



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS INSTITUCIONALES

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

DIPLOMADO EN CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS

MOD. VII CONSTRUCCIÓN DE PRESAS Y OTRAS OBRAS

Del 30 de noviembre al 08 de diciembre de 2001

APUNTES GENERALES

Coord. Julio Manuel Porres Castellón
Palacio de Minería
Noviembre /2001

5.-	<u>INUNDACIONES Y MODO DE EVITAR SUS DAÑOS.</u>	
5.1.-	Inundación de 1973.	15
5.2.-	Cuánta de los daños.	19
5.3.-	Aspecto económico.	20
5.4.-	Aportaciones y desagüe.	20
5.5.-	Capacidad del túnel para desagüe.	21
5.6.-	Regulación en un lago.	21
5.7.-	Otras regulaciones.	22

6.-	<u>ANALISIS DE LAS ALTERNATIVAS.-</u>	
6.1.-	Alternativa 1	24
6.2.-	Alternativa 2	26
6.3.-	Alternativa 3	28
6.4.-	Alternativa 4	29
6.5.-	Alternativa 5	30
6.6.-	Alternativa 6	32

7.- COMENTARIO FINAL.

ANEXOS.-

1.-	Costo de indemnizaciones.	37
2.-	Evaluación del Interceptor.	38
3.-	Costo de presas reguladoras en los ríos - Fogótico y Amarillo.	39
4.-	Túnel para 150m ³ /seg.- Cálculo	40
5.-	Especificaciones del túnel para 150m ³ /seg.	42
6.-	Presupuesto del túnel para 150 m ³ /seg.	43
7.-	Cálculo de un túnel para 60 m ³ /seg., de 3.40m ⁶	44
8.-	Especificaciones generales.	47
9.-	Cálculo del costo de la Alternativa 5	51
10.-	Cálculo del costo de la Alternativa 6	82
11.-	Progreso en túneles	104
12.-	Ejemplo del Túnel Nast.	110

LAMINAS.-

1.-	Plano topográfico de la Cuenca.	116
2.-	Inundación de 1973.	117
3.-	Zona a indemnizar según Alternativa 1	118
4.-	Aspecto del Valle con desagüe por túnel	119
5.-	Alternativa 4. Túnel de 150 m ³ /seg.	120

2.- ALTERNATIVAS CONSIDERADAS

2.1. Enumeración de las alternativas

2.1.1. Alternativa 1

Indemnizar las propiedades, casas y terrenos que se consideren inundables para disponer en el fondo del Valle de un amplio vaso libre para inundaciones. Conjuntamente con lo anterior elevar la rasante de los caminos y hacer otro tanto con una parte de la pista del aeropuerto.

2.1.2. Alternativa 2

Interceptar hasta donde sea posible y conveniente, las aguas que bajan al Valle, mediante un sistema perimetral de presas y canales que desagüen hacia fuera del Valle por un tajo ó túnel, muy arriba del fondo.

2.1.3. Alternativa 3

Regular los escurrimientos que van hacia la parte baja y los sumideros, mediante presas en cada una de las corrientes principales, cuyas descargas se limiten a la capacidad de desagüe de dichos sumideros, considerando además una cierta capacidad de regulación en un lago pequeño.

2.1.4. Alternativa 4

Desalojar por completo el caudal total de crecientes, mediante un túnel amplio, desde el fondo del Valle.

2.1.5. Alternativa 5

Desagüar por un túnel que tenga capacidad menor al gasto máximo en crecientes, considerandolo como la salida principal, complementada por los sumideros - que seguirán funcionando, auxiliada por la regulación en un lago. Esta alternativa se referirá a un túnel excavado con explosivos, siguiendo los métodos convencionales.

2.1.6. Alternativa 6

Bajo las mismas condiciones y con las mismas características que el caso anterior, esta alternativa corresponde al túnel equivalente que sea perforado sin explosivos, utilizando una perforadora horizontal-6 " topo ".

3.- CONCLUSIONES

3.1.- Túnel elegido

Se recomienda la ejecución de la Alternativa 5 consistente en la construcción de un túnel a sección de portal, de 3.40 m. de diámetro, excavado por métodos convencionales y revestido de concreto.

La capacidad de este túnel, responde a consideraciones técnicas y económicas al reducir las inundaciones a un límite no dañino.

3.2.- Procedimientos de Construcción

Se recomienda la excavación del túnel con métodos convencionales (barrenación y explosivos) en obvio de dificultades e incertidumbre. La técnica de construcción es de conocimiento general, con costo predecible y capaz de resolver los problemas que pudiera presentar la formación geológica. Varias constructoras nacionales poseen el equipo requerido, lo cual se reflejará en costo de construcción más bajo, al presentarse la obra a concurso.

Se desecha la alternativa del uso de excavadoras mecánicas "topos" por las razones siguientes:

- Los equipos no existen ni hay experiencia de su operación en México.
- Su costo de adquisición es elevado y su utilización muy especializada.
- Su operación exige personal experto, que requiera entrenamiento, entrenadores y tiempo para ello.
- La formación geológica de la zona, que es de dolinas, con cavernas y conductos, hace difícil la operación de máquinas de este tipo.

E S T U D I O

ALTERNATIVAS DE PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION --- PARA EL TUNEL DE SAN CRISTOBAL DE LAS CASAS, CHIS."

1.- OBJETIVOS.-

11.- OBJETIVOS PRINCIPALES DEL ESTUDIO

1.1.1.- Efectuar el estudio de diversas alternativas para la construcción del túnel de desagüe para el Valle de San Cristóbal de las Casas, Chiapas, con objeto de evitar los daños y perjuicios causados por las inundaciones.

1.1.2.- Establecer la comparación para la construcción del túnel, entre el empleo de métodos convencionales de excavación, - perforación, tronada y rezagado - y el uso de excavadoras mecánicas - topo -, para obtener la sección completa del túnel.

1.1.3.- Presentar conclusiones y recomendar la alternativa y procedimientos de construcción mas convenientes.

3.3.- Recursos complementarios.- Sumideros y lago

Como recursos complementarios del túnel propuuesto, deberán aprovecharse tanto la capacidad natural de desagüe que proporcionan los sumideros, que es de 25 m³/seg., como la regulación que se logre con un lago permanente en el fondo del Valle de San-Cristóbal.- Este lago adicionalmente servirá a propósitos benéficos para el lugar, como son el atractivo turistico, la piscicultura, la belleza y la regulación del clima.

RESUMEN COMPARATIVO DE LAS ALTERNATIVAS Y RESULTADOS DE SU ESTUDIO:

- 6 -

ALTERNATIVA NUM.	COSTO CALCULADO EN MILLONES DE PESOS:	TIEMPO DE EJECUCION MES/S	R E S U L T A D O:
1 Indealizar	25.8	12	Se rechazó por la reducida seguridad que ofrece y porque su factibilidad y permanencia no se garantizan social y políticamente.
2 Intercaptor.	53.0	24	Desechada por los daños a otras regiones y sus efectos desfavorables al mejor aprovechamiento futuro del agua en la Cuenca.
3 Presas	97.8	40	Rechazada por su alto costo, necesidad de prolongados estudios y su largo plazo de ejecución. Se recomienda desarrollarla a continuación del túnel, para perfeccionar la solución conjunta.
4 Túnel de 150 m ³ /seg.	96.6	40	Se desechó por la fuerte inversión no justificada y la alta capacidad, - que se juzgó exagerada.
5 Túnel de 60 m ³ /seg.	52.3	33	Se eligió por la solución práctica de costo razonable y métodos de construcción conocidos en México.
6 Túnel de 60 m ³ /seg. con topo	46.2	22	Rechazada debido a que no se tiene el conocimiento geológico específico y detallado que asegure buenos resultados del "topo", una máquina reconstruida es probable que tenga mas fallas, una perforadora nueva tiene un largo plazo de entrega y es una alta inversión con insegura recuperación total, el consumo de cortadores es muy incierto y porque no hay técnicos experimentados en su operación, todo lo cual representa dificultades, - posibles demoras y aumento de costos y de tiempo.

4.- ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.

4.1.- Breve descripción de la Cuenca:

La cuenca Hidrológica del Valle de San Cristóbal de las Casas, Chiapas., es una cuenca cerrada, pues carece de una salida natural del agua en forma de una corriente superficial y cubre una área de 335 Km².

El Valle es muy alto, con su parte baja y plana a una altitud de 2,200 mts. sobre el nivel del mar.

Pocos metros arriba del fondo del Valle está la Ciudad de San Cristóbal de las Casas, con 35,000 habitantes y ocupando una superficie de 4 Km². aproximadamente. Esta Ciudad fué en un tiempo la Capital del Estado de Chiapas.

La población total del Valle se estima en 50,000 habitantes, dedicados a la agricultura, a la ganadería y a pequeñas industrias y comercio, representando la población indígena un alto porcentaje del total de habitantes.

4.2.- Condiciones Hidrológicas:

El promedio de la precipitación anual es de 960mm. según estudios hasta 1922 y de 1,200mm. según datos desde entonces hasta 1969, con un máximo registrado de 1912 mm. en un año.

Los escurrimientos pluviales de toda la cuenca concurren totalmente en el Rfo San Cristóbal, en la parte Sur del Valle y esta corriente descarga sus aguas en conductos subterráneos cuyas bocas se conocen como "sumideros."

Hay varios de estos sumideros en la parte más baja al Sur del Valle, de manera que operan dos o más según el caudal del Rfo San Cristóbal, es decir, que a medida que se eleva la lámina de agua, ésta alcanza más sumideros.

4.3.- Geología

En términos generales la cuenca de San Cristóbal de las Casas tiene la forma de un cráter de gran tamaño. Su origen es tectónico con marcadas fallas y plegamientos.

Al Sur del Valle, por donde se localiza el túnel de desagüe recomendado, las formaciones rocosas superiores son calizas, encima de otra formación piroclástica, con abundantes cenizas que son el origen de las tobas arcillosas rojizas que se encuentran en los suelos erosionables del Valle.

En esta zona Sur, a diferencia de las de otros rumbos, la pendiente limítrofe hacia el interior de la cuenca es muy escarpada, correspondiente a un plano de falla importante, cuyo corrimiento dejó abajo el fondo del Valle cerrado. La pendiente hacia el exterior de la cuenca es fuerte, pero menos que hacia el interior.

A un lado y otro de esta falla, que ahora son las partes interior baja y exterior alta de la cuenca, al Norte y al Sur respectivamente del deslizamiento, abunda la formación cársica, las dolinas y conductos formados por disolución. Algunas de las bocas de estos conductos están en el fondo del Valle en la misma falla, que son por las que se ha venido haciendo el desagüe y que se conocen como "sumideros". Las demás bocas de numerosos conductos, en mayor cantidad ya afuera de la cuenca y el resto dentro, están a muy diversas alturas y prácticamente no alcanzan a recibir agua a no ser la directa y escasa de las lluvias.

Los "sumideros" tienen conductos subterráneos inclinados e irregulares en dolinas ya disueltas, que desde luego son desconocidos en cuanto a los trayectos que siguen, a sus interconexiones, a la amplitud ó estrechamientos que tengan y a sus condiciones de estabilidad, fracturas, rugosidad, etc. pues no son fácilmente explorables.

Actualmente las bocas de los sumideros que desfogan desde el fondo del Valle, tienen rejillas de protección cercanas para evitar la entrada de grandes sólidos arrastrados ó basuras que pudieran obstruirlos. A pesar de esto, hay sumideros azolvados parcial ó totalmente con material limo-arcilloso.

4.4.- Causa de las inundaciones.-

La capacidad actual de desagüe de los sumideros en el fondo del Valle está estimada en 25 m³/seg. salvo obstrucciones por arrastres sólidos, derrumbes, etc. Como el gasto de los escurrimientos en el Valle durante la temporada de lluvias excede entre 3 y 5 veces esta capacidad natural de desagüe, resulta inevitable que año con año se produzcan inundaciones de muy variada magnitud, que están en función de la cuantía y duración de las lluvias. Se mencionan inundaciones de importancia en los años de 1921, 1932, 1963, 1969 y 1973 pero escritos antiguos hacen memoria de otras mayores, como la de 1875, que se atribuyó a obstrucciones en los sumideros.

Fué a continuación y como consecuencia de la inundación de 1921, que se ordenaron y realizaron los primeros estudios formales del problema, cuyas recomendaciones se presentaron en 1924 en los Anales del Departamento de Obras Hidráulicas de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas y fué a continuación y como consecuencia de la inundación del presente año de 1973 que nuevas inquietudes apoyadas por los gobiernos federal y de la entidad chiapaneca, han promovido nueva consideración a la solución inmediata que se desea dar al mismo caso. Entre aquellos y estos estudios no se realizó ninguna de las obras importantes recomendadas, de modo que esencialmente el problema hidráulico no ha variado.

Por el contrario, sí ha habido otros notables cambios como son el aumento del número de habitantes y de la extensión de la ciudad, las nuevas vías de comunicación establecidas, mejores medios disponibles para estudiar el problema y el progreso técnico reflejado en los nuevos equipos y procedimientos de construcción para realizar las obras.

4.5.- Daños.

Por el año de 1945 al construirse el Camino Cristóbal Colón o Carretera Panamericana, esta obra cruzó el Valle de San Cristóbal por la parte baja, por terrenos de elevación inferior a la de la Ciudad; el crecimiento urbano se vió atraído hacia la zona del camino y así se hicieron construcciones de importancia en zonas que frecuentemente se inundan.

La inundación importante más reciente fué la de 1973 en la que su cota de embalse llegó a 2,203.10 m. sobre el nivel del mar, cubriendo 600 Hectáreas que incluyen varios barrios de la Ciudad, otros cercanos a ella, edificaciones de significación como la del Instituto Mexicano del Seguro Social, otras de Petróleos Mexicanos y muchos terrenos agrícolas.

La descripción de los daños por la inundación de 1973, su evaluación y otros aspectos de ella, se mencionan en otra parte de este estudio.

Esta inundación habiendo sido fuerte, no por muy altos escurrimientos sino por lo sostenido de ellos, pues el máximo en 1973 fué de 71.8 m³/seg. y el máximo registrado es de 91.2 m³/seg. , se tomará como básica para planear las soluciones posibles, porque es de la que se tienen más datos.

4.6.- Estudios anteriores.-

Los estudios anteriores más amplios que se han hecho, han sido los publicados en 1924 por la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas , que ya se mencionaron, pero estos en realidad se manifiestan deficientes en los aspectos topográfico, hidrológico y geológico en comparación con los datos más recientes que hoy se tienen.

La Secretaría de Recursos Hidráulicos, con el mismo objetivo y además buscando el aprovechamiento del agua en el interior del valle, en 1964 hizo levantamientos de vasos y boquillas con el fin de controlar escurrimientos almacenados en presas sobre los ríos principales: Fogótico, Amarillo, Chamula y San Felipe.

Estos trabajos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos están considerados para algunas de las alternativas aquí estudiadas y seguramente servirán en el futuro para mejores aprovechamientos, como el riego agrícola y la generación de electricidad, que aumentan también la seguridad de una población mayor y de su producción agropecuaria.

4.7. Soluciones que se han propuesto

Las proposiciones hechas en diversas épocas para resolver el problema de las inundaciones, casi todas ellas coinciden en hacer el desagüe del Valle a través de un túnel perforado por el rumbo sur de la cuenca, unas con el propósito de completar la insuficiente capacidad de los sumideros y otras con mayor capacidad, sin tomar en cuenta los sumideros.

Todas las soluciones propuestas han eludido el aprovechamiento de los sumideros como solución básica y única, debido al temor causado por el desconocimiento que de ellos se tiene más allá de sus bocas. Se ha concluido lógicamente que esta solución por sí sola no puede proporcionar la seguridad que se persigue.

4.8. Desagüe necesario del Valle de San Cristóbal

Resulta indudable que la seguridad de la Ciudad y del Valle de San Cristóbal, requiere de un desagüe y que éste debe hacerse totalmente o al menos complementarse por un túnel; pero no debe procederse a planear las obras, a considerar aisladamente esta función de desaguar cayendo en los mismos defectos que ahora se aprecian en el Valle de México, cuya experiencia debe aprovecharse, ya que en varios aspectos las cuencas son similares aunque la del Valle de --

México con sus 9,600 km² sea mucho mayor.

Cualquier plan no debe limitarse a un desagüe indiscriminado para eliminar inundaciones, sino que deberá formar parte de una planeación de máxima amplitud para la conservación y el aprovechamiento futuro del agua de manera completa como elemento vital y como fuente de progreso en diversos órdenes.

No debe pensarse simplemente en dar salida abundante a toda el agua de la Cuenca, lo cual sería un desperdicio, sino en ejercer un control para máximo beneficio interior y exterior.

4.9. Generación de Electricidad

Aún cuando la cuenca de San Cristóbal no está lejos de importantes plantas hidroeléctricas en Chiapas como Malpaso, Angostura y otras planeadas en el mismo Rfo Grijalva, que son de las mayores en la República, se contempla como económicamente interesante el aprovechamiento del agua que salga por el Sur del Valle para generar electricidad a bajo costo.

El hecho de que inicialmente se pueda disponer de un caudal constante de cerca de 1 m³/seg., y de la que haya un desnivel como de 1,500 m. inmediato a la futura salida del túnel que se construya, hace pensar en que el proyecto del conjunto "desagüe y plantas hidroeléctricas" sería una magnífica solución económica para que la totalidad o la mayor parte del costo de las obras de desagüe quede absorbido ó compensado por los beneficios de las plantas.

Si el solo proyecto de desagüe puede justificar algunas obras de regularización para abaratarlo, el conjunto las justificará aún más para incrementar el caudal aprovechable en generación y aumentar y bajar el costo de la producción de electricidad.

Desde luego que ampliando la utilidad del proyecto hidroeléctrico con almacenamientos para riego y regularización y con un lago en el fondo del Valle con fines piscícolas, turísticos, de belleza y de conservación del clima, se podrían incrementar la regularización y el aprovechamiento del agua.

Siendo el túnel la parte esencial de todas las mejores soluciones para resolver el problema de las inundaciones y además necesario por razones sociales y políticas, debe realizarse enseguida, pero no diseñado exclusivamente con propósitos de desaguar, sino tomando en consideración su futuro aprovechamiento en las demás funciones señaladas.

4.10.- Población Futura

El exagerado crecimiento demográfico general que tenemos, aún cuando llegue a frenarse como resultado de las nuevas actitudes del gobierno al respecto, cuyos resultados se esperan a largo plazo no definido, constituye un factor que necesariamente debe influir en toda planeación actual.

Ya se habla de una planeación mundial hasta límites del crecimiento demográfico y del aprovechamiento de los recursos. Por lo tanto no podemos ignorar lo que estos aspectos representarán en el pequeño Valle de San Cristóbal y para ello debemos determinar y tomar en cuenta la capacidad de población futura de la Cuenca.

Esta capacidad demográfica, entre otros límites, tiene primordialmente el que constituye el agua de calidad adecuada disponible y esta agua en una cuenca alta y aislada será únicamente la que proviene de las lluvias.

La precipitación media anual, considerada de 900 mm, en sus 335 km², dan para la Cuenca un volumen anual llovido de 300 millones de metros cúbicos aproximadamente y de esta cantidad son susceptibles de aprovechamiento los escurrimientos superficiales que puedan retenerse en el interior del Valle y una parte de las que se infiltran para después aflorar por manantiales ó que se extraigan por pozos.

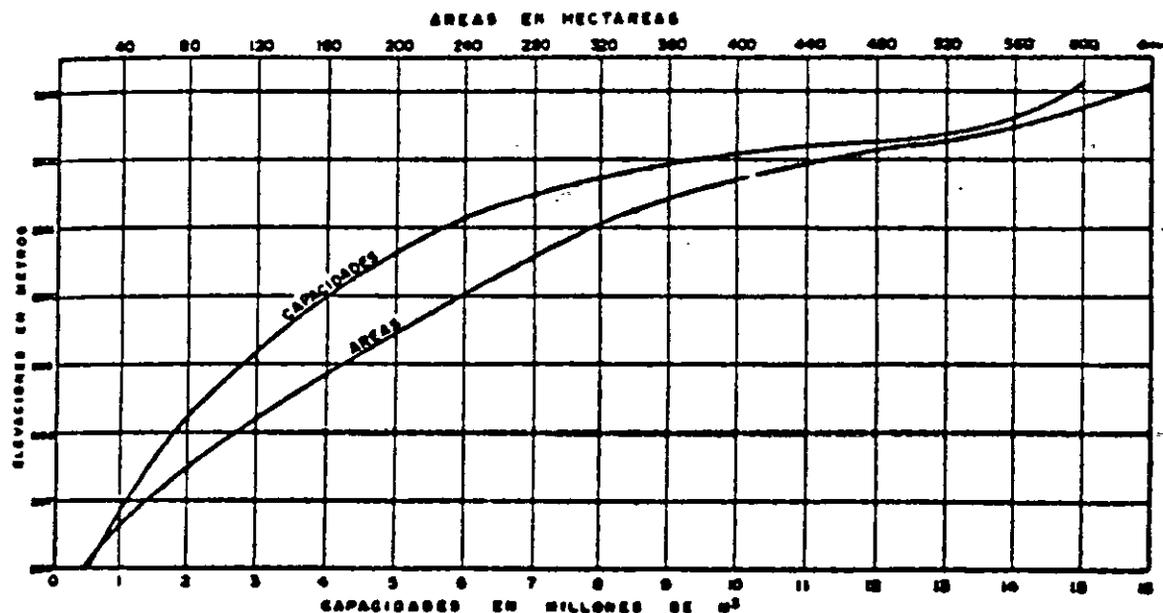
Considerando tentativamente un aprovechamiento mínimo de 30 % sin perfeccionar mucho los sistemas, se tendrían 90 Mm³ anualmente para consumo humano, animal e industrial que permitirían con las dotaciones medias usuales, sostener a unos 400,000 habitantes, cifra que aumentaría si se recurre a tratamientos y reusos o que sería menor si se emplea abundante agua en riegos agrícolas y producción de energía hidroeléctrica. Esta consideración, afinada, será muy útil en una planeación integral futura.

5. INUNDACIONES Y MODO DE EVITAR SUS DAÑOS

5.1. Inundación de 1973

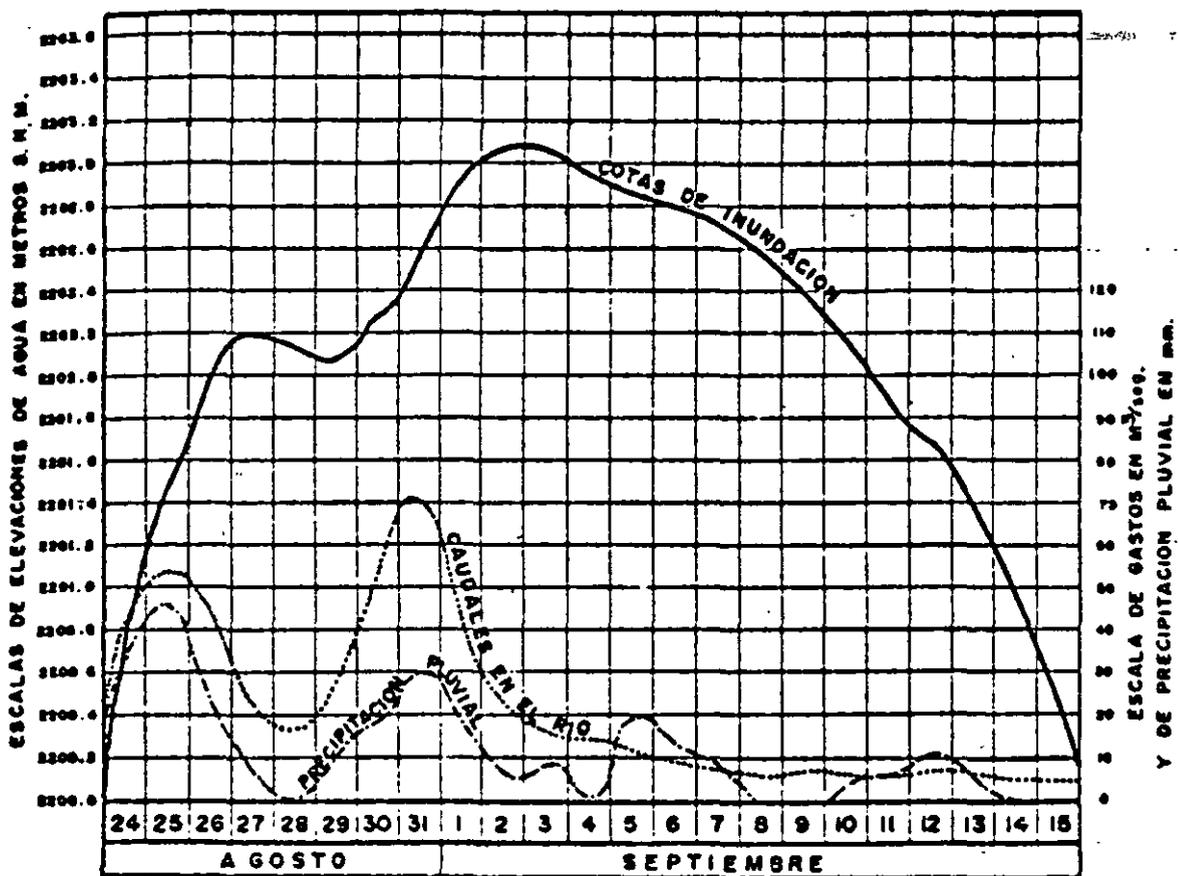
De las inundaciones registradas, tomaremos para estudiar, la de 1973 que es la mayor registrada, aunque no la mayor absoluta ni la máxima de que se tenga noticia sin registros.

La inundación de este año en el fondo del Valle cubrió una extensión de 600 ha., hasta la cota - - - - 2,203.10 m S. N. M. y acumuló 16M³, de acuerdo con la gráfica siguiente de elevaciones, capacidades y áreas correspondientes.



CURVAS DE ELEVACIONES, CAPACIDADES Y AREAS DE INUNDACION DEL VALLE DE SAN CRISTOBAL DE LAS CASAS, CHIAPAS

Esta inundación se registró entre los días 24 de agosto y 15 de septiembre de 1973, con las siguientes elevaciones del agua y caudales en el rfo.



GRAFICA DE LA INUNDACION DE 1973
CURVAS DE APORTACIONES Y DE COTAS DE INUNDACION.

Arriba de la cota 2,200 m.s.n.m. se afecta la zona urbana y como esta inundación alcanzó la 2,203.10, se cubrieron no solamente amplios campos agrícolas y ganaderos de 450 Ha. sino barrios enteros como los de los Pinos, San Ramón y parte de la Ciudad misma, además de la interrumpida Carretera Panamericana y una parte de la pista del aeropuerto local.

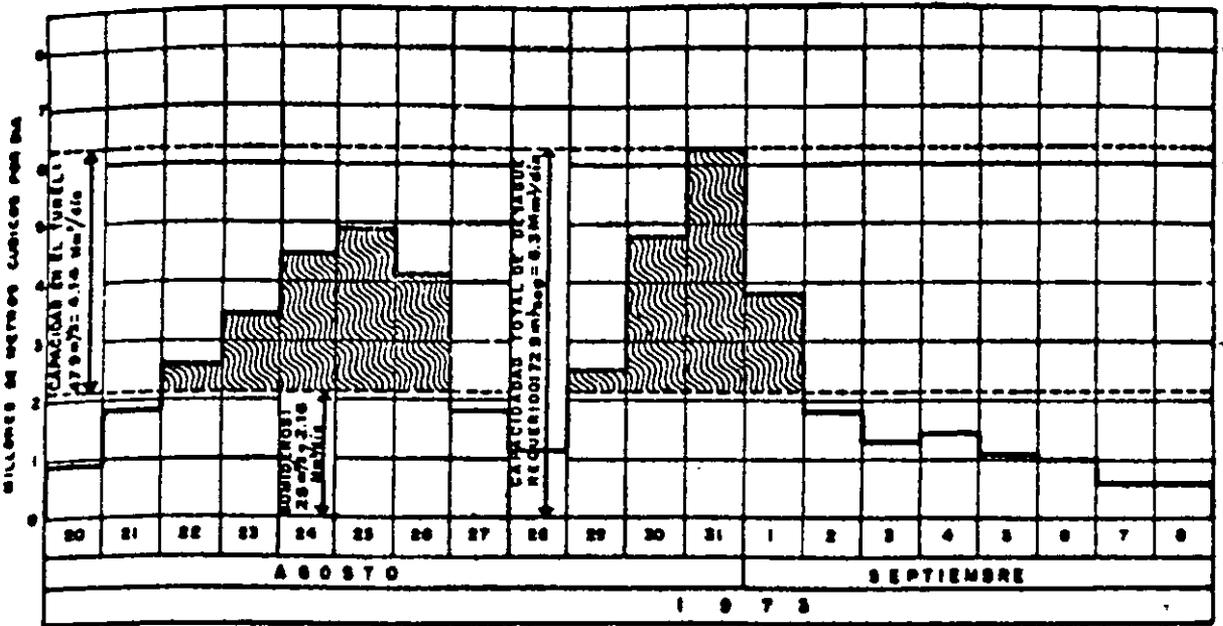
Como puede apreciarse, es de primera importancia - dejar a salvo las zonas pobladas señaladas, los edificios de magnitud y de servicios fundamentales como el Seguro Social y los de Pémex y para esto es preciso limitar la zona inundable de manera que no las alcancen las aguas.

La gráfica insertada a continuación, de los volúmenes acumulados durante la inundación de 1973, representa por medio de las áreas entre el eje de las abscisas y la línea escalonada que se trazó, los volúmenes aportados por los ríos en millones de metros cúbicos, con la escala marcada en el eje de las ordenadas.

Las escalas de esta gráfica se eligieron de manera que cada cuadrado del rayado representara un millón de metros cúbicos de inundación.

Teniendo en cuenta la capacidad de 25 m³/seg. equivalente a 2.16 Mm³/día que los sumideros tienen para - desfogar el Valle, a la altura correspondiente de la - gráfica se trazó la línea horizontal punteada que la - representa, y así, mientras la aportación por las crecientes de los ríos que es la línea escalonada, quedaba - abajo de tales 25 m³/seg. ó 2.16 Mm/día, no hay inundación, en tanto que cuando la sobrepasa, se empieza a - acumular el agua no desfogada.

De esta manera el área de la zona achurada de la - gráfica, arriba de la capacidad de los sumideros, fue - el volumen máximo acumulado, que es la suma de todas - las áreas achuradas entre el 22 de agosto y el 10 de - septiembre, menos lo que se redujo los días 27 y 28 de - agosto.



GRAFICA DE VOLUMENES ACUMULADOS EN LA INUNDACION DE 1973.

5.2. Cuanta de los daños.

Durante 1973 los daños por la inundación se valuaron como sigue:

157 casas destruidas a \$ 20,000 c/u	\$ 3'140,000
960 casas dañadas, con costo de reparación promedio de \$ 7,000 c/u -	" 6'342,000
50 hectáreas de cultivos perdidos, a \$ 2,000 por hectárea.-----	" 100,000
Daños al Seguro Social:-----	" 50,000
400 hectáreas de pastizales perdidos, a razón de \$ 1,000 c/u -----	" 400,000
Otros daños no detallados en otras obras dañadas, enfermedades, por elevación de precios, a las rancherías y pueblos cercanos, estimados por la Gerencia de S.R.H. en -----	" 1'500,000
Costo de daños y perjuicios a vehículos detenidos en la Carretera Panamericana y su contenido.-----	" 40,000
Pérdidas del comercio local -----	" 200,000
Pérdidas de las industrias locales de hilados, jamonería, hoteles, restaurantes, artesanías, etc.-----	" 300,000
Gastos varios de personal técnico y auxilio, transportes aéreos, terrestres y acuáticos, ropas, combustibles, movilización y operación de equipos, etc.-----	" 300,000
Varios y extras.-----	" 300,000
T O T A L:--	\$ 12'672,000

5.3.- Aspectos económicos.

En 19/3 la inundación hasta la elevación - - - - -
2,203.10 m. s.n.m. causó daños estimados en \$12'000,000
que ya se detallaron en el punto anterior.

Si esta erogación se repitiera cada 5 años, el va
lor presente de estos gastos periódicos considerando un
interés anual de 6% y calculado a 50 años, es de:

$$p = \$ 12'000,000 (Fsp 0.06,5 + Fsp 0.06,10 + Fsp 0.06,45 + Fsp 0.06,50) = \underline{\underline{\$ 33'601,200}}$$

y si consideramos 8% de interés anual, de:

$$p = \$ 12'000,000 (Fsp 0.08,5 + Fsp 0.08,10 + Fsp 0.08,50) = \underline{\underline{\$ 25'023,246}}$$

La cantidad entre 25 y 33 millones de pesos, re--
presenta la inversión actual equivalente al gasto periód
dico de 12 millones de pesos cada 5 años durante los 50
años supuestos y nos aporta una idea muy aproximada de
la inversión que económicamente se justifica actualmen--
te.

Desde luego que esta evaluación no considera sino
el aspecto económico y es bien sabido que se tendrán --
que tomar en cuenta además los factores sociales, polí--
ticos, etc.

5.4.- Aportaciones y desagüe.

