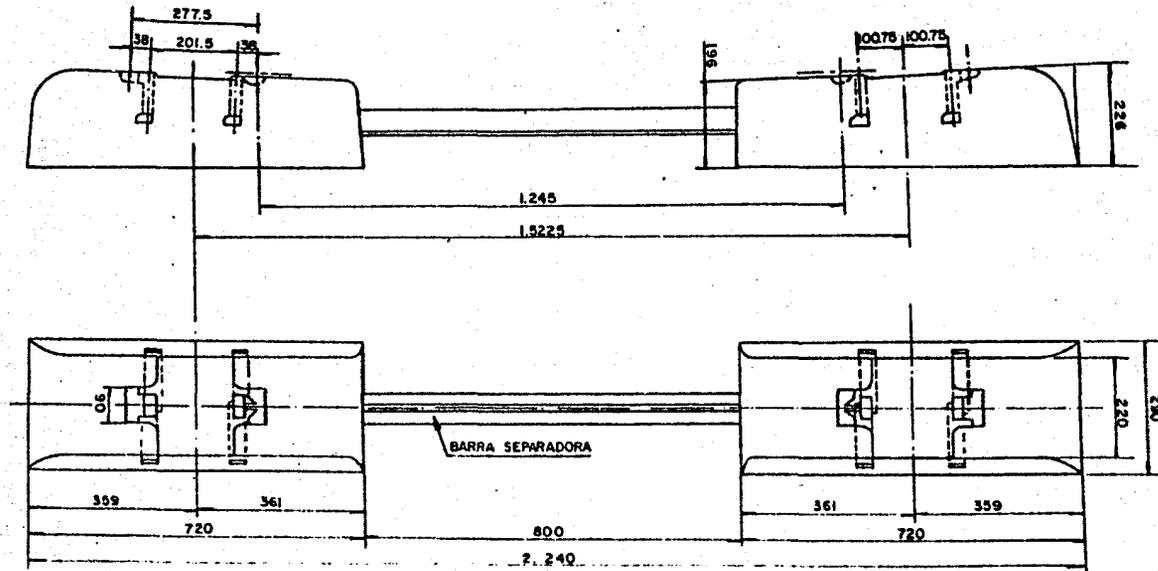
VENTAJAS Y DESVENTAJAS QUE PRESENTAN LOS DURMIENTES DE CONCRETO :

Las ventajas que ofrecen los durmientes de concreto son : posibilidad de
fabricarse en lugares próximos a su empleo, con la consiguiente reducción de
gastos de transporte; su incombustibilidad y su insensibilidad a los agentes
atmosféricos; su duración es igual a la de los rieles, lo que permite rehabi-
litaciones completas de rieles y durmientes, su gran peso garantiza la esta-
bilidad de la vía, se disminuye la cantidad de balasto necesaria en un 15 ó -
20 % con respecto a los durmientes de madera, permite ligeramente reducir la
cantidad de durmientes por kilómetro.

Entre los inconvenientes que se cuentan están :

Su costo es más elevado (sobre todo el durmiente pre-tensado), no pue-
den utilizarse en curvas de radios menores de 300 mts., requiere de sujeciones
elásticas modernas costosas para tener un mayor amarre entre el riel y el dur-
miente, su reparación es más compleja, en los lugares de descarrilamiento se
destruyen facilmente, no es recomendable utilizar piedra quebrada de tamaño -
grosso y muy duro como balasto por que puede dar lugar a esfuerzos locales -
excesivos.

DURMIENTE "RS" FRANCES
MOD. U



- 71 -

FIGURA NO. 26

DURMIENTES METALICOS :

Denominados conchas, presentan una cara superior dotada de los elementos para sentar los rieles, afirmar el escantillón y sujetar las cabezas de los pernos de fijación del patín.

Los bordes volteados hacia abajo, presentan inconfundible característica de anclaje en el balasto lo que resulta ventajoso en curvas de radio pequeño; su utilización es aconsejable en vías de montañas con fuertes curvaturas y en las vías de poco tráfico y de velocidades moderadas.

En algunos países con condiciones climáticas extremas se han empleado en grandes cantidades, en Suecia y Alemania se colocaron muchos durmientes de este tipo antes de la segunda guerra mundial.

En la India, país de un clima húmedo y caluroso en el que los durmientes de madera se pudren rápidamente y son carcomidos por termitas, el 24 % de durmientes son de acero y el 31 % de hierro colado, en nuestro país se han utilizado principalmente al cruzarse zonas desérticas.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DURMIENTES DE ACERO :

Las ventajas que presentan estos tipos de durmientes son :

Impiden desplazamientos longitudinales y transversales de la vía, la unión del riel al durmiente es también muy resistente, su duración es muy grande, su colocación rápida y su manejo fácil, tiene gran resistencia a las condiciones climáticas, se tienen menos gastos en la conservación de la vía, su almacenamiento se hace en espacios más reducidos con lo cual también su transporte se hace en menor número de vagones, se puede recuperar algo de su inversión al venderse como chatarra.

Entre las desventajas que se tienen con estos durmientes están :

No resisten tráficos intensos, tienen un costo sumamente elevado con respecto a otros tipos de durmientes, su nivelación y alineación es más laboriosa, no es recomendable usarlos en zonas próximas al mar ó con atmósfera contaminada, puesto que sufre corrosión el metal, no permiten además la aislación eléctrica, producen también gran ruido al paso de los trenes.

R I E L E S :

Las principales funciones que deben cumplir los rieles son :

- I.- Deben conducir las ruedas del equipo móvil que transita por su superficie.
- II.- Deben, de una manera similar a una viga, soportar las cargas verticales producidas por los trenes y transmitir las a la mayor cantidad posible de durmientes.
- III.- Deben tener una forma tal, que se facilite su fijación a los durmientes y la unión de varios rieles en una fila continua.
- IV.- Deben ser tecnológicamente simples para su producción.

Su diseño a diferencia de la mayoría de estructuras ingenieriles no ha seguido métodos cien por ciento racionales y su actual forma es el resultado de fallas que han sufrido los rieles anteriores, además del aumento de cargas y velocidades del equipo móvil actual.

Esto es debido a la cantidad de factores indeterminados que afectan a las cargas estáticas y dinámicas que actúan sobre la vía.

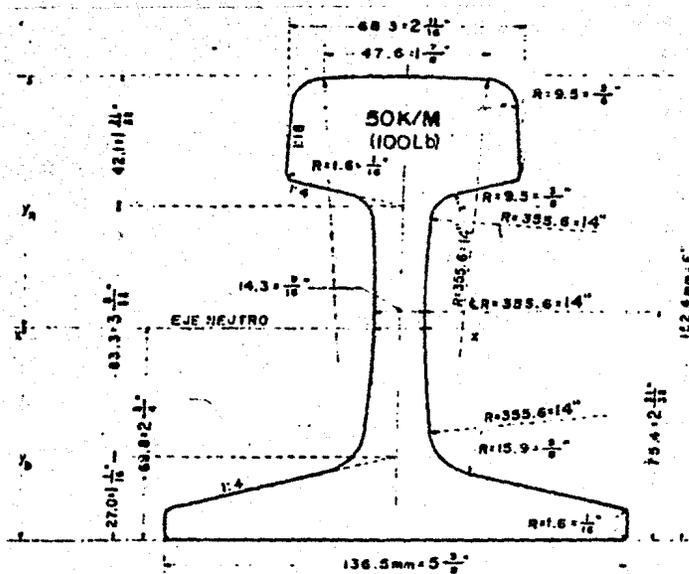
La estructura propia de la vía debe ser lo suficientemente resistente, para soportar los esfuerzos que sobre ella produce el equipo móvil.

Estos esfuerzos son de tres clases : verticales, longitudinales, y transversales.

En los inicios de los ferrocarriles se utilizaron rieles que servían principalmente para guiar las ruedas de los trenes y los cuales tenían escasa rigidez en el plano vertical, posteriormente se fueron requiriendo rieles que trabajaran bien a la flexión.

Actualmente se utilizan rieles de forma semejante a una " T " invertida y de patin ancho (figura no. 27) propuesta en Estados Unidos por Stevens en 1832.

Las partes que caracterizan al riel son : el hongo o cabeza en la parte



	Area	Area	Porcentaje	Mom. de inercia total Ixx
Hongo.....	24.52 C ²	3.80 P ²	38.2	2039.5 C ⁴ 49.0 P ⁴
Alma.....	14.51 "	2.28 "	22.6	Módulo de secc. hongo=(1)... 247.6 C ³ 15.1 P ³
Patin.....	23.16 "	3.90 "	39.2	Módulo de secc. patin=(2)... 221.7 C ³ 17.6 P ³
Total... =	64.19 "	9.95 "	100.0	Relación m. i. a área 31.74 C ² 1.32 P ²
				Relación m. i. a hongo a área... 3.85 C ² 1.32 P ²
				Relación altura a patin..... 1.12 1.12
				Peso calculado..... 50.35 K/M(101.5 Lb.)

$$(1) S_h = \frac{I_{xx}}{y_h}$$

$$(2) S_p = \frac{I_{xx}}{y_p}$$

SECCION DE RIEL RE-50- K/M.(100-LB)

FIGURA NO. 27

superior, el patin en la parte inferior y el alma del riel que une a las dos partes anteriores.

FUNCIONES DE LAS PARTES DE LOS RIELES :

HONGO DEL RIEL :

Debe tener una superficie de rodadura que garantice la transmisión de las cargas desde las ruedas hacia su parte central.

Se distingue : por su anchura, su altura, el bombeo de la banda de rodamiento, radio de los filetes e inclinación de los cachetes.

El ancho es para el deslizamiento de las ruedas y su tamaño evita que se concentren las cargas en una zona limitada. Una anchura de 6 a 7 cms. es satisfactoria, puesto que se limita para disminuir la posible excentricidad de la transmisión de la presión desde la rueda hacia el riel. La altura del hongo debe contar con una reserva de metal para el desgaste, siendo este desgaste de alrededor de un milimetro por cada 135 a 180,000 ton. brutas (150 a 200 trenes), una altura de 5 cms. es aceptable.

El bombeo de la banda de rodamiento mejora la estabilidad del equipo en marcha y ayuda a disminuir la excentricidad de la carga transmitida, los radios más indicados varían de 20 a 50 cms.

La inclinación de los cachetes del hongo debe ser tal que no permita el contacto entre la caja de la rueda y el hongo cuando el carro va en tangente, en curvas el contacto ayuda a contrarrestar la fuerza centrífuga, desgastando se ambos elementos; para evitar esto es conveniente inclinar los cachetes $1/20$

Las dimensiones del hongo deben equilibrar la masa de este con la masa del patin a través del alma del riel, disminuyéndose las deformaciones.

PATIN DEL RIEL :

Debe ser lo suficientemente ancho para garantizar la rigidez del riel en el plano horizontal y su estabilidad al vuelco. La relación entre el ancho del patin y la altura del riel varía de 0.78 a 1.0 y el ancho del patin es aproximadamente dos veces mayor que el ancho del hongo (sobre 14 cms.)

Al proyectarse los patines también se prestará atención a la distribución del metal para cada elemento del perfil y a un suficiente espesor del ala del patín, ya que, siendo pequeño el espesor del ala, puede ocurrir la destrucción del patín.

ALMA DEL RIEL :

Puede ser rectilínea (Riel francés) y curvilínea.

La forma curvilínea es técnicamente más difícil de lograr, sin embargo proporciona mayor rigidez al riel.

Se debe prestar una particular atención a las zonas de unión del alma con el patín y el hongo, ya que debido a un brusco cambio de la sección del perfil se acumulan tensiones . En dichas zonas la transición se logra por una curva compuesta, siendo la zona crítica del mayor espesor posible.

La composición general del perfil del riel debe atender al tipo de junta (planchuela) y a la distribución del metal entre los elementos del riel. El espesor del alma es de alrededor de 1.5 cms.

El porcentaje de acero aproximado utilizado en los rieles es de 36.3 % - en el hongo, 24 % para el alma y el resto en el patín.

La proyección de los elementos del perfil del riel (hongo, alma y patín), la elección de su peso y la calidad del acero del riel dependen de las condiciones de explotación de la línea : Cargas por eje, velocidades de circulación y densidad de tráfico de la línea.

Es por esto que los ferrocarriles Americanos recomiendan usar los siguientes rieles dependiendo del tráfico y la velocidad:

TRAFICO ANUAL (millones de ton. anuales)	VELOCIDAD (km/h)	CALIBRE DEL RIEL (lbs/yd)
1 a 8	64 a 96	100
6 a 15	80 a 120	115
15 a 25	80 a 129	132

Las experiencias demuestran que el peso del riel debe aumentarse a medida que se aumentan las cargas por eje, velocidades y densidades de tráfico.

Una fórmula práctica para obtenerse aproximadamente el peso del riel a usarse en una vía es :

$$\text{Calibre del riel} = \frac{\text{Carga por Rueda}}{350}$$

es decir :

Por cada 350 libras de peso sobre una rueda, deberá considerarse una libra por yarda en el calibre del riel.

De esta manera, para una carga por eje de 80,000 libras se tendrá :

$$80,000 / 2 = 40,000 \text{ libras por rueda}$$

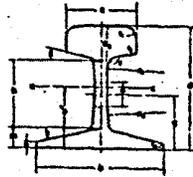
$$\text{Por tanto : } \frac{40,000}{350} = 114.28 \approx 115 \text{ lbs/yd.}$$

La elección del peso de los rieles debe ser justificada por cálculos técnico-económicos. La vida útil del riel puede variar desde 10 hasta 50 años dependiendo del tráfico, velocidad, calibre, del durmiente, su número, calidad y mantenimiento respecto del balasto, la clase y nivelación de este y sobre todo, de la supresión de impactos directos en las juntas, la reducción de vibraciones y el mejor alineado geométrico de la vía, además de otros factores más.

Actualmente se usan los siguientes calibres de rieles, para la mayoría de los casos, en los siguientes países :

EE. UU., hasta 77 kg/m; Inglaterra, hasta 56.5 kg/m; Francia y Belgica, hasta 62 kg/m; Alemania, hasta 64 kg/m; URSS, hasta 75 kg/m ; otros países, hasta 50 kg/m.

En la tabla no. 7 se pueden observar algunos tipos de rieles utilizados en México, con sus dimensiones y propiedades geométricas con respecto al eje horizontal.



RIELES
DIMENSIONES
Y
PROPIEDADES

No. DE SECCION	Peso en Kg/m	DIMENSIONES EN MILIMETROS										DIMENSIONES EN PULGADAS						PROPIEDADES					No. DE SECCION		
		BASE					Ind.	CARZA					ALMA			Esp. web	Agu.	Area	EN EL EJ. HORIZONTAL						
		Ancho	Espesor		Radio			Ancho		Radio			Esp. Min.	Radio					I	S	r	V			
			d	b	m	n		r ₁	r ₂	S	Sup.	Inf.		R ₁	r ₁									r ₂	o
112 R. E.	85.70	168.3	137.7	23.6	11.1	9.5	1.6	14"	66.4	69.0	335.6	9.5	1.6	13.1	94.8	254.0	304.2	73.0	30.2	71.03	2726.2	279.6	4.17	76.2	112 R. E.
100 R. E.	66.33	127.4	126.5	27.0	9.9	9.5	1.6	14"	64.2	68.2	335.6	9.5	1.6	14.2	93.3	335.6	335.6	45.3	30.2	64.19	2022.9	244.2	3.61	69.6	100 "
88 ASCE	42.16	131.8	121.8	22.0	7.4	6.3	1.6	12"	65.1	65.1	304.8	7.9	1.6	14.2	69.3	304.8	304.8	57.5	31.8	53.74	1232.9	181.9	4.83	62.7	88 ASCE
80 "	29.78	127.8	127.0	22.0	7.3	6.3	1.6	12"	63.5	63.5	304.8	7.9	1.6	13.9	69.3	304.8	304.8	55.0	31.8	50.71	1096.9	163.9	4.63	62.3	80 "
70 "	14.80	107.9	107.9	19.4	7.0	6.3	1.6	12"	60.3	60.3	304.8	7.9	1.6	12.3	57.5	304.8	304.8	48.2	28.4	38.36	607.7	109.3	3.99	52.3	70 "
60 "	12.40	79.4	79.4	13.5	4.4	4.3	1.6	12"	42.9	42.9	304.8	7.9	1.6	8.2	43.4	304.8	304.8	35.3	19.0	19.25	170.7	41.8	2.97	38.6	60 "
50 "	9.92	69.8	69.8	12.3	4.3	4.3	1.6	12"	38.1	38.1	304.8	6.3	1.6	7.5	37.7	304.8	304.8	31.1	18.9	18.48	104.1	28.8	2.80	33.8	50 "
40 "	7.92	66.7	66.7	11.1	3.4	4.3	1.6	12"	34.1	34.1	304.8	6.3	1.6	6.2	37.3	304.8	304.8	29.8	18.9	18.90	88.3	22.1	2.49	32.8	40 "
30 "	7.94	68.2	68.2	9.5	2.6	4.6	1.6	12"	29.8	29.8	304.8	4.8	1.6	5.6	35.3	304.8	304.8	26.8	18.9	19.26	51.2	14.4	2.24	29.8	30 "

No. DE SECCION	Peso en lb/ft.	DIMENSIONES EN PULGADAS										DIMENSIONES EN PULGADAS						PROPIEDADES					No. DE SECCION	
		BASE					Ind.	CARZA					ALMA			Esp. web	Agu.	Area	EN EL EJ. HORIZONTAL					
		Ancho	Espesor		Radio			Ancho		Radio			Esp. Min.	Radio					I	S	r	V		
			d	b	m	n		r ₁	r ₂	S	Sup.	Inf.		R ₁	r ₁									r ₂
112 R. E.	112.30	6 1/2	5 1/8	1 1/8	3/8	5/8	1 1/2	14"	2 5/8	3	14	5/8	3/8	3 5/8	10	23	2 3/8	1 1/2	11.01	68.5	16.1	2.63	3	112 R. E.
100 R. E.	101.00	6	5 1/8	1 1/8	3/8	5/8	14"	2 5/8	2 5/8	14	5/8	3/8	3 5/8	14	16	2 3/8	1 1/2	9.89	49.4	14.9	2.51	2.74	100 "	
88 ASCE	54.99	5 1/8	5 1/8	1 1/8	3/8	5/8	12"	2 5/8	2 5/8	12	5/8	3/8	3 5/8	12	12	2 3/8	1 1/2	8.53	30.1	11.1	1.90	2.47	88 ASCE	
80 "	38.19	5	5	1 1/8	3/8	5/8	12"	2 3/8	2 3/8	12	5/8	3/8	3 5/8	12	12	2 3/8	1 1/2	7.86	26.4	10.0	1.85	2.37	80 "	
70 "	37.89	4 1/2	4 1/2	1 1/8	3/8	5/8	12"	2 3/8	2 3/8	12	5/8	3/8	3 5/8	12	12	2 1/8	1 1/2	5.92	14.6	6.47	1.57	2.06	70 "	
60 "	30.00	3 1/2	3 1/2	1 1/8	3/8	5/8	12"	1 3/4	1 3/4	12	5/8	3/8	3 5/8	12	12	1 3/8	1 1/2	3.90	4.1	2.35	1.17	1.51	60 "	
50 "	25.00	3	3	1 1/8	3/8	5/8	12"	1 3/8	1 3/8	12	5/8	3/8	3 5/8	12	12	1 3/8	1 1/2	3.40	2.3	1.76	1.02	1.33	50 "	
40 "	20.00	2 1/2	2 1/2	1 1/8	3/8	5/8	12"	1 1/8	1 1/8	12	5/8	3/8	3 5/8	12	12	1 1/8	1 1/2	2.80	1.9	1.41	0.90	1.36	40 "	
30 "	16.00	2 1/8	2 1/8	1 1/8	3/8	5/8	12"	1 1/8	1 1/8	12	5/8	3/8	3 5/8	12	12	1 1/8	1 1/2	1.36	1.2	1.00	0.60	1.14	30 "	

COMPANIA FUNDIDORA DE FIERRO Y ACERO DE MONTERREY, S. A.

TABLA NO. 7

FABRICACION DE RIELES :

La fabricación de rieles de acero es el resultado de mezclar y laminar - minerales básicos como el hierro, el carbón, el manganeso y el silicio. Así - mismo se encuentran con estos, minerales indeseados e impurezas como el fósforo, azufre, gases y escoria.

El acero es obtenido de altos hornos que producen metal fundido, que es - vaciado en grandes " ollas " ó " cucharones " que posteriormente serán vaciados en una serie de moldes de hierro (lingoteras), en donde el acero en estado líquido se enfría formando así los llamados " lingotes " .

Al solidificarse el acero de los lingotes, son retirados los moldes y se trasladan los lingotes a otros hornos especiales en donde se calientan a una - temperatura determinada para ser laminados.

Se puede resumir la fabricación de rieles en las siguientes etapas :

- I.- Producción (fundición) del acero de rieles, que consiste en eliminar el exceso de carbono en el hierro colado y obtenerse la composición química necesaria. Finalizada esta etapa se tienen lingotes de - acero de rieles.
- II.- Obtención de un perfil de rieles predeterminado; finalizada esta etapa se tienen rieles brutos de longitud necesaria.
- III.- Tratamiento térmico y mecánico de rieles en bruto, al finalizar esta etapa se tienen rieles de una estructura y características mecánicas preestablecidas para el metal.
- IV.- Ensayo de rieles, clasificación por calidad, estampado y marcado; finalizada esta última etapa se tienen rieles listos para ser usados.

El chequeo de la calidad de los rieles se efectúa prácticamente en todas las etapas de su producción. Se verifica la composición química del acero de los rieles, regímenes de su fundición, vaciado y laminación. Se efectúan también ensayos de rigidez de los especímenes y se controlan las dimensiones de los elementos del riel.

I.- REQUISITOS QUIMICOS :

La composición química del acero, debe estar dentro de los siguientes límites :

PESO NOMINAL DEL RIEL EN KG/M			
34.6 - 39.6 40 - 44.6 45 - 59.5			
ELEMENTOS	PORCIENTOS	PORCIENTOS	PORCIENTOS
CARBON	0.55 - 0.68	0.64 - 0.77	0.67 - 0.80
MANGANESO	0.60 - 0.90	0.60 - 0.90	0.70 - 1.00
FOSFORO (MAX.)	0.04	0.04	0.04
SILICE	0.10 - 0.23	0.10 - 0.23	0.10 - 0.23

TABLA NO. 8

Estas determinaciones pueden hacerse química ó espectrográficamente mediante muestras representativas : Uno de los tres primeros, y otro, de los tres últimos lingotes de tamaño natural, de la hornada.

Para producción de rieles se usa generalmente acero al carbono, aunque con menor frecuencia se utilizan aleaciones de acero especiales.

Los principales elementos del acero de rieles, además del hierro son :

Carbono, manganeso, silicio, azufre, fósforo. Cada uno le comunica al acero propiedades particulares :

- * carbono : Aumenta la dureza y la resistencia al desgaste, aunque lo hace quebradizo.
- * manganeso : Aumenta la resistencia y la tenacidad.
- * silicio : Contribuye a la expulsión de gases al fundirse o laminarse el metal.
- * fósforo : Comunica fragilidad al someterse el metal a cargas de impacto, sobre todo a bajas temperaturas.
- * azufre : Causa roturas, sobre todo a altas temperaturas (durante la laminación).

Para darle mayor calidad a los rieles ó para proporcionarles propiedades especiales se lleva a cabo el aleado de acero; adicionandole vanadio, cromo, molibdeno, níquel, tungsteno, manganeso, etc. El elemento adicionado puede equivaler al 1 - 2 % (aceros de baja aleación) o al 12 - 15 % (aceros de alta aleación).