La inundación se produce por la acumulación de un
volumen de agua en el fondo del Valle que es la diferen--
cia entre las aportaciones de los ríos que se reúnen en
el Río San Cristóbal y las salidas ó desfogues que rea--
lizan los sumideros, cuya capacidad de desagüe es de --
25 m3/seg.

Si las aportaciones no exceden de estos 25 m³/seg claro está que no hay inundación apreciable, pero a medida que el caudal aportado y sostenido es mayor de los 25 m³/seg. se empieza a almacenar el agua causando inundaciones.

De la segunda gráfica incluida en 4.1., se deduce que un desfogue total conjunto de 6.3 Mm³/dfa, equivalente a 72,9 m³/seg., hubiera sido suficiente para evitar completamente la inundación de 1973.

5.5.- Capacidad del túnel para desagüe

Una capacidad de desfogue de un túnel que drene desde el fondo del Valle hacia el exterior de la Cuenca cerrada, sería de 72,9 m³/seg. menos 25 m³/seg. que es lo que sale por los sumideros, o sea de 47.9 m³/seg. para el caso de la inundación de 1973.

En la consideración anterior no se toma en cuenta que pueda haber regulación y por tanto disminución del gasto máximo; si se construyeran presas dentro del Valle ó hubiera un lago en su fondo, para la misma finalidad.

Por otra parte, como las crecientes de 1973 no fueron las máximas, se optó por dar un margen hasta los 60 m³/seg., que es de 25 % sobre los deducidos como necesario en este año.

Para lo futuro, se contará con un margen adicional si se regula y aprovecha el agua en el interior de la Cuenca.

5.6.- Regulación en un lago

Formar un lago permanente en el fondo del Valle tendría una función reguladora auxiliar muy deseable y a la vez otros diversos atractivos turísticos, piscícolas, etc.

Si los daños se empiezan a producir al sobrepasar el agua la cota 2,200 m.s.n.m., el lago podría tener esta altitud como elevación máxima y entonces su capacidad de almacenamiento total es de 3.5 Mm³.

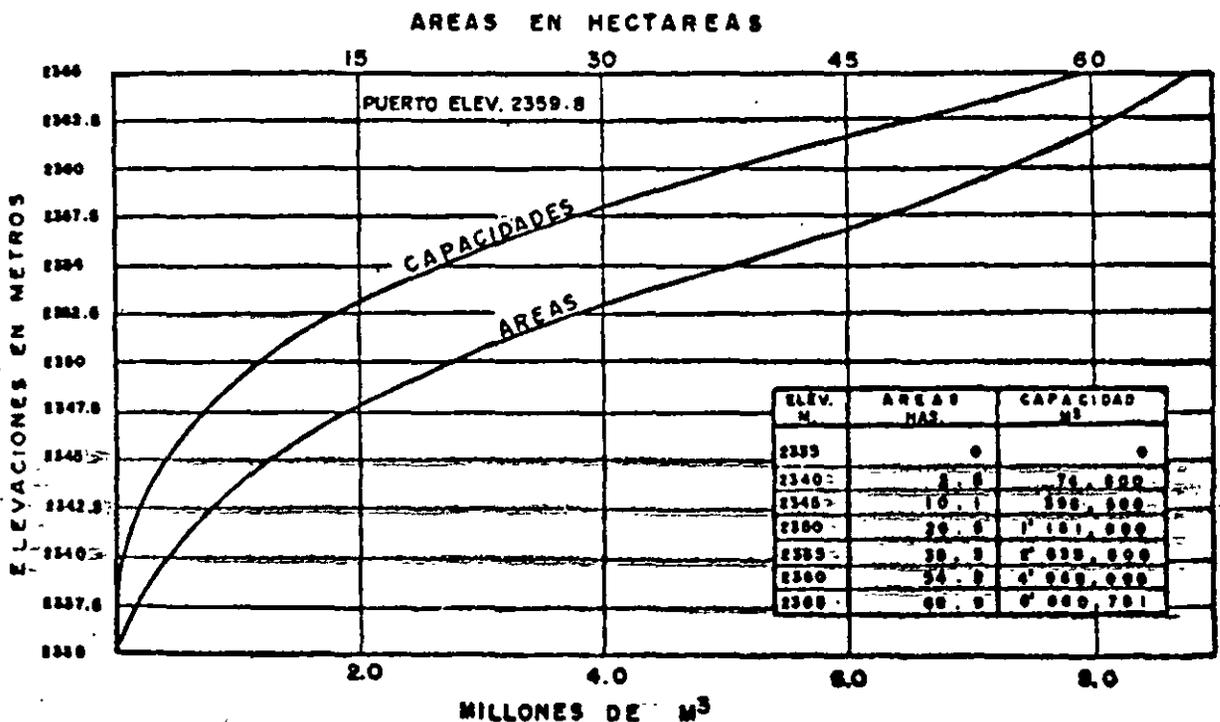
En estas condiciones el túnel que se haga para desaguar podría quedar unos pocos metros más arriba - y varios metros más corto que si con él se pretende drenar hasta el fondo del Valle.

Como capacidad reguladora, la del lago se manifiesta escasa, de solo 2.1 Mm³ si se le permite una oscilación de 1.0 m. y de 3.0 Mm³ si la diferencia entre los niveles máximo y mínimo es de 2.0 m. Una condición intermedia sería lo recomendable.

5.7.- Otras regulaciones

Dentro del Valle los almacenamientos en posibles presas no son muy favorables, ya que las condiciones topográficas con cañadas estrechas ofrecen vasos de capacidad reducida. Esto se traduce en un costo elevado del metro cúbico almacenado.

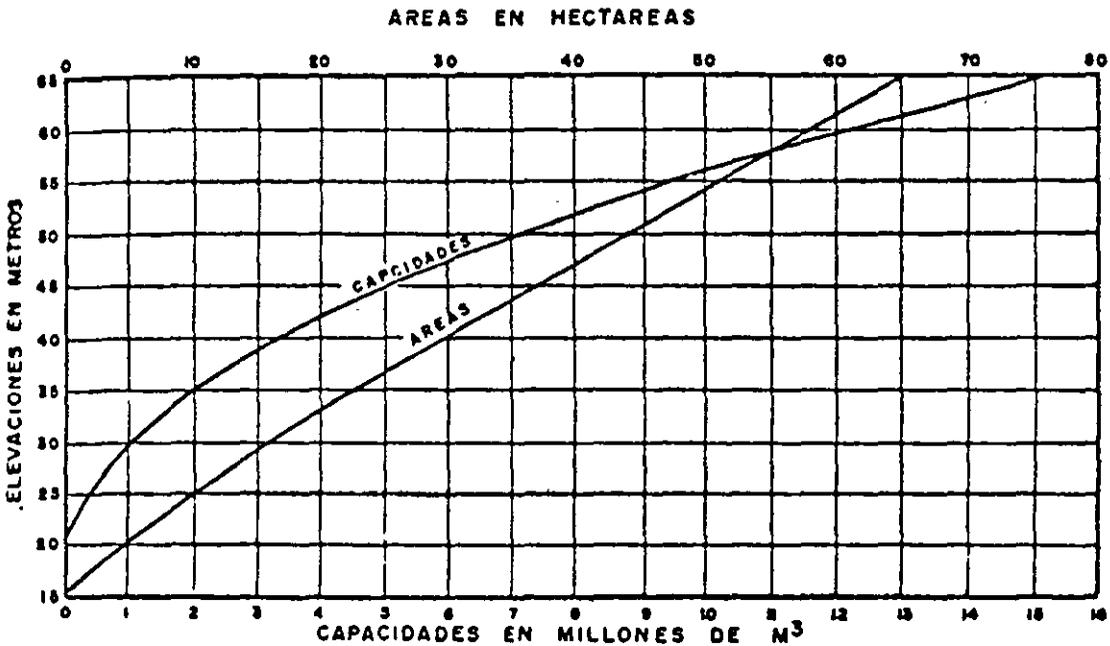
Entre los posibles almacenamientos, está el de la presa sobre el Arroyo Fogótico, en el lugar conocido como Arcotete. Las condiciones de este vaso, estudiadas por la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Se expresan en la gráfica que sigue.



VASO DEL ARCOTETE - Curvas de Areas y Capacidades

Para esta Presa en Arcotete, una cortina de unos 33.0m de altura, de diseño especial porque el río pasa bajo un arco natural de roca, podría almacenar hasta 6 Mm³ según la gráfica anterior.

En cuanto al vaso en el Río Amarillo, sus características con una cortina en Cuxtitali son de acuerdo con la siguiente gráfica de áreas y capacidades. - Podría almacenar unos 10 Mm³ con una altura de cortina de 55 m. que tuviera en la corona una longitud de unos 300 m.



6.- ANALISIS DE LAS ALTERNATIVAS:

6.1.- Alternativa 1.-

Si se procede a desalojar el área de lo inundado en este año de 1973, que fué de unas 600 Ha., para destinarla permanentemente a vaso regulador de inundaciones hasta la elevación 2,203.10 m. s.n.m. contando unicamente con el desfogue por los sumideros, que ahora es de -- 25 m³/seg., habría que pagar indemnizaciones y realizar diversas obras.-

El importe de las indemnizaciones en las zonas urbana y rural y de las obras que corresponden a ésta solución, se consignan en el Anexo 1, en donde se deduce un valor de: \$ 25'874,000.00 para adquirir las partes bajas del Valle que pasarían a formar parte del vaso inundable y para elevar arriba del nivel de aguas máximas -- tanto los caminos que lo cruzan como una parte de la pista de aterrizaje.

Aún cuando esta inversión parece satisfactoria por quedar dentro de lo económicamente aceptable, debemos considerar además otros aspectos y sus ventajas e inconvenientes, como sigue:

Ventajas

OERA.- No habría obras hidráulicas que ejecutar.

TIEMPO.- La solución sería rápida.

Inconvenientes

SEGURIDAD.- Con la información que por ahora se tiene, esta solución carece de seguridad, tanto por la imprecisa predicción que puede hacerse del área que se inundará como por la incertidumbre de un funcionamiento regular y adecuado de los sumideros, ya que se teme que puedan sufrir obstrucciones en el interior de sus desconocidos -- conductos sub-terráneos.

FACTIBILIDAD.- Esta condición no se puede garantizar, ya que los arreglos para valorar e indemnizar a tan numerosos y diversos propietarios o simples poseedores, acarrearía demoras, molestias, largos y engorrosos trámites y discusiones que se traducirían en una cuantía imprecisa siempre tendiente a aumentar y hasta podría llegarse-

a un costoso plan de nuevas urbanizaciones y construcciones con fines sociales.

PERMANENCIA:- Tampoco se juzga deseable esta alternativa bajo los aspectos social y político futuros, pues siempre se tendría el riesgo de que áreas desalojadas para quedar como vaso regulador vuelvan a ser invadidas en cualquier época, ya que en pocas ocasiones estarían cubiertas por el agua.

Las consideraciones anteriores inducen a desechar esta posible solución.

6.2.- Alternativa 2.

La posibilidad de que sea suficiente y adecuado solo reducir y no suprimir del todo los escurrimientos superficiales hasta el fondo de la Cuenca, para permitir solo inundaciones pequeñas que no sean perjudiciales, hizo pensar en un sistema interceptor de las aguas que escurren por los talwegs y laderas alrededor del Valle, conduciéndolas y dándoles otra salida, tan alta como sea posible y convenga.- Esta salida alta, operaría además de la limitada e insuficiente que proporcionan ahora los sumideros bajos.-

Las principales aportaciones que inundan el Valle, provienen de los ríos del Este, Norte y Poniente, los que una vez en el plan, van hacia el sur, en donde se canalizan bajo tierra en la formación de sumideros y donde por lo mismo no hay corrientes superficiales.

Las obras para esta alternativa se concibieron como un canal perimetral de capacidad variable de conducción, según sus tramos, pequeñas presas, diques, numerosas estructuras de entrada, puentes para los caminos y desde luego la obra para la salida del agua, que podría ser un túnel de longitud menor que el que drenara desde el fondo del Valle o bien un tajo si esto fuese lo económico.

Analizando este proyecto sobre el plano aerofotográfico con curvas de nivel, se desechó primero toda la parte Sur del canal interceptor que iría sobre una ladera muy escarpada, en condiciones muy desfavorables topográfica y geológicamente. Esto sin embargo, no evita que se intercepten las corrientes principales y significativas.

Como primera salida estudiada para el agua hacia afuera de la cuenca se consideró una hacia Zinacantán, por el rumbo N-W para acortar el interceptor y su costo. Como origen se consideró el Arroyo Fogótico, donde se haría una presa derivadora, siguiendo hacia el W para pasar el Río Amarillo con otra presa, después de E a W pasando por el N de la Ciudad para llegar a interceptar en el N-W el Arroyo Chamula, y a partir de la derivadora que aquí se cons--

truya, iniciar la salida por tajo o por túnel, para descargar hacia fuera de la Cuenca por el Río Ixtapa o de Zinacantán.

El costo de estas obras, se detalla en el ANEXO 2.- y es de \$ 53, 621,250.00.-

Sus características se analizan como sigue:

Ventajas.-

SEGURIDAD.-

Con la amplitud hasta aquí considerada a esta obra interceptora, su utilidad ya resulta moderada, pues alivia en 55 m³/seg. el caudal de las crecientes en el fondo del Valle, pudiéndose así evitar daños en casos de precipitaciones como la de 1973, reduciendo la inundación a un límite no perjudicial.

FACTIBILIDAD.-

Consta esta alternativa en gran parte de obras a cielo abierto de fácil ejecución que pueden atacarse simultáneamente, reduciendo el plazo.- Por otra parte, el túnel se acorta considerablemente respecto al que se haga desde el fondo del Valle.

Inconvenientes.-

DAÑOS.-

Esta solución es incierta en cuanto a los problemas y daños que puedan ocasionarse aguas-abajo por la descarga de hasta 55 m³/seg. por el Río Ixtapa.

DESARROLLO FUTURO.-

Sacar 55 m³/seg. de la Cuenca en vez de almacenar el agua dentro de ella, es a la larga un inconveniente desde el punto de vista de su mejor aprovechamiento futuro en riegos, en usos industriales o para producir energía eléctrica.

Por las consideraciones hechas, se rechazó esta alternativa y no se continuó su análisis a una mayor amplitud de la obra interceptora, hasta el siguiente sitio favorable para una segunda posible salida en túnel más corto, porque así su incosteabilidad sería más merceda.

6.3.- Alternativa 3

La construcción de presas en las corrientes principales, que almacenen para usos agrícolas y otros, y que desfoguen como convenga para evitar inundaciones, consistiría en una cortina sobre el arroyo Fogótico en Arcotete, otra sobre el Rfo Amarillo en Cuxtitali y una tercera sobre el Arroyo Chamula, la que por su insignificante capacidad, si no se quiere inundar su Valle, poblado y productivo, es de eliminarse.

Los costos estimados de las presas en los rfos Fogótico y Amarillo, según los levantamientos y cubicaciones de los vasos, hechos por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, que se construyeran como reguladores con almacenamientos de 10 y 6 millones de metros cúbicos, respectivamente, salvo condiciones geológicas desfavorables que ameritan estudiarse, tendrían un costo de: - - - - - \$ 97'750,000.00 de acuerdo con el detalle de nuestro ANEXO 3.-

De primer intento la inversión parece muy alta, si se le atribuye la única utilidad de regular los escorrentimientos para evitar daños por las inundaciones.

Las ventajas e inconvenientes que caracterizan a esta alternativa, se resumen como sigue:

Ventajas.

APROVECHAMIENTOS.-

Las presas, que estarán sujetas a mejores estudios posteriores de la Secretaría de Recursos Hidráulicos son deseables ahora y en el futuro para diversos aprovechamientos del agua en el interior del Valle, en agricultura, ganadería, industria y producción hidroeléctrica. Fuera de la Cuenca, en las proximidades de ella también puede el agua almacenada y de caudal regulado, traducirse en energía eléctrica, aprovechando el fuerte desnivel de 1,500 m. que hay en la corta distancia de 10 km.

SEGURIDAD.-

El efecto regulador de estas presas, aún cuando se hagan otras obras, incrementaría considerablemente la seguridad contra inundaciones en el fondo del Valle, en caso de lluvias de intensidad y duración extraordinarias.

ECONOMIA.- Aunque el costo es excesivo si consideramos únicamente la utilidad contra inundaciones, es probable su justificación para otros aprovechamientos futuros ya indicados y para el aumento de la seguridad.

Inconvenientes:

INVERSION.- La inversión es excesiva y no se justifica por ahora con el solo propósito de evitar los daños que las inundaciones causan.

SEGURIDAD.- Las presas bien operadas aumentan la seguridad, pero cualquier descuido, puede ocasionar derrames cuantiosos por los vertedores que agravarían la situación al contribuir a mayor inundación en el fondo del Valle.

Aunque para los efectos de este estudio esta alternativa se considere rechazada, dejando a un lado la posibilidad de construir estas presas a corto plazo, no deberá olvidarse la conveniencia de completar sus estudios y construirlas después, para beneficio del Valle y de su creciente población.

6.4.- Alternativa 4

Para desalojar del fondo del Valle el caudal de máximas crecientes, pronta y completamente a través de un túnel con una previsión razonablemente amplia, sin regulación alguna dentro de la Cuenca, se requiere en dicho túnel una capacidad de 150 m³/seg.

Si este túnel se perfora por métodos convencionales de barrenación, voladuras y rezagado en ciclos consecutivos se atacaría por ambos frentes de entrada y de salida y se revestiría de concreto, con sección de herradura.

Los cálculos de este túnel aparecen en el anexo 4, sus especificaciones y su presupuesto en los ANEXOS 5 y 6 respectivamente.

El costo de ésta obra, resultó de: \$ 96,582,198.00 y su diámetro de 6.00 m. Ø

Las características de la obra, nos llevan a las siguientes ventajas e inconvenientes.

Ventajas

SEGURIDAD.- Este túnel como obra única, es la que garantiza por completo al Valle de San Cristóbal contra todo riesgo de inundaciones.

Inconvenientes

COSTO.- El costo de esta alternativa, sobrepasa el triple de la inversión justificada.

NO APROVECHAMIENTO.- Estando esta solución basada en el rápido e inmediato desfogue total de las crecientes y de los escurrimientos normales, constituye hidrológicamente un des- perdicio del agua propia del Valle, que se necesitarán para otros aprovechamientos en un futuro muy próximo, para la plena vida y desarrollo del mismo, como pueden ser irriga- ción y producción de fluido eléctrico, equivaliendo a una desecación parcial que perjudicaría a la larga al Valle.

CAPACIDAD FUTURA EXAGERADA.- Cuando posteriormente se estu- diaran e hicieran obras de almacenamiento y regulación inte- riores en el Valle, para diversos aprovechamientos, este túnel resultaría con una capacidad excesiva, y considerando la marcha actual del desarrollo del país, está bien claro que tales aprovechamientos se promoverán y realizarán en po- cos años.

6.5.- Alternativa 5

Un desagüe combinado para la Cuenca de San Cristóbal- que tenga como principal emisor un túnel perforado a partir de su zona más baja ó región de los sumideros por el rumbo- S-SW, complementado por la descarga natural de 25 m³/seg. de tales sumideros y con la ayuda de la regulación que pue- da proporcionar un lago en el fondo del Valle, requiere de un túnel capaz de conducir 60 m³/seg. que conjuntamente con los 25 m³/seg. de desfogue por los sumideros y unos 5 m³/seg. que sería el equivalente de la regulación para 2.5 Mm³ acu- mulados en cinco días de creciente, proporciona un caudal de desalojo de agua equivalente a unos 90 m³/seg. en total, que por ahora se juzga suficiente para dar completa seguri- dad contra los daños por inundaciones como la de este año de 1973 y aún mayores, de acuerdo con los estudios efectua- dos por Secretaría de Recursos Hidráulicos, sin llegar a

las máximas previsibles cuya periodicidad es de 50 a 60 años, en cuyo caso podría haber daños de reducida cuantía.

Este túnel para 60 m³/seg., tendría, si se excava por los métodos convencionales con explosivos, sección de herradura con 3.40 m. de diámetro a sección terminada con revestimiento de concreto, conforme a los cálculos del ANEXO 7, las especificaciones del ANEXO 8 y el costo de: - - - \$ 52'258,519.24 que indica el ANEXO 9.-

El anexo 7 se refiere a los cálculos de este túnel y a la evaluación de esta alternativa, llevada al detalle necesario para efectos comparativos con la alternativa 6.

Las ventajas e inconvenientes de esta alternativa, son las siguientes .

Ventajas.

CONSTRUCCION.-

Por ser construido por los métodos convencionales que son bien conocidos en nuestro medio y bien dominados en general, el túnel será un trabajo más dentro de lo usual, para el que se utilizarán las mejores técnicas actuales en materia de voladuras, rezagado y ademes.

COSTO.-

Por la misma razón anterior, su costo, al hacerse el concurso para ejecutar la obra, no debe tener fuertes variaciones entre las propuestas de los contratistas experimentados y puede asegurarse que resultará razonable.

Inconvenientes.

COSTO.-

Siendo su costo comparativo de \$ 52'250,000, resulta 13% mayor que el túnel según Alternativa 6 siguiente.

PLAZO.-

El túnel construido según este procedimiento convencional con explosivos, requiere un plazo de 33 meses para su ejecución, que usa un 32% de tiempo adicional respecto al túnel perforado con topo, el cual teóricamente solo necesita 25 meses.

CONOCIMIENTOS TECNOLOGICOS.

No se aprovecha la oportunidad de que en nuestro país se inicie el dominio de la avanzada tecnología de perforación con topo.

6.6.- Alternativa 6

Esta alternativa difiere de la anterior en su procedimiento de construcción, pues en este caso no se usan explosivos y los ciclos usuales de trabajo, al utilizar una perforadora horizontal para sección circular-completa ó "topo" de 4.00 m. de diámetro para tener un túnel revestido de concreto, terminado al mismo diámetro de 3.40 m. Ø

Siendo en la roca el corte con topo muy regular, preciso y terso comparativamente con el que se produce utilizando explosivos conforme a la alternativa anterior, casi desaparecen la sobre-excavación y el sobre-concreto resultante para revestirlo.

Al ser eliminadas las sacudidas de las explosiones, se reducen los daños, agrietamientos y desprendimientos de la roca y en consecuencia se justifican menos ademe y menos anclas, como fué considerado al analizar esta alternativa en el Anexo 10.

V I S I T A S:

Durante su construcción hemos visitado dos túneles perforados con topo: el túnel Navajo en New México cerca de Farmington, U.S.A. y el Túnel Azotea en Colorado, cerca de Cromo, U.S.A.

TUNEL NAVAJO:

Este túnel se perforó a un diámetro de 20 pies con el conocido topo Betti I fabricado por Hughes, que tiene un peso de 560,000 lbs. y dispone de un empuje axial de 1'400,000 lbs., midiendo 64 pies de largo.

Con esta perforadora se obtuvo un avance medio de 37.1 pies por día de calendario y de 51.5 pies por día trabajado, en sus 9,980 pies de longitud, cortando en arenisca de 4,000 a 6,000 lbs./pulg² de resistencia a la compresión, con cortadores de disco y de rodillos dentados.

TUNEL AZOTEA:

El túnel Azotea de 67,000 pies de largo, se perforó a 13 pies de diámetro con un topo marca Robbins que pesaba 152,200 lbs y disponía de un empuje axial de 477,000 lbs., teniendo una longitud de 35 pies.

Este trabajo de perforación ocupó 40 meses, incluidos 3.5 meses de interrupción del avance para sacar el topo, repararlo y entrar después por el extremo o puesto.- Durante 4 meses al final del trabajo entró un segundo topo similar, rimando por la entrada, ya que la pizarra se había cerrado por deformación plástica, debida a la presión de un techo hasta de 1,500 pies.

Usando cortadores de disco se tuvo un avance medio de 50 pies por día de calendario para un solo topo y 139 pies por día trabajado.-

TOPOS PARA EL TUNEL DE SAN CRISTOBAL:

Para el caso particular del túnel de San Cristóbal vimos en Estados Unidos un topo Hughes de 102" Ø - - - (2.60 m) y otro mayor marca Wirth de fabricación alemana, de 9' - 9" Ø (2.97 m) que se utilizó en el túnel Nast en Colorado, U.S.A., al cual se le adaptó una cabeza de cortadores Hughes despues de iniciado el trabajo.-

El topo Hughes tiene las siguientes características

Diámetro	102"Ø	2.60 m. Ø
Longitud	34 pies	10.37 m.
Potencia de rotación en 4 motores eléctricos de 75 HP c/u	300 HP	
Empuje axial	600,000 lbs.	272,727 kg
Potencia eléctrica total a 60 ciclos, 3 fases y 480 volts.-	350 HP	
Carrera	2 pies	
capacidad de rezagado:	1,200 pies ³ /min	34m ³ /min
Sistema de dirección con gafa Lasser		
Peso estimado:	110,000 lbs.	49,895 kg

Se nos informó que tuvo un avance instantáneo de -- o.75 m/hora y de 10 m/día

El topo Wirth usado en el túnel Nast. tiene:

Diámetro	9'-9"	2.97 m.
Longitud	130 pies en 3 partes	39.62 m.
Potencia de rotación en 4 motores hidráulicos	600 HP	
Empuje axial, hasta	720,000 lbs.	327,273 kg
Carrera:	31"	0.79 m.

Tenemos información de esta máquina, de avances de 3 pies/hora con cortadores de botones y hasta de 6. --- pies/hora con cortadores de discos que fracasaron al poco tiempo trabajando en granito porfirítico.- El recorte obtenido con discos fué de mayor tamaño y más manejable.

SELECCION DEL TOPO:

Para las condiciones del túnel de San Cristóbal, perforando a 4.00 m. Ø, el topo Hughes resultó pequeño lento y falto de potencia.-

El topo Wirth resultó adecuado si se le instala una cabeza nueva para 4.00 m. de diámetro.

CARACTERISTICAS DE LA ROCA:

Para la aceptación de la máquina Wirth, fué necesario conocer las características de la roca caliza de San Cristóbal.- Se analizaron unas muestras y otras se enviaron a Hughes para pruebas directas que sirvieran para conocer los avances probables y el desgaste de los cortadores, así como el mejor tipo de estos.

De acuerdo con el análisis, la caliza tiene las siguientes características:

Resistencia a la compresión.	913 a 984 kg/cm ²
Intemperismo acelerado con cinco ciclos con sulfato de sodio.-----	Pérdida de 0.6 %
Densidad :-----	2.68
Absorción -----	1.3 %
Desgaste por abrasión con escala de medición de 1 a 10:	1.2 (muy resistente)
Degradación por impacto:	
Indice -----	7.1 %
Equivalente en prueba los Angeles.-----	43 %

De acuerdo con el análisis anterior la roca es muy resistente a la compresión y a la abrasión, durable al intemperismo, de alta densidad y compacidad, en tanto que cede al impacto. Se considera atacable con cortadores de botones o de discos, siendo estos, preferibles por consumir menos energía dado que los tamaños del material fracturado son mayores y por dar mayor avance. Sin embargo el contenido de sílice en la caliza, será causa de rápido desgaste de los cortadores de cualquier tipo.

7.- COMENTARIO FINAL.-

La selección a que se llegó en este estudio favoreció la alternativa de construcción de un túnel de 3.40 metros de diámetro con sección en portal excavado con los métodos convencionales con explosivos.- Sin embargo es de interés apuntar que bajo otras circunstancias, la mejor decisión hubiera sido perforar el túnel de San Cristóbal con una excavadora mecánica rotatoria o topo, por los ahorros en dinero y en el tiempo de duración de la obra.

Como se dijo en este trabajo, la perforación con topo es el precedente del futuro inmediato para hacer túneles en roca, conviniendo a México adquirir y dominar su uso en corto plazo.-

Deseamos en consecuencia que los resultados comparativos aquí presentados entre la excavación con explosivos y la perforación con topo, sirvan para orientar algunas próximas decisiones que permitan el progreso técnico y económico como se ha logrado en casos anteriores semejantes.

ANEXO 1

Alternativa 1

Importe de las indemnizaciones en zonas urbanas y --
rurales para dejar permanentemente, como vaso de inundacio
nes lo que en 1973 fue cubierto por el agua y para que la
carretera y la pista de aterrizaje queden en todas sus par
tes con su rasante arriba del nivel máximo de inundación.

<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PRECIO</u>	<u>IMPORTE</u>
INDEMNIZACIONES:			
<u>En zonas urbanas</u>			
Colonia Los Pinos	234,000m ²	\$ 30.00	\$7'020,000
Barrio San Ramón	125,000m ²	" 50.00	6'250,000
Zona baja de San Cristóbal	102,000m ²	" 80.00	8'160,000
<u>En zonas rurales</u>			
Terrenos agrícolas	611 Ha	\$ 4,000.00	\$2'444,000
OBRAS:			
Elevar Carretera Panamericana, otros ca- minos y pista del aeropuerto			\$2'000,000
	SUMA:		<u>\$ 25'874,000</u>

ANEXO 2

Alternativa 2

Costos de las obras que formarían un interceptor, consistente de pequeñas presas, canales y un túnel corto que dé salida independiente a parte del agua que baja hasta el fondo del Valle.

CONCEPTO	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
1.- Derivadora sobre el Río Fogótico	12,000 m ³	\$ 50.00	\$ 600,000
2.- Canal Fogótico Cuxtitali, de 1,300 m. y para 15m ³ /seg.	150,000 m ³	40.00	6'000,000
3.- Presa Cuxtitali	20,000 m ³	60.00	1'200,000
4.- Canal Cuxtitali-Chamula	850,000 m ³	30.00	25'500,000
5.- Presa Chamula	4,500 m ³	90.00	405,000
6.- Túnel de desfogue - por Zinacatán, de 1,750 m. y de 4.00 ϕ	25,000 m ³	350.00	8'750,000
7.- Tajos de entrada y de salida del túnel	10,000 m ³	25.00	250,000
8.- Canal de descarga al Río Ixtapa por Zinacatán, de 1,750m. y para 55m ³ /seg.	24,100 m ³	20.00	482,000
9.- Rectificación del Río Ixtapa	15,500 m ³	20.00	310,000
Costo de la construcción:			\$ 42'897,000
Más 25% por estudios, residencia e imprevistos			\$ 10'724,250
C O S T O			\$ 53'621,250

ANEXO 3

Alternativa 3

Costo de las obras consistentes en dos presas reguladoras en los ríos Fogótico y Amarillo, con capacidades respectivamente de 10 Mm³ y 6 Mm³.

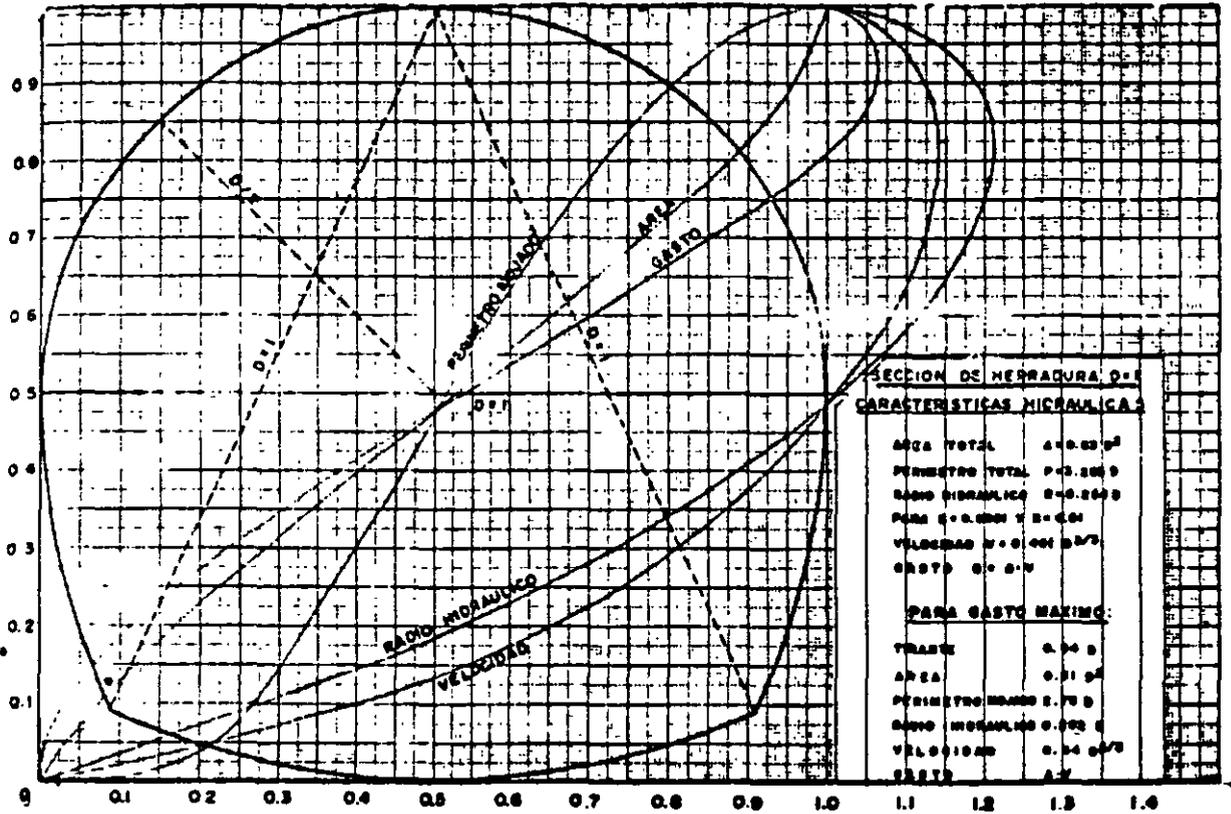
CONCEPTO, CANTIDAD Y PRECIO	I M P O R T E S	
	PARCIAL	TOTAL
Presa Arcotete en el Río Fogótico:		
De materiales graduados y corazón impermeable de arcilla:		
500,000m ³ a \$ 60.00	30'000,000	
Obras auxiliares	10'000,000	\$40'000,000
Presa Cuxtitali en el Río Amarillo:		
De materiales graduados y corazón impermeable de arcilla:		
556,000m ³ a \$ 60.00	33'360,000	
Obras auxiliares	11'640,000	\$45'000,000
	Suma	\$85'000,000
Más 15% por estudios, residencia e imprevistos		12'750,000
COSTO:		\$ 97'750,000

ANEXO 4

Alternativa 4

Cálculo de un túnel para 150 m³/seg.