Por ejemplo en Francia e Inglaterra se utilizan aceros de gran porcentaje de manganeso (hasta el 15 %), con objeto de aumentar la resistencia al desgaste. Estos rieles son colocados en líneas que se someten a una gran densidad de tráfico.

II.- REQUISITOS FISICOS :

En todos los países practicamente, son necesarios los ensayos mecánicos de ductilidad y resistencia al impacto. Dicho ensayo consiste en combar un pedazo de riel de sección completa apoyado sobre dos soportes, por la acción de un martinete de una tonelada de peso y midiendose posteriormente la flecha.

La distancia entre soportes es de 91 cms. para secciones de peso menor de 52.6 kg/m, y de 122 cms. para secciones de 52.6 kg/m a 69.4 kg/m.

Los especimenes de prueba son de 122 a 183 cms. de longitud y su temperatura no debe exceder de 38 °C.

Durante este ensaye el riel no debe agrietarse y la flecha de deformación plástica no debe exceder de su valor limite.

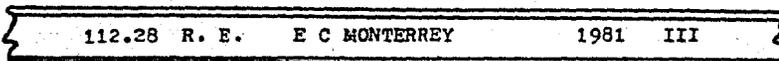
La altura a que se deja caer la maza o martinete, varia según los pesos nominales de los rieles.

PESO POR METRO En kg.	ALTURA DE CAIDA LIBRE Metros
34.6 - 39.6	5.18
40 - 44.6	5.49
45 - 49.6	5.79
50 - 59.5	6.10

Se usan además otros tipos de ensayos mecánicos, químicos y metalográficos.

Una vez cumplidos estos requisitos, el lote de rieles completamente preparado para su transportación se marca y se le adiciona su documentación técnica.

Para poderse distinguir, los rieles tienen marcas especiales sobre su alma, hechas durante su laminación.



112.28 _____ Peso ó número de sección del fabricante (calibre)
R. E. _____ Tipo de riel (Diseño A.R.E.A.)
E C _____ Enfriamiento Controlado
MONTERREY _____ Fabricante.
1981 _____ Año de laminación.
III _____ Mes de laminación.

De la misma forma, cuando se cortan los rieles al tamaño deseado, se marcan en caliente con el número de la hornada, número del lingote y letra del riel, haciéndose estas indicaciones en el alma del riel, pero en la cara opuesta a la mostrada en la figura anterior.

Estas marcas sirven para el control de calidad de los rieles y sirven también para hacer reportes de rieles defectuosos.

Al salir los rieles de la fundidora, son pintados en sus extremos para indicar su clasificación y calidad, con los colores siguientes :

A) - Extremos pintados de Amarillo : Riel " A " ;

Son rieles de primera clase procedentes del extremo de un lingote y que tendrán que usarse en vías secundarias.

B) - Extremos sin pintar; Riel sin color (Bajo Carbón) ;

Son aquellos rieles de primera clase que pueden ser usados en cualquier

condición.

C)-- Extremos pintados de verde; Rieles Verdes :

Son aquellos que tienen longitudes menores a la estandar (39 fts.) y son utilizables en curvas y para fabricación de herrajes de cambio.

D) - Extremos pintados de Azul; Rieles Azules (Alto Carbón) ;

Son aquellos cuyo contenido de carbón y manganeso es superior a un punto medio dentro de los límites.

E) - Extremos pintados de Blanco; Rieles Blancos :

Son aquellos que presentan entubamientos, segregación u otros defectos y se colócan en tramos rectos (vías en tangente), por donde circulen trenes de carga a velocidades bajas.

Los rieles que se soldan en forma continua, no se pintan en sus extremos ni tampoco se los enturecen las puntas.

Los rieles nunca deberán ser cortados usando flama de oxiacetileno, deberá usarse seguetas ó romperlos mediante una tajadera, haciendoles previamente una muesca. Los cortes en cualquier caso, deberán ser limpios, lisos, encastrados, y sin rebordes que dificulten el ajuste de las planchuelas.

DEFECTOS DE LOS RIELES :

En todas las líneas férreas y sobre todo en las de gran densidad de tráfico, los rieles se desmantelan debido a los defectos que hacen inservibles - varias zonas (a veces unos tramos muy pequeños) y no al desgaste uniforme.

A pesar de ello esos defectos son peligrosos para los trenes en movimiento e independientemente del grado de desgaste, deben de ser renovados. Las - causas que originan el desmantelamiento de los rieles se pueden dividir en : iniciales, casuales, de desgaste, y de fatiga.

Las fisuras invisibles generalmente provienen de un defecto del enfriado al laminarse el riel sin control, o de alguna burbuja de gas ó escoria del - fundido. El núcleo ó grieta original se acrecienta de una forma análoga a los

anillos de crecimiento de un tronco de árbol; este tipo de defectos se les conoce como iniciales puesto que se originan en su proceso de fabricación.

Existen otros defectos casuales que son resultado de alguna influencia imprevista e inadmisiblemente ejercida sobre el riel.

Estas influencias pueden originarse por el equipo móvil defectuoso o por el personal de mantenimiento, puesto que al descargarse los rieles de la plataforma que los transporta se pueden golpear y causar fisuras, además de las roturas frecuentes provocadas por un clavador inexperto al golpear al patín.

Otra causa que provoca el levantamiento de los rieles, son las debidas al desgaste, originadas por la influencia de las ruedas del equipo móvil al pasar por los rieles y los cuáles se pueden observar claramente debido a las marcas producidas por el arranque, frenaje y desgaste en el borde del hongo del riel debido a las cajas de las ruedas.

Los rieles en curva, se gastan en el borde interior de la curva y se les invierte para usar el filete del lado opuesto.

Cuando se repite esta maniobra, el riel se encuentra gastado de los dos bordes del hongo y se le designa riel volteado, resultando rebordes y escasa banda de rodadura que daña a las ruedas.

La falta de sobre-elevación, corta el hongo del alma con grietas longitudinales, desconchando el filete, o escurriendo la banda del hongo hacia el lado de afuera de las curvas.

Los defectos de fatiga surgen como resultado de la influencia cíclica y repetida de las ruedas.

Los defectos pueden ser externos, es decir visibles a simple vista ó internos que son los de mayor peligro; puesto que al no verse, el riel puede considerarse en buen estado y sin embargo, llegar a provocar accidentes.

El daño puede ser ya demasiado grande cuando la grieta resulta visible, es por esto que el defecto puede ser localizado con anticipación usándose detectores de sonido y magnéticos, que indican las variaciones del flujo al pasarse sobre un tramo de riel fisurado o agrietado en su interior; dicho de-

-tector registra las distorsiones en una cinta ó bien emplea sonido para determinar la presencia de la falla encontrada por el flujo magnético de una pila portátil.

Estas investigaciones se pueden efectuar con detectores portátiles ó mejor aún con un carro detector Sperry que se agrega a un tren que puede recorrer más de 200 kms. diarios, con lo que se puede localizar, registrar y marcar con pintura, el lugar defectuoso; así como evaluar la cuantía del daño con precisión.

Se utiliza pintura roja para daños graves irreparables y pintura amarilla para proteger con ordenes de precaución y cambiar el riel defectuoso a vías de menor tráfico y velocidad, ó bien a patios de segundo orden.

En nuestros ferrocarriles los defectos principales de los rieles se dividen en :

I.- DEFECTOS TRANSVERSALES

- a).- Fisuras Transversales
- b).- Fisuras Compuestas
- c).- Fracturas de Desconchado
- d).- Fracturas de escurrimiento

II.- FRACTURAS POR GRIETA DE CALOR

III.- DEFECTOS LONGITUDINALES

- a).- Grietas Horizontales del hongo
- b).- Grietas Verticales del hongo

IV.- DEFECTOS DEL ALMA

- a).- Alma agrietada
- b).- Riel entubado
- c).- Separación del Alma y el hongo

V.- PATIN ROTO

VI.- RIELES DAÑADOS

- a).- Rotura angular ó en angulo recto

b).- Riel Torcido

c).- Riel enmuescado

VII.- DEFECTOS DE SUPERFICIE

ACCESORIOS DE SUJECION :

Los accesorios de sujeción ó fijaciones, son los elementos de la superestructura que se utilizan para unir los rieles de tal forma que se formen rieles continuos y para sujetarlos a los durmientes.

Estos elementos deben satisfacer ciertas condiciones, como por ejemplo :

Proporcionar una alineación duradera de las filas de los rieles; permitir regular la alineación de las filas de rieles en la planta y en el perfil, en la etapa de reparación; garantizar la elasticidad necesaria de la vía; ser fácilmente producidos; disponer de una cantidad mínima de elementos.

Además de cumplir lo anterior deben ser económicos y provocar un mínimo mantenimiento.

Los accesorios de vía se pueden dividir en fijaciones o accesorios de junta (riel con riel) y fijaciones de durmiente (riel con durmiente).

Los accesorios de sujeción de vía, son entre otros :

Planchuelas, tornillos, tuercas, rondanas de presión, placas para durmiente, tirafondos, clavos, anclas, placas de hule, grapas elásticas, soldadura de rieles, etc.

PLANCHUELAS :

Son placas que sirven para unir o empalmar los tramos de rieles variables entre los 9 y 12 metros, y su principal cometido es : proporcionar un cierto juego de los rieles debido a la influencia de las fuerzas térmicas; tener la rigidez necesaria (momento de inercia), etc.

Dependiendo del calibre del riel a unir, se fijan las planchuelas por medio de 4 o 6 tornillos. Aquellas planchuelas que unen rieles de distintos calibres se denominan " planchuelas de compromiso " .

Las planchuelas están constituidas por tres partes, llamadas : cabeza, alma y base.

Reciben el nombre de planchuelas apoyadas, aquellas que quedan sobre los durmientes, si la junta queda hecha en medio de dos durmientes se les nombra planchuelas o juntas suspendidas.

TORNILLOS, TUERCAS Y RONDANAS DE PRESION :

Son los accesorios necesarios para sujetar las planchuelas a los rieles, debiendose tener el cuidado de al colocar los tornillos, queden bien apretados logrando asi que los hongos de los rieles unidos coincidan perfectamente, basicamente en la superficie de rodamiento y por el lado interior de la via, evitando de esta forma que las cejas de las ruedas de los trenes golpeen en las juntas.

PLACAS PARA DURMIENTES :

El objetivo principal de las placas de asiento es dar mayor proteccion al durmiente. Están colocadas entre el patin del riel y el lado superior del durmiente. El area de las placas es aproximadamente el doble del patin del riel, con lo que distribuyen las cargas sobre una mayor área del durmiente, disminuyendo asi la presión por unidad de área. El ancho del patin de los rieles esta dentro de un rango de 12 a 17 centímetros, el cual colocado sobre el durmiente se apoya con un área de contacto de $17 \times 20 \text{ cms.} = 340 \text{ cm}^2$, pero en realidad $2/3$ de esa área, tienen un asiento adecuado para repartir las presiones con relativa uniformidad.

Otra función importante que cumplen estas placas es reducir la acción demoleadora sobre las fibras de la madera, disminuyendo al máximo el impacto y la vibración.

Las placas de asiento con hombro doble evitan el deslizamiento de los rieles y ayudan a conservar el escantillón de la via.

CLAVOS Y TIRAFONDOS :

Los clavos y tirafondos se emplean para sujetar el riel al durmiente.

Los clavos evitan que se viren o se volteen los rieles, y además mantie-

-nen el escantillón de la vía, aunque la sujeción proporcionada por los clavos es deficiente, ya que con un poco de tráfico empiezan a salirse de su posición original, ayudados por el movimiento vertical del riel.

La falta de firmeza de la sujeción por medio de clavos, provoca fenómenos vibratorios y esfuerzos dinámicos, además de producir numerosos descarriamientos originados por clavos sueltos.

El tornillo de vía o tirafondo sujeta el riel al durmiente del orden de cuatro veces más fuerte que el clavo, dañando en mucho menor escala al durmiente y en especial protejiendo mejor que el clavo, a los durmientes blandos; además evita la destrucción del durmiente provocada por la infiltración de agua a través del hueco dejado por el clavo.

ANCLAS :

Son accesorios que evitan el deslizamiento longitudinal de los rieles, -manteniendo la separación indicada de las juntas entre riel y riel.

Su principal objetivo es mantener el riel en una posición fija con relación al durmiente.

Para evitar estos movimientos se colocan anclas, de diferentes diseños, y que deben quedar completamente pegadas al durmiente para transmitir la presión, (resistencia al deslizamiento) del riel al durmiente y de este al balasto.

La colocación de anclas esta en función de la dirección de corrimiento -del riel, cuya tendencia depende del sentido del tonelaje movido, las pendientes, frenajes, etc.

SOLDADURA :

Los tramos de rieles están distanciados por un pequeño espacio que permite la dilatación del riel, ocasionando esta separación : mayor mantenimiento; desgaste en los extremos de los rieles; deterioro en el equipo rodante e incómodidad en el pasaje; provocado todo ello por el continuo golpeteo del equipo

móvil cada vez que pasa por una junta.

Para evitar esto se ha recurrido a la soldadura para formar grandes tramos de riel soldado.

Se emplean diversos métodos de soldadura de rieles :

Aluminotérmica, por gas a presión, eléctrica al arco, eléctrica de contacto, etc.

CAPITULO V.

D R E N A J E

El objeto fundamental del drenaje es la eliminación del agua o humedad - que en cualquier forma puede perjudicar la vía; esto se logra evitando que el agua llegue, o bien proporcionándole salida si es que no se puede evitar.

El problema del drenaje será diferente de acuerdo a la forma en que el - agua llega a la vía, esta puede ser : Por precipitación directa, por escurri- nimiento del agua del terreno adyacente, por crecientes de ríos ó arroyos ó por infiltración a través del subsuelo de la vía.

Un gran defecto en la construcción de una vía terrestre es un drenaje - imperfecto, por lo que se hace necesario efectuarse un estudio completo de las corrientes de agua que concurren a la obra en estudio y en función de estas, - proyectar adecuadamente los elementos que contribuyan a drenar dichas corrien- tes.

El drenaje deberá preverse desde el reconocimiento de la línea, tratando que casi siempre sea natural para evitar obras costosas en su construcción y mantenimiento. En la localización deberán escogerse suelos permeables, natu- ralmente drenados, fijando los cruces de corrientes de agua desde un punto de vista funcional y económico.

Las obras de drenaje en una vía terrestre nunca deben evitarse o tratar de reducir, pues un drenaje adecuado no representa arriba de un 5 % del costo total de la vía y si prolonga en cambio enormemente su vida.

Para que exista buen drenaje en una vía debe tratar de evitarse :

- * Que el agua circule en cantidades excesivas por la vía formando así - bolsas de agua en el balasto o sub-balasto.
- * Que los cortes se saturen de agua con peligro de derrumbes, deslizan- dose los cortes y en algunos casos deslizándose la vía.
- * Que el agua de las cunetas laterales remoje y de esta forma reblandez- ca los terraplenes produciéndose así asentamientos y perjudicando fi-

-nalmente la superestructura de la vía.

- * Que el agua de arroyos y hondonadas sea remansada por los terraplenes con el peligro de lavarlos y destruirlos.
- * Que el exceso de humedad en el lecho de la vía cause; reducción en la resistencia a la sustentación del suelo y en el caso de heladas produzca levantamientos.
- * Que el agua subterránea reblandezca la subrasante o destruya la superestructura.
- * Al vaciar la vía para colocar balasto nuevo, el material que se retira se deberá extender sobre los talúdes de los terraplenes, pues si se amontona en los hombros del terraplén, el agua precipitada no escurrirá por los talúdes, sino que se almacenará en todo el ancho de la corona y correrá por esta paralelamente a la vía; filtrándose en el terraplén y produciendo bolsas de agua y deslavando la corona.

CICLO HIDROLOGICO :

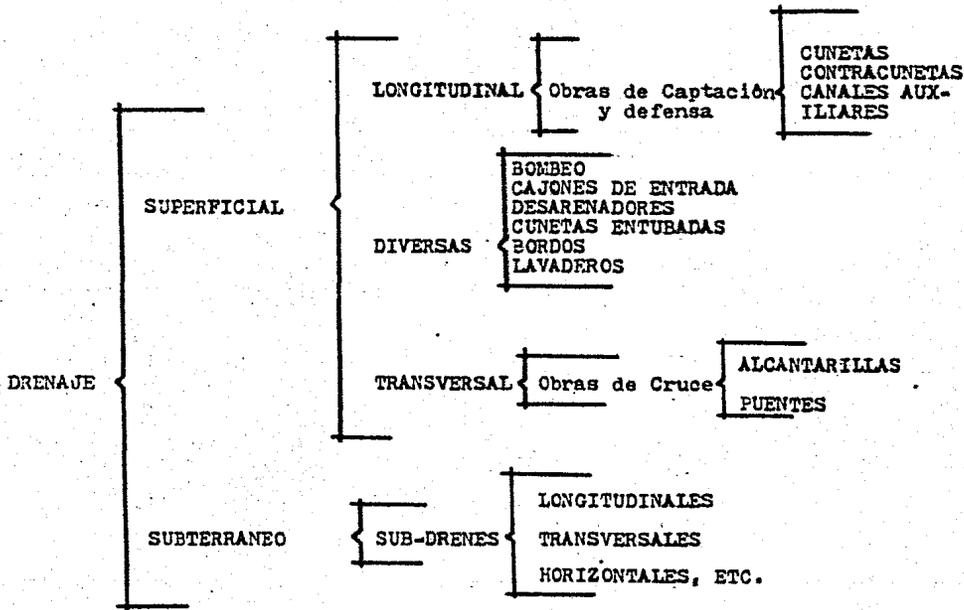
Del agua que cae por precipitación, parte se infiltra dentro de la superficie terrestre, parte se evapora y parte escurre superficialmente, lo anterior puede representarse matemáticamente como :

$$P = E + I + V$$

En donde P es la precipitación, E es el escurrimiento superficial, I es la infiltración y V es la evaporación.

Esto nos indica que no hay agua que se pierda, pues la que no se evaporó, escurrirá subterránea o superficialmente hasta una laguna, un lago o bien hasta el mar y de ahí se evaporará para que se vuelva después nuevamente a precipitar.

Conocidas brevemente las formas como se puede presentar el agua en el terreno y las funciones que cumplen las obras de drenaje en las vías terrestres, se puede subdividir el drenaje en :



DRENAJE SUPERFICIAL :

Tiene por objeto desalojar el agua que cae por precipitación, la que escurre por ríos y arroyos y la que llega por inundación.

DRENAJE LONGITUDINAL :

Son aquellas obras de captación y defensa que están localizadas en el sentido de la vía, con objeto de captar las aguas que puedan llegar a la vía o a sus inmediaciones y hacerlas escurrir en forma conveniente.

1.- CUNETAS :

Son zanjas que se construyen en ambos lados y a lo largo de la vía en tramos en corte y sirven para drenar la mitad del ancho de la vía, o bien todo el ancho en las curvas; además de recolectar los escurrimientos de los taludes en los cortes y los de pequeñas áreas adyacentes.

El area hidráulica de las cunetas es pequeña debiéndose calcular su capacidad para aguaceros de 20 a 30 minutos de duración.

Según el tipo de terreno se deberá estimar el 100 %, 80 % ó 70 % de la precipitación sobre la mitad del ancho del derecho de vía (en terrenos arenosos el escurrimiento es menor pues gran cantidad de agua se infiltra).

De acuerdo con las secciones transversales de vía reglamentarias (ver - figuras no. 14, 15, 16 y 17), las cunetas deben construirse al pie de los talúdes en los cortes, debiendo divergir en los extremos bajos donde desaguan, - lo suficiente para que se evite la erosión de los terraplenes adjuntos, pudiendo de no ser así causar asentamientos ó erosión de los terraplenes adjuntos.

En los cortes largos, el escurrimiento debido a las lluvias sobre los talúdes y el lecho de la vía hace necesaria la ampliación de cunetas. El tamaño de estas depende de la pendiente de la vía, que es variable y alcanza un máximo de 2.5 %, pero debe tenerse precaución en las pendientes fuertes de evitar la erosión del lecho de la vía.

Cuando la pendiente de la cuneta es excesiva, el agua socava el fondo - haciendo que las paredes laterales se derrumben produciendo azolves, por otra parte, cuando la pendiente es insuficiente, el fondo se va llenando gradualmente de fango, por lo que siempre deberá llegarse a un termino medio.

Las cunetas se pueden hacer de sección triangular, trapezoidal, o rectangular, aunque la sección menos conveniente es la rectangular, debido a su difícil conservación, puesto que sus talúdes verticales se derrumban azolvando la cuneta, a menos que el terreno sea tan estable que permita conservar firmes las paredes.

La sección trapezoidal tiene mayor capacidad para la misma sección transversal, con lo cual es de más aceptación en aquellos lugares de pendientes - suaves y de bastante gasto por drenar.

Las cunetas en sección en " V " ó triangular, son las de más fácil construcción y son menos erosionables que las dos anteriores.

Las cunetas deben conservarse bajo la sub-rasante. La cuneta mínima deberá tener 30 cms. de anchura en el fondo y estar a 30 cms. bajo la sub-rasante.

Normalmente los talúdes conviene hacerlos : El del lado de la vía de 2 : 1 y el del lado opuesto según el ángulo de reposo del material del terreno.

Las pendientes de las cunetas no deberán ser menores de 0.3 por ciento, puesto que al reducirse disminuye también la velocidad de escurrimiento, dando lugar a la formación de depósitos de las materias sólidas que lleva el agua en suspensión.

Por lo tanto, es de suma importancia conservar la velocidad constante, para lo cual, cuando existan cambios de alineamiento o de pendiente, es necesario hacer cambios de sección y así conservar la velocidad constante.

Es necesario limitar la velocidad del agua en las cunetas, pues en algunos casos y de acuerdo a la naturaleza del terreno puede erosionarlas, para evitar esto se les da una protección que consiste en recubrirlas.

Este recubrimiento puede ser con césped, con zampeados o bien con concreto.

Las cunetas se diseñan básicamente como canales abiertos, utilizando la fórmula de Manning para flujo uniforme :

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

En la que :

V = Velocidad promedio en metros por segundo.

S = Pendiente del canal en metros por kilometro.

R = Radio hidráulico en metros (Área de la sección transversal entre perímetro mojado)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (Que depende del tipo de material del terreno)

Siendo no del todo carteros los factores que intervienen en la fórmula anterior, el ingeniero deberá determinar las dimensiones y forma de las cunetas, haciendo tanteos y considerando los factores topográficos, geológicos y de clima del lugar y haciendo comparaciones con cunetas localizadas en sitios semejantes.

Para conservarse las cunetas se debe procurar mantener la sección original lo más que sea posible, evitando las obstrucciones que impidan el libre paso de la corriente. En las curvas donde la erosión se acentúa, debe reducirse mediante la colocación de enlosados de concreto o enramadas,

Las operaciones de limpia de cunetas se pueden dividir en dos :

- 1.- Para cortes de poca altura.
- 2.- Para cortes profundos.

En los cortes bajos, la obra puede ejecutarse mediante cuadrillas trabajando a mano o bien mediante conformadoras dotadas de cuchillas de zanjeo, si la conservación ha sido diferida por algún tiempo, pueden emplearse económicamente escrepas de tiro, siempre que exista espacio suficiente para su operación.

La conformadora Jordan es una máquina grande diseñada especialmente para trabajos de balastado, pudiendo sin embargo, utilizarse ventajosamente para la limpia de cunetas. Al ser operada debe ser empujada por una locomotora a una velocidad de 8 a 20 kilómetros por hora.

En los cortes profundos, el trabajo se puede llevar a cabo por medio de escrepas mecánicas. Si el volúmen por excavar es pequeño, pueden emplearse cuadrillas dotadas de motores de vía con cajas balasteras y arzones o bien dotadas de carretillas de mano.