El siguiente diagrama, que contiene las características hidráulicas de las secciones de túneles en herradura nos sirve para los cálculos aproximados.



Datos: Q máx. = 150m³/seg.

Túnel revestido de concreto, con n = 0.014

Velocidad fijada: 5.00m/seg. aprox.

Efectuando los cálculos con ayuda del diagrama incluido arriba, obtenemos:

Diámetro del túnel con sección herradura: 6.00 m.

Para las condiciones de gasto máximo:

d = 0.94 D.....	5.64 m
Area hidráulica: A = 0,81D ²	29.16 m ² .
Velocidad; v = 150/29.16.....	5.14 m/seg
Rado hidfáulico: R = 0.292D.....	1.752 m.

ANEXO 4

Pendiente necesaria:

$$S = \left(\frac{5.14 \times 0.014}{1.752 \frac{2}{3}} \right)^2 = \left(\frac{0.07196}{1.453} \right)^2$$
$$= 0.0495^2 = \underline{0.0025}$$

ANEXO -5

Alternativa 4.-

ESPECIFICACIONES del túnel para 150 m³/seg.

Sección de herradura con diámetro de 6.00 m.

Revestido de concreto simple.

Espesor del revestimiento de concreto:

$$e = 6.00/12 = 0.50 \text{ m.}$$

Diámetro a línea "A" o de proyecto entre la superficie interior del concreto y la excavación teórica.

$$D_A = 6.00 + (2 \times 0.50) = 7.00 \text{ m. } \phi$$

Para efectos de la sobre-excavación a que el procedimiento con uso de explosivos obliga y teniendo en cuenta las condiciones de la roca, suponemos 0.20 m. entre dicha línea "A" y la línea "B" o de pago, a la que le resulta un diámetro de:

$$D_B = 7.00 + (2 \times 0.20) = 7.40 \text{ m. } \phi$$

siendo así el área para el pago a línea "B", de:

$$0.83 \times 7.40^2 = \underline{45.45 \text{ m}^2}$$

y el área para el pago del concreto del revestimiento, de:

$$\begin{aligned} & 45.45 - (0.83 \times 6.00^2) \\ & = 45.45 - 29.88 = \underline{15.57 \text{ m}^2} \end{aligned}$$

ANEXO 6

Alternativa 4.-

PRESUPUESTO del túnel para 150 m³/seg.

El presupuesto estimado para la construcción de este túnel de 6.00mp, es el siguiente:

CONCEPTO	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
1.- Excavación en roca para los tajos de entrada y de salida.....	46,000 m ³	\$ 30.00	\$ 1'380,000
2.- Perforación del túnel - de 4,200 m. de longitud	190,890 m ³	230.00	43'904,700
3.- Ademe en 25% de la longitud del túnel.....	1,050 m. ³	3,500.00	3'675,000
4.- Revestimiento de concreto simple, con 5% de sobrecolocación en caídos y grietas, e incluyendo acero de refuerzo en los emportalamientos...	68,664 m ³ .	430.00	29'525,520.
5.- Estructura de control, entrada y salida	1	Lote	5'000,000
6.- Tratamiento con inyecciones.....	1	Lote	500,000
Costo de la construcción:			83'984,520
15% por estudios, residencia e imprevistos.....			12'597,678
C O S T O.....			\$ 96'582,198

Alternativa No.5.

CALCULO del túnel para un caudal de 60 m³/seg. con diámetro de 3.40 m.

CALCULO HIDRAULICO.-

Revestimiento de concreto con rugosidad de: $n=0.014$
Diámetro: 3.40m

Para las condiciones de gasto máximo:

Tirante	$d = 0.94D$	= 3.20 m.
Area hidráulica	$A = 0.81D^2$	= 9.36 m ² .
Velocidad	$v = 60/9.36$	= 6.41m/seg.
Radio hidráulico	$R = 0.292D$	= 0.9928 m.

Pendiente necesaria:

$$s = \left(\frac{6.41 \times 0.014}{0.9928^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.08974}{0.9983} \right)^2 =$$

$$= 0.089893^2 \qquad s = 0.008$$

SECCION DEL TUNEL.-

Este túnel se considera excavado con explosivos en la forma convencional. Requiere refestimiento de concreto simple con un espesor aproximado de

$$3.40 \text{ m} / 12 = 0.286 \text{ m.},$$

que consideraremos de 0.30 m.

El diámetro a línea de excavación teórica o línea "A" resulta de: $3.40 + 0.60 = 4.00 \text{ m.}$

y concediendo 0.20 m. de línea "A" a línea "B" o límite de la sección para pago de la excavación para incluirlo sobre-excavado inevitable y normalmente por causa del procedimiento de construcción, el diámetro de la sección pagada para la excavación es de

$$4.00 + 0.40 = 4.40 \text{ m. } \emptyset$$

Esta sección en la práctica se haría en portal - para facilitar los movimientos del equipo.

el área de excavación pagada es de

$$2.2^2 \times \frac{\pi}{2} + 2.2 \times 4.4 = 7.60 + 9.68 = 17.28 \text{ m}^2.$$

Para el revestimiento de concreto el área es de:

$$17.28 - \left(1.7^2 \times \frac{\pi}{2} + 1.7 \times 3.4 + 4.4 \times 0.2 \right) =$$

$$17.28 - (4.54 + 5.78 + 0.88) = 17.28 - 11.20 = 6.08 \text{ m}^2.$$

Inspección del sitio de la obra.-

Durante 3 días se recorrió por tierra, agua y aire la parte inundada, la zona de los sumideros de Santa-Rosa en el S-SW del Valle y la probable zona del túnel de desagüe. Se recabó durante esta visita, información relativa a las cotas y tiempos de la inundación, zonas urbanas afectadas y los valores en las zonas urbanas y rurales dañadas.

GEOLOGIA.-

La parte por donde topográficamente conviene hacer el túnel de desagüe, es una formación en roca carstica de dureza 3 y alta resistencia a la compresión.

A la vista de los planos aerofotograficos en los que se aprecian claramente las dolinas de la formación, abundantes en la parte del parte-aguas y hacia afuera de la Cuenca, además de los sumideros que funcionan como desfuegos y otros cercanos todavía en el interior, se ve la conveniencia de ubicar el trazo del túnel con la entrada alejada de los sumideros principales para eludir grandes cavernas. A lo largo del trazo que se haga, será deseable eludir también las cavernas, pero en realidad esto resultará muy incierto, a menos que se tenga abundante exploración.

ESPECIFICACIONES GENERALES

Se fijan como especificaciones para el túnel las siguientes:-

Descripción.- La obra incluye la excavación y el revestimiento de concreto para el túnel.

El túnel tendrá para el caso de perforación con explosivos, sección de portal con diámetro a sección terminada de 3.40 m.

Si la perforación es con topo, sin explosivos, tendrá sección circular de 3.40 m. de diámetro al interior del revestimiento.

La longitud considerada del túnel es de 4,200 m.

Ubicación.- El túnel se ubicará por el rumbo S-SW del Valle y a poco más de 2 km. de la ciudad de San Cristóbal de las Casas en cuanto a su boca de entrada próxima a los sumideros.

Localización.- El trazo del túnel será recto buscando la proximidad de su entrada a los sumideros de Santa Rosa y se procurará eludir las zonas de dolinas ó cavernas, saliendo del Valle con la menor longitud posible de acuerdo también con la topografía.

Dependencia.- La obra estará a cargo de la Dirección de Grande Irrigación y Control de Ríos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Contratación.- Por concurso internacional.

Fecha del concurso.- Durante el primer bimestre de 1974.

Plazo para la ejecución.- Treinta y tres meses máximo.

Forma de pago.- Los pagos derivados de estimaciones mensuales tendrán retardo hasta de 6 meses por efectos de los trámites y sobre ellos se harán las retenciones acostumbradas.

Trabajos de La Dirección de Grande Irrigación y Control de
otros.- Ríos por conducto de otros contratistas, ejecu-
tará previa ó simultaneamente a la construc-
ción del túnel, según sea procedente, los si-
guientes trabajos:

1).- El camino de acceso a los tajos de entra-
da y de salida del túnel y a las zonas de los-
dos portales.

2).- Las líneas de alimentación a alto voltaje
para la energía eléctrica, hasta la proximidad
conveniente de los portales de entrada y sali-
da.

3).- La alimentación de agua limpia para usos
de la construcción, llevada hasta las zonas de
los dos portales, en tubería de 3" Ø y con sus
instalaciones de bombeo listas para ser opera-
das con energía eléctrica.

4).- La excavación completa de los tajos de en-
trada y de salida, llevada hasta los límites y
frentes que se consideren buenos para emporta-
lar.

5).- La estructura de concreto para el control
de entrada, con compuertas, malacates, caseta,
etc.

Los precios Previsión social, Seguros de equipos y perso-
unitarios nas, campamentos, talleres, almacenes, impues-
incluirán.- tos, regalías de bancos de materiales, etc.

Consumo de Será con cargo al Contratista, pero quedando a
agua.- cargo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos
los cargos por las instalaciones, sin su opera-
ción y consumos.

Consumo - Los consumos de electricidad serán por cuenta-
eléctrico.- del Contratista, sin cargo para éste por las
líneas de alimentación a alto voltaje, que pa-
gará la Secretaría de Recursos Hidráulicos. --
Las sub-estaciones reductoras de voltaje, se -
rán por cuenta del Contratista.

ANEXO 8

Frentes de trabajo.- El Contratista podrá llevar el ataque de la perforación del túnel por uno solo ó por los dos frentes simultáneamente.

Rezagado.- El producto de la rezaga será colocado en bancos de desperdicio donde señale la Secretaría de Recursos Hidráulicos, que tengan forma regular y que no disten mas de 300 m. de los portales del túnel a su centro de gravedad.

Alternativa 5

A continuación se mencionan las cantidades de obra que se calcularon para este caso.-

CANTIDADES DE OBRA

<u>C O N C E P T O:</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD:</u>
Excavación	M3	72,576
Marcos metálicos	Kg.	675,000
Anclas	Kg.	5,500
Concreto en revestimiento	M3	25,536
Fierro de Refuerzo	Kg.	50,000
Perforaciones para Inyección	M	6,000
Inyección	M3	100
Concreto en Transiciones	M3	1,000
Excavación adicional en libraderos	M3	4,956
Concreto Adicional en Libraderos	M3	4,956
Sobre-excavación	M3	5,796
Sobre-concreto	M3	5,796

Estas cantidades de obra pueden tomarse como base para el concurso.

ANEXO 9

Alternativa No. 5.-

COTIZACIONES de materiales y de trabajos de los Sub-
contratistas.-

DESCRIPCION	UNIDAD	PRECIO U.
Marcos metálicos	Kg.	\$ 11.50
Madera	F.B.M.	\$ 1.80
Anclas	Kg.	\$ 15.00
Cemento en obra	Ton.	\$ 400.00
Fierro de refuerzo	Kg.	\$ 2.50
Tuberías 6"Ø Céd. 40	M.	\$ 219.00
4"Ø " "	M.	122.25
2"Ø " "	M.	60.00
1"Ø " "	M.	38.00
Tubo ventilación 22"	M.	90.00
" " 36"	M.	140.00
Conductores eléctricos 00	100M.	3,872.65
0	100M.	3,172.65
1	100M.	2,544.62
2	100M.	2,003.62
Riel de 60 Lb/yd	Ton.	4,250.00
Energía eléctrica (Ver cálculo)	Kw H	0.22
Aditivo para concreto	Lt.	20.00
Explosivos	Kg.	7.95
Acero de barrenación	Kg.	67.75
Puzolana	Kg.	0.40
Compuesto para curado del con-		
creto	Lt.	4.50
Aceite diesel	Lt.	0.50
Alambre amarillo, recocido Cal 18	Kg.	3.50
Soldadura común	Kg.	7.00

ANEXO 9

ENERGIA ELECTRICA.- Cálculo del costo:

Consumos en dos frentes simultáneos.-

2	Rezagadoras	330 H.P.
4	Ventiladores	120 H.P.
4	Compresores	700 H.P.
	Talleres	30 H.P.
	Bombeo de agua	20 H.P.
	Soldadoras, oficinas, etc.	100 H.p.
2	Locomotoras (equivalente de las baterías)	180 H.P.
2	Volteadores de carros	50 H.P.
	TOTAL	<u>1,530 H.P.</u>

$$1.530 \text{ H.P.} \times 0.736 = 1,126 \text{ KW}$$

$$\text{A } 60\% \text{ de factor de carga: } 1,126 \times 0.6 = 676 \text{ KW}$$

$$\text{Consumo por día: } 676 \times 24 = 16,224 \text{ KW.H.}$$

$$\text{Consumo por mes: } 16,224 \times 25 = 405,600 \text{ KW.H.}$$

Demanda contratada, base de facturación = 600 KW.

Cargos fijos: \$ 11.00 por c/u de los primeros 50 KW.
de la base de facturación, más
\$ 15.00 por c/u de los 550 KW excedentes de la misma base de facturación.

$$\begin{aligned} \text{Cargos fijos} &= 11.00 \times 50 + 15.00 \times 550 \\ &= 550.00 + 8,250.00 = \$ 8,800.00 \end{aligned}$$

ANEXO 9

Por consumo mensual en los dos frentes:

Por los primeros 54,000 KW.H.

90 x 600 x \$ 0.25 = \$ 13,500.00

Por los siguientes 108,000 KW.H.

180 x 600 x \$ 0.20 = \$ 21,600.00

Por el excedente

243,600 x \$ 0.15 = \$ 36,540.00 \$ 71,640.00

SUMA \$ 80,440.00

Más 10% por impuesto Federal \$ 8,044.00

T O T A L \$ 88,484.00

Costo medio = $\frac{\$ 88,484}{405,600}$ = \$ 0.218/KW.H

Supondremos. \$ 0.22/- KW.H.

ANEXO 9

Alternativa No. 5.-

TABULADOR DE SALARIOS.-

El personal obrero trabajará 6 días a la semana y estarán establecidos 3 turnos por día.

CATEGORIAS	Cuota por Hora.	Presta ciones 33%	IMSS 12%	Info navit 5%	Costo por Hora no	Costo por tur 8 h.
Sobrestantes 1a.	12.50	4.13	1.50	0.63	18.76	150.08
Electricista 1a, Mecánico, Operadores de Motocom formadora, pala- draga, grúa, trac tor, cargador, - frontal, solda- dor, y tornero.	10.00	3.30	1.20	0.50	15.00	120.00
Operadores de que bradoras, motores, planchas, rezagado ras, camiones de volteo grandes, - perforadoras so- bre orugas, y com presoras.	8.00	2.64	0.96	0.40	12.00	96.00
Cabos, albañiles 1a, carpinteros, mecánicos de man tenimiento, ope- rador de resolvera perforista, pobladores, y tuberos	7.50	2.84	0.90	0.38	11.26	90.00

Albañiles 2a, ba- rretero, aguzador, bodeguero, cadene ro, cargador, ayu dantes de carpin- tero, de compre-

ANEXO 9

isionista, de <u>me</u> cánico, de ope- rador, checador, chofer pick-up, despachador, en grasador, herra mientero, mache tero, reportero, velador, etc.	6.00	1.98	0.72	0.30	9.00	72.00
Peones	4.00	1.32	0.48	0.20	6.00	48.00

Como se computarán los rendimientos por turnos, el costo se incrementa como sigue por "prestaciones"

Por 7° día	52 días
Vacaciones	7 "
Aguinaldo	15 "
Indemnización al ter- minar la obra según - costumbre establecida en Chiapas	15 "
Días festivos	8 "

Factor para las prestaciones:

Días pagados al año: $365 + 15 + 15 = 395$

Días trabajados al año: $365 - 7 - 52 - 8 = 298$

FACTOR = $\frac{395}{298} = \underline{1.33}$

METODOS DE EXCAVACION:

Excavación con explosivos usando el método convencional por ciclos, formados por operaciones y tiempos sucesivos de barrenación, carga, volcadura, ventilación, rezagados y amacice. En este caso se puede utilizar barrenación especial de contorno que cargada ligeramente y detonada antes que los barrenos de la plantilla adoptada para toda el área de la frente, sirva como limitadora de los efectos dañinos hacia fuera del contorno y para un recorte ajustado a lo deseado.

Siendo de 4.00 m el diámetro mínimo deseado de la excavación, se supone un avance efectivo por voladura ó por ciclo de 3.m., con longitud de barrenos de 3.40m., cuando sea rocasana ó algo fracturada y de solo 2.00m., con barrenos de 2.40 m. de longitud en zonas de dolinas ó rocas muy fracturadas.

SELECCION DEL EQUIPO:

- 2 - Carros-portadores con 4 perforadoras neumáticas cada una.
- 2 - Rezagadoras neumáticas de vía, con motor eléctrico ó neumáticos.
Vías con riel de 60 Lbs/yd y durmientes de madera.
- 6 - Locomotoras eléctricas de 12 ton. c/baterías
- 2 - Cargadores de baterías para las locomotoras.
- 4 - Ventiladores de 20,000 pies 3/ minuto.
- 2 - Volteadores de carros
- 4 - Compresores de 1,200 pies 3/minuto.
Tubería de ventilación de 91 cm. Ø (36"Ø)
- 14- Carros para vía, para rezagas.
- 1 - Camión con andamio para colocar ademe, anclas, ventilación, alumbrado y tuberías.

ALTERNATIVAS (5)
PROGRESO ESTIMADO Y DIAGRAMA DE BARRAS:

TIPO DE ROCA CALIZA	SANA	FRACTURADA	DOLINAS
A D E M E	NINGUNO	ANCLAS	MARC. MET.
AVANCE POR CICLO	3.00 m.	3.00 m.	2.00 m

VOLUMENES DE EXCAVACION:

Pagado	17.28 m ³ /m.
No pagado	<u>1.38 m³/m.</u>
T o t a l:	18.66 m ³ /m.

VOLUMENES EXCAVADOS POR--
CICLO:

De banco	55.98	55.98	37.32
De la rezaga	83.79	83.79	55.98
No. de vagonetas cargadas	9	9	6

B A R R E N A C I O N:

No. de barrenos	24	36	44
Mts. de barrenación	79.2	118.8	101.2
No. de perforadoras	4	4	4
Mts. por perforadora	19.8	29.7	25.3
Velocidad de barrenación m/hr.	12.5	12.5	12.5
Tiempo de barrenación hr	1.584	2.376	2.024
Barrenos por perforadora	6	9	11

TIEMPOS DEL CICLO

Mover y colocar jumbo	Minutos	15	15	15
Colocar marcos ademe	"	0	150	200
Barrenación	"	96	143	122
Carga de la barrenación	"	80	80	60
Retirar jumbo	"	15	15	15
Voladura y ventilación	"	25	25	20
Colocar rezagadora	"	15	15	15
Rezagar	"	150	150	100
Limpiar y amacizar	"	20	20	40
Demoras y diversos	"	30	30	30

DURACION DEL CICLO	Minutos	446	643	617
	Horas	7.43	10.72	10.28

Ciclos en 21 hr efectivas/día	2.83	1.72	2.04
Metros de avande de túnel/día	8.49m	5.88 m	4.08
Metros cúbicos pagados/día	146.71m ³	101.16m ³	70.50

TIEMPO TOTAL DE PERFORACION DEL TUNEL

En caliza sana:	$3,200 \text{ m} / (8.49 \times 2) =$	189 días
En caliza fracturada	$700 \text{ m} / (5.88 \times 2) =$	60 "
En dolinas:	$300 \text{ m} / (4.08 \times 2) =$	37 "
	SUMA:-	286 días
	25%/imprevistos:-	71 días
TIEMPO ESTIMADO:		357 días ha

$357/298 = 1.2 \text{ años} = 14.3 \text{ meses.}$

TIEMPO PARA COLOCACION DEL REVESTIMIENTO DE CONCRETO:

CASO 1 CON EXPLOSIVOS:

C O N C E P T O:	UTILIZADOS:	DIAS	
		SUMA:	ACUMULADOS:
Quitar tuberfa ventilación.	17		
Organizar este trabajo:	2	19	19
Ajustar marcos y acuñar	25		
Organizar este trabajo:	1	26	45
Peinar excavación pasando el escantillón:	20	20	65
Limpieza de la plantilla con los rellenos compactados que se necesiten:-	5	5	70
Colar concreto plant. 6 Invert.	45		
Organizar este trabajo:	5	50	120
Colar concreto bóveda - Organización, pruebas y ajustes:	100		
	25	125	245
Perforaciones e inyecciones	84		
Organizar y probar equipos:	6	90	335
Limpia final:-	17	<u>17</u>	352
TOTALES EN DIAS:-----		352	
EN MESES:-----		14.04	

OBRAS EXTERIORES:

La mayor parte de las obras exteriores para el túnel de San Cristóbal de las Casas, será ejecutado -- por contratistas diferentes al Contratista del túnel, -- pues ellos harán previamente:-

- a).- Caminos de acceso
- b).- Línea eléctrica de alimentación a alto voltaje
- c).- Líneas de alimentación de agua.
- d).- Tajos de entrada y salida.

El costo en general de las demás instalaciones adicionales, se incluyen adelante en el costo del túnel, abarcando entre otros:-

- a).- Instalación de aire comprimido.
- b).- Instalaciones de agua a partir de un depósito.
- c).- Sub-estación eléctrica para bajar el voltaje.
- d).- Vías para llegar a los tiraderos.
- e).- Alumbrado exterior.

COSTO DEL PERSONAL DE EXCAVACION:

El costo del personal de excavación se formará por las cuadrillas necesarias, indicando su personal y sus salarios, por todo el tiempo que se requieran.

Parte de este personal será el que corresponda al manejo y colocación del ademe con marcos metálicos u otros soportes y a su corrección y acuñado posteriores, quedando el resto con cargo a excavación, como sigue:-

PERSONAL PARA 3 TURNOS EN 1 FRENTE:

C A T E G O R I A:	NUM. DE HOMBRES P/TURNO	NUM. DE HOMBRES P/DIA	COSTO POR TURNO	COSTO POR DIA
Sobrestante	1	3	150.00	450.00
Cabo operación jumbo	1	3	96.00	288.00
Operadores pistolas	4	12	90.00	1,080.00
Ayudantes jumbo	2	6	48.00	288.00
Operador locomotora	1	3	90.00	270.00
Garrotero	1	3	72.00	216.00
Operador compresores	1	3	96.00	288.00
Mecánico mantenimiento	1	3	90.00	270.00
Jefe de mantenimiento		1	120.00	120.00
Electricistas		2	96.00	192.00
Operador rezagadora	1	3	96.00	288.00
Ayudante rezagadora	1	3	72.00	216.00
Poblador		2	90.00	180.00
Topógrafo		1	120.00	120.00
Peones	3	9	48.00	432.00
Afiladores de brocas		1	90.00	90.00
Soldadores	1	3	120.00	360.00

ANEXO 9

MARCOS Y TUBERIAS

Cabo de maniobras	1	3	96.00	288.00
Tubero	1	3	96.00	288.00
Peones	6	12	48.00	576.00
Herramentero	1	3	72.00	216.00
Polvorin	1	<u>3</u>	<u>72.00</u>	<u>216.00</u>

85 \$ 6,732.00

Promedio por hombre/día $\frac{6,732.00}{85}$ = \$ 79.20

CUADRILLA DE FIN DE SEMANA, PARA MANTENIMIENTO:

(1 frente) CATEGORIA:	NUM:	CUOTA DOMINICAL	IMPORTE:
Mecánicos	2	180.00	360.00
Soldadores	2	240.00	480.00
Ayudantes	4	96.00	384.00
Tubero	1	144.00	144.00
Ayudantes	2	96.00	192.00
Electricistas	1	192.00	192.00
Ayudantes	<u>2</u>	<u>96.00</u>	<u>192.00</u>
	14		\$ 1,944.00

Promedio por hombre/día: $\frac{1,944}{14}$ = \$ 138.86

C O S T O:

45,600 estopines a \$ 7.20:	\$	328,320.00
67,060 kg. dinamita 60 % a \$ 7.95	"	533,207.00
12,000 fulminantes No. 6 a \$ 0.38	"	4,560.00
21,500 m. a \$ 0.64	"	<u>13,760.00</u>
	\$	879,847.00
Costo por m3.	$\frac{879.847}{72,576} =$	\$ 12.12/m3
Costo por m.	$\frac{879.847}{4,200} =$	" 209.49/m. de túnel

B) ACERO PARA BARRENACION Y BROCAS:

Longitud de túnel en calizas sanas o fracturadas:	3,900 m.
Avance p/ ciclos	3,0 m.
No. de ciclos: 3900/3	1,300
Longitud de c/barreno	3.30 m.
No. de barrenos en la frente	30 barrenos
Longitud de los barrenos:	
30 x 3.30 x 1,300	= 128,700 m.
Longitud de túnel en dolinas	300 m.
Avance por ciclo	2.0 m.
No. de ciclos: 300/2	150 ciclos
Longitud de c/barreno	2.30 m.
No. de barrenos en la frente	44 barrenos
Longitud total de los barrenos:	
44 x 2.30 x 150	= 15,180 m.
Longitud total barrenada:	= 143,880 m.

ANEXO 9

D) INSTALACIONES ELECTRICAS:

2 Sub-estaciones	\$	265,000.00
Líneas interiores para energía	"	566,000.00
Líneas p/iluminación c/sockets	"	<u>30,500.00</u>
S U M A:		\$ 861,500.00

Por m3: \$ 861,500.00/72,576 = \$ 11.87/m3 excavado

E) COMBUSTIBLES, LUBRICANTES Y REFACCIONES:

2 FRENTES		3 CICLOS / DIA			
E Q U I P O:	LUBR. COMB.	REFAC.	COSTO P/H	HRS. TRAB.	COSTO P/DIA
2 rezagadoras	4.00	20.00	24.00	9	432.00
2 camiones jumbo	6.00	10.00	22.00	12.5	550.00
2 jumbos barrenación	10.00	5.00	15.00	12.5	375.00
8 perforadoras	1.50	3.00	4.50	12.5	450.00
2 locomotoras	2.00	6.00	8.00	9	144.00
14 vagonetas	1.00	3.00	4.00	9	504.00
4 ventiladores		20.00	20.00	24	1,920.00
2 bombas	6.00	10.00	16.00	15	480.00
2 compresores	10.00	40.00	50.00	12.5	1,250.00
2 volteadores carros	5.00	18.00	23.00	9	414.00
Soldadores y varios					800.00
Eq. colocación ademe	6.00	10.00	22.00	9	<u>198.00</u>
					\$ 7,517.00

NOTA:- Estas cantidades de equipo son las que se consideraran en operación.

Duración en días promedio: 308. días
 Importe: \$ 7,517.00 x 308 = \$ 2,315,236.00

Costo por m3: $\frac{\$ 2,315,236}{72,576} = \$ 31.90/\text{m3 excavado}$

ANEXO 9

F) BALASTO DE VIA:

Longitud de vía dentro del túnel	4,200 m.
Longitud de vía exterior al túnel	<u>400 m.</u>
Longitud total de vía:	4,600 m.

Balastado usando material de rezaga:

Selección y carga	\$ 8.00/m ³
Acarreo y colocación	" 6.00/"
Nivelación y alineación	" 3.50/"
	<u>\$ 17.50/m³</u>

Volúmen de balasto por km. de vía: 300 m³
Volúmen total: 4.6 x 300 = 1,380 m³
Costo: 1,380 x 17.50 = \$ 24,150.00
Costo por m³:

\$ 24,150.00 = \$ 0.33/m³ excavado
72,576

G) SUMINISTROS PARA OBREROS:

Cascos, botas y ropa a \$ 2.00/obrero día	\$ 340.00
Servicio de baños y varios a \$ 1.00/obrero día	170.00
Transporte de personal a \$ 3.00/obrero día	<u>510.00</u>
S U M A/día	\$ 1,020.00

Costo total: \$ 1,020.00 x 308 = \$ 314,160.00

Costo por m³: \$ 314,160.00 = \$ 4.32/m³ excavado
72,576

RESUMEN DE LOS SUMINISTROS:

a).- Explosivos y artificios	\$ 12.12/m ³
b).- Acero de barrenación y brocas	" 3.98/"
c).- Energía eléctrica	" 19.44/"
d).- Instalaciones eléctricas	" 11.87/"
e).- Combustibles y lubricantes	" 31.90/"
f).- Balasto de vía	" 0.33/"
g).- Suministros para la Mano de Obra	" 4.32/"
TOTAL:-	<u>\$ 83.96/m³ ex</u> cavado

ANEXO 9

ESTIMACION DEL COSTO DEL CONCRETO:

Esta actividad se supone ejecutada por un sub-contratista, a razón de \$ 350.00/m³, incluyendo todos los cargos, excepto el costo del cemento.- Por lo tanto el precio del sub-contrato se considera como costo directo del contratista principal.

El costo para la obra, resulta:

Volúmen de concreto: 25,536 m³

Costo sin cemento:

25,536 x 350.00 = \$ 8'937,600.00

Alternativa 5

ESTIMACION DEL COSTO DIRECTO DE OTROS CONCEPTOS.-

1.- Marcos metálicos para ademe.-

Mano de obra (de anexo 7-6)	\$ 1.00/Kg.
Materiales permanentes (acero)	<u>11.55/Kg.</u>
TOTAL	\$ 12.55/Kg.

2.- Madera para ademe.-

Se considera que la madera pagada será la localizada hasta 10 cm. afuera del patín exterior de los marcos metálicos y que es la mitad de la madera colocada.

Mano de obra (por pré-tablón)	\$ 1.00/FBM
Madera pagada	\$ 1.80/FBM
Madera no pagada	<u>\$ 1.80/FBM</u>
SUMA	\$ 4.60/FBM

3.- Anclas.-

Se colocarán anclas en 1,000 m. de túnel y en cada sección transversal, equidistantes 5.00m. se pondrán radialmente en la bóveda de 3 anclas, de donde resultan 603 anclas.

Estas anclas serán de acero 3010 de 3/4"φ y de 4.50 m. de longitud efectiva, roscadas por ambos extremos: el superior para unirse a un expansor adecuado a las condiciones de la roca y el inferior para las tuercas con las que se le dará la tensión.

Dos hombres con equipo adecuado, en cada uno de los tres turnos diarios, harán las perforaciones y colocarán las anclas en 108 días hábiles. La longitud total de anclas se considera de 2,460 m.

Su costo es:

Por mano de obra:

$$\frac{108 \times 6 \times \$ 79.20}{3,000} = \$ 17.11/m.$$

Por equipo:

2 Perforadoras con 12 Hr./día, durante 108 días.

$$2 \times 12 \times 108 = 2,592 \text{ Hr.}$$

2,592 Hr. a \$ 4.50	\$	11,664.00
Acero a \$ 2.00/m.	"	6,000.00
Brocas a \$ 5.00/m.	"	15,000.00
SUMA.	\$	<u>32,664.00</u>

$$\$ 32,664.00 / 3,000 \qquad \qquad \qquad \$ 10.89/m.$$

Por materiales

Barra, roscados, expansor,
placa y tuercas.

	\$	<u>44.15/m.</u>
Por metro de ancla:	\$	72.15/m.

4.- Perforación de exploración

Es conveniente llevar una perforación en la frente, hasta unos 6 m. adelante, para prevenir la presencia de cavernas, gas, materiales sueltos ó cambios de materia - les.

Para este trabajo se requiere tiempo adicional y para un rendimiento en la perforación de 12.0 m/Hr., siendo el costo de la cuadrilla de \$ 6,732.00/día de 3 turnos; su costo horario es:

$$\frac{\$ 6,732.00}{24} = \$ 280.50/Hr.$$

Mano de obra:	\$ 280.50/12m.	\$ 23.38/m.
Suministros:	(del punto 3)	" 10.89/m.
Costo por metro de túnel		<u>\$ 34.27/m.</u>

5.- Cemento para concreto e inyecciones de baja presión

Intervienen 300 Kg/m³ en el concreto para el revestimiento del túnel.

El consumo de cemento es de 100 Kg. por metro de túnel, para las inyecciones de baja presión.

El costo de cemento en obra es de \$ 400.00/ton.

ANEXO 9

Volúmen de Concreto:

En revestimiento	25,536 m ³
En transiciones	1,000 m ³
Adicional en libraderos	4,956 m ³
Sobre-concreto	<u>5,796 m³</u>
SUMA:	37,288 m ³

Cemento en los concretos:

$$37,288 \times 0.3 = 11,186.4 \text{ ton.}$$

Cemento en inyecciones:

$$4,200 \times 0.1 = \underline{420.0 \text{ ton.}}$$

$$\text{SUMA} = 11,606.4 \text{ ton.}$$

Costo del cemento:

$$11,606.4 \times 400 = \$ 4,642,560.00$$

6.- Perforación e Inyección

Se consideran precios para sub-contrato

Perforación hasta 5.00 m. de profundidad en diámetro EX \$ 50.00/m.

Inyección de lechada ó mortero a presión hasta de 5 atmósferas. " 400.00/m³

Alternativa 5

3 locomotoras de 12 ton.
Costo c/u. \$ 165,000.00
Fletes c/u. \$ 20,000.00
SUMA \$ 185,000.00
Menos valor rescate \$ 105,000.00
Cargo a la obra c/u. \$ 80,000.00X 3 \$ 240,000.00

2 compresores de 1,200 PC/M.-
Costo c/u. \$ 1'000,000.00
Fletes \$ 20,000.00
Instalación \$ 20,000.00
SUMA \$ 1'040,000.00
Menos valor rescate \$ 640,000.00
Cargo a la obra \$ 400,000.00X 2 \$ 800,000.00

2 cargadores de baterías.-
Costo de c/u. \$ 60,000.00
Fletes \$ 10,000.00
instalación \$ 10,000.00
SUMA \$ 80,000.00
Menos valor rescate \$ 45,000.00
Cargo a la obra c/u. \$ 35,000.00X 2 \$ 70,000.00

4 ventiladores de 20,000 PC/M.
Costo de c/u. \$ 60,000.00
Fletes \$ 5,000.00
instalación \$ 5,000.00
SUMA \$ 70,000.00
Menos valor rescate \$ 45,000.00
Cargo a la obra c/u. \$ 25,000.00X 4 \$ 100,000.00

2 volteadores de carros.-
Costo de c/u. \$ 25,000.00
Fletes \$ 10,000.00
instalación \$ 5,000.00
SUMA \$ 40,000.00
Menos valor rescate c/u. \$ 15,000.00
Cargo a la obra c/u. \$ 25,000.00X 2 \$ 50,000.00

ANEXO 9

Alternativa 5

Tubería de ventilación de 91 cm. ϕ (36" ϕ). - 4,200 m.

Costo del material	\$ 546,000.00	
Fletes	\$ 15,000.00	
Instalación	\$ 20,000.00	
	<u>\$ 581,000.00</u>	
SUMA	\$ 581,000.00	
Menos valor rescate	\$ 231,000.00	
Cargo a la obra	\$ 350,000.00	\$ 350,000.00

14 vagonetas de vía para rezagar:-

Costo de c/u.	\$ 100,000.00	
Fletes	\$ 20,000.00	
	<u>\$ 120,000.00</u>	
SUMA	\$ 120,000.00	
Menos valor rescate	\$ 70,000.00	
Cargo a la obra c/u.	\$ 50,000.00 X 14	\$ 700,000.00

1 carro para colocar marcos, anclas, ventilación, tuberías, etc.

Costo	\$ 80,000.00	
Fletes	\$ 10,000.00	
Arreglo andamio	\$ 10,000.00	
	<u>\$ 100,000.00</u>	
SUMA	\$ 100,000.00	
Menos valor rescate	\$ 50,000.00	
Cargo a la obra	\$ 50,000.00	\$ 50,000.00

Tubería para agua, de 2" ϕ , 4,200 m.

Costo del lote	\$ 168,000.00	
Fletes	\$ 15,000.00	
Instalación	\$ 5,000.00	
	<u>\$ 188,000.00</u>	
SUMA	\$ 188,000.00	
Menos valor rescate	\$ 88,000.00	
Cargo a la obra	\$ 100,000.00	\$ 100,000.00

Tubería de 6" ϕ para aire comprimido; 4.200.

Costo del lote	\$ 378,000.00	
Fletes	\$ 25,000.00	
Instalación	\$ 10,000.00	
	<u>\$ 413,000.00</u>	
SUMA	\$ 413,000.00	
Menos valor rescate	\$ 163,000.00	
Cargo a la obra	\$ 250,000.00	\$ 250,000.00

ANEXO 9

Alternativa 5

2 bombas neumáticas de pistones para inyecciones.-

Costo de c/u.	\$	100,000.00	
Fletes	\$	10,000.00	
	SUMA	\$	110,000.00
Menos valor rescate	\$	50,000.00	
Cargo a la obra c/u.	\$	60,000.00X 2	\$ 120,000.00

2 explosores y accesorios.

Costo de c/u.	\$	30,000.00	
Fletes	\$	5,000.00	
	SUMA	\$	35,000.00
Menos valor rescate	\$	10,000.00	
Cargo a la obra c/u.	\$	25,000.00X 2	\$ 50,000.00

2 cambios California.-

Costo de c/u.	\$	150,000.00	
Fletes	\$	25,000.00	
Instalación	\$	10,000.00	
	SUMA	\$	185,000.00
Menos valor rescate	\$	65,000.00	
Cargo a la obra c/u.	\$	120,000.00X 2	\$ 240,000.00

Soldadoras y equipo de taller.-

Costo del lote	\$	200,000.00	
Fletes	\$	30,000.00	
Instalaciones	\$	20,000.00	
	SUMA	\$	250,000.00
Menos valor rescate	\$	150,000.00	
Cargo a la obra	\$	100,000.00	\$ 100,000.00
Equipos varios (Teléfonos mineros, etc)			
Costo del lote	\$	100,000.00	
Fletes	\$	5,000.00	
	SUMA	\$	105,000.00
Menos valor rescate	\$	45,000.00	
Cargo a la obra	\$	60,000.00	\$ 60,000.00

COSTO DE LA PLANTA Y EQUIPO \$5'878,000.00

NOTA: Las instalaciones cuestan \$ 285,000.00 y están incluidas.

ANEXO 9.

Alternativa 5

RESUMEN DE COSTOS DIRECTOS, SIN EQUIPO.-

1.- EXCAVAR	72,576 m ³		
Mano de obra a	\$ 63.03	\$ 4'574,465.28	
Suministros a	\$ 83.96	\$ 6'093,480.96	
SUMAS			
	\$ 146.99		\$ 10'667,946.24
2.- MARCOS.-	675,000 Kg.		
Mano de obra a	\$ 1.00	\$ 675,000.00	
Suministros a	\$ 11.15	\$ 7'796,250.00	
SUMAS	\$ 12.15		\$ 8'471,250.00
3.- MADERA	50,000 FBM (pies-tablón)		
Mano de obra a	\$ 1.00	\$ 50,000.00	
Suministros a	\$ 1.80	\$ 90,000.00	
Mats. permanentes a	\$ 1.80	\$ 90,000.00	
SUMAS	\$ 4.60		\$ 230,000.00
4.- ANCLAS.-	2,460 m.		
Mano de obra a	\$ 17.11	\$ 42,090.60	
Suministros a	\$ 10.89	\$ 26,789.40	
Mats. permanentes a	\$ 44.15	\$ 108,609.00	
SUMAS	\$ 72.15		\$ 177,489.00
5.- BARRENO EXPLORATORIO.-	4,200m.		
Mano de obra	\$ 23.38	\$ 98,196.00	
Suministros a	\$ 10.89	\$ 45,738.00	
SUMAS	\$ 34.27		\$ 143,934.00
TOTAL EXCAVACION			\$ 19'690,619.24
6.- CONCRETO REVESTIMIENTO.-	25,536m ³		
Sub-contrato a	\$ 350.00	\$ 8'937,600.00	
7.- CEMENTO. -	11,606.4 ton.		
Suministro a	\$ 400.00	\$ 4'642,560.00	
8.- PERFORACION PARA INYECCION.-	6,000m.		
Sub-contrato a	\$ 50.00	\$ 300,000.00	
INYECCION.-	100 m ³		
Sub-contrato a	\$ 400.00	\$ 40,000.00	
IMPORTE TOTAL			\$ 33'610,779.24

ANEXO 9

Alternativa 5

COSTOS INDIRECTOS EN OBRA

CONCEPTO	DURACION MESES	COSTO MENSUAL	IMPORTE
SUELDOS.-'			
1 Superintendente Gral.	33	30,000	\$ 990,000
1 Superintendente Aux.	30	15,000	450,000
1 Ingeniero Residente	33	20,000	660,000
1 Residente Auxiliar	33	10,000	330,000
1 Jefe Administrativo	33	9,000	297,000
1 Cajero Pagador	30	6,000	180,000
1 Contador	30	4,000	120,000
1 Encargado de Compras	26	5,000	130,000
3 Tomadores de Tiempo	30	3,000	270,000
4 Secretarias	30	3,000	360,000
	Suma		<u>\$3'787,000</u>
Mas 35% por prestaciones			<u>\$1'325,450</u>
IMPORTAN LOS SUELDOS DE INDIRECTOS			<u>\$5'112,450</u>
GASTOS GENERALES.-			
10 vehículos	33	5,000	\$1'650,000
Papelería y similares	30	6,000	180,000
Teléfono, telégrafo, etc.	30	6,000	180,000
Gastos representación	30	4,000	120,000
Fotocopias y heliografías	30	1,500	45,000
Equipo de oficina			100,000
Eq. Ingeniería y dibujo			60,000
Seguridad y ^{los} auxilios			100,000
Consultorias técnicas			50,000
Asesoría y servicios legales			25,000
Auditorías Contables			20,000
Mudanzas personal clave			60,000
Aire acondicionado oficina			40,000
Señalamientos			12,000
Seguros del equipo: 2% de \$6'000,000			120,000
Impuestos 4% de 50'000,000			2'000,000
Diversos			100,000
IMPORTAN LOS GASTOS GENERALES			<u>\$4'862,000</u>
IMPORTAN LOS COSTOS INDIRECTOS			<u>\$9'974,450</u>

Alternativa 5

COMPUTO DE ELEVACION POR MANO DE OERA

Se denomina "elevación" al incremento de los costos a través del tiempo, por efectos del proceso inflacionario y otros fenómenos sociales.

En este cálculo se utiliza el último dato publicado por el Banco de México.-

CONCEPTO	1974	1975	1976	TOTAL
Excavación	1'814,000	3'626,000		5'440,000
Concreto		620,000	2'480,000	3'100,000
Instalaciones	285,000			285,000
Indirectos	1'020,000	2'040,000	2'040,000	5'100,000
SUMAS	3'119,000	6'286,000	4'520,000	13'925,000
ELEVACION				
17.36% anual	(0.0%)	(17.36%)	(37.7%)	
Compuesto		1'091,250	1'704,040	2'795,290

Alternativa 5

RESUMEN PARA EL COSTO TOTAL.

COSTOS DIRECTOS.-

Mano de obra	\$	5'439,751.88	
Suministros	\$	6'256,008.36	
Materiales permanentes	\$	12'637,419.00	
Sub-contratos	\$	9'277,600.00	
Equipo y planta	\$	5,878,000.00	
IMPORTAN LOS COSTOS DIRECTOS			<u>\$39'488,779.24</u>

COSTOS INDIRECTOS.-

Sueldos	\$	5'112,450.00	
Gastos generales	\$	4'862,000.00	
Elevación	\$	2'795,290.00	
IMPORTAN LOS COSTOS INDIRECTOS			<u>\$12'769,740.00</u>

COSTO TOTAL SEGUN ALTERNATIVA 5 \$52'258,519.24

Alternativa No. 6.-

CALCULO HIDRAULICO.-

Para este túnel que por ser perforado sin explosivos, mecánicamente con un "topo", tendrá sección circular, dejaremos el mismo cálculo hidráulico que para el caso anterior, pues se buscan las mismas condiciones de gasto, diámetro, etc., variando esencialmente solo el procedimiento de construcción.-

SECCION DEL TUNEL.-

Siendo el corte realizado con el topo muy regular y comparativamente preciso y terso en relación con el obtenido usando explosivos, prácticamente desaparece la sobre-excavación y además los caídos, reduciendo el concreto necesario.

Por eliminarse al usar topo las sacudidas e impactos de las explosiones, se reducen los daños, agrietamientos y desprendimientos posteriores de la roca que permanece.

Lo anterior justifica menos ademe o anclas, que se substituyan marcos con anclas y que se gaste menos madera para ademe.

El diámetro a línea de pago de la excavación, con un espesor de 0.30 m., para el revestimiento, es:

$$3.40 + (2 \times 0.30) = 4.00 \text{ m. } \emptyset$$

El área de la sección de concreto en el revestimiento, es:

$$\frac{\pi}{4} (4.00^2 - 3.40^2) \\ = 0.7854 \times 4.44 = \underline{3.49 \text{ m}^2}.$$

ANEXO 10

Alternativa 6

CANTIDADES DE OBRA.-

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m ³	52,795
Marcos metálicos	Kg.	250,000
Anclas	Kg.	20,000
Concreto en revestimiento	m ³	14,000
Fierro de refuerzo	Kg.	50,000
Perforaciones para inyección	m ³	6,000
Inyección	m ³	100
Concreto en transiciones	m ³	1,000
Excavación adicional en libraderos	m ³	4,956
Concreto adicional en libraderos	m ³	4,956
Sobre-excavación	m ³	2,646
Sobre-concreto	m ³	2,646

Estas cantidades de obra pueden tomarse como base para el concurso.-

COTIZACIONES de materiales y de trabajos de los Sub-contratistas.-

Son las mismas del Anexo 9.-

ENERGIA ELECTRICA.-

Cálculo del costo.-

Equipos en un frente:

Topo	650 HP
Banda de rezagar	165 HP
Ventiladores	60 HP
Compresor	175 HP
Talleres	30 HP
Bombeo de agua	20 HP

Alternativa 6

Soldadoras, oficinas y varios	100 HP
Locomotoras	90 "
Volteador de carros	<u>25 "</u>
SUMA:	1,315 HP.

1,315 X 0.736	=	968 KW.
a. 60% de factor de carga:	968 X 0.6 =	581 KW
Más iluminación		<u>84 "</u>
T O T A L		665 KW

Consumo diario en 21.5 horas efectivas:	
665 X 21.5	= 14,298 KW.H
Consumo mensual:	
14,298 X 25	= 357,450 KW.H

Demanda contratada base de facturación: 600 KW.
Cargos fijos: \$11.00 por C/u de los primeros 50 KW.
de la base de facturación, más \$15.00
por c/u de los 550 KW excedentes de =
la misma base de facturación.

\$11.00X50+15.00X550 =	\$8,800.00
Por consumo mensual:	
Por los primeros 54,000 KW.H	
90X600X \$0.25	13,500.00
Por los siguientes 108,000 KW.H	
180 X 600 X \$0.20	21,600.00
Por el excedente.	
195,450 X \$0.15	<u>29,317.50</u>
SUMA	\$ 73,217.50
Más 10% por impuesto Federal.	<u>7,321.75</u>
T O T A L	\$ 80,539.25

Costo medio: $\frac{80,539.25}{357,450} = \$ 0.2253 /KW.H$

Alternativa 6

TABULADOR DE SALARIOS.

Es el mismo de la Alternativa 5,

METODOS DE EXCAVACION.

Es en el método de excavación en donde se tiene la diferencia fundamental entre esta alternativa y la anterior.

La excavación en este caso se supone hecha perforando mecánicamente sin explosivos, con un topo, cuyo diámetro nominal sea de 4.00 m., que corresponde al de la excavación necesaria. La cabeza cortadora tendrá ajuste para obtener un diámetro ligeramente mayor.

A diferencia del caso de la alternativa anterior, el topo producirá un corte cilíndrico terso de diámetro completamente uniforme que no causará sobre-excavación, salvo caídos.

SELECCION DE EQUIPO.

- 1 Topo con potencia eléctrica de 400 HP.
- 1 Transportador de banda, especial para rezaga y carga.
- Vía con riel de 60 Lbs/yd. y durmientes de madera....
- 3 Locomotoras eléctricas de 12 ton., con baterías.
- 1 Cargador de baterías para las locomotoras.
- 2 Ventiladores de 20,000 pies cúbicos/Min.
- 1 Volteador de carros.
- 1 Compresor de 1,200 pies cúbicos /Min.
- Tubería de ventilación de 56 Cm. ϕ (22" ϕ)
- 7 Carros de vía para rezagar.
- 1 Camión con andamio para colocar ademe, anclas, ventilación, alumbrado y tuberías.

Alternativa 6

PROGRESO ESTIMADO Y DIAGRAMA DE BARRAS.-

TIEMPOS PREVIOS A LA INICIACION DE LA PERFORACION -
CON TOPO:

Negociaciones de compra y arreglar topo	60 días
Embarque, transporte F.C. aduana y descarga	45 "
Acarreo de Estación F.C. Chahuities, a la obra	8 "
Armado, pruebas y colocación en el túnel	<u>17 "</u>
Tiempo para iniciar perforación	130 días

Dentro del tiempo anterior, deben perforarse por métodos convencionales, 38 m. de túnel a partir de la salida, con objeto de tener el tramo donde se colocará el topo para iniciar su trabajo y para emportalar si así conviene.

TIEMPO DE PERFORACION

Longitud 4,200 m.

Se trabajarán 21 horas efectivas de las 24 que se pagan por día.-

La disponibilidad media del topo es de 64% del tiempo trabajado, o sea

$$0.64 \times 21 = 13.44 \text{ Hr. de Perf./día.}$$

El avance medio se supone de 2.00 m/Hr. efectiva, - incluidos ya los tiempos de corte y aquellos en que - dicho corte se suspende para hacer avanzar el cuerpo - del topo y recuperar la carrera.

Alternativa 6

OBRAS EXTERIORES.

Son las mismas de la Alternativa 5 e igualmente se consideran ejecutadas previamente por otros contratistas las primeras, en tanto que las últimas entrarán en los costos de esta alternativa.

COSTO DEL PERSONAL DE EXCAVACION.-

El costo del personal de excavación se formará por las cuadrillas necesarias, indicando su personal y sus salarios por todo el tiempo que se requieran.

Parte de este personal será el que corresponda al manejo y colocación del ademe con marcos metálicos u otros soportes y a su corrección y acuñado posteriores quedando el resto con cargo a excavación como sigue:

CATEGORIA	NUM.DE HOMBRES P/TURNO	NUM.DE HOMBRES P/DIA	COSTO POR TURNO	COSTO. POR. DIA
Sobrestante del turno	1	3	150.00	450.00
Operador del topo	1	3	150.00	450.00
Engrasador	1	3	90.00	270.00
Peones:Vfa, Ventilación etc.	2	6	48.00	288.00
Mineros:marcos,ademe etc.	2	6	96.00	576.00
Operador locomotora	3	9	90.00	810.00
Garrotero	3	9	48.00	432.00
Op.banda rezaga	1	3	72.00	216.00
Soldador	1	3	120.00	360.00
Electricista	1	3	96.00	288.00
Volteador y cambiador bat.	1	3	90.00	270.00
Peones conserv.vfa y limpieza.	3	9	48.00	432.00
		<u>62</u>		<u>\$5,058.00</u>

ANEXO 10

Operador compresor	1	3	96.00	288.00
Operador y ajustador Lasser		1	120.00	120.00
Sobrestante ademes y tuberfas		3	120.00	360.00
Cabo de maniobras	1	3	96.00	288.00
Tuberos	1	3	96.00	288.00
Peones	6	18	48.00	864.00
Herramientero	1	3	72.00	216.00
Total		<u>97</u>		<u>\$7,482.00</u>

Costo por hombre dfa: $\frac{\$ 7,482.00}{97} = \$ 77.13$

CUADRILLA DE FIN DE SEMANA, PARA MANTENIMIENTO.-

CATEGORIA	NUM.	CUOTA DOMINICAL	IMPORTE
Mecánico	4	180.00	720.00
Soldador	2	240.00	480.00
Ayudante soldador	6	96.00	576.00
Tubero	2	144.00	288.00
Ayudante tubero	2	96.00	192.00
Electricista	2	192.00	384.00
Ayudante e ectricista	<u>2</u>	96.00	<u>192.00</u>
	20		<u>\$ 2,832.00</u>

Promedio por hombre dfa: $\frac{\$ 2,832.00}{20} = \$ 141.60$

194 dfas a \$ 7,482.00 \$ 1'451,508.00
 33 Fines de semana a 2,832.00 93,456.00
 \$ 1'544,964.00

Meños M. de O. con cargo a ademe
 250 Ton. a \$ 1,100.00 275,000.00
 \$ 1'269,964.00

Costo unitario de excavación, por M. de O.

$\frac{\$ 1'269,964.00}{52,794} = \$ 24.05/m^3.$

COSTO DE LOS SUMINISTROS PARA EXCAVACION.-

A).-- ACCESORIOS Y REFACCIONES PARA EL TOPO.-

Gufa de rayo Lasser	Dlls. 8,035.00	=	\$ 100,437.50
Más 25% por importación			<u>25,109.38</u>
Costo			\$ 125,546.88
Menos 20% por valor de rescate			<u>25,109.38</u>
Costo con cargo a la obra			\$ 100,437.50

Costo por m³ excavados: $\frac{100,437.50}{52,794} = \$ 1.90/\text{m}^3 \text{ excavado.}$

Refacciones.-

Se estiman en \$ 125.00 por hora efectiva

225 días x 13.44 Hr/día = 3,024 Hr.

3,024 Hr. a \$ 125.00 = \$ 378,000.00

Costo por m³ excavado

$\frac{378,000}{52,794} = \frac{\$ 7.16/\text{m}^3 \text{ excavado}}{\text{Total } \$ 9.06/\text{m}^3 \text{ excavado}}$

B).-- CORTADORES.-

El costo de cortadores en el Topo, siendo muy significativo, es incierto y muy variable de un túnel a otro.

En el Túnel Nast, perforado en granito, el costo por cortadores fué de Dlls. 34.50/pie de túnel de 7.06 m² de área, con 3.0 m. de diámetro. Así el costo por m³ excavado fué de \$ 203.61/m³.

Para el Túnel de San Cristóbal, con área de 5.3m² y diámetro de 102", después de probar las muestras de caliza de la zona del túnel, Hughes Tool Company cotizó Dlls 125.00/m. de túnel que representa \$ 296.22/m³ excavado.

Considerando que Hughes no contó con amplitud en cantidad y tamaños de roca para poder precisar mejor los resultados probables y que por otra parte, tratándose de caliza se podría usar hasta un 50% de cortadores de disco en substitución de los cotizados que son de botones, para los fines de este estudio supondremos un costo de \$ 200.00/m³ excavado en el túnel.

Para llegar a un mejor conocimiento del consumo, tipo y costo de los cortadores del Topo antes de concurso, sería conveniente contar con exploraciones geológicas obteniendo muestras y enviar otras, suficientes y representativas, al Laboratorio de Hughes que cuenta con máquinas para prueba directa de desgaste de los cortadores en condiciones simuladas iguales a las de su trabajo en el túnel.

C).- CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA.-

EQUIPOS	H.P.
Topo	650
Banda de rezagar	165
2 Ventiladores	60
1 Compresor	175
Talleres	30
Bombeo de agua	20
Soldadoras, oficinas y varios	100
Locomotora	90
Volteador de carros	<u>25</u>
Suma :	1,315 H.P.

$1,315 \text{ Hp} \times 0.736 = 968 \text{ KW}$

a 60% de factor de carga: $968 \times 0.6 = 581 \text{ KW}$

Iluminación: $\frac{84}{665} \text{ KW}$

Total.-

Consumo diario en 21.5 Hr. efectivas:	14,298 KW H
Consumo mensual.- $14,298 \times 25 =$	357,450 KW H
Costo del consumo eléctrico (Pág.53)	\$ 80,539.25
Costo por m ³ = <u>$\\$ 80,539.25 \times 9 \text{ meses}$</u>	<u>\$ 13.72/m³ exca</u>
52,794	vado

COSTO POR CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA.-

Según cálculo anterior, el costo por mes, es de:
\$ 80,539.25/mes.

Duración de la excavación: 9 meses
Costo total: $9 \times 80,539.25 = \$ 724,853.25$
Carga por m³, por el equipo:
 $\$ 724,853.25 / 52,794 = \$ 13.72/m^3$ excavado.

D).- INSTALACIONES ELECTRICAS.-

El costo por metro lineal de túnel lo consideramos de \$ 180.00/m., con base en experiencias anteriores.

Costo total: $180.00 \times 4,200 = \$ 756,000.00$

Costo por m³ excavado:

$$\frac{756,000.00}{52,794} = \$ 14.32/m^3 \text{ excavado.}$$

E).- COMBUSTIBLES, LUBRICANTES Y REFACCIONES.-

EQUIPO	Comb.	Lubr.	Refac.	Costo/h.	HrTrab.	Costo/día
1 Locomotora	2.00	6.00	8.00	18	\$	144.00
7 Vagonetas	1.00	3.00	4.00	18		504.00
2 Ventiladores		20.00	20.00	24		960.00
2 Bombas	6.00	10.00	16.00	15		480.00
1 Compresor	10.00	40.00	50.00	24		1,200.00
1 Volteador carros	5.00	18.00	23.00	18		414.00
Soldadura						500.00
Colocador marcos	6.00	6.00	10.00	22.00	9	198.00
Varios						300.00
						<u>\$ 4,700.00</u>

Costo total: $\$ 4,700 \times 225 = \$ 1,057,500.00$
Costo por M³: $\frac{1,057,500}{52,794} = \$ 20.03/m^3$ excavado.

ANEXO 10

Alternativa 6

F.- BALASTADO DE LA VIA.-

Es el mismo costo total de la alternativa anterior y
por m³: 24,150/52,794 = \$ 0.46/m³ excavado

G.- SUMINISTROS PARA OBREROS.-

Son 111 de personal.-

Cascos, botas y ropa, a \$ 2.00/hombre día	\$ 222.00
Baños y varios a \$ 1.00/hombre día	\$ 111.00
Transporte de personal a \$ 3.00/hombre día	\$ 333.00
Total diario	\$ 666.00

Costo total: 666.00 X 225 = \$ 149,850.00

Costo por m³ excavado:

149,850 = \$ 2.84/m³ excavado

RESUMEN DE SUMINISTROS.-

A.- Accesorios y refacciones para el topo	\$ 9.06/m ³
B.- Cortadores	\$ 200.00/m ³
C.- Energía Eléctrica	\$ 13.72/m ³
D.- Instalaciones eléctricas	\$ 14.32/m ³
E.- Combustibles, lubricantes y refacciones	\$ 20.03/m ³
F.- Balastado de la vía	\$ 0.46/m ³
G.- Suministros para obreros.	\$ 2.84/m ³
Total por m ³ excavado	\$ 260.43/m ³

ANEXO 10

Alternativa 6

ESTIMACION DEL COSTO DEL CONCRETO.-

Como el caso de la alternativa anterior, esta parte del trabajo se considera sub-contratada a un precio estimado de \$ 350.00/m³ incluyendo todo excepto el cemento.

Volumen de concreto:	14,658 m ³
Costo total: 14,658 x 35 000	\$5'130,000.00

ESTIMACION DEL COSTO DIRECTO DE OTROS CONCEPTOS.-

Del caso anterior:

1.- Marcos metálicos. \$ 12.55/Kg.

Del caso anterior.

2.- Madera para ademe. \$ 4.60/FBM (pré-tablón)

3.- Anclas.

Se tendrá el mismo costo de las anclas que en la al
ternativa anterior \$ 72.15/m.

4.- Perforación de exploración.-

Se considera simultanea al avance del topo, hecha con una perforadora incorporada al equipo.-

5.- Cemento para concretos e inyecciones de baja presión

Intervienen 300 Kg/m³ en el concreto para el reves
timiento del túnel.

El consumo de cemento es de 100 Kg. por metro de -
túnel para las inyecciones de baja presión.

El costo del cemento en obra es de \$ 400.00/Ton.

ANEXO 10

Alternativa 6

Volumen de concreto:		
En revestimiento		14,658 m ³
En transiciones		1,000 m ³
Adicional en libraderos		4,956 m ³
Sobre-concreto		<u>2,646 m³</u>
	SUMA	23.260 m ³
Cemento en los concretos:		
23,260 m ³ X 0.3		6,978 ton.
Cemento en inyecciones:		
4,200 X 0.1		<u>420 ton.</u>
	SUMA	7,398 ton.
Costo del cemento:		
7,398 X 400 =		\$ 2'959,200.00

6.- Perforación e inyección.-

Se consideran precios para sub-contrato.

Perforación hasta 5.00 m. de profundidad con diámetro EX	\$ 50,00/m
Inyección de lechada o mortero a presión hasta de 5 Atmósferas	\$ 400,00/m ³

Alternativa 6

COSTO DE LA PLANTA Y EQUIPO

1 Topo marca Wirth de 4.00 m. ø

Costo	\$ 6'750,000.00	
Fletes	\$ 120,000.00	
Armado	10,000.00	
	<u>\$ 6'880,000.00</u>	
SUMA	\$ 6'880,000.00	
Menos valor rescate	<u>\$ 1'000,000.00</u>	
Cargo a la obra	\$ 5'880,000.00	\$ 5'880,000.00

1 Jgo. bandas rezagadoras de 20"X160 y -----
30"X 300'

Costo	\$ 600,000.00	
Fletes	\$ 40,000.00	
	<u>\$ 640,000.00</u>	
SUMA	\$ 640,000.00	
Menos valor rescate	<u>\$ 120,000.00</u>	
Cargo a la obra	\$ 520,000.00	\$ 520,000.00

Riel y accesorios para vía.-

Igual que para la Alternativa 5 \$ 1'113,000.00

3 Locomotoras de 12 ton.

Costo de c/u.	\$ 165,000.00	
Fletes	\$ 20,000.00	
	<u>\$ 185,000.00</u>	
SUMA	\$ 185,000.00	
Menos valor rescate	<u>\$ 30,000.00</u>	
Cargo a la obra c/u.	\$ 155,000.00	
	X3	\$ 465,000.00

1 Compresor de aire de 1,200 FC/M.-

Costo	\$ 1'000,000.00	
Fletes	\$ 20,000.00	
Instalación	\$ 20,000.00	
	<u>\$ 1'040,000.00</u>	
SUMA	\$ 1'040,000.00	
Menos valor rescate	<u>\$ 400,000.00</u>	
Cargo a la obra	\$ 640,000.00	\$ 640,000.00

ANEXO 10

Alternativa 6.-

1 Cargador de baterías.-

Costo	\$ 60,000.00	
Flete	\$ 10,000.00	
Instalación	\$ 10,000.00	
SUMA	\$ 80,000.00	
Menos valor rescate	\$ 25,000.00	
Cargo a la obra	\$ 55,000.00	\$ 55,000.00

2 Ventiladores de 20,000 PC/M.

Costo de c/u.	\$ 60,000.00	
Fletes	\$ 5,000.00	
Instalación	\$ 5,000.00	
SUMA	\$ 70,000.00	
Menos valor rescate	\$ 30,000.00	
Cargo a la obra c/u.	\$ 40,000.00 X 2	\$ 80,000.00

1 Volteador de carros.-

Costo	\$ 25,000.00	
Fletes	\$ 10,000.00	
Instalación	\$ 5,000.00	
SUMA	\$ 40,000.00	
Menos valor rescate	\$ 5,000.00	
Cargo a la obra	\$ 35,000.00	\$ 35,000.00

Tubería para ventilación de 56 cm.ϕ (22"ϕ)
con 4,200 m.

Costo del lote	\$ 300,000.00	
Fletes	\$ 15,000.00	
Instalación	\$ 20,000.00	
SUMA	\$ 335,000.00	
Menos valor rescate	\$ 30,000.00	
Cargo a la obra	\$ 305,000.00	\$ 305,000.00

7 vagonetas para rezagar

Costo de c/u.	\$ 100,000.00	
Fletes	\$ 20,000.00	
SUMA	\$ 120,000.00	
Menos valor rescate	\$ 40,000.00	
Cargo a la obra c/u.	\$ 80,000.00	\$ 560,000.00

ANEXO 10

Alternativa 6

1 carro para colocar marcos, anclas, ventilación, tuberías, etc.

Costo	\$	80,000.00	
Fletes	\$	10,000.00	
Instalaciones	\$	10,000.00	
SUMA	\$	100,000.00	
Menos valor rescate	\$	20,000.00	
Cargo a la obra	\$	80,000.00	\$ 80,000.00

Tubería de 2" para agua.- 4,200 m.

Costo del lote	\$	168,000.00	
Fletes	\$	15,000.00	
Instalación	\$	5,000.00	
SUMA	\$	188,000.00	
Menos valor rescate	\$	20,000.00	
Cargo a la obra	\$	168,000.00	\$ 168,000.00

1 Bomba neumática de pistones para inyección

Costo	\$	100,000.00	
Fletes	\$	10,000.00	
SUMA	\$	110,000.00	
Menos valor rescate	\$	20,000.00	
Cargo a la obra	\$	90,000.00	\$ 90,000.00

Soldadoras y equipo de taller.

Costo del lote	\$	200,000.00	
Fletes	\$	30,000.00	
Instalaciones	\$	20,000.00	
SUMA	\$	250,000.00	
Menos valor rescate	\$	80,000.00	
Cargo a la obra	\$	170,000.00	\$ 170,000.00

Equipo vario (teléfonos mineros, etc.)