Cuando el volúmen por limpiar es grande o bien la distancia de acarreo notable, resulta más económico por lo general, utilizar palas mecánicas.

2.- CONTRACUNETAS :

Son zanjas construidas en las laderas del lado de aguas arriba de los cortes de una obra viál, y su objetivo es impedir que el agua que escurra por la ladera del corte llegue a las cunetas, evitando además que erosionen los talúdes.

No son necesarias las contracunetas en aquellas vías que sigan aproximadamente la pendiente máxima del terreno.

Se deben hacer más ó menos perpendiculares a la pendiente del terreno, para que intercepten el agua que se dirija a la vía.

Al hacer el proyecto constructivo de las contracunetas, es indispensable ver donde son efectivamente necesarias y si no ponen en peligro la estabilidad del terreno y la de la obra viál misma.

En general las contracunetas se hacen en lomeríos y terrenos montañosos.

Respecto a que pueden en ocasiones representar un peligro para una obra viál, es debido a que en las diversas constituciones geológicas de los terrenos se pueden encontrar estratos permeables que tengan un echado más o menos paralelo al terreno; siendo fácil de alcanzar estos estratos con las contracunetas y con ellas hacer una concentración de agua que haga resbaloso al estrato, originando deslizamientos y derrumbes que pongan en peligro la obra viál, para este caso deben ser impermeabilizadas o revestidas las contracunetas, o bien es preferible dejar escurrir el agua por los cortes, tomándose otro tipo de precauciones.

Generalmente se recomienda que $D = 3 H$; para evitar que el agua que pueda infiltrarse en el terreno provoque una falla del talúd del corte.

Siendo H la excavación realizada a partir de la línea de ceros de un corte (Como se puede observar en la figura no. 28).

Las contracunetas se calculan igual que las cunetas. Generalmente tienen forma trapezoidal, con base de 0.50 a 0.90 m., altura promedio de 1.0 metro y talúdes 1 : 1. Pueden tener sus paredes verticales, dependiendo esto del terreno.

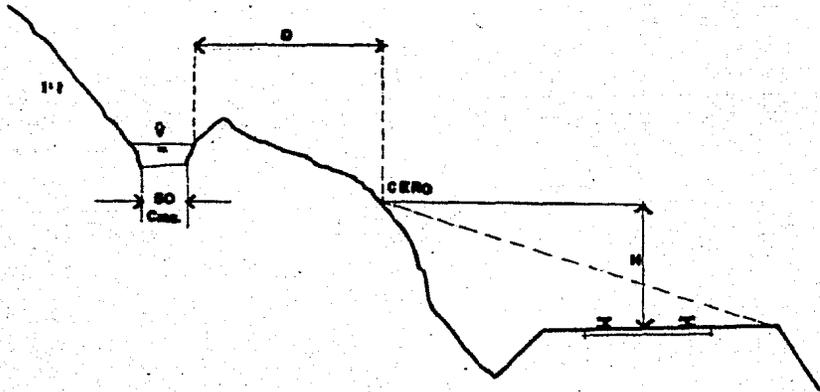


FIGURA NO. 28

Para evitar daños en las contracunetas, como azolves y erosiones debe procurarse que su pendiente sea uniforme.

Las contracunetas deberán tener una pendiente mínima del 0.3 por ciento.

Siempre que deba aumentarse la pendiente de manera que de origen a velocidades de erosión, deberán pavimentarse las zanjas.

El desfogue de las contracunetas deberá hacerse por medio de la longitud necesaria para llevarlas desde el parteaguas hasta el talweg u hondonada más cercana, debiendo quedar lejos del pie de los terraplenes.

3.- CANALES :

Se realizan para encauzar una corriente, impidiendo que el agua llegue a la vía, poniéndola en peligro. Los canales tienen objetivos similares a los de las contracunetas, no obstante se deben colocar a una mayor distancia que las contracunetas con el fin de que no haya desbordamientos, erosión, saturación y otros fenómenos que dañen la obra.

Se utilizan en el caso de terrenos planos donde el terraplén se haya construido de zanjas de préstamo.

4.- BOMPEO :

El bombeo es la pendiente que se le da a la superficie transversal de la vía ya sea en el lecho del corte o en la corona del terraplén, hacia uno y otro lado de la subrasante y su función es hacer escurrir el agua que cae sobre la vía hacia los lados, para que las cunetas la desalojen.

El bombeo se da en las tangentes y en las curvas, aunque el escurrimiento se produce hacia el lado interior de la curva debido a la sobre-elevación.

La pendiente que se da a partir del centro de la sección hacia los lados es de 2 a 4 %.

5.- OBRAS DIVERSAS (MUROS TRANSVERSALES, CAJONES DE ENTRADA, DESARENADORES) :

Cuando se tienen cunetas demasiado largas es necesario colocar alcantarillas de alivio a las mismas, con objeto de dar salida al agua por medio de ellas. Estas alcantarillas deberán tener una estructura adecuada para encauzar el agua hacia ellas.

Estas estructuras pueden ser un simple muro transversal, un cajón de entrada, un desarenador ó un pozo de visita.

Los muros transversales son muros de mampostería o concreto que se atraviesan a las cunetas aguas abajo de la entrada de la alcantarilla con objeto de producir un embalse y obligar al agua a entrar. Cuando existen muchos azoles, ramas de árbol, basuras, etc., pueden taparse con facilidad. Para evitar esto se dispone de los cajones de entrada, que como su nombre lo indica, son cajones hechos de mampostería o de concreto y en el cual el agua escurrida por la cuneta cae para posteriormente entrar a la alcantarilla, depositando en el fondo del cajón el material transportado junto con el agua. En igual forma trabaja un desarenador, el cual es un cajón de entrada que dispone de un depósito con objeto de retener los arrastres que acarrea la cuneta.

El pozo de visita es un desarenador suficientemente grande y profundo que esta tapado por una reja móvil por donde se puede pasar a inspeccionar

y limpiar tanto el pozo como la alcantarilla.

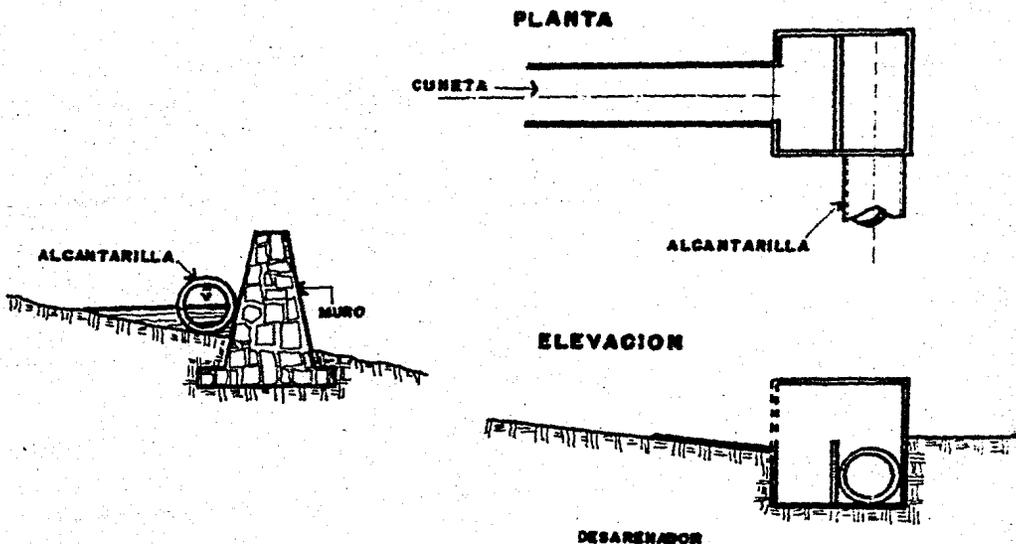


FIGURA NO. 29

DRENAJE SUPERFICIAL TRANSVERSAL :

Al construirse los terraplenes, estos atraviesan arroyos, riachuelos, pequeños canales de riego, drenaje superficial, etc.; y con el propósito de no interrumpir los cauces se deben construir estructuras que permitan pasar el agua a través del terraplén, este tipo de drenaje transversal de la vía se denomina con el nombre de alcantarillas.

Generalmente a la entrada y salida de las alcantarillas, tomando en cuenta la dirección del agua, se construyen obras de mampostería de piedra, de ladrillo, o de concreto, que reciben el nombre de boquillas. En la figura no. 30 se pueden observar los elementos principales que constituyen a las alcan-

-tarillas, tales como : El cordón, los aleros, el lavadero, etc.

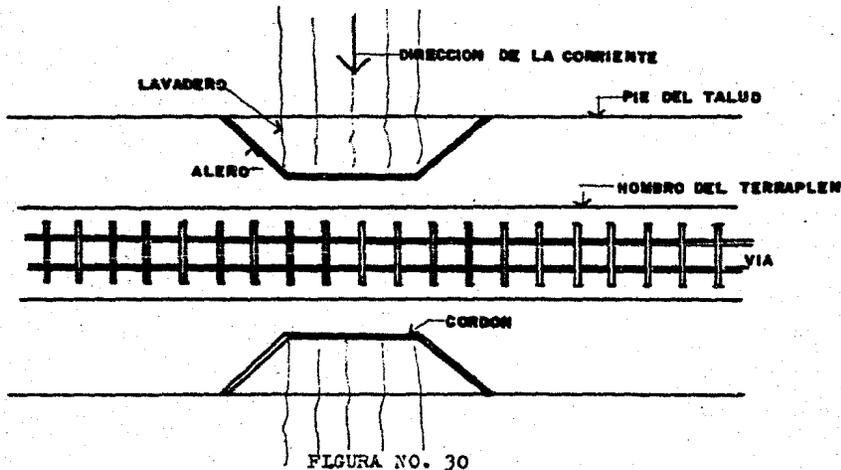


FIGURA NO. 30

Se debe conservar en buen estado el cordón de las alcantarillas, con objeto de evitar que el material del talud deslice o caiga a la entrada o salida de la alcantarilla y sea arrastrado por el agua o bien depositado en el fondo, provocando que se azolve la alcantarilla.

Los aleros del mismo modo que el cordón impiden que el material caiga a la entrada de la alcantarilla, aunque su principal función es encauzar el agua, facilitando su entrada a la alcantarilla, protegiendo así que el terraplén no sea deslavado por la corriente.

Es de gran importancia efectuar inspecciones periódicas de los aleros y al notar cuarteaduras o destrucción parcial se deberán reparar de inmediato. En algunas ocasiones se suprimen los muros de cabeza o aleros, debiéndose alargar el tubo 1.5 veces el diámetro fuera del talud del terraplén.

Los lavaderos, construidos con mampostería de piedra o con losas de concreto, tienen por objeto evitar que el agua a la entrada y salida de la alcan

-tarilla, la socave y provoque su destrucción, por lo que es también importante conservar en buen estado los lavaderos, reparandolos cuando presenten grietas.

También se debe vigilar que las alcantarillas se encuentren libres de hierbas, ramas o azolve que impidan el libre paso del agua, pues de no cumplirse esto, podría llegarse al caso de represar la alcantarilla provocando el deslave de los terraplenes y llegar a dejar la vía en " banda " .

Por la forma de la alcantarilla, estas se pueden clasificar en alcantarillas de tubo, de cajón, de bóveda, de losa sobre estribos, etc. Las alcantarillas se pueden clasificar también según el material de que esten construidas.

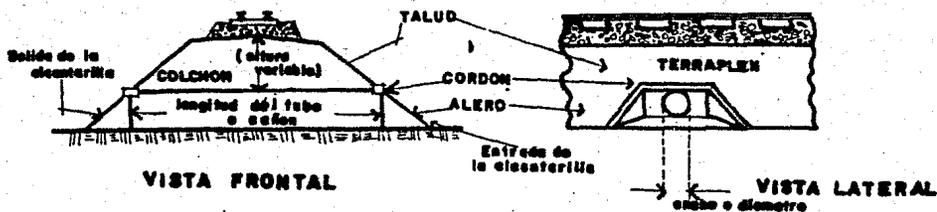


FIGURA NO. 31

La dirección que puede tener una alcantarilla, se divide en :
Cruces normales y cruces esviados.

Los cruces normales se harán así cuando la dirección de la corriente es normal al camino, o forma con la normal un ángulo menor de 5 grados; en este último caso basta con rectificar ligeramente el cauce.

Cuando el cauce es regular y se ajusta a la dirección de la alcantarilla basta con los aleros o muros de cabeza para encauzar el agua.

Cuando el cruce es irregular, tortuoso, o se ha forzado algo para hacer el cruce normal, hay que canalizar un poco a la entrada y a la salida de la -

alcantarilla. En la práctica casi siempre es necesario canalizar.

Los cruces esviados hacen más largas a las alcantarillas, con el consecuente aumento del costo, pero es preferible esto, puesto que si se fuerza el cauce para hacer el cruce normal, es necesario canalizar con codos más o menos forzados, y el agua no siempre los reconoce, ocasionando erosiones, deglaves y depósitos.

Para evitar estos desperfectos, es necesario, en el caso de que se fuerce algo el cruce, dar curvas bastante amplias en los codos; pero de todas maneras, en estos casos es preferible hacer el cruce esviado.

AREA HIDRAULICA DE LAS ALCANTARILLAS :

El area hidráulica de las alcantarillas se puede calcular usando cualquiera de los siguientes procedimientos. Aunque es recomendable utilizar varios de ser posible y comparar entre ellos.

1.- Procedimiento de Comparación :

Consiste en estudiar el comportamiento del drenaje de obras viales localizadas en zonas semejantes a las de interes; determinandose la sección de las obras de cruce por comparación.

Debe tratarse de evitar este método puesto que es fácil de equivocarse

2.- Procedimiento Empirico :

En el cual se emplea una fórmula empirica, la cual esta en función de las características y del area de la cuenca por drenar.

Se utiliza esta fórmula cuando se dificulta conocer o no se conocen los datos de precipitación, o gastos de la corriente.

La expresión más utilizada es la de Talbot en virtud de que ha proporcionado mejores resultados.

$$a = 0.183 c A$$

a = Area hidráulica que deberá tener la alcantarilla (en m²)

A = Superficie de la cuenca por drenar (en Has.)

c = Coeficiente que depende de las características del terreno.

(Varía de 1.0 para terreno montañoso escarpado, hasta 0.2 para terreno plano)

Este procedimiento es recomendable en cuencas menores de 20,000 has.

3.- Procedimiento de Sección y Pendiente :

Consiste en calcular el gasto de la corriente, basado en datos lo más exacto posibles; como huellas dejadas por las avenidas máximas, debiéndose tomar un factor de seguridad para prever la avenida máxima que ocurrirá en un periodo de tiempo variable. El coeficiente de rugosidad debe ser también adecuado a las características del arrollo existentes.

El gasto se puede calcular utilizando la fórmula de Manning :

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{en donde :}$$

Q = Gasto en la alcantarilla (en m³/ seg)

R = Radio hidráulico (en mts.)

R = area / perímetro mojado

S = Pendiente hidráulica (Considerandola igual a la pendiente del fondo del cauce)

A = Area de la sección (en m²)

n = Coeficiente de rugosidad del cauce.

4.- Procedimiento Racional mediante la precipitación pluvial :

Se utiliza este procedimiento principalmente en aquellos casos en que las huellas de las aguas máximas, no son precisas y si en cambio se tienen datos abundantes de precipitación, así como area de la cuenca, aspecto topográfico y clase del suelo.

Este método es característico de zonas en donde se producen lluvias fuertes que provocan grandes escurrimientos dejando poco tiempo para la infiltración. Existen fórmulas de escurrimiento para areas grandes y para areas pequeñas.

La fórmula de Burkli-Ziegler se utiliza para conocer el gasto máximo en una alcantarilla, provocado por un aguacero intenso en una area tributaria pequeña (menos de 250 Has.)

$$Q = 0.022 c A h \left(\frac{S}{A} \right)^{1/4}$$

Q = Gasto de la alcantarilla, en m³/ seg aportado por cada hectárea tributaria.

h = Precipitación pluvial (en cm/hr) correspondiente al aguacero más intenso de 10 min. de duración.

A = Area tributaria (en Hectáreas)

S = Pendiente del terreno (en m/km)

c = Coeficiente que depende del tipo de terreno.

DRENAJE SUBTERRANEO :

Cuando se tratan condiciones difíciles, tales como nivel de aguas freáticas muy superficial, humedad capilar, o flujos de agua subterránea, resulta indispensable considerar obras de drenaje especiales de tipo subterráneo.

El drenaje subterráneo tiene funciones semejantes al drenaje superficial pues mediante él se trata de impedir que el agua llegue a las estructuras de la vía, evitándose así los perjuicios consiguientes.

En muchos casos es posible mejorar las condiciones de estabilidad de cortes y terraplenes por medio de drenes convenientemente colocados, puesto que el comportamiento de los suelos es más satisfactorio mientras menos agua contengan.

Excepto en los terrenos impermeables en que no son de utilidad, el drenaje subterráneo es muy utilizado en los cortes húmedos y terrenos saturados sobre los que descansan los terraplenes; el subdrenaje puede efectuarse por zanjas excavadas longitudinalmente bajo las cunetas y rellenas de materiales permeables ó bien mediante la colocación de drenes de tubos.

En los cortes, los tubos principales deben colocarse paralelos a la vía

y a unos tres metros de su eje. En los terraplenes se deben colocar a igual distancia del pie del talud, con pendientes no menores del 0.2 por ciento.

La profundidad a que se coloquen dependerá por completo del nivel de la fuente de agua, pero se recomienda una profundidad mínima de 1 metro bajo el fondo de la zanja, o bien de 2 metros bajo la subrasante en los cortes, o esa misma distancia bajo el terreno natural en los terraplenes. El diámetro mínimo de los tubos será de 20 cms. y en los cortes de gran longitud deberá irse aumentando este gradualmente hasta su descarga. Para tal objeto puede usarse ya sea tubería de barro vitrificado con unión de macho y campana o bien tubería de hierro corrugado galvanizado con perforaciones de 1/4 de pulgada en las depresiones de las corrugaciones en el fondo, y espaciadas entre sí 1-1/2 pulgadas. El número, dimensiones y distribución de las aberturas deberá ser cuidadosamente elegido para evitar riesgo de azolvamiento.

Las zanjas en que se coloquen deberán tener 40 cms. de ancho como mínimo. El material excavado para formarlas nunca deberá usarse para rellenarlas nuevamente una vez colocado el tubo. Se deberá colocar en la parte inferior una capa o colchón delgado de alguna clase de material permeable que sirva a la tubería de cemento.

Al tenderse la tubería, se deben dejar los extremos despegados entre tubo y tubo para que el agua penetre dentro de ellos; una vez colectada el agua subterránea será conducida fuera de la línea.

El final de la tubería deberá de protegerse con rejillas, con objeto de impedir la entrada de animales a ellas.

La zanja excavada, nuevamente deberá ser rellenada con algún material de tipo permeable seleccionado previamente.

Otra forma de eliminar el agua subterránea y que presta gran utilidad para drenar el agua, son los drenes, excavados a lo largo de la vía y rellenos con material permeable y piedras, como se muestra en la siguiente figura.



DREN CON TUBO



DREN FRANCES
(piedras acomodadas)



DREN CIEGO

FIGURA NO. 32

CAPITULO VI. T U N E L E S .

Los túneles son un elemento importante en el problema del transporte y los estudios previos de una vía deben conducir a proyectos que los eviten, ya que estos son costosos y difíciles de mantener en operación.

Su construcción está motivada por la accidentada topografía y geología de algunos terrenos en los que ocurren deslaves.

En los terrenos resistentes es preferible desgajar el tramo al aire libre, ejecutando cortes, así se evita también el problema de la conservación.

Por el contrario en los terrenos malos e inconsistentes es preferible hacer túneles, a pesar de las dificultades de construcción, pues los tramos donde los taludes son inestables requieren gastos posteriores más elevados que los de la construcción de un túnel.

Es necesario realizar un estudio previo que permita elegir algunas soluciones tomando en cuenta siempre factores económicos, constructivos, sociales, políticos, etc.; entre las dos zonas a servir o enlazar con el túnel.

Como consecuencia de todo este trabajo se produce una primera selección de las soluciones más viables; y es recomendable elegir dos o tres posibles itinerarios, procurando retener con objeto de comparar alguna solución a cielo abierto, aunque tenga un túnel corto, que más bien pudieramos llamar "ojal" (puesto que hasta una cierta distancia no plantean propiamente los problemas de un túnel).

Es entonces cuando se obtiene la información necesaria como topografía del sitio, sondeos para conocer las formaciones geológicas, dureza de la roca que se vaya a atacar, condiciones del nivel de aguas freáticas o subterráneas, localización de fallas e información de túneles existentes a través de formaciones similares. Es importante aprovechar la experiencia obtenida en la construcción y operación de túneles cercanos al nuevo que se vaya a perforar.

Durante los estudios de proyecto previos a la construcción de un túnel, existen tres factores de mayor importancia que nos indicarán los métodos constructivos a utilizar, así como también el costo de su ejecución.

- 1.- Que clase de terreno se trata y si es duro o blando para la perforación, así como la necesidad o no de utilizar explosivos.
- 2.- Que parte del túnel necesitará ademarse, así como también el tipo de ademe a emplearse.
- 3.- Probabilidad de encontrar agua, en que partes del túnel se encontrará y en que cantidades.

CLASIFICACION TECNICA :

Los túneles se pueden construir ó perforar a través de una masa de roca o tierra por los métodos utilizados en minería, incluyendo los explosivos.

El conocimiento exacto de la naturaleza geológica y geomecánica del macizo que debe atravesarse, es fundamental a fin de elegir los medios de construcción, las modalidades y la sucesión de las fases de trabajo, así como el tipo y forma de las secciones del revestimiento.

Los túneles se clasifican en túneles con revestimiento y sin revestimiento.

Se llevan a cabo los trabajos de perforación en terrenos blandos, cuyo material ya sea por su tipo de formación, grado de consistencia, tamaño de sus partículas, grado de humedad, etc. es necesario recibirlo por medio de ademes o revestimiento definitivo para resistir ya sea presión o efectos del peso del mismo.

Cualquier tipo de terreno, después de recién cortado, puede aguantar un tiempo sin que se produzca su hundimiento. Este fenómeno es debido a que inicialmente la resistencia al corte de la mayor parte de los terrenos supera a las tensiones tangenciales en la zona del intrados de la excavación, retrasando su descomposición y consiguiente peligro de hundimiento.

Esta circunstancia nos permite disponer de un determinado intervalo de tiempo, dentro del cual hay que sostener el terreno antes de que la zona próxima al hueco se descomprima y se derrumbe.

La colocación del ademe, deberá hacerse en este intervalo que podrá ser desde unos instantes después de excavarlo hasta el tiempo necesario, que puede ser desde unas horas hasta meses, para determinar la necesidad de revestir el túnel ya sea en forma parcial ó total.

El tiempo que dura dicho proceso dependerá de las características mecánicas del terreno, principalmente de su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, y su grado de humedad, así como de las dimensiones geométricas del hueco.

Conociendo el tiempo de duración del trabajo necesario de protección y consolidación, se puede determinar la profundidad de arranque del material y obtener el máximo avance posible así como mayor seguridad en el trabajo.

El revestimiento puede ser de concreto simple o reforzado, mampostería ó cuando las condiciones lo permitan podrá ser mixto.

Del mismo modo existirán casos en que se pondrá ademe de madera o marcos de acero estructural, dependiendo la separación de las condiciones en que se encuentre la roca y, en algunos casos, de las exigencias de seguridad.