Costo del lote	\$	100,000.00	
Fletes	\$	5,000.00	
SUMA	\$	105,000.00	
Menos valor rescate	\$	40,000.00	
Cargo a la obra	\$	65,000.00	\$ 65,000.00

COSTO DE LA PLANTA Y EQUIPO

\$10'226,000.00

ANEXO 10

Alternativa 6.

RESUMEN DE COSTOS DIRECTOS, SIN EQUIPO

1.- EXCAVAR.- 52,794 m ³		
Mano de obra a	\$ 24.05	\$ 1'269,695.70
Suministros a	\$ 260.43	\$ 13'749,141.42
SUMAS	\$ 284.48	\$ 15'018,837.12
2.- MARCOS.- 250,000 Kg.		
Mano de obra a	\$ 1.00	\$ 250,000.00
Mats. permanentes	\$ 11.15	\$ 2'887,500.00
SUMAS	\$ 12.15	\$ 3'137,500.00
3.- MADERA.- 20,000 FBM (pies-tablón)		
Mano de obra a	\$ 1.00	\$ 20,000.00
Suministros a	\$ 1.80	\$ 36,000.00
Mats. permanentes a	\$ 1.80	\$ 36,000.00
SUMAS	\$ 4.60	\$ 92,000.00
4.- ANCLAS.- 8,900 m.		
Mano de obra a	\$ 17.11	\$ 152,279.00
Suministros a	\$ 10.89	\$ 96,921.00
Mats. permanentes a	\$ 44.15	\$ 392,935.00
SUMAS	\$ 72.15	\$ 642,135.00
TOTAL EXCAVACION		\$ 18'890,472.12.
5.- CONCRETO REVESTIMIENTO.- 14,658 m ³		
Sub-contrato a	\$ 350.00	\$ 5'130,300.00
6.- CEMENTO.- 7,398 ton.		
Suministro a	\$ 400.00	\$ 2'959,200.00
7.- PERFORACION PARA INYECCION.- 6,000m.		
Sub-contrato a	\$ 50.00	\$ 300,000.00
8.- INYECCION.-100m ³		
Sub-contrato a	\$ 400.00	\$ 40,000.00
IMPORTE TOTAL		\$ 27'319,972.12

ANEXO 10

Alternativa 6
COSTOS INDIRECTOS EN OBRA

CONCEPTO	DURACION MESES	COSTO MENSUAL	IMPORTE
SUELDOS.-			
1 Superintendente Graj.	25	30,000	\$ 750,000
1 Superintendente Aux.	20	15,000	300,000
1 Ingeniero Residente	25	20,000	500,000
1 Residente Auxiliar	25	10,000	250,000
1 Jefe Administrativo	25	9,000	225,000
1 Cajero Pagador	20	6,000	120,000
1 Contador	20	4,000	80,000
1 Encargado de Compras	19	5,000	95,000
3 Tomadores de Tiempo	20	3,000	180,000
4 Secretarias	20	3,000	240,000
	Suma		<u>\$2'740,000</u>
Mas 35% por prestaciones			<u>\$ 959,000</u>
IMPORTAN LOS SUELDOS DE INDIRECTOS			<u>\$3'699,000</u>
GASTOS GENERALES.-			
10 vehículos	20	5,000	\$1'000,000
Papelería y similares	20	6,000	120,000
Teléfono, Telégrafo, etc.	20	6,000	120,000
Gastos representación	20	4,000	80,000
Fotocopias y heliografías	20	1,500	30,000
Equipo de oficina			100,000
Eq. Ingeniería y dibujo			50,000
Seguridad y l ^{os} -auxilios			60,000
Consultorias Técnicas			50,000
Asesoría y servicios legales			20,000
Auditorías contables			20,000
Mudanzas personal clave			60,000
Aire acondicionado oficina			25,000
Señalamientos			12,000
Seguros del equipo 2% de 10'000,000			200,000
Impuestos: 4% de 45'000,000			1'800,000
Diversos			75,000
IMPORTAN LOS GASTOS GENERALES			<u>\$3'822,000</u>
IMPORTAN LOS COSTOS INDIRECTOS			<u>\$7'521,000</u>

ANEXO 10

Alternativa 6

COMPUTO DE ELEVACION POR MANO DE OBRA

Se denomina "elevación" al incremento de los costos a través del tiempo, por efectos del proceso inflacionario y otros fenómenos sociales.

En este cálculo se utiliza el último dato publicado por el Banco de México.

CONCEPTO	1974	1975	1976	TOTAL
Excavación	850,000	850,000		1'700,000
Concreto		1'150,000	650,000	1'800,000
Instalaciones	180,000			180,000
Indirectos	1'590,000	1'590,000	520,000	3'700,000
SUMAS	2'620,000	3'590,000	1'170,000	7'380,000
ELEVACION				
17.35% anual	(0.0%)	(17.36%)	(37.7%)	
Compuesto		623,224	441,090	1'064,314

Alternativa 6.

RESUMEN PARA EL COSTO TOTAL.

COSTOS DIRECTOS.-

Mano de obra	\$ 1'691,974.70	
Suministros	\$ 13'882,062.42	
Materiales permanentes	\$ 6'275,635.00	
Sub-contratos	\$ 5'470,300.00	
Equipo y planta	\$ 10'266,000.00	
IMPORTAN LOS COSTOS DIRECTOS		\$ 37'585,972.12

COSTOS INDIRECTOS.-

Sueldos	\$ 3'699,000.00	
Gastos Generales	\$ 3'822,000.00	
Elevación	\$ 1'064,314.00	
IMPORTAN LOS COSTOS INDIRECTOS		\$ 8'585,314.00
COSTO TOTAL SEGUN ALTERNATIVA 6		\$ 46'171,286.12

PROGRESO EN TUNELES.-

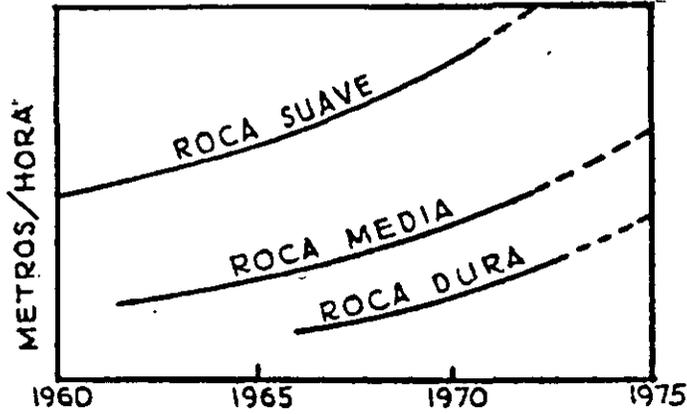
Los métodos constructivos para abrir túneles en roca usando explosivos han ido mejorando de modo importante, como se puede apreciar por ejemplo al observar que para el mismo Túnel de San Cristobal en 1924 se consideraron la barrenación a mano, la formación de cajas en el fondo de los barrenos, el uso de pólvora negra dinamita y cañuela con fulminantes, los andamios fijos, el rezagado en pequeñas vagonetas de vía empujadas a mano o tiradas por una mula si la pendiente era ascendente al ir cargadas; no se tomó en cuenta un sistema de ventilación forzada, el revestimiento del túnel fué propuesto de mampostería y el plazo se calculó de más de 4 años.-

Actualmente el mismo túnel, debido a los avances en los equipos y métodos de construcción, se hará barrenando con perforadoras neumáticas montadas en brazos hidráulicos sobre un carro autopropulsado, a mayor diámetro, empleando explosivos de gran potencia en el fondo, con estos pines de tiempo y de milisegundos, rezagando en trenes de varias vagonetas de gran capacidad tiradas por locomotoras, se usará un sistema de ventilación para renovar el aire y el revestimiento será de concreto depositado y vibrado mecánicamente en moldes metálicos, calculando el tiempo de ejecución en 33 meses.-

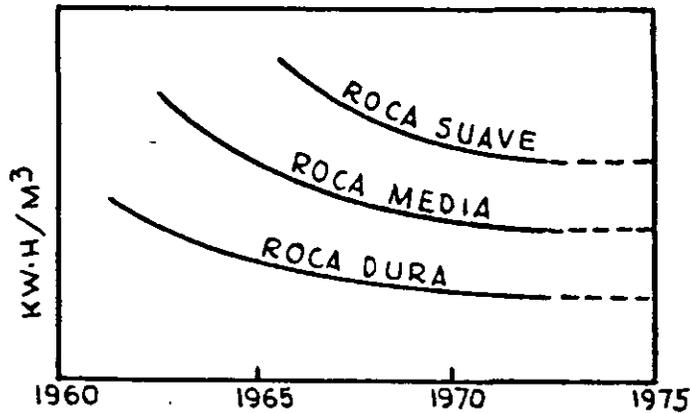
Siguiendo un camino de progreso bien distinto, las perforadoras rotatorias horizontales o topos han entrado de lleno a perforar túneles en roca más rápidamente.- Los primeros topos requirieron mucha labor de convencimiento de sus fabricantes así como iniciales para corregir sus limitaciones y deficiencias.- Ahora, de máquinas experimentales y de resultados inciertos, han pasado a ser equipos aprobados en definitiva, que están en plena expansión, compitiendo cada vez en mejores condiciones.- Se ha predicho que dentro de 20 años todos los túneles en roca se harán con topos.- El mismo túnel de San Cristobal, construido con topo, requeriría solo 25 meses y tendría un menor costo total.

ANEXO II

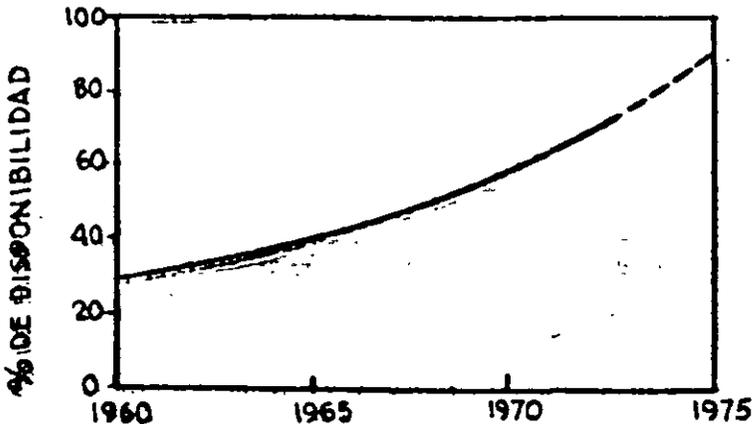
Las velocidades del avance de los topos ha venido incrementándose en las proporciones de la siguiente gráfica:



La potencia requerida para cortar un mismo volumen, en un tiempo fijo, llamada energía específica, se ha reducido como da una idea el siguiente dibujo:

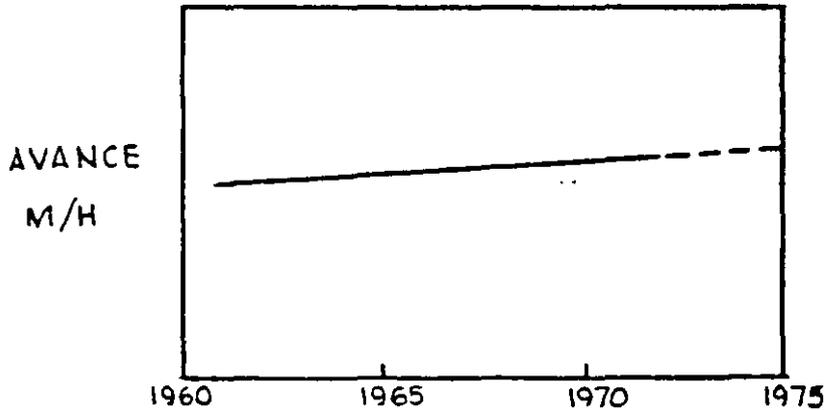


También el tiempo de disponibilidad de los topos durante el trabajo se ha mejorado según indica la gráfica que sigue, como resultado de mejoras mecánicas que ocasionan menos fallas:

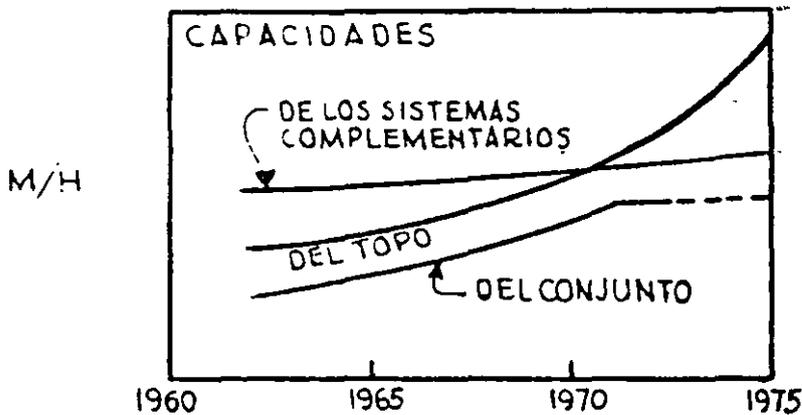


ANEXO 11

En cambio, y en contraste con las mejoras hasta aquí señaladas, los sistemas complementarios de los topos, especialmente el de rezagado, no han mejorado como da a entender el siguiente dibujo:



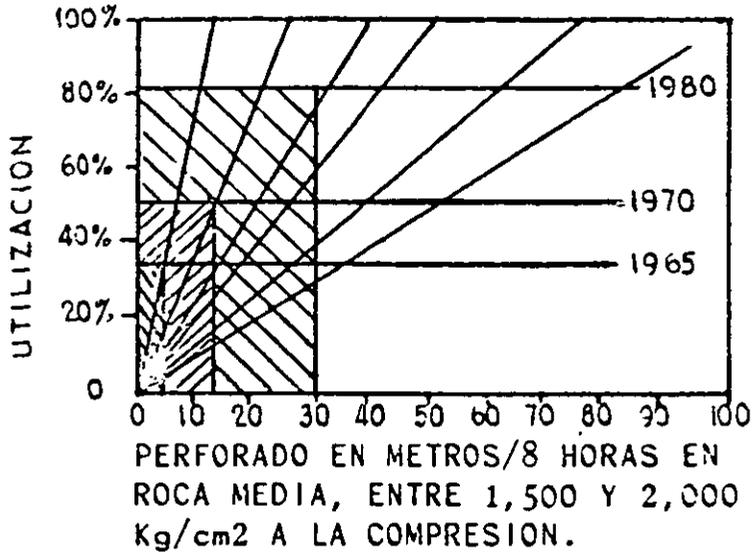
Este atraso relativo de los sistemas complementarios está ocasionando que el conjunto esté desaprovechando por ahora las últimas mejoras logradas en los topos.- El conjunto está limitado de la siguiente manera:



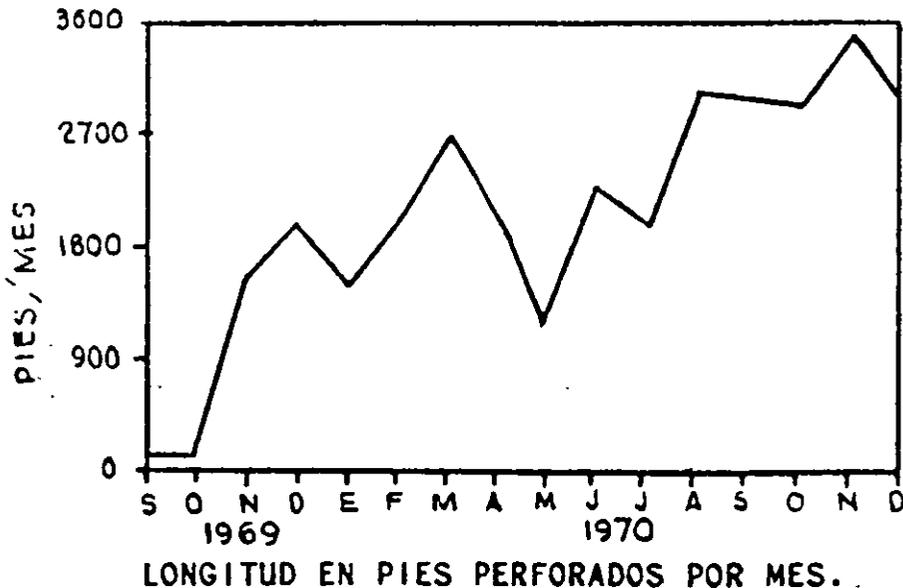
Estas gráficas fueron publicadas por la Conferencia so bre Excavación Rápida y Tneleo de Norteamérica.-

ANEXO 11

Los efectos por una parte del incremento que se manifiesta en la penetración ó velocidad de avance de los topes y por la otra de una mejor proporción de su tiempo utilizado en perforación efectiva, se exponen en la gráfica siguiente:

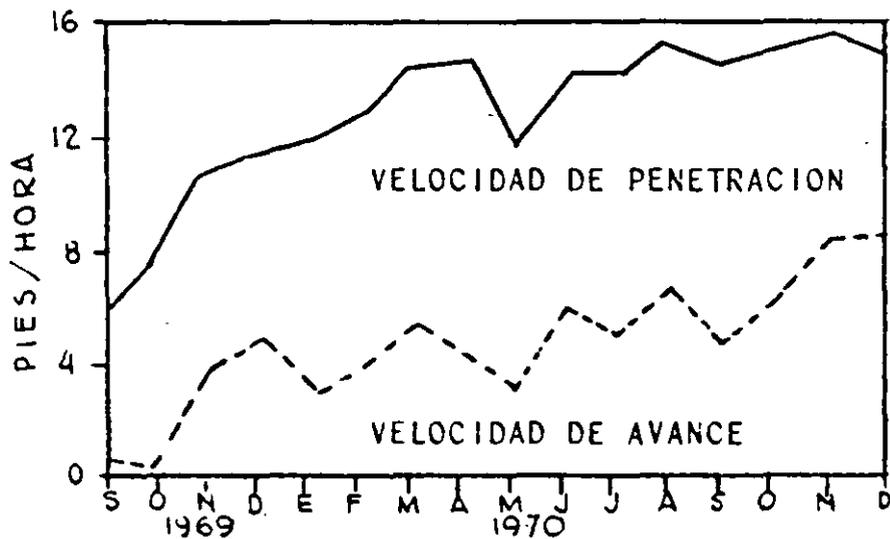


Los resultados en un túnel hecho con topo, que se pueden considerar como típicos, están expresados en las tres gráficas siguientes:



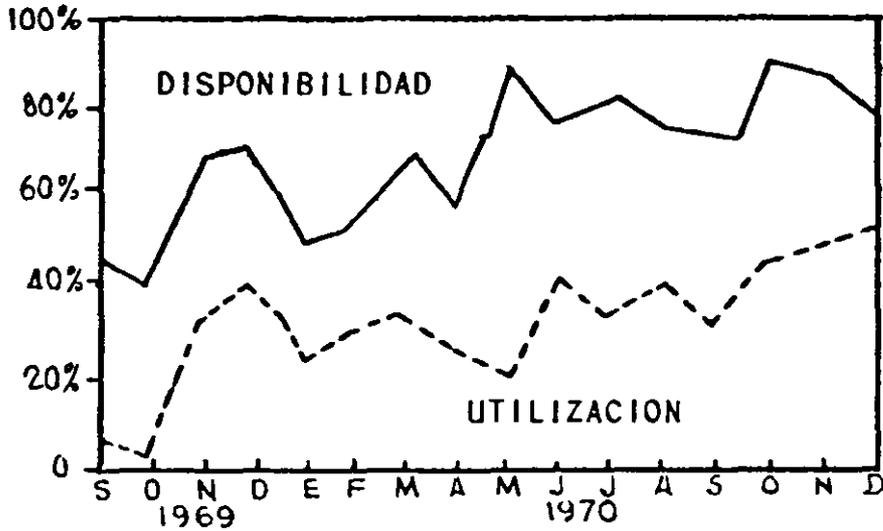
ANEXO 11

En la gráfica anterior el bajo avance inicial obviamente es debido al arranque de la operación, tiempo para conocer el equipo y la instalación para rezagar, el entrenamiento del personal y el período para familiarizarse con un nuevo procedimiento. Para enero y febrero de 1970 el retraso fué causado por la negociación y trazado de una nueva curva de 1,000 pies de radio y también por reemplazo del piñón principal que resultó con un tratamiento térmico deficiente. En abril y mayo disminuyeron las velocidades de avance y penetración en la roca. En septiembre hubo reducción en la velocidad de avance pero no en la de penetración:



Esta gráfica muestra la variabilidad en las velocidades de penetración y de avance, entendiéndose la primera como la que se mide por unidad de tiempo mientras los cortadores están actuando sobre la roca y la segunda la medida para un tiempo unitario estén o no actuando la cabeza y sus cortadores.

ANEXO 11



Esta gráfica indica las proporciones de tiempo disponible del topo y del tiempo utilizado.

La información anterior permite tener una buena idea - de los progresos de la perforación con topes y de su a provechamiento y eficiencia en un caso particular considerado como lo usual.

ANEXO 12

EJEMPLO DEL TUNEL NAST:

Se escogió este ejemplo porque el topo empleado es el mismo seleccionado para San Cristóbal

Fué el primer túnel perforado con topo para el U.S Bureau of Reclamation, utilizándose el topo de fabricación alemana marca Wirth ya descrito y cuyos resultados de avance ya se indicaron.

LOCALIZACION:

En el parteaguas continental, 39 millas al este del poblado Basalt, Condado Pitkin, Colorado.-

DESCRIPCION:

El portal de salida está en el Valle del Río - - - Fryngpan a 10,000 pies S.N.M.- Se perforó a 10 pies de diámetro, con 3 millas de longitud.-

CONCURSO:

Se celebró el concurso el 9 de junio de 1970 con 8 proposiciones, con las dos alternativas para abrirlo - con explosivos ó con topo.

La empresa ganadora "PETER KIWIT & SONS., presentó proposiciones del mismo monto de Dlls. 7'521,642.00 para ambos procedimientos de construcción, quedando 6% abajo de la propuesta que ocupó el 2º lugar.

La obra se realizó con topo teniendo en cuenta la reducción del plazo para concluirla. El concepto de excavación representó Dlls. 6'828,754.00 a un precio unitario de Dlls. 112.70/yd³ que equivale a \$ 1,408.75/m³ en Moneda Nacional.

Iniciación y Ensamble del Equipo:

Se excavaron los primeros 38 m. por los métodos convencionales con explosivos para colocar el topo y darle soporte lateral. Se construyó una línea eléctrica de 5.5 millas a 13,800 volts de tensión.

ANEXO 12

La cabeza cortadora del topo que llegó el 12 de noviembre de 1970 y el resto dos días después.- En tres días se colocó la cabeza en la frente excavada previamente y enseguida se introdujeron las otras partes en su orden, jaladas con malacates, para ensamblarlas.- Dieciséis días después de llegar la cabeza, se inició el trabajo del topo, empleando aproximadamente 500 horas-hombre en el montaje, con personal experto.

Previamente se habían hecho campamento, sub-estación eléctrica, vía, tiradero de la rezaga, talleres, almacén e instalación para recargar baterías de las locomotoras.

MODIFICACIONES AL TOPO:

Después de 2 meses de trabajo, caídos en formación de material suelto, obligaron a proteger la máquina con un escudo.

Siete meses después de iniciada la perforación se decidió cambiar la cabeza cortadora que era plana en sus 3 pies centrales y cónica a 19° alrededor de ella. Se seleccionó una cabeza toda plana, marca Hughes & Tool Co.- La cabeza anterior se cortó en partes para sacarla por las ventanas de acceso a la frente y la nueva cabeza se colocó atrás del topo en un nicho lateral, de modo que al retroceder el topo se pudo pasar e instalar adelante.

Este cambio requirió cinco semanas.

GEOLOGIA:

Por la salida, medio tunel fue en granitos gneissoides y gneisses con diques felsíficos y venas de pegmatita, ligera ó moderadamente junteada por dos conjuntos de juntas verticales y uno casi horizontal.

Se encontró muy poca agua.

En ocho muestreos, la resistencia a compresión de la roca varió de 16,360 psi a 28,368 psi, con promedio de 28,268 psi.

TRABAJOS EN EL TUNEL.-Ademes'.-

La mitad de aguas-abajo del túnel tuvo 39% sin ademe, 35% con anclas y 26% con marcos.- Se previó concreto lanzado.

Ventilación.-

Se instalaron 2 ventiladores atrás del transportador de rezagar, separados de 3 a 18 m. según el avance del topo, pues uno de ellos con tubería de 16" \emptyset va fijo al equipo y succiona cerca de la cabeza, para hacer pasar el aire sucio por un separador Joy Microdyne, siguiendo hasta donde termina el transportador de rezagar.

La tubería principal de ventilación de 22" \emptyset succiona cerca del transportador de rezagar que tiene movimiento a lo largo.- Cuando la banda transportadora ha recorrido 40 pies, se le agrega otro tramo para que el extremo de succión permanezca cerca del transportador.- Un tramo telescópico de tubería hubiera sido mejor y más barato.- El separador Microdyne requiere mantenimiento constante y limpieza de filtros en cada turno.-

Vía.-

Se usó riel de 60 Lbs/yd. escantillón de 36", durmientes de madera de 6" X 8 X 54" adaptadas en sus extremos y por abajo a la curvatura del túnel.- No se usaron escapes o laderos y la vía se armó afuera en tramos de 33 pies.-

Potencia.-

El topo recibió energía eléctrica por una línea aislada, de 4,300 Volts a lo largo del túnel.- Periódicamente se colocaron en pequeños rebajes laterales, grupos de transformadores, uno para la iluminación y otro para alimentar el topo.- Cada 300 m. de avance de la perforación se prolongó la línea de alta tensión y se instalaron adelante otro transformador para el alumbrado y el mismo u otro para seguirle dando corriente de 430 V. al topo.- Simultáneamente se instalaron interruptores e instrumentos de protección.

ANEXO 12

Al reanudar el trabajo con el topo frente a un transformador, su cable de alimentación de más de 300 m. - - (1,250 pies) se enrolló en un carrete instalado en el topo, de manera que al avanzar, el cable se va desenrollando, anclado en el extremo del transformador.

Cada uno de los cambios con sus instalaciones y maniobras requirió 4 horas aproximadamente durante las cuales el topo no trabajó.

AIRE COMPRIMIDO:

Se condujo por dentro del túnel por una tubería de acero de 6" \emptyset apoyada en la pared lateral derecha, alimentada desde un compresor de 350 pcm. colocado fuera del túnel.- La conexión de esta tubería al topo, se logró --- con 15 m. de manguera flexible.

Agua para enfriar la cabeza cortadora:

El agua fue llevada desde las bombas colocadas en un depósito de agua cerca de la broca del túnel hasta, cerca de la frente, por tubería de 2" \emptyset colgada en la pared derecha. El gasto requerido fué de 40 galones/min. para enfriar los cortadores. La conexión al topo fué hecha con 15 m. de manguera.

Drenaje:

El agua de drenaje se colectó casi desde la cabeza del topo y fué conducida hacia afuera en una tubería de 6" \emptyset suspendida de la pared derecha junto a las otras tuberías. El gasto medio fué de 65 galones/min. y a lo largo del túnel se conectaron bombas donde fué necesario.

Alineamientos y niveles:

Un sistema de rayo laser montado fijo en la parte izquierda del túnel, sirvió para controlar los alineamientos y niveles.

Rezagado.

La cabeza del topo es rotatoria y atrás de los cortadores lleva conjilones que recogen abajo el material cortado y lo descargan arriba sobre una banda transportadora de 20 " de ancho, que en tres secciones y llenando por la parte alta del topo lo deja donde éste termina. A continuación sigue otro transportador de banda de 260 pies de largo suspendido del arco, que lleva el material hasta las vagonetas.

Siete vagonetas para 13 yd³ c/u se colocaban abajo y a lo largo del transportador maestro mencionado, para -- ser cargadas mientras el topo avanza y el tren de vagonetas se mueve lentamente hacia la boca. Cada vagoneta -- cargó el recorte de 2.5 pies de avance, ya considerado -- el abudamiento de 75 % y el agua de enfriamiento con -- que fué mojado y que no escurrió para ser bombeada.

Cada vez que se llenaron las 3 primeras vagonetas, -- se remolcaron al exterior y se descargaron en el volteador. Mientras tanto, con un sistema de aire comprimido -- se siguieron moviendo las vagonetas que quedaron para -- ser cargadas. Cada vagoneta carga aproximadamente el material cortado en una carrera del topo, interrumpiéndose la carga mientras se recupera la carrera.

Con este método el topo se para cada 33 pies de avance, pues las 7 vagonetas alcanzan a hacer dos viajes de tres en tres antes de que falten vagonetas que cargar.

Los suministros para el trabajo en la frente, entran en una plataforma de vfa por delante de las vagonetas, -- cuando entran vacías.

Esta forma de manejar la rezaga no fué causa de demoras de importancia.

Dificultad especial ocurrida

Los 30 a 50 galones/min. de agua para enfriamiento que se aplican a los cortadores y la finura del recorte, que pasa en un 65 % por la malla # 4, hace que se sature y escurra hacia el invert bajo la cabeza, llenando de 9" a 15" de altura. El Contratista intentó detener el escurrimiento con sellos de metal de hule atrás de la cabeza, sin resultados.

Los canjilones y el sitio de descarga de estos al transportador, dejan escurrir material saturado y así también se llena el invert bajo el topo hasta con 18" de rezaga.

Lo anterior obligó a palear a mano con dos hombre cerca de la cabeza y otros dos a lo largo del topo, para limpiar el invert y regresar este material a los transportadores, lo cual significó una importante pérdida de tiempo y algún aumento del costo.

Producción

Ya se informó de los avances al referirnos a las características del topo Wirth. El promedio de corte fué de 2.76 pies por hora de operación. El consumo de cortadores fué equivalente al reemplazo de 1 cortador por cada 22 pies de perforación.

Seguridad

En el túnel Nast, el Contratista no tuvo accidentes mortales ni pérdidas de tiempo por esta causa y esto es un mérito que se atribuye a la buena organización del Contratista Peter Kiwit & Sons. Co. a partir de las disposiciones de seguridad de la Gerencia.

La excavación con topo resulta favorable para la seguridad, dado que la reflexión de la luz y su difusión, aumentan con la tersura de las superficies cortadas, mejorando la visibilidad. Igualmente la vía tiene un apoyo mas regular y firme en el invert; con lo que hay menos descarrilamientos con menos mantenimiento. Al ocuparse menos personal a lo largo del túnel, también hay menos motivos de accidentes.

OAXACA

TABASCO

SAN CRISTOBAL LAS CASAS, CHIS.