Los túneles en roca firme pueden construirse sin revestir puesto que las características son ideales para ser excavados sosteniéndose por sí mismos indefinidamente no siendo necesario recibirlos.

TERMINOLOGIA Y DIMENSIONES :

Los términos usados en Ingeniería Civil para distinguir los elementos de los túneles se originaron de la práctica de la minería.

Un túnel es una excavación subterránea a nivel ó con pendiente, abierta a la superficie del terreno por sus dos extremos que se designan portales.

Quando una excavación se hace en dirección vertical o casi vertical y esta abierta solo a la superficie del terreno por su extremo superior se le denomina pozo o lumbrera y se utiliza generalmente cuando la longitud a excavar es grande.

Una galería es semejante a un túnel, excepto en que esta abierta sólo por uno de los extremos.

Recubrimiento de un túnel es todo aquel material cualquiera que sea sin importar que estan o no consolidados, y que se encuentran encima del túnel.

El material a través del cual se perfora un túnel se le llama terreno y las materias extraídas de el escombros. Los terrenos son blandos (suelos) y duros (rocas).

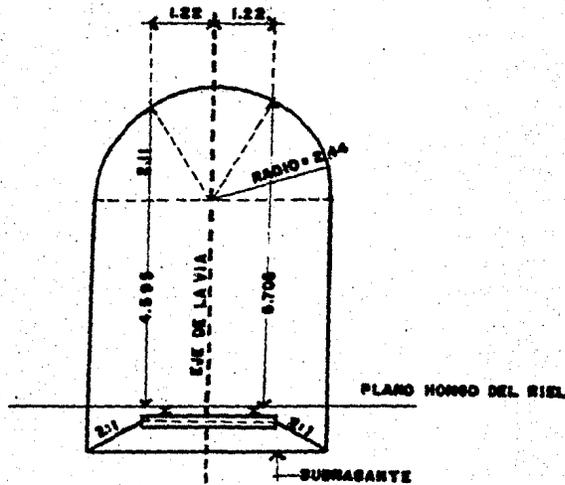
La sección transversal de un túnel esta constituida por la parte inferior denominada suelo ó piso; a la parte alta de la galería se le llama cielo o techo. Las paredes del túnel se denominan hastiales y la línea de arranque de la bóveda es la línea a partir de la cuál las hastiales se curvan para formar la bóveda.

La sección de un túnel esta determinada por el galibo señalado en las medidas de la figura no. 33, para vía sencilla en línea recta y nunca deberá tener medidas inferiores a las especificadas.

En caso de que el alineamiento a través del túnel sea parte en tangente y parte en curva o exista un cambio a un grado de curva más cerrada, se deberá incrementar gradualmente la sección dada para vía en tangente al pasar a vía en curva ó la sección dada para vía en curva al pasar a una curva más cerrada.

En vía curva se deberá aumentar el galibo, con objeto de permitir el paso de un carro con dimensiones de 25.91 y 4.27 metros de largo y alto respectivamente y con una distancia entre centros de trucks de 18.29 metros.

La sobre-elevación del riel exterior deberá hacerse conforme a la especificación para cada graduación de curva.



GALIBO PARA TUNELES DE
FERROCARRILES
(VIA EN TANGENTE)
ACOTACIONES EN METROS.

FIGURA NO. 33

En aquellos túneles en que existan filtraciones, se deberá aumentar el semiancho del galibo de 2.44 mts. a 2.74 mts. en el lado conveniente. Además se deberá aumentar la altura en 30 ó más centímetros para aquellos túneles - que requieran mejor ventilación.

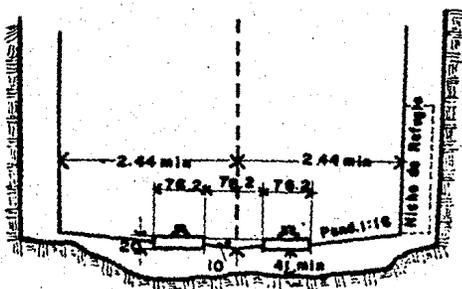
Se entiende por excavación en un túnel a los procesos de ataque del material y posterior extracción del mismo, que se realizan dentro de la longitud del túnel.

La excavación del túnel se deberá ejecutar hasta los 30 cms. debajo del perfil de la subrasante; debiéndose aprovechar siempre que sea posible el material resultado de la excavación como relleno.

Todos los pisos se deberán de pavimentar para su mejor funcionamiento, de las formas siguientes :

- a.- Con una capa delgada de concreto, que servirá de base para recibir el balasto y los durmientes.
- b.- Con una capa gruesa de concreto, en la que los durmientes quedan embebidos.

En el caso (b) los durmientes que soportan los rieles son dos filas de bloques creosotados de 20 X 25 X 76 cms., que se empotran en el piso de concreto y los cuales están separados 50 cms. entre centro a centro de durmientes. La sobre-elevación se dará en las curvas aumentando el espesor de los bloques de durmientes bajo el riel alto.



PISO SOLIDO UNA VIA
FIGURA NO. 34

DRENAJE EN LOS TUNELES :

La construcción de un túnel representa en mayor o menor proporción un cambio del régimen hidrológico en un lugar, comprendiendo esto la posición del agua dentro de las rocas, dirección y velocidad de su flujo; y cambios, tanto en posición como en su movimiento, y en el tiempo, con las distintas estaciones del año.

Las rocas firmes casi sin fisuras, como las ígneas y algunas areniscas pueden considerarse como impermeables; en cambio las rocas fisuradas normalmente son depósitos excelentes de aguas, ya sea estancadas o en movimiento.

El agua puede penetrar de formas diversas en un túnel; Puede gotear del techo con una intensidad variable, o bien penetrar a través de los hastiales de la excavación, en forma de gotas ó de corriente continúa, en ocasiones - pueden penetrar aguas termales por abajo, a través de grietas en el piso del túnel.

Cuando una galería que se esta perforando en roca impermeable pasa sobre una acumulación de agua a gran presión, la placa de roca impermeable que separa aquella de esta puede resultar tan delgada que no ofrezca suficiente resistencia a la presión, rompiendo el agua hacia arriba y penetrando en el túnel.

La construcción de un túnel no sólo modifica el régimen hidrológico - subterráneo, sino que también puede influir sobre las aguas superficiales - en el lugar, por consiguiente siempre es conveniente situar a los túneles - sobre el nivel de aguas subterráneas.

Dondequiera que se localizen aguas subterráneas se deberán hacer aberturas verticales y diagonales, zanjas de dren en donde se colocarán drenes - de tubo de concreto o de tubo de barro vitrificado, entre el revestimiento - de concreto y la roca.

Los drenes diagonales se juntarán con los drenes verticales y desalojarán el agua mediante salidas de drenaje a través de los muros laterales, - debiendo quedar el extremo de salida a no menos de 30 cms. arriba del fondo de la cuneta. Se deberán poner sub-drenes debajo del piso de concreto, en - cualquier parte que se encuentren aguas freáticas. Con objeto de desalojar - de agua la sección balastada se hacen perforaciones de 10 cms. de diámetro - que traspasen las guarniciones. Haciendo estas perforaciones con un espaciamiento de 3 metros.

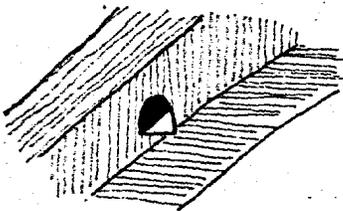
Cuando se coloquen drenes, se deberán juntar contra la roca, con objeto de no permitir que los agujeros se tapen al colar el concreto.

ESTRATIFICACION DE LAS ROCAS :

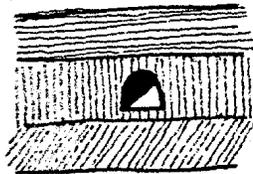
La presión total sobre el revestimiento de un túnel y la forma en que se distribuye a lo largo de él dependen, sobre todo, de la estratificación de la roca en que se construye.

Cuando la posición de los estratos es horizontal, el revestimiento experimenta presiones verticales más o menos uniformes; mientras que en los estratos oblicuos o inclinados se produce una concentración de presión en uno de los lados del túnel, en el que se presenta la inclinación desfavorable.

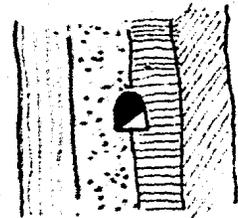
En el caso en que los estratos se presentan en forma vertical, la presión se concentra en la clave del arco.



ESTRATOS OBLICUOS



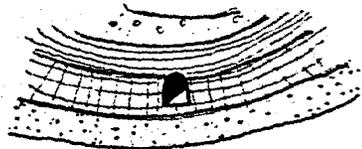
ESTRATOS HORIZONTALES



ESTRATOS VERTICALES



PLIEGUES ANTICLINALES



PLIEGUES SINCLINALES

FIGURA NO. 37

La excavación de un túnel en un anticlinal provoca un alivio en la presión vertical sobre el revestimiento, en cambio la localización de un túnel en pliegues sinclinales aumenta la presión vertical.

Otro factor importante que se debe tomar en cuenta en la localización de un túnel en un macizo rocoso es el drenaje como se dijo anteriormente, puesto que si el terreno en que esta situado es permeable, el agua escurrirá si esta en un anticlinal ó tenderá a fluir en caso de tratarse de un sinclinal.

Se tiene además que considerar la situación de que en un anticlinal los estratos superiores están mas doblados y por lo tanto más fisurados por esfuerzos de tensión, que en los estratos inferiores. Por consiguiente es recomendable localizar el túnel a una profundidad tal que no existan tales problemas. Por otra parte un túnel entre más profundo se encuentre será menos susceptible a la filtración de aguas meteóricas.

En aquellos túneles cercanos a laderas escarpadas se deberá tener especial cuidado en su estabilidad, puesta en peligro por probables deslizamientos en estratos desfavorables, o bien posibles derrumbes en rocas fisuradas.

REVESTIMIENTO DE LOS TUNELES :

Durante la construcción de un túnel que debe revestirse, se fortifica con objeto de sostener el techo, con madera, acero ó anclajes.

Una forma de estabilizar la excavación es sujetando el techo del túnel por medio de anclajes a un estrato firme que este localizado a una cierta altura sobre las galerías. De esta forma el techo queda suspendido y se evita su desprendimiento.

Los anclajes colaboran con el eventual revestimiento de concreto lanzado al formar un sistema que impone al terreno la misión de contribuir a su propia sustentación y a la estabilización del perfil de la excavación.

Algunas de las ventajas de los anclajes son las siguientes :

- A).- Se puede fortificar el techo inmediatamente adjunto al frente de avance.
- B).- La ventilación del túnel es mejor, puesto que la corriente de aire no se ve frenada por los elementos de ademar.

C).- Los explosivos y el tráfico no desalojan tan fácilmente los anclajes como a los elementos de ademar.

D).- El espacio libre de la sección transversal del túnel tiene mayor amplitud.

La presión vertical sobre el revestimiento de los túneles es menor que el peso del recubrimiento ó colchón del terreno sobre el túnel, puesto que parte de este peso se transmite por los esfuerzos cortantes hacia el terreno que circunda el túnel; no obstante es una excepción el terreno con tendencia a hincharse. Para poderse efectuar estos esfuerzos cortantes en la roca o suelo que circunda al túnel deben efectuarse pequeños corrimientos en el recubrimiento.

Por consiguiente al revestirse un túnel, debe ser lo suficientemente flexible el recubrimiento para permitir pequeños movimientos en dicho recubrimiento. De esta forma los esfuerzos cortantes pueden movilizarse alrededor del túnel. De ser el revestimiento del túnel demasiado flexible, se destruiría la integridad de la masa de roca o suelo, desapareciendo así los esfuerzos cortantes y teniendo el revestimiento que soportar el peso total del material sobre el túnel.

Para hacer una mejor estimación de la presión vertical que actuará sobre el revestimiento de un túnel se deben hacer pruebas sobre el mismo túnel ó a su alrededor, para observar así los corrimientos reales, puesto que tienen valores variables incluso para una roca dada.