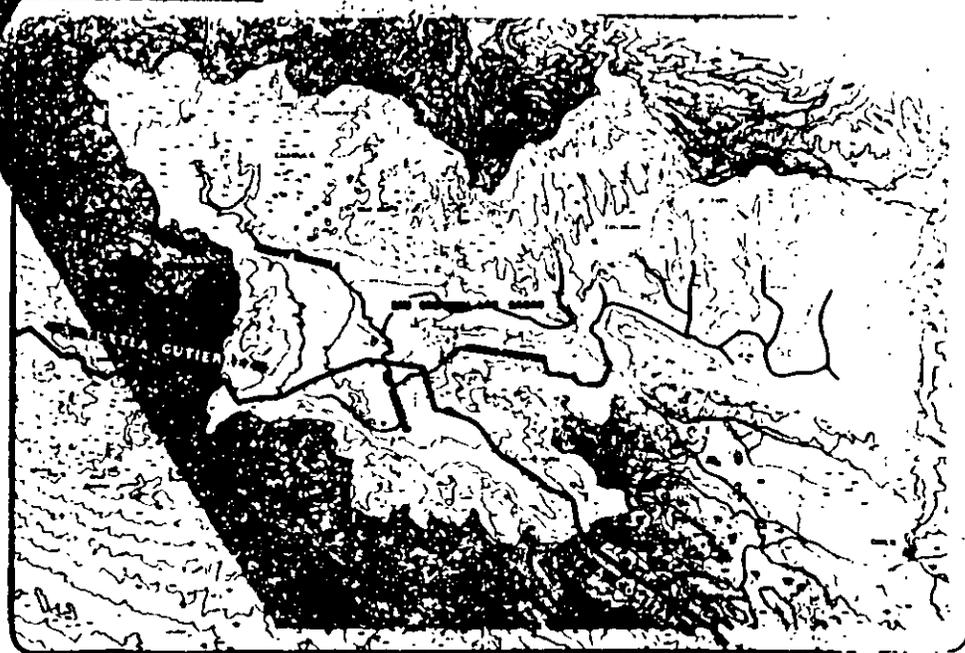
CUENCA HIDROLOGICA
AREA 336 Km²



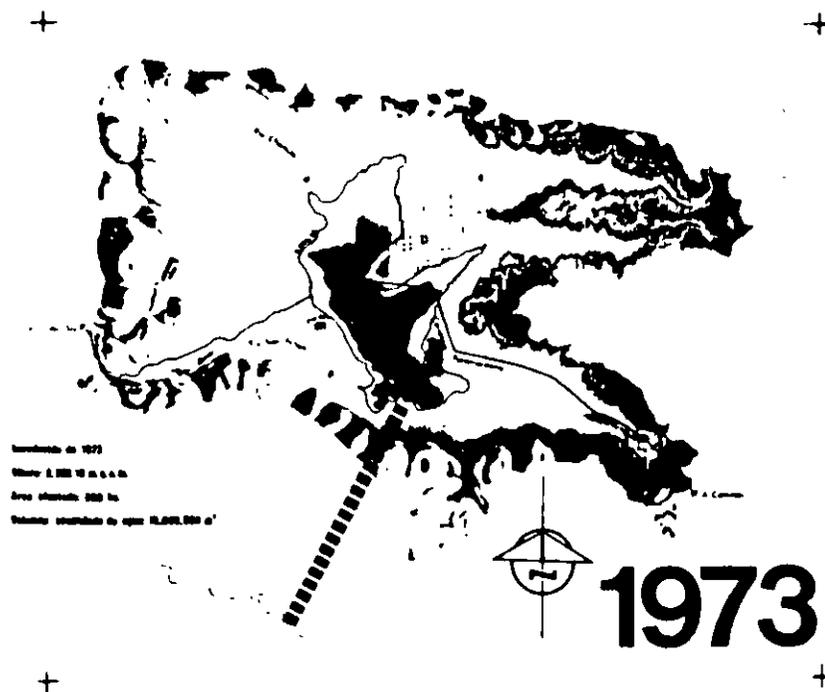
SANTANA

LOCALIZACION

SRH



VALLE DE SAN CRISTOBAL LAS CASAS



- 117 -

INUNDACION DE 1973

ALTERNATIVA 1

COSTO \$ 25'874,000

VALOR AREAS AFECTADAS

ZONA URBANA

AREA URBANA	1 770 000 00
AREA RUSTICA	7 000 000 00
AREA TOTAL	8 770 000 00

ZONA RUSTICA

AREA RUSTICA	8 000 000 00
--------------	--------------

VIAS DE COMUNICACION

AREA URBANA	1 000 000 00
AREA RUSTICA	2 000 000 00
AREA TOTAL	3 000 000 00

BAHIA DE SAN RAFAEL
 AREA URBANA
 AREA RUSTICA
 AREA TOTAL

ZONA BAIA
 DE CENTRAL
 AREA URBANA
 AREA RUSTICA
 AREA TOTAL

BAHIA LOS PAIS
 AREA URBANA
 AREA RUSTICA
 AREA TOTAL

AREA URBANA
 AREA RUSTICA
 AREA TOTAL

SUP. ZONA RUSTICA 80 000 000

\$ 25'874 000 00

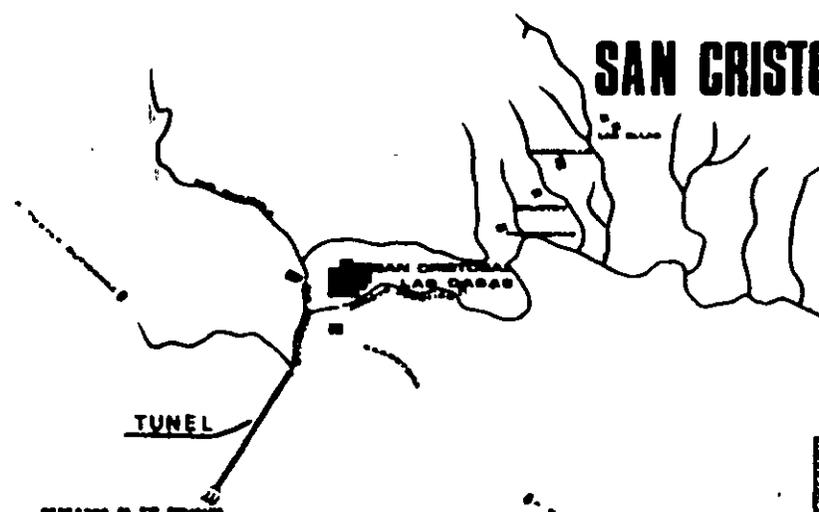


- 411 -



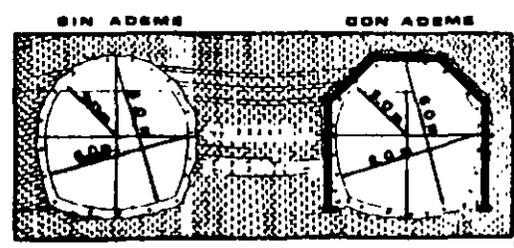
SITUACION FUTURA CON TUNEL PROPUESTO A CONSTRUIRSE

SAN CRISTOBAL LAS CASAS



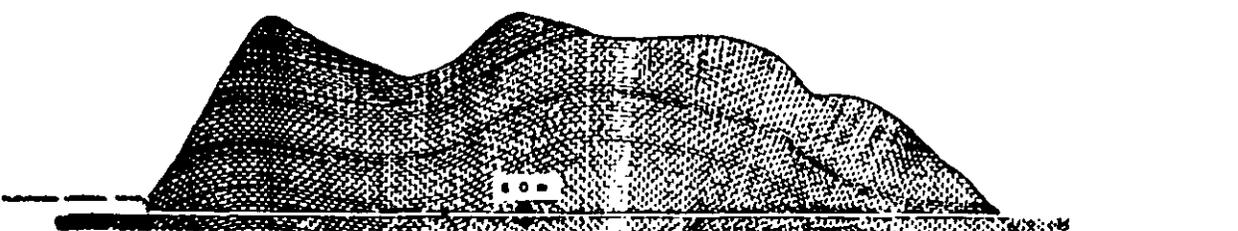
COSTO	\$ 96'582,198
TIEMPO	3.4 AÑOS

ALTERNATIVA 4



ELEVACIONES
EN METROS

2100
2100
2000
2000
2000
2000
1900
1900
1900
1900
1900
1800
1800
1800
1800
1800



San Cristobal las Casas 0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 4.0 Al río Colijagua

LONGITUD DEL TUNEL EN KILOMETROS

CAPÍTULO 2

PLANEAMIENTO Y ADMINISTRACIÓN DE OBRA

Generalidades. Este capítulo trata del planeamiento que es necesario hacer antes de comenzar con la construcción de un proyecto. Este planeamiento deberá facilitar la construcción estableciendo:

1. El tiempo de entrega de materiales.
2. Los tipos, cantidades, y tiempos de empleo de los equipos.
3. La clasificación y número de obreros necesarios y los periodos de tiempo durante los cuales se necesitarán.
4. La cantidad de financiamiento necesario, si se necesita.
5. El tiempo requerido para completar la obra.

El contratista deberá efectuar una parte de este planeamiento antes de hacer un presupuesto del proyecto, ya que con frecuencia este planeamiento revelará la existencia de factores que afectarán el costo de la obra, teniendo así influencia sobre las cantidades que se muestren en el proyecto.

Etapas de construcción. En las grandes obras puede ser deseable o esencial dividir el proyecto en varias etapas de construcción, que pueden construirse independientemente o en conjunto.

Un nuevo abastecimiento de agua para una ciudad puede incluir lo siguiente:

1. Limpieza del sitio del tanque de almacenamiento
2. La presa de relleno de tierra
3. La presa de concreto, el vertedor, y los controles
4. La planta de bombeo
5. La línea de conducción, túneles, etc.
6. La planta de tratamiento del agua.

Cada una de estas etapas puede construirse bajo un contrato diferente. Deben de conocerse por adelantado las cantidades de trabajo y la duración de construcción de cada etapa de manera que pueda construirse cada una con una secuencia adecuada. El sitio del tanque de almacenamiento, deberá de limpiarse antes de completar la construcción de la presa y de que comience el almacenamiento de agua. Puede ser necesario completar la porción de concreto de la presa, e instalar las compuertas de control de manera que esta estructura pueda servir como medio para desviar el agua de la corriente mientras se coloca el relleno

de tierra. La estación de bombeo, la línea de conducción, y la planta de tratamiento deberán de estar terminadas cuando el tanque de almacenamiento haya almacenado una cantidad suficiente de agua que pueda ser almacenada.

Operaciones de construcción: Muchos proyectos se dividen en operaciones de construcción para facilitar el planeamiento de la obra. Una operación de construcción es una porción de la obra que puede llevarse a cabo con una clasificación de obreros o tal vez con un solo tipo de maquinaria. Por ejemplo, al construir un muro de contención de concreto reforzado, la obra podrá dividirse en las siguientes operaciones:

1. Excavación, máquina
2. Excavación, a mano
3. Cimbras
4. Fierro de refuerzo
5. Concreto
6. Relleno

Al planear la construcción de una carretera para la cual se requiera una nueva localización podrá dividirse la obra en las siguientes operaciones:

1. Transporte al sitio de la obra y erección de la planta
2. Limpieza y desenraice del derecho de vía
3. Trabajos de tierra, corte y relleno
4. Estructuras de drenaje, alcantarillas
5. Pavimentación
6. Limpieza y desmantelado de la planta.

De manera de poder estimar el adelanto al construir la obra, el planificador deberá determinar la cantidad de trabajo que deba construirse en cada operación, expresándola con una unidad apropiada. Deberá estimar después la probable rapidez con la que se lleve a cabo el trabajo, deduciendo los tiempos perdidos debido a lluvia y a otros motivos. Con estos datos será posible estimar el tiempo total que se requiera para terminar cada operación. Las fechas estimadas de comienzo y terminación pueden mostrarse en una gráfica de barras. Al programar las operaciones el planificador de la obra deberá tomar en cuenta la relación de la secuencia de las operaciones. Por ejemplo, al construir una unidad de una cimentación de concreto será necesario completar la excavación antes de que pueda vaciarse el concreto.

Programas de construcción. Un programa de construcción o de obra usualmente está en forma de una gráfica de barras, en donde se muestran para una obra dada las operaciones, la cantidad, la unidad, y la rapidez de construcción de cada operación, y las fechas estimadas de comienzo y terminación de cada operación. Es deseable incluir en el programa un espacio para reportar o indicar la cantidad real de trabajo

terminado en cada operación en una fecha dada, como por ejemplo al final de cada semana o mes. Si se indica en el programa el adelanto real, es posible determinar muy rápidamente si la construcción está progresando de acuerdo con los planos.

Los programas para obras en cuya construcción se requiera menos de un año pueden dividirse en semanas, mientras que los programas para obras en cuya construcción se requiera más de un año generalmente se dividirán en meses. En un programa deberán mostrarse claramente las fechas. Si el tiempo se divide en semanas, es aconsejable mostrar los fines de semana, sábados, como fecha efectiva, con una notación que diga "Por fines de semana".

Todo programa de construcción deberá de estar identificado con la obra poniendo en él el nombre del proyecto, el nombre del dueño, posiblemente el nombre del ingeniero, y la localización. Puede ser aconsejable incluir un código para ayudar a la lectura del programa.

En la Fig. 2-1, se ilustra un programa de construcción para el hincado de pilotes y mejoramiento de muelles.

Preparación de un programa de obra. Antes de preparar un programa de obra deberá dividirse el proyecto en sus respectivas operaciones. Deberá determinarse la cantidad de trabajo que tenga que llevarse a cabo, y deberá estimarse para cada operación su rapidez. Deberá descontarse una cantidad de tiempo apropiada debido a lluvias y mal tiempo. Al estimar la rapidez con que deba llevarse a cabo el trabajo deberá tomarse en consideración la economía de la construcción. Deberá seleccionarse el número de obreros y las unidades de equipo que resulten en la construcción más económica consistentes con la operación en particular y con toda la obra en general. Una vez que se haya completado el programa, deberá estudiarse cuidadosamente para ver si es deseable hacer cambios. Puede ser posible dilatar el comienzo de una operación para que puedan transferirse el equipo y los obreros de otra operación, reduciendo así el número total de obreros y las unidades de equipo requeridos para completar la obra. Tal vez el dilatar la fecha de principio de una operación pueda permitir la utilización de una unidad de equipo que se encuentre trabajando en otra obra, eliminando así la necesidad de comprar o rentar maquinaria adicional.

Como ejemplo para ilustrar la preparación de un programa de obra, consideremos el proyecto de la relocalización de una carretera. El proyecto involucrará las siguientes cantidades y operaciones:

Longitud, 8.568 millas

Ancho del derecho de vía, 100 ft

Limpieza y desenraice, 64 acres, árboles medianos, distribuidos a lo largo de la obra

Estructuras de drenaje, 12 alcantarillas múltiples, 3 aberturas, longitud media de 32 ft.

Relleno de tierra en exceso del corte, de bancos de préstamo, con una distancia media de acarreo de $\frac{3}{4}$ de milla, un total de 136,800 yd cu bm.

Pavimento de concreto, ancho 24 ft, espesor medio 9 pulgadas, área total 120,636 yd².

Descripción de obra. El área arbolada es ligeramente mayor de la mitad del área total del derecho de vía. Los árboles son principalmente roble y olmo, con un tamaño máximo de 14 pulgadas. Las especificaciones requieren que el contratista quite todos los árboles y raíces hasta una profundidad de 18 pulgadas y que quemé la madera en el derecho de vía.

La tierra es una mezcla de arena y arcilla, cuyo peso promedio en el banco de préstamo es de 93 lb por yd³. El abundamiento medio es del 25 por ciento. Se estima que el contenido medio de humedad inicial sea del 8 por ciento en peso. Las especificaciones requieren un contenido de humedad del 12 por ciento durante la compactación. La tierra se colocará en capas que no excedan de 8 pulgadas de espesor, en estado suelto, y compactada a una densidad de 97 lb por ft cu. La tierra será excavada con una pala mecánica de $1\frac{1}{2}$ yd cu de capacidad y será acarreada en camiones de 6 yd cu de capacidad total.

Las cunetas se construirán con un concreto que tenga una resistencia a la compresión a los 28 días de 3,000 psi. Las cimbras se dejarán colocadas durante no menos de 7 días. No podrá pasar el equipo pesado sobre las alcantarillas sino hasta después de 14 días de haber sido vaciado el concreto. La tierra en los lados y sobre las alcantarillas estará compactada.

El concreto del pavimento se mezclará en una revolvedora para pavimentos de doble tambor 34E, cuyo tamaño de revoltura es de 40.8 ft³. Para una revoltura se necesitarán 3,112 lb de grava, 2,024 lb de arena, 711 lb de cemento, y 30.3 galones de agua. No podrá colocarse el pavimento en ninguna sección de la carretera sino hasta que la base de tierra en esa sección haya sido curada cuando menos 28 días después de su colocación.

La arena, la grava, y el cemento serán entregados en una espuela de ferrocarril situada aproximadamente a 1 milla del punto medio de la obra. Se utilizará como camino de acceso un camino de grava existente. Puede encontrarse agua en varios charcos situados a lo largo de la obra, con una distancia media de acarreo de 2 millas. Se utilizará una bomba impulsada con motor de gasolina, cuya capacidad es de 40 gpm, para bombear el agua a los camiones rociadores.

El programa de obra. En la Fig. 2-2 se muestra el programa de construcción de la obra.

Al preparar el programa de la obra se estima que el mal tiempo ocasionará demoras cuyo monto es como del 20 por ciento del tiempo requerido para la construcción. Los cálculos, que proporcionan la probable velocidad de construcción y el tiempo que se requiere para completar cada operación, están ilustrados en los siguientes artículos. Al preparar el programa se considera que una semana consta de 5 días de 8 horas cada uno.

Llegada a la obra. La operación de llegada a la obra consiste en transportar y erigir en la obra una tolva de dos compartimientos para la revoltura de agregados, una tolva de almacenamiento de cemento en bruto, un almacén de herramientas, oficinas, laboratorio de pruebas, taller para la reparación y mantenimiento de equipos, y la maquinaria de construcción que se requiera para la obra. Puede ser objeccionable el transportar toda la maquinaria de construcción a la obra antes de comenzar a construir, pero el equipo que vaya a necesitarse primero deberá llevarse a la obra tan pronto como sea posible.

Se estima que se requerirá una semana para transportes y erección de la planta.

Limpieza y desenraice. Se tumbará la madera del derecho de vía con bulldozers montados en tractores de oruga que desarrollan 130 hp en la barra. Se estima que un tractor puede limpiar un acre por día o 5 acres por semana. Se utilizarán dos bulldozers para limpiar 10 acres por semana, tiempo efectivo de trabajo. El tiempo total para tumbar los árboles será de:

Tiempo efectivo de operación, 64 acres a 10 acres por sem	= 6.4 sem
Súmese el 20% de tiempo por pérdidas	= 1.3 sem
Tiempo total	= 7.7 sem
	—
Redondeando el tiempo a	8 sem

Un solo tractor de oruga, jalando un arado, deberá poder quitar todas las raíces de los árboles a una profundidad de 18 pulgadas a la misma velocidad que los bulldozers tumban los árboles. Los obreros amontonarán las raíces en los montones de árboles y las quemarán.

Deberá ser posible comenzar esta operación antes de terminar la operación de llegada a la obra. Por lo tanto en el programa de obra se especifica que la limpieza deberá comenzar inmediatamente.

Estructura de drenaje. Si los arroyos están secos durante la construcción de las estructuras de drenaje, las operaciones consistirán en la excavación al nivel requerido y en la construcción de la losa de concreto, de los muros, del techo, y de los muros volados. Si se espera tener agua corriente, puede ser aconsejable construir una presa de tierra provisional arriba y abajo de la estructura para desviar el agua

en una zanja, cavada a la orilla de la alcantarilla, utilizando un bulldozer para excavar la tierra de la zanja.

El tiempo actual requerido para la construcción de una alcantarilla deberá ser como sigue:

Construcción con bulldozer de las presas provisionales, excavación de la zanja, y excavación para la base de la alcantarilla	1	día
Terraplenado, a mano	1	día
Erección de cimbras y colocación del acero de refuerzo para la base	1½	días
Colado del concreto para la base	½	día
Erección de las cimbras y colocación del acero de refuerzo para los muros y el techo	3	días
Colado del concreto en los muros y en el techo	1	día
Remoción y limpieza de las formas	1	día
	<hr/>	
Tiempo de trabajo total	9	días
Agréguese un 20% de tiempos perdidos	2	días
	<hr/>	
Tiempo total	11	días

Aunque se necesitará un tiempo estimado de 11 días para la construcción de una alcantarilla, es probable que las interrupciones necesarias aumenten el tiempo total transcurridos a 3 semanas. Sin embargo, no es necesario terminar una alcantarilla antes de comenzar con la construcción de la siguiente. Puede suponerse que se están construyendo tres alcantarillas al mismo tiempo. Con este programa se deberá terminar una alcantarilla cada semana, dejando transcurrir el tiempo necesario para el curado del concreto. De esta manera, se necesitará un tiempo total de 12 semanas para terminar las alcantarillas.

No deberá comenzarse la construcción de las alcantarillas sino hasta después de que se haya limpiado una porción suficiente del derecho de vía para permitir que pueda continuarse la obra sin interrupciones. Se comenzará la construcción de las alcantarillas 2 semanas después de haber principiado la limpieza.

Relleno de tierra. La tierra para el relleno será excavada con una pala mecánica de 1½ yd cu, cuya producción será de aproximadamente 150 yd cu por hr medida en banco (véase la Tabla 6-2). Un camión que tenga una capacidad neta de 6 yd cu deberá acarrear 6 yd cu medidas en banco si la capacidad copeteada es de 7.5 yd cu medidas sueltas.

En condiciones razonables del camino de acarreo, el camión deberá efectuar un viaje redondo en 12 min. Se supone que un camión trabajará un promedio de 50 min por hr, debido a las demoras necesarias, el número de camiones se obtendrá de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Viajes por hr por camión, } & 50 \div 12 = 4.17 \\ \text{Volumen acarreado por hr por camión, } & 4.17 \times 6 = 25 \text{ yd cu} \\ \text{Número de camiones requeridos, } & 150 \div 25 = 6 \end{aligned}$$

Deberá proporcionarse un camión de emergencia que pueda utilizarse en el caso de que uno de los camiones se descomponga.

El volumen de tierra colocado en una semana será de 150 yd cu por hr \times 40 hr por semana = 6,000 yd cu. El tiempo necesario para terminar el relleno será de:

Tiempo de trabajo, 136,800 yd cu a 6,000 ya cu por sem	= 22.8 sem
Agréguese por tiempos perdidos debidos al clima	= 3.4 sem
	= 26.2 sem
Tiempo total	= 26.2 sem
Redondeando el tiempo a	26 sem

Además de la pala y de los camiones, será necesario proporcionar una o más conformadoras grandes para aplanar la forma de la tierra en el relleno y para mantener los caminos de acarreo, uno o más rodillos de pata de cabra para compactar la tierra, y suficientes camiones rociadores para proporcionar el agua necesaria.

En 1 hr el volumen de tierra acarreada será de 150 yd cu medida en banco. Debido a la mayor densidad del relleno, el volumen del relleno será de $150 \times \frac{93}{97} = 143.8$ yd cu. La tierra se colocará en capas cuyo espesor compactado será de 6 pulgadas. El área cubierta en una hora será de $143.8 \times 27 \div \frac{1}{2} = 7,765$ ft². Si es necesario que la conformadora efectúe cuatro pases para cada capa, el área efectiva a ser cubierta en una hora será de $4 \times 7,765 = 31,060$ ft². Un camión conformador pesado con una cuchilla de 12 ft, colocada en ángulo, deberá dar un ancho efectivo de la cuchilla de 9 ft y deberá sostener un promedio de 1.5 mph, haciendo la tolerancia por las vueltas y otros tiempos perdidos. El área total cubierta será de $1.5 \times 5,280 \times 9 = 71,280$ ft² por hr. Como la conformadora se necesitará solamente menos de la mitad del tiempo para darle forma a los rellenos, podrá utilizarse para la conservación de los caminos de acarreo.

Supóngase que será necesario que un rodillo de patas de cabra dé 12 pases para compactar una capa de 6 pulgadas de espesor. El área efectiva a ser cubierta será de $7,765 \times 12 = 93,180$ ft² por hr. Un solo rodillo de patas de cabra, de 4.5 ft de ancho, con una velocidad media de 1.5 mph cubrirá.

$$1.5 \times 5,280 \times 4.5 = 35,640 \text{ ft}^2 \text{ por hr}$$

Así, se requerirá para la compactación

$$93,180 \div 35,640 = 3 \text{ rodillos}$$

jalados con un tractor de oruga.

La cantidad de agua requerida por hora podrá determinarse como sigue:

Peso de la tierra por yd cu bm, 27×93	=	2,511 lb
Peso de la tierra colocada por hr, $150 \times 2,511$	=	376,650 lb
Cantidad de agua agregada en peso, $12 - 8$	=	4%
Peso del agua por hr, $376,650 \times 0.04$	=	15,066 lb
Cantidad de agua requerida por hr, $15,066 \div 8.33$	=	1,810 gal

Si un camión de 2,000 gal de capacidad puede efectuarse un viaje redondo en una hora, proporcionará el agua suficiente para el relleno.

Se estima que puede comenzarse con el relleno 2 semanas después de haber empezado con la limpieza y desentraice.

Pavimento. El área del pavimento de concreto será:

$$8.568 \times 5,280 \times 24 \div 9 = 120,630 \text{ yd}^2$$

El volumen será de $120,630 \div 4 = 30,157 \text{ yd cu}$, sin hacer tolerancia por desperdicios o espesores más gruesos de los especificados. Una revolvedora para pavimentos de doble tambor 34E, produciendo 40.8 ft^3 de concreto por revoltura, puede mezclar una revoltura en condiciones favorables. Si se supone que en realidad la revolvedora va a trabajar 50 min de cada hr, podrán mezclarse un promedio de 50 revolturas por hora; al mismo tiempo se vaciará el concreto. Esto es igual a $50 \times 40.8 \div 27 = 75.6 \text{ yd cu}$ por hr, ó $12,096 \text{ yd}^2$ por semana.

El tiempo necesario para completar la operación será de:

Tiempo de trabajo, $120,630 \text{ yd}^2$ a $12,096 \text{ yd}^2$ por sem	=	10 sem
Agréguese el 20% por tiempo perdidos	=	2 sem
Tiempo total		12 sem

Se utilizarán camiones de volteo, que acarrearán 2 revolturas por carga, para transportar el agregado y la revoltura de la planta de dosificación a la revolvedora. El peso seco de una revoltura será de 5,865 lb, y el volumen será aproximadamente de 1.5 yd^3 . Se necesitarán camiones de cuando menos 3 yd cu, con una división removible para esperar las dos revolturas. Con una distancia media de acarreo en viaje redondo de 4 millas un camión deberá efectuar 2.5 viajes por hr, haciendo una tolerancia por demoras. El número de camiones necesario será de:

Revolturas acarreadas por camión por hr, $2 \times 2.5 = 5$
Camiones necesarios, 50 revolturas por hr a 5 revolturas por camión = 10
Utilícese 11 camiones, con uno de emergencia

El equipo pesado para esta operación incluirá

- 1 Pavimentadora de doble tambor 34E
- 1 conformadora
- 1 vibrador con escantillón
- 1 terminadora
- 3,000 ft lin de formas de acero
- 1 tanque de agua montado sobre trailer, 1,500 gal
- 1 camión con tanque para agua, 2,000 gal
- 1 camión de caja plana, 4-6 ton
- 1 silo para almacenar cemento, 750 bbl
- 1 tolva de dos compartimientos para agregado y revolvedora, 40 ton
- 1 cucharón de valvas de almeja, 2 yd cu
- 11 camiones de volteo, 3 yd cu de capacidad
- 1 camioneta pickup

A no ser que sea practicable aumentar la velocidad de colocación del relleno, no deberá comenzarse con la pavimentación de concreto sino hasta después de 18 semanas de haber principiado la colocación del relleno. Esto permitirá que la última porción del relleno se cure 4 semanas antes de principiar con la construcción del pavimento, como lo requieren las especificaciones.

→ **Programa de empleo de equipo.** En la figura 2-3 se ilustra el método para la programación del equipo que tenga que utilizarse en una obra. El equipo es el que se utilizará en el proyecto de la Fig. 2-2. Este programa asegurará la utilización eficiente del equipo.

Comentarios al programa de construcción. Después de haber completado el programa inicial, deberá ser examinado críticamente para determinar si es deseable hacerle revisiones. Si es así, deberán de hacerse antes de completar el programa final.

Un examen del programa de la figura 2-2 revela que el tiempo requerido para completar el relleno de tierra está estimado para consumir 26 semanas. Puede ser aconsejable aumentar la velocidad de colocación del relleno, ya sea utilizando una pala de mayor capacidad, o utilizando dos palas mecánicas y más camiones.

Pedido de materiales. El programa de construcción puede utilizarse como una guía para la especificación de las fechas de entrega de materiales a la obra. Los materiales deberán ser entregados en la obra con suficiente anticipación a su empleo para asegurar que no habrá demoras. Sin embargo, no es aconsejable tener los materiales en la obra con demasiada anticipación a su tiempo de empleo, ya que se pueden deteriorar, pueden dañarse o perderse, o pueden congestionar las áreas de trabajo.

**PROGRAMA DE EMPLEO DE MAQUINARIA
por fin de semana**

Obra N° 148

Proyecto SH1764

Dueño State Highway Dept. of Texas

Localización Brazos County

Fecha proyecto 1953

Equipo	Abril				Mayo					Junio				Julio				Agosto					Septbre				Octubre					Novbre				
	4	11	18	25	2	9	16	23	30	6	13	20	27	4	11	18	25	1	8	15	22	29	5	12	19	26	3	10	17	24	31	7	14	21	28	
Grúa, oruga	/		/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/						/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Camiones trallers	2																																			2
Bulldozers	2	2	3	3	3	3	3	3	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
Tractor oruga	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/						/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/		
Pala mecánica	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/		
Camiones, volteo 6 yd cu			6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6		
Camiones, volteo 4 yd cu																					//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//			
Trucks, utility, 2 ton	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		
Camiones, agua			2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2		
Conformadora			/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/		
Revolvedora, construcción			/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/																						
Pavimentadora																					/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/		
Subconformadora																					/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/		
Escant. terminadora																					/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/		
Formas pav., 3,000 ft lin																					/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/		
Tolva de agregado																					/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/		
Silo para cemento																					/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/		

37

Fig. 2-3. Programa de empleo de maquinaria

Operación	Clasificación	No. de obreros
Llegada a la obra	Sobrestante	1
	Mecánicos	2
	Choferes	2
	Operador de grúa	1
	Ayudante de operador de grúa	1
	Peones	3
Limpieza y desenraice	Sobrestante	1
	Operadores de tractor	3
	Peones	2
Estructuras de drenaje	Sobrestante	1
	Carpinteros	4
	Armadores	2
	Operador de tractor	1
	Operador clamshell	1
	Operador revolvedora	1
	Albañil para terminados	1
	Choferes	2
	Peones	10
Relleno de tierra	Sobrestante	1
	Operador de la pala	1
	Ayudante operador de la pala	1
	Choferes, tierra	6
	Choferes, agua	1
	Operador conformadora	1
	Operador tractor	1
	Peones generales	2
Pavimento	Sobrestante	2
	Revolvedor	1
	Operador clamshell	1
	Ayudante operador clamshell	1
	Revolvedor agregado	1
	Choferes, agregado	10
	Operador revolvedora	1
	Operador conformadora	1
	Operador vibrador	1
	Operador terminadora	1
	Choferes, agua	1
	Choferes, formas	1
	Peones	14
	Topógrafo	1
Ayudantes	2	
Limpieza general	Sobrestante	1
	Operador conformadora	1
	Mecánicos	2
	Choferes	2
	Operador grúa	1
	Ayudante operador grúa	1
Peones	3	

En el proyecto ilustrado por el programa de construcción de la Fig. 2-2 los primeros materiales que se necesitarán serán la madera para las cimbras, el acero de refuerzo, el cemento, la arena, y la grava para las estructuras de drenaje. Si pueden obtenerse fechas de entrega garantizadas, puede ser satisfactorio el arreglar que las entregas se hagan con una semana de anticipación a la fecha estimada de iniciación de cada estructura.

Las entregas de materiales para el pavimento de concreto deberán principiar una semana antes de comenzar la construcción, alrededor del 3 de agosto, y deberán continuar en forma uniforme a través de la operación de pavimentación. Las entregas deberán hacerse a razón de 3,780 bbl de cemento, 2,042 ton de arena, y 3,112 ton de grava por semana. Si se les proporcionan estos datos a los abastecedores de materiales, podrán irlos entregando a medida que se vayan necesitando. Durante la construcción de la obra, podrán alterarse, si es necesario, las fechas de entrega de materiales.

Programa de obreros. El número de trabajadores necesario durante la construcción de la obra puede determinarse estimando el número que se requiere para cada operación. El número requerido para cada operación puede ser como se muestra en la tabulación de la página anterior.

Si los obreros están consolidados, por clasificación, para toda la obra, será posible determinar el número estimado de obreros para cada clasificación para cualquier periodo de tiempo durante la construcción de la obra. Esta información puede utilizarse como base para contratar por adelantado a los obreros necesarios. En la figura 2-4 se ilustra la consolidación de los obreros para el proyecto de la figura 2-2.

Financiamiento de la obra. Puede emplearse un programa de construcción para estimar la cantidad de fondos que debe proporcionar un contratista en el financiamiento de una obra durante la construcción. La mayoría de los contratos especifican que el dueño deberá pagarle al contratista un porcentaje estipulado del trabajo terminado cada mes. El pago del trabajo terminado en un mes usualmente se hace alrededor del día 10 del mes siguiente. Un análisis del programa de construcción indicará los probables gastos y recibos totales en cualquier fecha deseada. El exceso de los gastos sobre los recibos indica la cantidad de financiamiento que deberá proporcionar el contratista a partir de fuentes diversas que no sean el dueño.

Los gastos y recibos estimados se determinan como se muestra en las Tablas 2-1 a 2-3.

La figura 2-5 es una gráfica en la que se muestran los gastos y recibos acumulativos estimados para el proyecto de la carretera de la figura 2-2. Los gastos están basados en los pagos de fin de semana de los costos incurridos. Esta suposición no es enteramente correcta, ya que

PROGRAMA DE CONTRATACIÓN
Por fin de semana

Obra N° 148

Proyecto SH1764

Dueño State Highway Dept of Texas

Localización Brazos County

Fecha proyecto 1953

Clasificación	Abril				Mayo					Junio				Julio				Agosto					Septbre				Octubre					Novbrer			
	4	11	18	25	2	9	16	23	30	6	13	20	27	4	11	18	25	1	8	15	22	29	5	12	19	26	3	10	17	24	31	7	14	21	28
Sobrestante	2	2	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2			
Carpinteros			4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4																						
Operador grúa	1		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
Ayud. operador grúa	1		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
Albañil			1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1																						
Armadores			2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2																						
Mecánicos	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2		
Operador revolvedora			1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
Operadores tractor	3	3	6	6	6	6	6	6	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	5	5	5	5	5	5	5	5	5	3	3	3	3	1		
Choferes de camión	2	2	9	9	9	9	9	9	9	9	7	7	7	7	7	7	7	7	7	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	13	13	13	2		
Operador pala	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
Ayd. operador pala	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
Peones	5	2	14	14	14	14	14	14	12	12	12	12	12	2	2	2	2	2	2	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	16	16	16	3	
Topógrafos	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		

Fig. 2-4. Programa de contratación

TABLA 2-1. FORMA PARA ESTIMAR LOS GASTOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Semanas después de comenzar	Operaciones en construcción	Gastos por semana	Gastos acumulativos	Semanas después de comenzar	Operaciones en construcción	Gastos por semana	Gastos acumulativos
1	1, 2	\$5,920	\$ 5,920	18	4	\$ 3,683	\$111,888
2	2	1,920	7,840	19	4	3,683	115,571
3	2, 3, 4	8,403	16,243	20	4	3,683	119,254
4	2, 3, 4	8,403	24,646	21	4, 5	33,839	153,093
5	2, 3, 4	8,403	33,049	22	4, 5	33,839	186,932
6	2, 3, 4	8,403	41,452	23	4, 5	33,839	220,771
7	2, 3, 4	8,403	49,855	24	4, 5	33,839	254,610
8	2, 3, 4	8,403	58,258	25	4, 5	33,839	288,449
9	3, 4	6,483	64,741	26	4, 5	33,839	322,288
10	3, 4	6,483	71,224	27	4, 5	33,839	356,127
11	3, 4	6,483	77,707	28	4, 5	33,839	389,966
12	3, 4	6,483	84,190	29	5	30,156	420,122
13	3, 4	6,483	90,672	30	5	30,156	450,278
14	3, 4	6,483	97,156	31	5	30,156	480,434
15	4	3,683	100,839	32	5	30,156	510,590
16	4	3,683	104,522	33	6	1,500	512,090
17	4	3,683	108,205				

en algunos casos se pagarán los costos en el momento de la compra, mientras que otros costos se pagarán hasta fin de mes.