En todos los túneles de roca mas o menos homogénea el terreno tiende a hundirse o a desprenderse en la excavación. En rocas cohesivas, la dimensión de la zona de desprendimiento puede ser normalmente de una o dos veces el ancho del túnel, su forma comunmente es parecida a la de un arco gótico; con excepción de aquellas que tienen discontinuidades en la roca como fallas o fracturas. De no existir discontinuidades importantes en el macizo rocoso y si su resistencia para soportar un esfuerzo cortante es considerable, enton-

ces el túnel puede construirse sin revestir. En caso contrario cuando la zona de hundimiento (terrenos sueltos) puede alcanzar la superficie del terreno, se debe revestir al túnel.

La presión horizontal o lateral sobre el revestimiento del túnel por lo general es pequeña cuando se actúa sobre roca dura, sana y en terrenos con tendencia a partirse en bloques o con grietas. Por el contrario puede esperarse fuertes presiones laterales en otros tipos de terreno en los que se deben colocar muros laterales.

El revestimiento común en nuestros ferrocarriles suele hacerse de concreto, mampostería o bien de madera.

MUROS LATERALES Y ARCO :

En el dado caso en el que en un túnel no existan empujes laterales o estos sean tan pequeños que puedan ser resistidos por un muro de mampostería, se podrán construir con este material los muros laterales.

Se deberán en todos los casos desplantar los muros hasta una profundidad en la que el terreno ofrezca condiciones favorables de resistencia.

El espesor de los muros deberá tener como dimensión mínima 50 cms. y estar formados con mampostería de segunda unidos con mortero de cemento con una proporción de 1 : 5.

Se deberá construir el arco del túnel, de preferencia de concreto con mínima resistencia a la ruptura a los 28 días de 140 kg/cm² salvo en aquellos casos en que sea más económico utilizar bloques de concreto, tabique prensado, según los materiales con que se disponga en el lugar de la obra.

También los portales en los extremos del túnel se podrán construir con mampostería de segunda, excepto en aquellos casos en los que la categoría de la obra lo amerite se construirán los túneles en forma parcial o total con mampostería de primera.

Al irse levantando los muros laterales de mampostería, se debe ir rellenando

-nando el espacio entre la cara de la excavación y la mampostería, con piedra acomodada o grava grande colada y compactada a mano; buscando de esta forma que el material de relleno sea capaz de comunicar y resistir los empujes del material excavado que tienda a desprenderse. Del mismo modo al irse construyendo la bóveda se deberá rellenar el espacio entre ella y la cara de la excavación.

En caso de que los empujes laterales sean mayores se podrán utilizar muros de concreto cuya profundidad mínima en rocas resistentes y durables deberá ser de 15 cms. abajo del fondo de la cuneta para sección con piso bajado. Para sección con piso sólido deberá ser de 15 cms. abajo de la intersección de la superficie del piso con los muros laterales.

En rocas de escasa resistencia los muros laterales se deberán profundizar hasta lograr condiciones favorables.

En los portales y sus inmediaciones se deberán continuar los muros laterales un mínimo de 15 cms. por debajo del nivel de congelación del terreno.

El espesor mínimo de los muros laterales de concreto deberá ser :

1.- En caso de no requerirse ademes provisionales para excavar :

Una vía 38 cms.

2.- En caso de requerirse ademes provisionales en el lado de la excavación, la cara interior del concreto estará a :

a.- Marcos de madera : espaciados a cada 30 cms. como mínimo :

Una vía 36 cms. desde la cara -
-interior de los postes.

66 cms. desde la cara -
-interior del forro.

A menos que no se puedan colocar marcos de acero o de riel curvados se podrán poner marcos de madera, aunque no son recomendables.

b.- Marcos de Acero : Distanciados cuando menos 10 cms. y en general no más de 1.22 m. En caso de utilizarse los marcos para proteger a los trabajadores contra derrumbes y no soporten mucha carga, se podrá usar un espaciamiento mayor.

Una vía 23 cms. desde la cara interior de los postes.

38 cms. desde la cara interior del forro.

El forro puede ser de madera, láminas de acero de poco ancho, placas de acero para revestimiento, o forro de acero con salidas para el agua.

Cuando la naturaleza de la roca y las condiciones del agua lo permitan, el forro se deberá espaciar para proporcionar espacio libre de 10 cms. ó más entre las piezas con objeto de permitir el libre acceso del concreto a la cara de excavación del túnel. Antes de hacerse el colado, se deberán quitar tantas piezas como sea necesario. Cuando se necesite afirmar las piezas como medida de precaución durante la excavación y cuando no sea práctico descubrir el forro, justamente antes de colar, deberá rellenarse el espacio entre el forro y la cara de excavación con concreto pobre, piedra resistente compactada en ese sitio, grava grande colada a mano o confitillo colocado neumáticamente.

NICHOS DE REFUGIO :

Los nichos de refugio son espacios huecos en los muros laterales dejados a intervalos de 60 metros aproximadamente uno del otro y alternados en zig-zag, de tal forma que el espaciamiento entre dos nichos sólo sea de 30 metros aproximadamente.

Las dimensiones de los nichos de refugio según las especificaciones de nuestros ferrocarriles deben ser de 122 cms. de ancho, 213 cms. de alto y 46 cms. de profundidad. El piso de los nichos deberá estar a la elevación

del lecho inferior de los durmientes de la vía, para sección de vía balastada; para sección con piso sólido deberá de estar el piso de los nichos a la elevación de la intersección de la plantilla y los muros.

En caso de aquellos túneles que tengan una longitud mayor de 1,600 metros, se deberán hacer nichos de refugio más grandes, con objeto de acomodar motores de vía.

No deberá asimismo haber madera expuesta en los nichos de refugio.

CONSTRUCCION DE TUNELES :

Los métodos de construcción en los túneles están determinados básicamente por las particularidades de la roca o suelo que tiene que ser atravesado.

La perforación de un túnel consta de tres etapas que son : excavación, retirada del material y medidas para proteger la superficie de excavación realizada.

La excavación de un túnel puede realizarse mediante explosivos en terrenos duros o bien utilizando métodos mecanizados de excavación con ayuda de máquinas fresadoras (entre estas máquinas se distinguen las máquinas con cinceles rodantes montados en la cabeza o bien máquinas con cabezales porta-cuchillas).

Para el sistema de cinceles rodantes se aprieta con gran fuerza mediante la parte frontal de la máquina una serie de cinceles contra la superficie de la roca, de modo que las zonas de contacto esten sometidas a una presión excesiva que sobrepase la resistencia de la roca. Haciendo rodar los cinceles por arriba de la superficie, se obtiene un proceso de cincelaje continuo do.

El sistema con cabezales porta-cuchillas trabaja con cinceles fresadores montados alrededor de discos rotatorios.

Ambos métodos se encuentran aún en periodo de desarrollo, pero debido a la necesidad de construir gran cantidad de túneles a nivel mundial, no du-

-demostramos que estos sistemas de construcción en el futuro desplacen a los tradicionales.

Otra forma de excavación mecanizada conocida ya desde hace tiempo es el método de excavación de avance de escudo, el cual ha sido desarrollado y modernizado de manera que su empleo es ventajoso para el avance en tipos de roca blandas así como en material suelto ó blando.

Un broquel o escudo consiste en un cajón o anillo de acero provisto por lo general de un diafragma transversal.

La parte frontal del anillo está provista de un arista cortante y la posterior se proyecta hacia atrás sobre el revestimiento ya colocado, se aplica frontalmente contra el terreno empujándose mediante gatos hidráulicos que reaccionan contra el revestimiento, retirando posteriormente el material aflojado. Se avanza el escudo una corta distancia, se retiran los gatos, se coloca el revestimiento y entonces se vuelve a repetir el ciclo.

Entre las ventajas que podemos citar para los métodos mecanizados están:

a.- El avance sin voladura no altera la resistencia natural de la roca alrededor de la excavación. Por consiguiente se puede contar con una duración de la estabilidad de la roca hasta su revestimiento, mayor a la que se puede esperar del procedimiento convencional con explosivos.

Para casos de excavaciones con poco recubrimiento por encima, el peligro de ocasionar daños en construcciones de la superficie es muy pequeño.

b.- La excavación se lleva a cabo de modo totalmente conforme al perfil deseado, lo que aumenta la rentabilidad del procedimiento mecanizado.

c.- Los métodos de avance pueden ser combinados con los sistemas convencionales. Para la excavación de una gran caverna, por ejemplo, se pueden abrir mecánicamente las galerías piloto y de sondeo, pudiendo ser efectuado el resto de la excavación conforme los métodos con-

-vencionales.

- d.- El avance mismo produce poco ruido. Pudiendo por lo tanto proseguir los trabajos de excavación durante la noche, aún en lugares habitados, teniendo cuidado de utilizar así mismo medios de transporte poco ruidosos.

Las desventajas de estos métodos consisten en :

- a.- La excavación mecanizada depende unicamente del funcionamiento exclusivo de una máquina muy cara. Teniendo así que ofrecer una garantía absoluta de seguridad de servicio, puesto que un cambio durante los trabajos de avance debe estar excluido, tanto por economía como por los largos plazos de entrega de nuevas máquinas.
- b.- El diámetro de excavación de una máquina determinada solamente puede ser variado dentro de estrechos límites. Con lo que no se puede amortizar la máquina durante la primera obra, corriendo el contratista un gran riesgo financiero con la compra de un aparato tan caro, a no ser que tenga otros trabajos en los que pueda usar la misma máquina.

METODO TRADICIONAL :

El ciclo de excavación para perforación de túneles en rocas duras comprende las siguientes fases :

A.- Barrenación, B.- Carga de los barrenos con explosivos, C.- Voladuras (explosión), es decir se vuelan al mismo tiempo varias filas de barrenos, D.- Ventilación del túnel para evitar los gases de las explosiones, puesto que determinadas concentraciones pueden ser peligrosas para el personal - dañando en ocasiones seriamente a las personas que permanezcan ocho horas en esa atmósfera impura.

Algunos de esos gases pueden contener: Polvo cuarcífero, dióxido de carbono, vapores nitrosos, aldehidos, dióxido de azufre, etc.; y pueden provo-

-car dolor de cabeza, tos, irritación de los ojos, pérdida de conocimiento, edema pulmonar, o muerte.

Entre los sistemas de aireación se distinguen : La ventilación por compresión, por aspiración, y combinaciones de estas.

E.- Desescombro ó extracción de los fragmentos de roca desprendidos por la explosión, F.- Colocación de los ademes para evitar desprendimientos y hundimientos.

Los túneles pequeños se suelen construir con el método de avance llamado de frente entero, en donde se vuela la superficie de la sección del túnel en cada explosión.

En los túneles más grandes se puede utilizar este método si el período de sustentación de la roca da suficiente tiempo para permitir la ventilación y desescombro antes de que comience a hundirse el techo de la galería.

En caso de que el período de sustentación sea corto se pueden utilizar métodos de excavación parciales (Método " Belga ", método " Alemán ", etc.) en los cuales primero se perfora la parte superior de la sección, se reviste la bóveda, acompletandola posteriormente con la parte inferior, o bien excavando galerías o franjas laterales y completando la sección total del túnel volando la parte central entre ambas franjas laterales, este método se puede utilizar sobretodo en rocas en mal estado.

BIBLIOGRAFIA :

- * Especificaciones Generales de Construcción
SCOP
- * Reglamento General de Ferrocarriles
(Parte Técnica)
SCOP
- * Colección de Libros del Instituto de Capacitación
de los Ferrocarriles Nacionales de México
- * Ferrocarriles
Francisco M. Tognio
- * Geología y Geotécnica
D. Krynine
- * Manual of Recommended Practice
AREA
- * Topografía General
Miguel Montes de Oca
- * Mecánica de Suelos
Juarez Badillo y Rico Rodriguez
- * Vías de Comunicación
Crespo Villalaz
- * Apuntes de Vías Terrestres
Gonzalo Medina Vela
- * Drenaje de Caminos
Salvador Mosqueira.