En la gráfica se muestra que el pago al contratista por el trabajo terminado en cualquier mes dado se recibe el día diez del mes siguiente.

La diferencia entre la cantidad de dinero gastado y la cantidad recibida en cualquier momento durante el periodo de construcción está indicada por la distancia vertical existente entre las dos gráficas para ese momento.

Distribución de la obra. Una de las primeras obligaciones de un superintendente al asumir la responsabilidad del comienzo de una obra es preparar una distribución de la obra para el proyecto. En esta distribución dibujará a escala el área disponible para oficinas, bodegas, almacenamiento de materiales, equipo, y escombros, y para la construcción de cimbras y recortado y doblado del fierro de refuerzo. Al preparar la distribución de la obra el superintendente deberá de ingeniarse para acomodar todas las áreas de manera que se reduzca el tiempo que se consume en el acarreo de materiales de las áreas de almacenamiento a la obra misma. En donde sea posible deberán almacenarse juntos los materiales de empleos semejantes. La bodega general y la oficina deberán estar localizadas cerca de la entrada principal de manera que las personas que visiten la obra con fines de negocios no tengan que

TABLA 2-2. RECIBOS ESTIMADOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Fecha de recibo	No. semana por mes	Operaciones en const.	Semana en const. por periodo	Unidades terminadas por semana	Precio unitario recibido durante la const.	Recibos de fin de periodos por operación	Recibos de fin de periodo estimados	Recibos acumulativos
5/10	4.8	1	1	1	\$ 0	\$ 0		
		2	4.8	8	252.00	9,677		
		3	2.8	1	2,799.00	7,837		
		4	2.8	5,261	0.712	10,488	\$ 28,002	\$ 28,002
6/10	4.2	2	3.2	8	252.00	6,451		
		3	4.2	1	2,799.00	11,756		
		4	4.2	5,261	0.712	15,733	33,940	61,942
7/10	4.4	3	4.4	1	2,799.00	12,316		
		4	4.4	5,261	0.712	16,482	28,798	90,740
8/10	4.6	3	0.6	1	2,799.00	1,679		
		4	4.6	5,261	0.712	17,231	18,910	109,650
9/10	4.2	4	4.2	5,261	0.712	15,733		
		5	2.2	10,052	2.99	66,122	81,855	191,505
10/10	4.4	4	4.4	5,261	0.712	16,482		
		5	4.4	10,052	2.99	132,244	148,726	340,231
11/10	4.4	4	1.4	5,261	0.712	5,244		
		5	4.4	10,052	2.99	132,244	137,488	477,719
12/10		5	1	10,052	2.99	30,055		
		6	2		0	0	30,055	507,774
							\$ 54,662	\$562,436

andar alrededor de las áreas de construcción para llegar a la oficina. Esto deberá reducir el peligro de accidentes para los visitantes y la confusión que frecuentemente está asociada con la presencia de extraños en una obra. Si la bodega general está cerca de la entrada, facilitará la entrega de los materiales que se vayan a almacenar en la bodega y permitirá también una buena supervisión de los materiales que se sacan de la bodega. Sin embargo, si se necesita una bodega para almacenar materiales pesados, tales como máquinas que serán incorporadas a la obra, puede ser aconsejable el empleo de bodegas adicionales, localizadas más cerca de la obra.

Para almacenar materiales pesados, tales como máquinas que serán incorporadas a la obra, puede ser aconsejable considerar la posibilidad de usar bodegas adicionales más cercanas a la obra.

TABLA 2-3. GASTOS Y RECIBOS ESTIMADOS

Obra No. 148
 Proyecto SH 1764
 Dueño State Highway Department of Texas
 Localización Brazos County
 Fecha 1953

Opera- ción	Canti- dad	Uni- dades termi- nadas por sem.	Gastos de construcción		Precio unit. de contra- ción	Precio unit. recibido durante la const.	Gastos totales	Recibos totales	
			Por unidad	Por sem.				Durante la const.	Después de la termi- nación
1	1	1	\$4.000	\$ 4.000	\$ 0	\$ 0	\$ 4,000	\$ 0	\$ 0
2	64	8	240	1,920	280	252	15,360	16,128	17,920
3	12	1	2.800	2,800	3,100	2.799	33.600	33.588	37,320
4	136,800	5,261	0.70	3,683	0.78	0.712	95.758	97,402	106,704
5	120,630	10,052	3.00	30.156	3.32	2.99	361.872	360,684	400,492
6	1	1,500	1,500	0	0	1,500	0	0
Totals	\$512,090	\$507,802	\$562,436

En la figura 2-6 se ilustra la distribución de obra para un edificio de varios pisos con estructura de concreto reforzado. El contratista tiene la fortuna de tener un área adecuada para el fácil almacenamiento de todos los materiales en el sitio de la obra. Esto no sucede comúnmente en los edificios erigidos en ciudades congestionadas, en donde las áreas

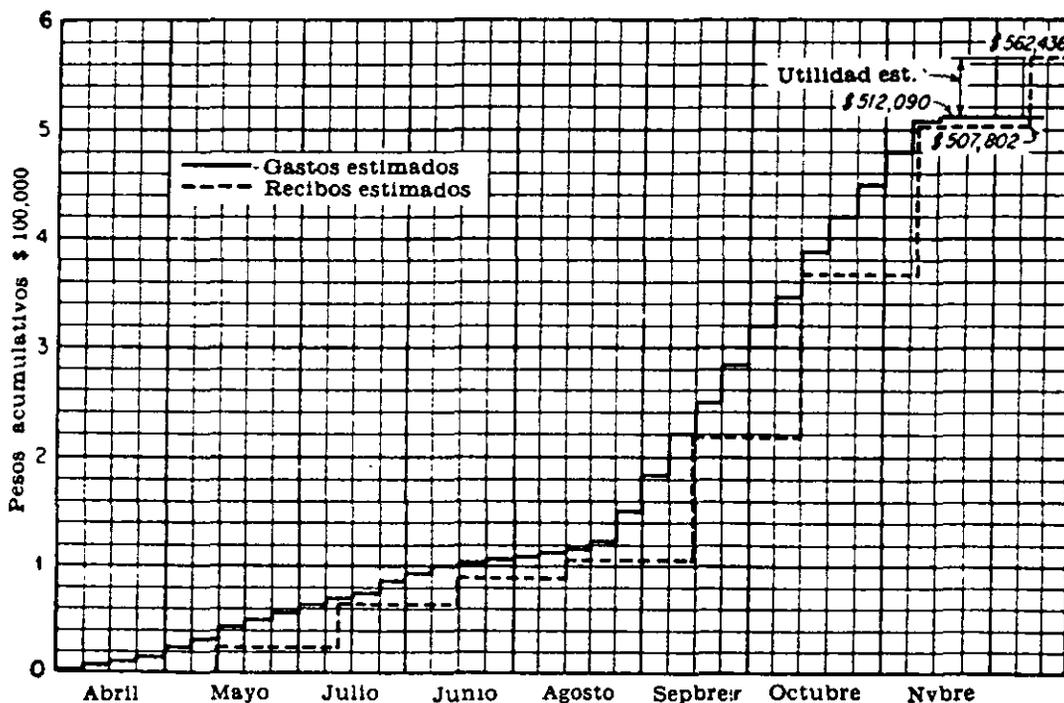


Fig. 2-5. Programa de financiamiento

de almacenamiento en el sitio de la obra son limitadas o inexistentes. Si no hay espacio disponible en el sitio de la obra, el contratista deberá obtener un espacio de almacenamiento tan cerca del sitio de la obra como sea posible.

En la figura 2-7 se ilustra la distribución de obra para la construcción de la presa Narrows en Arkansas, E. U. A.

Control de la obra durante la construcción. Con intervalos de tiempo especificados, diarios, semanarios, o mensualmente, el superintendente de la obra deberá presentarle a la oficina central de reportes en donde se muestre el adelanto actual de cada operación durante el intervalo de tiempo especificado o a través de la fecha efectiva del reporte. Este procedimiento permite un buen control del adelanto de la obra. Si el adelanto de una o más operaciones o de toda la obra está atrasado con respecto al programa, se sabrá esto con la suficiente anticipación para tomar medidas correctivas. Si se encuentra que el adelanto de una operación está desequilibrado con el adelanto de una operación relacionada, será posible balancear las operaciones antes de que resulten perjuicios graves.

En la figura 2-2 se ilustra un método para el registro del adelanto real de una obra. Para la fecha efectiva del reporte, que es el 27 de junio, se muestra en el reporte de adelanto el trabajo terminado. Se ha terminado la operación 2. La operación 3 está terminada en un 83 por ciento, habiéndose consumido el 92 por ciento del tiempo estimado. La operación 4 está terminada en un 36 por ciento, habiéndose consumido el 42 por ciento del tiempo estimado. Si no puede obviarse esta deficiencia en el trabajo terminado, podrá llegar a ser necesario retrasar la fecha de comienzo de la construcción del pavimento. Posiblemente la demora sea el resultado de lluvias excesivas, que se espera que terminen el día 1º de julio, permitiendo así que se incremente la velocidad de construcción arriba del promedio durante el resto del tiempo asignado a la operación 4. Si se puede confiar razonablemente en una suposición de este tipo, no será necesario traer equipo adicional o comenzar a trabajar una semana más larga. Si no se está razonablemente seguro de que pueda incrementarse notablemente la velocidad de adelanto, será necesario traer mayor cantidad de equipo o comenzar a trabajar con un programa de tiempo extra si se quiere con la fecha de terminación estimada.

Recuérdese que es mejor adoptar medidas correctivas durante la primera etapa del periodo de construcción en vez de esperar hasta que ya no haya el tiempo suficiente para obviar las dificultades. El tener que corregir serias demoras de tiempo a corto plazo puede resultar muy caro.

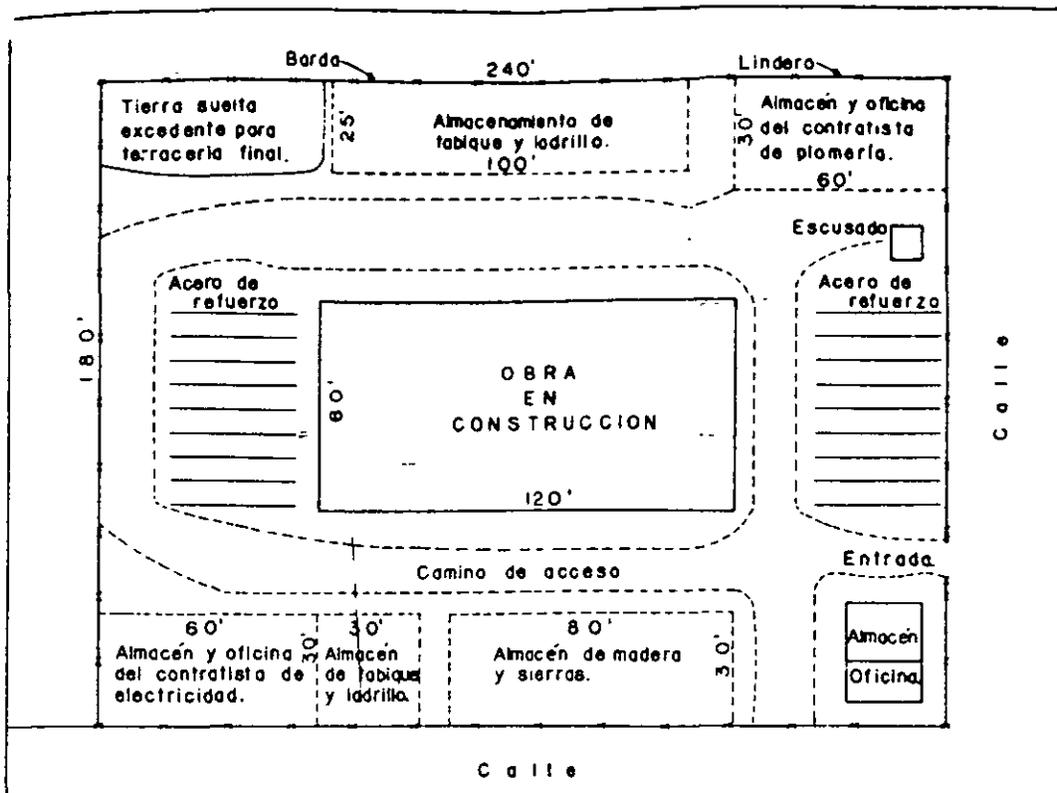


Fig 2-6. Distribución de obra.

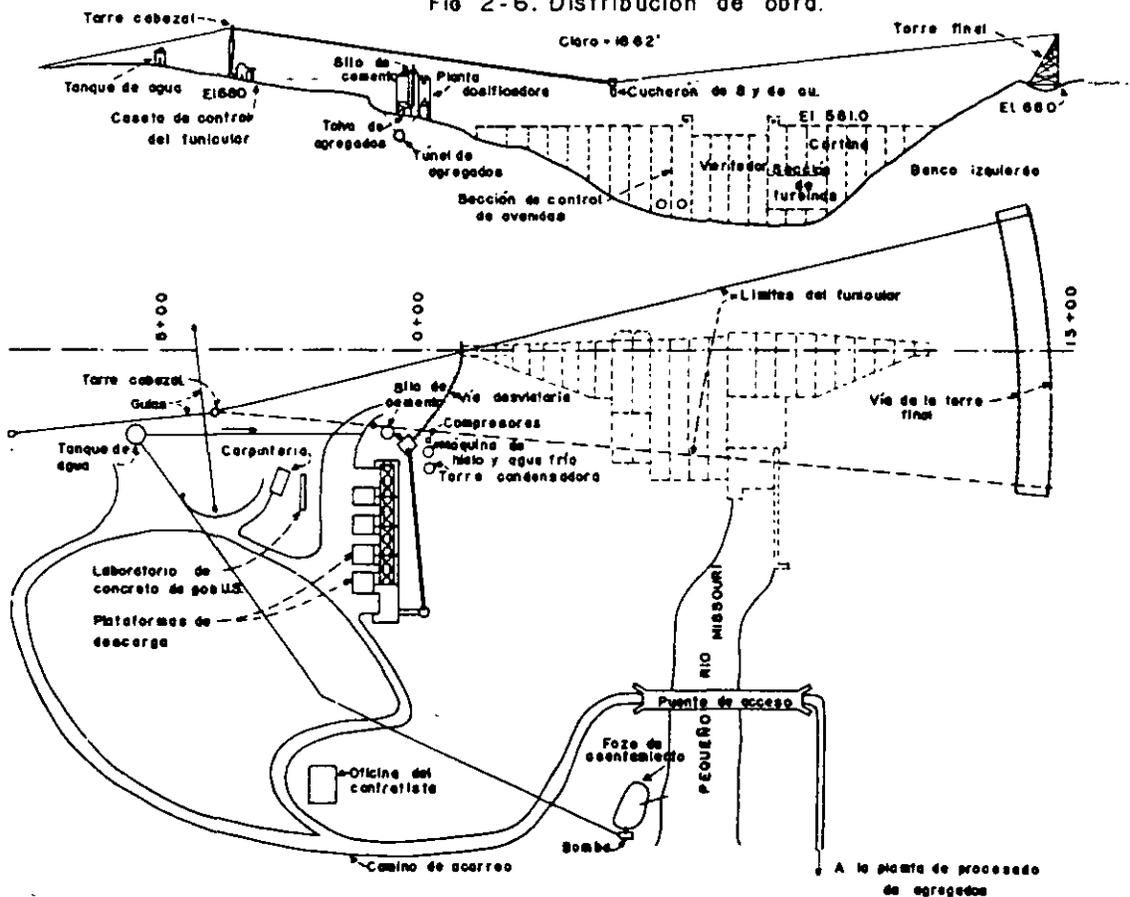


Fig. 2-7. Distribución de la obra para la Presa Narrows. (Engineering News-Record)

Registros de equipo. Cuando se compra una unidad de equipo de construcción, deberá asignársele una identificación adecuada, tal como un número, que será usado a través de toda su vida útil. Un dueño de maquinaria deberá tener un plan definido para llevar un registro del costo de cada una de las principales unidades de equipo. El registro puede llevarse en tarjetas especiales o en legajos. Los datos obtenidos de estos registros le permitirán al dueño determinar toda la historia financiera de cualquier unidad de equipo. Pueden hacerse comparaciones entre los costos de manutención y operación entre unidades comparables proporcionadas por diferentes fabricantes como una guía en la selección de unidades futuras. Los datos servirán para la determinación de la vida económica del equipo. El registro deberá mostrar el costo original, los costos de transporte hasta el lugar de entrega, la escala de depreciación, el tiempo que ha sido usado, y los costos de reparaciones y mantenimiento. Puede ser aconsejable llevar también un registro de las cantidades de combustible y lubricante consumidas.

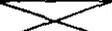
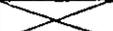
REGISTRO DE EMPLEO DE EQUIPO							
Obra N° _____							Código
Proyecto _____							Trabajando 
Dueño _____							Ocioso 
Fecha sem. term. _____							En reparación 
Equipo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Cucharón quij. N° 2							
Pala mecánica N° 4							
Camión N° 16							
Camión N° 17							
Camión N° 18							
Camión N° 19							
Camión N° 20							
Camión N° 21							
Tractor N° 4							
Tractor N° 5							
Tractor N° 6							
Tractor N° 7							

Fig. 2-8. Registro de empleo de equipo

En la figura 2-8 se ilustra un esqueleto para los registros del uso de una máquina o de varias máquinas asignadas a una obra. Los esqueletos llenados se mandan semanalmente a la oficina central de manera que pueden transferirse los datos al registro permanente de cada unidad de maquinaria.

En la figura 2-9 se ilustra un esqueleto que es adecuado para llevar el registro del costo y la descripción de una unidad de maquinaria completa. En la figura 2-10 se ilustra un esqueleto que es adecuado para llevar el registro de la depreciación de una unidad de maquinaria.

En la figura 2-11 se ilustra un esqueleto que es adecuado para llevar el registro del uso o de la renta de una unidad de maquinaria. El contratista propietario de este equipo lo rentó a sus obras a un precio mensual fijo. Si se quiere, puede revisarse el esqueleto para mostrar periodos de renta o de alquiler en días o semanas, o como se ilustra, pueden mostrarse en el esqueleto periodos de alquiler menores de un mes.

En la figura 2-12 se ilustra un esqueleto que es adecuado para llevar el registro del costo de las reparaciones y otros gastos de operación de una unidad de equipo.

Supervisión de la obra. La extensión y el tipo de supervisión que se requieren durante la construcción varían considerablemente con el proyecto. Para un pequeño y compacto proyecto la supervisión puede ser relativamente simple, mientras que para un proyecto grande, que se extienda por sobre un área considerable, tal como una presa o una tubería principal existirán muchos problemas de supervisión. Las relaciones entre todo el personal desde la compañía contratista y pasando por el superintendente, sobrestantes, y cuadrillas de trabajadores deberán ser comprendidas perfectamente. En una obra en donde están trabajando juntos muchos obreros hay muchas oportunidades para que se desarrollen malentendidos y antipatías. Pueden surgir discusiones sobre jurisdicción relativas a la responsabilidad y a la autoridad de los diferentes empleados. El sobrestante o maestro de obra deberá reconocer estos problemas cuando todavía sean incipientes y deberá tomar las medidas necesarias para corregirlos. Si los problemas surgen entre los sobrestantes, el superintendente o residente deberá estar preparado para corregirlos antes de que lleguen a tener carácter de seriedad. Una costumbre que ha demostrado ser benéfica es la de tener conferencias periódicas con el personal para promover la armonía y la comprensión entre el personal clave permitiéndole a cada uno entender mejor los problemas de los demás.

En la figura 2-13 se ilustra una gráfica de organización en donde se muestran las relaciones entre los departamentos principales de la cuadrilla de construcción. La organización real de una gráfica cambiará con cada proyecto en particular.

Empleo de radios transmisores y receptores en la supervisión de un proyecto. Cada día se hace más común el empleo de los radios receptores y transmisores en la supervisión de los proyectos de construcción. El empleo de este equipo es especialmente aconsejable para las obras

DESCRIPCIÓN				MOTOR Nº _____				MAQUINA Nº <u>14-82</u>						
Tractor diesel de oruga D7				Arreglo 7B9435, 7B1713, orugas pesadas, sistema de alumbrado F1867, sistema de arranque 3F9549, carter 7B4373, gancho delantero 7B4464, pluma para tender tubería MD7 con contrapeso de 3,500 lb, Nº Serie MD7-681										
REGISTRO DE COMPRA					REGISTRO DOCUMENTAL									
Fecha de adquisición	Nuevo Usado	Vendedor	Apdo. postal		Fecha	Número	Precio de compra		Flete		Impuesto		Costo total	
11/25/52	N	A. T. Fisher Co.	BE108D		12/3/53	JV11-8	13,884	56	316	40	334	84	14,535	80
DATOS DE LA LICENCIA					REGISTRO DE VENTA									
Año	Estado	Número	Costo	Título Nº	Fecha de venta A									
					Precio de venta \$									
					Valor \$									
					Pérdida o ganancia \$									
					Comentarios									
PUNTO					Nº DE SERIE				MAQUINA Nº					
Tractor Caterpillar D7 con tubista					3T 6612				14-82					

Fig. 2-9. Costo de posesión de equipos

REGISTRO DE DEPRECIACIÓN

DESCRIPCIÓN Tractor oruga D7 con pluma para tender tubería

MAQUINA Nº 14-82

Fecha	Depreciación			Valor	Costo total	Fecha	Depreciación			Valor	Costo total				
	Razón por mes	Cantidad	A la fecha				Razón por mes	Cantidad	A la fecha						
	302	83			14,535	80					14,535	80			
11/30/52				14,535	80	11/30/53		302	83	3,633	96	10,901	84		
12/31/52		302	83	14,232	97	12/31/53		302	83	3,936	79	10,599	01		
1/31/53		302	83	605	66	13,930	14	1/31/54		302	83	4,239	62	10,296	08
2/28/53		302	83	908	49	13,627	31	2/28/54		302	83	4,542	45	9,993	35
3/31/53		302	83	1,211	32	13,324	48	3/31/54		302	83	4,845	28	9,690	52
4/30/53		302	83	1,514	15	13,021	65	4/30/54		302	83	5,148	13	9,387	69
5/30/53		302	83	1,816	98	12,718	82	5/30/54		302	83	5,450	94	9,084	86
6/30/53		302	83	2,119	81	12,415	99								
7/31/53		302	83	2,422	64	12,113	16								
8/31/53		302	83	2,725	47	11,810	33								
9/30/53		302	83	3,028	30	11,507	50								
10/31/53		302	83	3,331	13	11,204	67								

Fecha de depreciación 25 por ciento por año

Fig. 2-10. Registro de depreciación de equipos

REGISTRO DE ALQUILER

DESCRIPCIÓN Tractor, oruga D7 con pluma para tender tubería

MAQUINA Nº 14-82

Fecha	Alquiler			Sitio de la obra	Fecha		Fecha	Alquiler			Sitio de la obra	Fecha	
	Razón por mes	Mes	A la fecha		Ent.	Sal.		Razón por mes	Mes	A la fecha		Ent.	Sal.
12/53	986 00	986 00	986 00		12-1	12-31							
1/53		986 00	1972 00		1-1	1-31							
2/53		986 00	2958 00										
3/53		986 00	3944 00										
4/53	18 días	693 00	4637 00										
6/53	13 días	500 00	5137 00										
7/53		986 00	6123 00										
8/53		986 00	7109 00										
9/53		986 00	8095 00										
10/53	9 días	346 50	8441 50										
2/54	15 días	576 50	8918 00										
3/54		986 00	9904 00										

Fig. 2-11. Registro de alquiler de equipos

que se extienden por sobre un área muy grande, en donde una operación depende de la anterior. Entre las ventajas están las siguientes:

1. Permite contactos rápidos con la oficina central, con la oficina de campo, y con el personal clave de la obra.
2. Reduce el tiempo empleado por el personal clave, tal como el de un superintendente, que tenga que apurarse para ir de una operación a otra.
3. Ahorra tiempo y costo al aumentar la eficiencia de un proyecto.

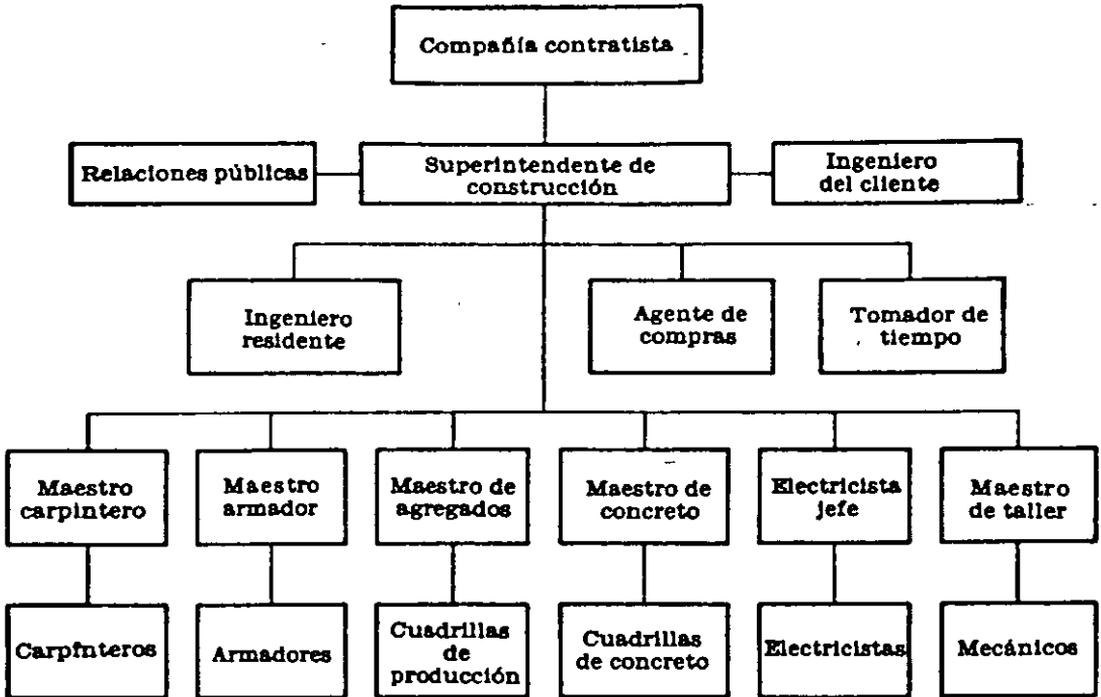


Fig. 2-13. Gráfica de organización típica para un proyecto de construcción

4. Hace que sea posible cambiar rápidamente la maquinaria de una operación a otra, reduciendo así las demoras debidas a fallas del equipo, o reduce la cantidad de equipo que se requiera en una obra debido a la mayor eficiencia en su empleo.

5. Permite una rápida comunicación con el taller en el caso de que se necesiten reparaciones de emergencia para las máquinas.

6. Expedita la distribución de los materiales a los diversos frentes de trabajo.

7. Proporciona un excelente control entre la planta de dosificación del concreto y las operaciones de colado. En el caso de una falla en cualquiera de los dos sitios puede notificarse inmediatamente al otro.

8. Permite llamadas rápidas para proporcionar primeros auxilios o una ambulancia en el caso de que el personal llegue a sufrir accidentes de trabajo.

Existen tres clases de aparatos de radiorreceptores-transmisores:

1. Portátil
2. Movable
3. Estación fija.

Aparatos portátiles. Los aparatos portátiles pueden dividirse en dos tipos, los radioteléfonos de mano y los aparatos de mochila.

Los radioteléfonos de mano pesan de 10 a 20 lb y están equipados con pilas secas o de celdilla y tienen una vida neta de operación de alrededor de 8 hr. La recepción es buena en un radio de 1 a 2 millas, dependiendo del terreno y de su topografía.

Los aparatos de mochila son más grandes que los radioteléfonos de mano y tienen baterías de más larga duración. Algunos tienen altavoces para permitir que toda la cuadrilla escuche las instrucciones. Su radio de acción es aproximadamente el mismo que el de los radioteléfonos de mano.

Unidades móviles. Las unidades móviles están instaladas en camiones, automóviles, escrepas, cargadores, en plantas mezcladoras, etc. Se operan con la corriente de la batería del vehículo. Su potencia usualmente varía de 10 a 60 wats. Tienen mayor radio de acción que los aparatos portátiles.

Estaciones fijas. En las oficinas generales se instalan durante toda la operación de la obra estaciones transmisoras y receptoras fijas. Si se utilizan antenas de 50 a 60 ft de altura es posible enviar y recibir mensajes hasta una distancia de 60 millas o más. La potencia puede ser hasta de 250 wats, con frecuencia modulada (FM). Estas estaciones están clasificadas como aplicaciones industriales y están bajo la supervisión del Federal Communications Commission (FCC). Las frecuencias asignadas son tan altas que las ondas viajan esencialmente en línea recta. Para obtener un permiso para instalar y operar una estación fija, es necesario presentarle una solicitud para su aprobación al FCC, citando la necesidad de instalar dicha unidad. Será necesario proporcionar un operador de radio con licencia de segunda clase para mantener los radios en la estación principal. Las otras personas que usen las unidades de la estación principal o de las unidades móviles deberán poseer licencia de radiooperador de tercera clase. El FCC requiere que se hagan revisiones semanales de la frecuencia y reportes periódicos de la estación. Se asignan letras y números específicos de llamada que deberán usarse al empezar y al terminar cada conversación.

Control de costos de la obra. Muy pocos negocios pueden sobrevivir sin un conocimiento de los costos y sin un control inteligente de los mismos. Esto es particularmente cierto en la industria de la construcción. Un contratista puede ser un excelente constructor, pero a no ser que conozca sus costos de construcción, nunca podrá sobrevivir a la

vigorosa competencia de la industria. Si un fabricante se da cuenta de que ha perdido dinero con ciertos productos, podrá incrementar los precios lo suficiente para asegurar una utilidad. Sin embargo, un contratista que descubra después de haber terminado un proyecto que ha perdido dinero podrá no tener la oportunidad de alzar el precio de la siguiente obra, especialmente si sus pérdidas fueron tan grandes que no pueda financiar el siguiente proyecto. Podrá perder dinero debido a una o varias razones, tales como:

1. Presupuesto bajo
2. Conocimiento insuficiente de las condiciones de la obra.
3. Aumento de los costos de materiales y/o mano de obra.
4. Condiciones adversas del clima.
5. Mala selección de los equipos de construcción.
6. Administración y supervisión ineficientes.

Mientras que puede no ser posible corregir las cuatro primeras dificultades después de haber comenzado la obra puede haber alguna oportunidad para mejorar el punto 5, y un hombre de negocios alerta ciertamente deberá corregir el punto 6, o mejor aún no deberá dejar que ocurra. La ingeniería de los costos o el control de los costos ayudara a la corrección de las pérdidas resultantes de una administración o de una supervisión ineficientes. El control de costo es más que el simple mantenimiento de libros. El mantenimiento de libros le permitirá al contratista determinar si obtuvo alguna oportunidad después de haber terminado una obra. El control de costos durante el periodo de construcción le permitirá al contratista analizar inteligentemente el comportamiento de la mano de obra y del equipo. Mostrará los costos y la producción de la mano de obra y del equipo. Si los costos son más altos que los estimados, puede suceder una de dos cosas: Que la estimación haya sido demasiado baja, o que los costos sean demasiado altos. Si se encuentra que esta última condición es la que prevalece, podrá corregirse mientras esté en operación la obra, proporcionando así una utilidad en vez de una pérdida.

Un propietario de equipo deberá utilizar un archivo de la maquinaria para proporcionar los datos relativos a cada tipo de maquinaria principal, mostrando un número asignado, con una descripción en donde se dé el tamaño o la capacidad de cualquier equipo auxiliar, la fecha de compra, el nombre del vendedor, el costo total de origen, la vida útil estimada, y la escala de depreciación (véanse las figuras 2-9 y 2-10). Deberá utilizar un archivo de operación del equipo para llevar un registro completo del costo de cada tipo de máquina (véase figura 2-12).

Antes de comenzar la construcción de una obra el contratista deberá formar una clasificación de las cuentas de la construcción en la que se

le asignen números específicos a cada operación de construcción. Los números que se utilizaron para hacer la estimación del costo del proyecto deberán ser utilizados al preparar la clasificación de las cuentas de la construcción. Este procedimiento facilitará la comparación de los costos con las estimaciones originales. Al formar los artículos para los cuales se van a estimar y reportar los costos durante las construcciones bueno es tomar en cuenta la deseabilidad de dividir una operación en subartículos. Por ejemplo, el costo del concreto de una estructura podría subdividirse en los costos de producción del agregado, acarreo del agregado, revoltura y colado del concreto y terminado y curado del concreto. Si una estructura de concreto incluye diferentes tamaños y formas cuyos costos varíen considerablemente, puede ser aconsejable subdividir el proyecto en subartículos para los fines del costo.

Las cuentas de costos deberán tener la provisión para mostrar los costos de los materiales, de la mano de obra, y de la maquinaria separadamente para cada operación si es que van a servir el fin para el cual se emplean. Algunos contratistas siguen la costumbre de agrupar el costo de todo el equipo en un solo artículo. Esta costumbre no es buena, ya que no permite la determinación del verdadero costo total de una operación dada en la cual se utiliza algún equipo. Esto es especialmente cierto en la construcción ingenieril en donde el costo de los equipos puede representar una porción principal del costo total. Si el costo del equipo incluye alquiler o depreciación, mantenimiento y reparaciones, combustible, refacciones, etc., un registro del tiempo que se utiliza el equipo en cada operación permitirá que se proratee correctamente el costo total entre las diferentes operaciones. No es correcto cargarle a una operación el costo de las reparaciones mayores porque el equipo estuviera asignado a esa operación cuando se hicieron dichas reparaciones.

Los métodos para llevar las cuentas de los costos deberán ser prácticos, simples, y comprensibles. No son producto final, sino un medio para administrar la obra. Si la gente que tenga que usar esta información la entiende, entonces la usará. Si la información es demasiado complicada, será despreciada o utilizada en forma incorrecta.

Registros de control de costos. La experiencia adquirida en los proyectos de construcción indica que es aconsejable utilizar registros simplificados para la obtención de datos relativos a los costos. Los esqueletos ilustrados de la figura 2-14 a la figura 2-19 están puestos con la intención de mostrar cómo pueden registrarse los datos concernientes a los costos y cómo pueden emplearse en una forma simplificada.

Si los esqueletos se hacen en hojas de archivo iguales, tales como las de 8½ por 11 pulgadas, con dos agujeros perforados por el lado de 8½ pulgadas, pueden ensamblarse todos los registros de una obra en un legajo al terminarse la obra. Esta información será de un valor

REGISTRO DE COSTO DE MANO DE OBRA

Obra N° 531

Artículo

Pilas, muros y vigas - Hechura

Símbolo FIM

Presupuesto de la cantidad estimada 630 sq Costo unitario 8.00 Costo total 5,040.00

Notas	Fin de semana	Hombres hora		Costo de trabajo		Cantidad		Costo unitario a la fecha	Cantidad presup. X costo unit. a la fecha	Indicado	
		Por Sem	A la fecha	Por Sem	A la fecha	Por Sem	A la fecha			Ahorro	Sobrepaso
	4/8	242	242	363.00	363.00	35	35	10.37	6,533		1,493
	4/15	286	528	429.00	792.00	111	146	5.42	3,415	1,625	
	4/22	274	802	412.00	1,204.00	69	215	5.60	3,528	1,512	

Fig. 2-15. Registro de costo de mano de obra. (Courtesy of Irving H. Winslow.)

57

considerable para las gentes encargadas de la formación de los presupuestos o estimaciones cuando vayan a preparar los presupuestos de otras obras.

En la figura 2-14 está un esqueleto para llevar un registro de los costos de los materiales adquiridos. Como los costos de la última columna son acumulativos hasta la última entrada, es posible determinar con un vistazo el costo total de los materiales para una operación dada.

La figura 2-15 es un esqueleto para llevar el registro de las horas-trabajador de la mano de obra empleada semanalmente y hasta la fecha, el costo de la mano de obra por semana, y hasta la fecha, la cantidad de trabajo terminado por semana y hasta la fecha, el costo unitario del trabajo terminado hasta la fecha, y el costo total estimado basado en la cantidad y en el costo unitario indicado. El ahorro indicado se obtiene restando el costo total estimado, el producto de la cantidad presupuestada por el costo unitario hasta la fecha para cualquier fecha que se quiera. Se notará que el esqueleto está diseñado para mostrar el artículo para el cual se aplica el costo, tal como la fabricación de cimbras para cimientos, pilas, muros, y vigas.

La figura 2-16 ilustra la hoja de campo diaria de un tomador de tiempo, la cual está diseñada para registrar el número de horas trabajadas durante un día por cualquier número de obreros hasta 50. Si hay más de 50 obreros en una obra, pueden prepararse horas adicionales con los números de 51 a 100, 101 a 150, etc. Los números usados en las hojas deberán coincidir con los números asignados a los trabajadores. Las horas de cada obrero se muestran debajo de la clasificación adecuada de trabajo llevado a cabo, como lo indica el símbolo de la operación situado cerca de la parte superior de la hoja. Cerca del fondo de la hoja se muestran el número total de las horas-trabajador para cada operación y su costo correspondiente. La hoja proporciona un espacio para indicar el salario por hora y el salario diario que gana cada obrero. Puede mostrarse el número de horas trabajadas a razón de salario normal y las razones de salario de tiempo extra. El total de las horas-trabajador que se muestra a través del fondo de la hoja deberá estar de acuerdo con el número total de horas que está indicado en la columna vertical como una comprobación de la precisión de las entradas y de los cálculos. En una forma semejante el total de las cantidades indicadas cerca del fondo de la hoja deberá estar de acuerdo con la cantidad total que se muestra en la columna vertical.

Al utilizar estos esqueletos se sugiere que se adopte un sistema adecuado de símbolos para indicar las diversas operaciones. Para eliminar confusiones, deberá usarse el sistema de símbolos en forma uniforme a través de todas las operaciones de un contratista en todas sus obras. Así, F1, podría indicar formas para cimientos, pilas, y vigas; F2,

HOJA DE CAMPO DEL TOMADOR DE TIEMPO																		Hoja Nº <u>3</u>				
																		Fecha <u>3/5/53</u>				
																		Obra Nº <u>531</u>				
Nº del obrero	F1M	F1E	F1S	F2M	F2E	F3M												Salario	Can-tidad	Horas		Nº
																				Normal	O.T.	
1				4		4												1.50	12.00	8		1
2					8													1.50	12.00	8		2
3					8													1.50	12.00	8		3
4		8																1.50	12.00	8		4
5	8																	1.50	12.00	8		5
48		8																1.50	12.00	8		48
49	8																	1.50	12.00	8		49
50			4		2	2												1.00	8.00	8		50
Total de hr-trab.	56	72	32	160	64	16													584.00	400		Total
Cantidad	80.00	108.00	36.00	240.00	96.00	24.00																

Fig. 2-16. Hoja de campo del tomador de tiempo. (Courtesy of Irving H. Winslow.)

Obra N^o 531

REGISTRO DE LISTA DE RAYA

Hoja N^o 2

Lista de raya N^o 10

Periodo del 3/5 al 3/11

N ^o	OT Tpo. ext.	Jue		Vier		Sáb		Dom		Lun		Mar		Mier		Horas			Pag. hr	salario	Cant. total	Deducciones			Nombre	Clas. del Obr.	Ocup.	Cheq. N ^o	Fecha de pago	N ^o
		N	OT	N	OT	N	OT	N	OT	N	OT	N	OT	N	OT	N	1 1/2	2				OAB	WT	Cant. neta						
1		8		8		8		8		8		8		8		40	8		52	1.50	78.00	1.17	5.20	71.63	J.T. Brown	5	Carpintero	521		
2		8		8		8	4	8		8		8		8		40	8	4	60	1.50	90.00	1.35	10.20	78.45	D. Jones	3	Carpintero	522		
3		8		8			4	8		8		8		8		40		4	48	1.50	72.00	1.08	9.40	61.52	C.L. Smith	1	Carpintero	523		
4																														
5																														
6																														
7																														
8																														
9																														
10																														
11																														
12																														
13																														
14																														
15																														
16																														
17																														
18																														
19																														
20																														
21																														
22																														
23																														
24																														
25																														
26																														
27																														
28																														
29																														
30																														
31																														
32																														
33																														
34																														
35																														
36																														
37																														
38																														
39																														
40																														
41																														
42																														
43																														
44																														
45																														
46																														
47																														
48																														
49																														
50																														

N, hr trabajadas o salario normal
 OT, hr trabajadas a salario de tiempo extra
 OAB, beneficios de pensión
 WT, impuesto retenido

Fig. 2-17. Registro de lista de raya. (Courtesy of Irving H. Winslow.)

09

REPORTE DE TRABAJO

Hoja No. 2

Obra No. 531

SReporte No. 11 del día 3/11

Símbolo	Descripción	Costo sem	Cantidad		Costo unitario		Costo			Estimada		
			Unidad	Est. total	Actual a la fecha	Est.	Actual a la fecha	Est.	Actual a la fecha	Probable final	Ahorro	Sobrepaso
	Formas (hechura, erección, estimado)											
F1M	Cimientos,		Cuad.	63	63	8.00	5.94	504	374	374	130	
F1E	Pilas, muros		Cuad.	173	173	30.00	27.00	5190	4671	4671	519	
F1S	Nervaduras	36.00	Cuad.	173	124	6.00	6.49	1038	805	1123		85
F2M	Losas, vigas, trabes	160.99	Cuad.	60	32	10.00	10.32	600	330	619		19
F2E	Losas, vigas, trabes	210.68	Cuad.	93	17	27.00	28.09	2511	478	2612		101
F2S	Losas, vigas, trabes		Cuad.	93		10.00		930		930		

Fig. 2-18. Reporte semanal del costo de la mano de obra. (Courtesy of Irving H. Winslow.)

REPORTE DE MATERIALES

Hoja N^o. 2

Obra N^o 531

Reporte N^o 1 a 4/1

Descripción	Unidad	Estimado			Fecha actual			Costo final prob.	Indicado	
		Cantidad	Costo unitario	Costo total	Cantidad	Costo unitario	Costo total		ahorro	Sobre-paso
Hierro y acero										
Refuerzo de acero	Ton	27	110	2,970	26	100	2,612	2,700	270	
Malla de acero	ft ²	5,580	0.75	4,180	5,580	0.69	3,866	3,866	314	
Hierro diverso				1,600			116	1,600		
Total				<u>8,750</u>			<u>6,594</u>	<u>8,166</u>	<u>584</u>	
Concreto y mampostería										
Concreto premezclado	Yd cu	449	12.70	5,700	275	12.10	3,332	5,433	267	
Tablique rojo común	M	194	27.60	5,360				5,360		

Fig. 2-19. Reporte de costo de materiales (Cortesía de Irving H. Winslow.)

formas para vigas de piso y trabes; F3, formas para pisos y losas de techo. Si se desea hacer todavía una mayor subdivisión, los símbolos pueden modificarse a F1M, fabricación de formas, F1E erección de formas, F1S descimbrado. Estos símbolos se utilizan en la hoja de campo del tomador de tiempo.

La figura 2-17 ilustra un registro de lista de raya en la que puede registrarse en forma permanente la información que se da en la hoja del tomador de tiempo. Se notará que las columnas de la extrema izquierda y de la derecha están numeradas en grupos de 50 para corresponder con los números utilizados en la hoja del tomador de tiempo. Si el espaciamiento de los números en las dos hojas se hace exactamente igual, será posible superimponer parcialmente una hoja sobre la otra para simplificar la transposición de los datos de la hoja del tomador de tiempo al registro de la lista de raya. Al transponer las horas de tiempo extra de la hoja del tomador de tiempo se muestran las horas en la columna vertical encabezada "O.T." para el día en particular. Cuando las horas de tiempo extra están indicadas en la columna del registro de lista de raya encabezadas "HORAS", deberán estar colocadas en la columna encabezada "1½" ó "2", dependiendo del salario de tiempo extra que se pague. Cuando las horas de tiempo extra están extendidas a la columna encabezada "Pago hr", se multiplican por el factor apropiado, ya sea 1½ ó 2, antes de sumarse a las horas que se pagan con salario normal. Esto permite que todas las horas pagadas puedan ser multiplicadas por el factor de salario normal, eliminando de esta manera la necesidad de indicar más de un factor de salario para cada obrero. En la columna encabezada "Deducciones", se indican las cantidades retenidas por los conceptos de beneficios de pensión e impuestos retenidos.

Los días que se muestran a la cabeza de las diversas columnas pueden revisarse, como se quiera, para permitir que cualquier día dado indique el fin de una semana, o pueden sustituirse los nombres de los días por números tales como 3/15, 3/16, 3/17, etc.

La figura 2-18 ilustra un reporte semanal de costo de mano de obra en donde están registrados el número de unidades de trabajo terminadas, el costo unitario estimado y el real hasta la fecha, y el costo final probable de cada operación. El costo final probable se obtiene multiplicando la cantidad total estimada por el costo unitario actual hasta la fecha. A partir del costo final probable de una operación dada es posible estimar el ahorro, basado en el costo original estimado de la operación. Esta información puede ser de un valor considerable para el contratista para la determinación del estado de costo de una obra en cualquier momento durante el periodo de construcción. Les será útil al departa-

mento de presupuestos en la preparación de estimaciones para obras futuras.

La figura 2-19 ilustra un reporte de costo de materiales que puede prepararse semanal o mensualmente. Le ayuda al contratista permitiéndole determinar el estado del costo de sus materiales a través de cualquier fecha deseada durante la construcción.

PROBLEMAS

2-1. Prepare un programa de construcción para un proyecto en donde se involucre el perforado de pozos para agua, instalación de bombas en los pozos, colocación de la tubería de hierro colado, construcción de una casa de bombas, instalación de bombas auxiliares y construcción de un tanque de almacenamiento al nivel del suelo. La obra principiará el primer lunes del mes de marzo del año en curso. Una semana nominal será de 5 días de 8 horas cada uno. Para cada operación súmese del 20 al 30 por ciento de tiempo perdido debido al mal tiempo.

Al preparar el programa indíquese la operación, la cantidad, la velocidad de construcción, el tiempo total en semanas, y el programa en meses y semanas. Designe el sábado el fin de la semana.

Las cantidades y velocidades de construcción son como sigue:

Operación	Cantidad	Vel. de const.
Llegada a la obra	1	1 sem
Perforación de pozos	2 c/u	3 sem c/u
Instalación de bombas	2 c/u	1 sem c/u
Colocación de tubería	28,860 ft lin	40 ft por hr
Construcción casa de bombas .	1 c/u	10 sem
Instalación de las bombas ...	2 c/u	1 sem c/u
Construcción del tanque	1 c/u	12 sem
Pruebas	1 c/u	1 sem
Limpieza	1 c/u	1 sem

2-2. Preparar un programa de construcción para el proyecto de una carretera. La obra comenzará el segundo lunes del mes de abril del año en curso. La semana será de 6 días de 8 hr cada una. Para cada operación súmese del 20 al 30 por ciento de pérdidas de tiempo debido al clima. Divídase el tiempo en meses y en semanas, indicando que cada semana termina el día sábado.

El pavimento de concreto será de exactamente 8 millas de longitud, de 24 ft de ancho, y de 9 pulgadas de espesor medio. La cantidad de pavimento deberá expresarse en yardas cuadradas.

Las especificaciones requieren que cada estructura de drenaje esté terminada cuando menos 14 días antes de colocarle el relleno de tierra. Deberá haber un lapso de cuando menos 30 días entre la terminación del trabajo de tierra y la colocación del pavimento en cualquier sección de la carretera. El pavimento deberá curarse cuando menos durante 7 días después de su colocación.

CAPITULO 4

FUNDAMENTOS INGENIERILES

Generalidades. En este capítulo se discutirán muchos problemas relacionados a la excavación, acarreo, y colocación de tierra. Con el volumen constantemente en aumento de obras de tierra para presas, diques, carreteras, aeropuertos, y otros proyectos, la necesidad de seleccionar el equipo de construcción más adecuado es cada día más importante. Las personas de la industria de la construcción, incluyendo a los contratistas y a los ingenieros, deben comprender los efectos que tienen la selección de la maquinaria y de los métodos sobre el costo de manejo de tierras. Se espera que el análisis de los problemas relacionados a los trabajos de tierra ayudará a demostrar cuan efectiva es la aplicación de la ingeniería para la determinación del costo de los trabajos de tierra.

Propiedades físicas de la tierra. Antes de discutir el manejo de tierras o de analizar los problemas involucrados en el trabajo con tierras es aconsejable familiarizarse con algunas de las propiedades físicas de la tierra. Estas propiedades tienen un efecto directo sobre la facilidad o dificultad del manejo de tierras, sobre la selección del equipo, y sobre las producciones del mismo.

Abundamiento y enjutamiento. Es bueno saber que el volumen y la densidad de la tierra sufre cambios considerables cuando se la excava, acarrea, compacta, y coloca. Debido a estos cambios es necesario especificar si el volumen se mide en suposición original, en estado suelto, o en el relleno después de la compactación.

El volumen medido en banco es el volumen de la tierra medido en el banco de préstamo, en la zanja, en el canal, o en el corte antes de colocarla. Éste es el volumen sobre el que usualmente se basan los pagos.

El volumen en estado suelto es el volumen de la tierra después de que ha sido quitada de su posición natural y depositada en camiones, escrepas, o en montones.

El volumen compactado, o volumen de relleno, es el volumen de la tierra después de que ha sido colocada en un relleno, como en una presa, y compactada. En las obras en donde se requiera relleno de tierra compactada se puede usar el volumen en el relleno como base para los pagos.

El volumen de tierra debe de expresarse en yardas cúbicas, independientemente de si es medida en banco, suelta, o compactada.

Cuando aumenta el volumen de la tierra debido al aflojamiento, se define este incremento como abundamiento. Se expresa como porcentaje del volumen original inalterado. De esta manera, si se encuentra que la tierra que se sacó de un agujero que tiene una yd cu tiene un volumen suelto de 1.25 yd cu, el incremento de volumen es 0.25 yd cu, ó 25 por ciento. Esta tierra tiene entonces un abundamiento del 25 por ciento. Los valores del abundamiento varían considerablemente para diferentes clases de tierra, como lo indica la Tabla 4-1.

Cuando se coloca tierra en un relleno y se compacta con los métodos de construcción modernos, usualmente tendrá un volumen menor que en su estado original. Esta reducción en volumen es el resultado de un incremento en la densidad como queda ilustrado por la dificultad que frecuentemente se encuentra al hincar estacas de madera en un relleno después de que la tierra ha sido concienzudamente compactada con rodillos de pata de cabra, con llantas neumáticas, o con algún otro de los equipos utilizados para la compactación. Esta reducción del volumen a partir del volumen medido en banco se define como enjutamiento. Se expresa como porcentaje del volumen original inalterado. De esta manera, si la tierra que se saca de un agujero que tenga 1 yd cu de volumen tiene un volumen compactado de 0.9 yd cu la pérdida en volumen es 0.1 yd cu, ó 10 por ciento. Para esta condición se dice que la tierra tiene un enjutamiento del 10 por ciento. Para cualquier clase de tierra el por ciento de enjutamiento cambiará con la extensión y grado de compactación y con la cantidad de humedad presente durante la compactación.

La Tabla 4-1 da valores representativos del abundamiento para diferentes clases de tierra. Estos valores cambiarán con la extensión o grado de aflojamiento y con la compactación. Si en algún proyecto específico se desea tener valores más precisos, deberán hacerse pruebas con muestras de la tierra, tomadas a diferentes profundidades o en diferentes sitios del corte propuesto. Las pruebas pueden hacerse pesando un volumen dado de tierra inalterada, suelta, y compactada. Deberá usarse un recipiente que tenga el mismo volumen para hacer la determinación del peso de cada uno de estos tres estados.

El porcentaje de abundamiento y de enjutamiento puede determinarse a partir de las ecuaciones (4-1) y (4-2), respectivamente...

$$S_v = \left(\frac{B}{L} - 1 \right) \times 100 \quad (4-1)$$

$$S_h = \left(1 - \frac{B}{C} \right) \times 100 \quad (4-2)$$

en donde $S_w = \%$ abundamiento

$S_h = \%$ enjutamiento

$B =$ peso de la tierra inalterada

$L =$ peso de la tierra suelta

$C =$ peso de la tierra compactada

Los pesos de la tierra usualmente se expresan en libras por pie cúbico.

EJEMPLO. Determinar el por ciento de abundamiento y de enjutamiento para una tierra cuyos pesos son los siguientes:

Inalterado, 92, lb por ft cu

Suelto, 76 lb por ft cu

Compactado, 108 lb por ft cu

El por ciento de abundamiento será:

$$\begin{aligned} S_w &= \left(\frac{108}{92} - 1 \right) \times 100 \\ &= (1.21 - 1) \times 100 = 21\% \end{aligned}$$

El por ciento de enjutamiento

$$\begin{aligned} S_h &= \left(1 - \frac{76}{108} \right) \times 100 \\ &= (1 - 0.85) \times 100 = 15\% \end{aligned}$$

Pueden obtenerse resultados semejantes utilizando una vasija calibrada para medir los volúmenes de una cantidad de tierra dada en los estados inalterado, suelto, y compactado.

TABLA 4-1. ABUNDAMIENTO REPRESENTATIVO PARA DIFERENTES CLASES DE TIERRA

Clases de tierra	Por ciento de abundamiento
Arena o grava limpia	5-15
Suelo superficial	10-25
Lama	10-35
Tierra común	20-45
Arcilla	30-60
Roca sólida	50-80

Para ilustrar el empleo de la Tabla 4-1, 10 yd cu de tierra en un banco de préstamo pueden ocupar 12.5 yd cu en un camión y 9 yd cu en un relleno compactado.

Compactación del suelo. Si se deposita un suelo suelto en un relleno sin compactarlo, contendrá muchos vacíos de tamaños variables, lo cual lo hace inútil para la mayoría de las obras de construcción. Por lo tanto, es necesario reducir el porcentaje de vacíos compactando el suelo con rodillos de pata de cabra, con unidades con llantas neumáticas, con rodillos de rueda lisa, con apisonadores neumáticos, usados separadamente o en combinación. La mayor densidad le permitirá al suelo soportar cargas más pesadas sin un exceso de asentamiento. Cuando

se utiliza el suelo para una presa, la mayor densidad le dará mayor estabilidad a la estructura y reducirá al peligro de filtraciones a través de la presa. Mientras que existen mucha literatura relativa a la compactación de los suelos, el tema no es una ciencia exacta y es difícil especificar por adelantado cuál equipo y cuáles métodos producirán los resultados deseados. Si en una obra determinada se requieren resultados exactos, deberán determinarse el equipo y los métodos por medio de pruebas de campo llevadas a cabo bajo la supervisión de un ingeniero experimentado en suelos.

La densidad de un suelo aumenta si se le expulsa el aire y la humedad. Esta expulsión se lleva a cabo obligando a las partículas a juntarse entre sí como resultado de la presión aplicada y rearrreglar así sus posiciones en la masa de suelo. La aplicación de una vibración en combinación con una presión es efectiva para incrementar la densidad de muchos suelos.

Las pruebas revelan que si un suelo tiene una deficiencia de humedad, la fricción interna de las partículas es alta y será difícil obtener una buena compactación. Si se agrega humedad, servirá como un lubricante, que reducirá la fricción interna y facilitará la compactación del suelo. Si existe la presencia de una cantidad demasiado grande de humedad, es necesario expulsar el exceso de humedad al compactar el suelo. La cantidad de humedad necesaria para una compactación máxima, que varía con el tipo de suelo, se expresa como un porcentaje, en peso, del suelo y se conoce como contenido óptimo de humedad. Para la mayoría de los suelos que se encuentran en la construcción, el contenido óptimo de humedad varía del 8 al 25 por ciento del peso del suelo. La cantidad real para cualquier suelo dado puede determinarse por medio de pruebas, como se describe más adelante. El suelo deberá depositarse en capas lo suficientemente delgadas para permitir una distribución uniforme de la humedad dentro de cada capa y para permitir también que penetre la presión producida por el equipo de compactación hasta la profundidad total de la capa. Un suelo arenoso puede depositarse en capas relativamente gruesas, mientras que la arcilla debe depositarse en capas delgadas.

Se han desarrollado pruebas como una ayuda en la determinación de los métodos más satisfactorios para la compactación de los suelos. Mientras que existen opiniones diferentes relativas a los procedimientos de prueba, los establecidos por la American Association of State Highway Officials (AASHO) usualmente proporcionarán resultados satisfactorios. En los siguientes tres párrafos se describen las pruebas.

La *prueba del contenido de humedad* se utiliza para determinar la relación del peso del agua contenida en una muestra dada al peso seco de la muestra. El resultado se expresa en por ciento. La prueba se lleva

a cabo empezando una muestra de tierra húmeda, secándola en un horno, anotando después la pérdida en peso debido al agua evaporada. El peso del agua que se pierde dividido entre el peso de la muestra seca y multiplicado por cien es igual al porcentaje del contenido de humedad.

La *determinación del peso unitario* es una prueba para determinar el peso de un volumen unitario, que se expresa en libras por pie cúbico.

La *prueba de compactación para contenido óptimo de humedad* (método AASHO modificado) es una prueba importante que se utiliza para determinar la cantidad de humedad requerida para permitir la mayor compactación. Si hay demasiada agua presente, deberá efectuarse más trabajo para expulsar el exceso de agua. Si existe una cantidad insuficiente de agua, el suelo no se compactará con facilidad. Esta prueba se hace compactando, en una máquina de prueba estándar, una cantidad de la muestra de suelo que se ha mezclado concienzudamente con agua. Después de la compactación se determina el peso por unidad de volumen del peso de material compactado. A continuación se toman muestras del suelo compactado, y se determina el contenido de humedad como en la prueba de contenido de agua previamente discutida. A partir de estos datos se determina el contenido de agua para una unidad de peso del suelo. Este mismo procedimiento repite con varias muestras con cantidades variables de agua que se agregan hasta que la adición de más agua no proporcione ningún incremento de peso para un volumen dado. El contenido de humedad resultante en el mayor peso por volumen es el contenido óptimo de humedad.

La prueba de compactación para el contenido óptimo de humedad es semejante en su objeto a la prueba *Proctor Standard*. Las dos pruebas difieren en detalles de procedimiento en lo relativo al número de capas de suelo y al espesor del suelo, al peso del pisón que se utiliza para compactar, y la distancia a través de la cual se mueve el pisón.

Puede llegar a ser necesario obtener tierra para un relleno a partir de un banco de préstamo que tenga capas estratificadas de arena, arcilla, grava, u otros materiales. Para muchos proyectos ningún material por sí solo es satisfactorio para el relleno. La arena y la grava tienen excelentes propiedades de capacidad de carga, pero no se cementan entre sí para formar una estructura estable. La arcilla y el limo pueden ser estables cuando están secos, pero cuando se mojan, pierden su estabilidad y se hacen esponjosos. Una combinación de arena y grava con la correcta proporción de material fino, como arcilla, producirá una estructura con buenas propiedades de capacidad de carga más la estabilidad resultante de la cementación de las partículas grandes de la arcilla. Un suelo mezclado de este tipo puede compactarse satisfactoriamente, y retiene su estabilidad ya sea que esté seco o mojado. Al producir tierra a partir de

un banco de préstamo estratificado puede ser aconsejable seleccionar un equipo que sea capaz de mezclar la tierra de las diferentes capas a medida que ésta sea excavada.



Resistencia al rodamiento. La resistencia al rodamiento es la resistencia que encuentra un vehículo al moverse sobre una carretera o superficie. Esta resistencia varía considerablemente con el tipo y condición de la superficie sobre la que se mueve el vehículo. La tierra suave ofrece una resistencia más alta que los caminos de superficie dura tales como los de concreto y de pavimento de asfalto. Para los vehículos que se mueven sobre llantas de hule la resistencia al rodamiento varía con el tamaño, con la presión, y con el diseño de las estrias de las llantas. Para equipos que se mueven sobre orugas, tales como los tractores, la resistencia varía principalmente con el tipo y condición de la superficie del camino. Si un camión se saca de una carretera de superficie dura a un campo de tierra suave, la resistencia al rodamiento aumenta materialmente, como lo saben todos los choferes. Si una carretilla cargada tiene una llanta neumática bien inflada, puede ser empujada con una facilidad mucho mayor a lo largo de una banqueta de concreto que cuando la llanta está semi-inflada o suave. La diferencia se debe a los cambios de la resistencia al rodamiento. Una llanta angosta de alta presión proporciona una mejor resistencia al rodamiento que una llanta ancha de baja presión sobre un camino de superficie dura. Esto es el resultado de la menor área de contacto entre la llanta y la superficie del camino. Sin embargo, si la superficie del camino es suave y la llanta tiende a hundirse en la tierra, una llanta ancha de baja presión ofrecerá una menor resistencia al rodamiento que una llanta angosta de alta presión. La razón de esta condición es que la llanta angosta se hunde en la tierra a mayor profundidad que la llanta ancha y de esta manera tiene que salir todo el tiempo de un agujero más hondo, lo cual es equivalente a subir por una pendiente más parada. Como se explica más adelante en este libro, el tipo y tamaño de las llantas seleccionadas para los equipos transportadores de tierra debe determinarse después de conocer las condiciones del camino de acarreo.

La resistencia al rodamiento de un camino de acarreo de tierra probablemente no permanecerá constante en condiciones climáticas variables o para tipos variables de suelo que existan a lo largo del camino. Si la tierra es estable, altamente compactada, y bien mantenida con una conformadora, y si el contenido de humedad se mantiene cerca del óptimo, es posible proporcionar una superficie con una resistencia al rodamiento tan baja como la del concreto o como la del asfalto. Es posible agregar humedad, pero después de un periodo prolongado de lluvias puede ser difícil quitar el exceso de humedad, y el camino de acarreo se hará lodoso, con un aumento en la resistencia al rodamiento.

El proporcionar una buena superficie de drenaje expeditará la remoción del agua y deberá permitir el más rápido reacondicionamiento del camino. Para un proyecto de tierra grandé es buena economía el proporcionar una conformadora de rutina, camiones rociadores, y probablemente rodillos de pata de cabra para mantener el camino de acarreo en buenas condiciones. Como está ilustrado en el tema de camiones, el mantenimiento de una baja resistencia al rodamiento es una de las mejores inversiones financieras que puede hacer un contratista que se dedique al acarreo de tierra.

Aunque es imposible dar valores completamente precisos para las resistencias al rodamiento para todos los tipos de ruedas y caminos de acarreo, los valores que se dan en la Tabla 4-2 son razonablemente pre-

TABLA 4-2. RESISTENCIAS AL RODAMIENTO REPRESENTATIVAS PARA VARIOS TIPOS DE RUEDAS Y SUPERFICIES, EN LIBRAS POR TONELADA DE PESO BRUTO

Tipo de superficie	Ruedas de acero, baleros comunes	Orugas y ruedas dentadas	Llantas de hule, baleros anti-friccionantes	
			Alta presión	Baja presión
Concreto liso	40	55	35	45
Asfalto bueno	50-70	60-70	40-65	50-60
Tierra, compactada, buen mantenimiento	60-100	60-80	40-70	50-70
Tierra, mantenimiento malo, baches ...	100-150	80-110	100-140	70-100
Tierra, baches, lodoso, ningún mantenimiento	200-250	140-180	180-220	150-200
Arena suelta y grava	280-320	160-200	260-290	220-260
Tierra, muy lodoso, baches, suave	350-400	200-240	300-400	280-340

cisos y pueden emplearse para fines de estimación. La resistencia al rodamiento se expresa en libras de la tracción que se requiere para mover cada tonelada bruta sobre una superficie a nivel del tipo o condición especificada. Por ejemplo, si un camión con un peso bruto de 20 toneladas se está moviendo sobre un camino plano cuya resistencia al rodamiento es de 100 lb por ton, la tracción que se requiere para mantener en movimiento al camión a una velocidad uniforme será:

$$20 \text{ ton} \times 100 \text{ lb por ton} = 2,000 \text{ lb}$$

Si se desea obtener la resistencia al rodamiento de un camino de acarreo, puede hacerse jalando un camión o algún otro vehículo cuyo peso bruto se conoce a lo largo de una sección plana del camino de acarreo a una velocidad uniforme. El cable de remolque deberá estar

equipado con un dinamómetro o con algún otro dispositivo que permita determinar la tensión media en el cable. Esta tensión es la resistencia total al rodamiento del peso bruto del camión. La resistencia al rodamiento en libras por tonelada bruta será:

$$R = \frac{P}{W} \quad (4-3)$$

en donde R = resistencia al rodamiento, lb por ton

P = ~~peso bruto del camión, toneladas~~

W = peso bruto del camión, toneladas

Si es necesario jalar el camión cargado hacia arriba o hacia abajo sobre un camino de acarreo en pendiente, puede aplicársele una corrección apropiada por el efecto de la pendiente a la tensión en el cable de remolque, según se explica en el siguiente artículo. Para poder apli-

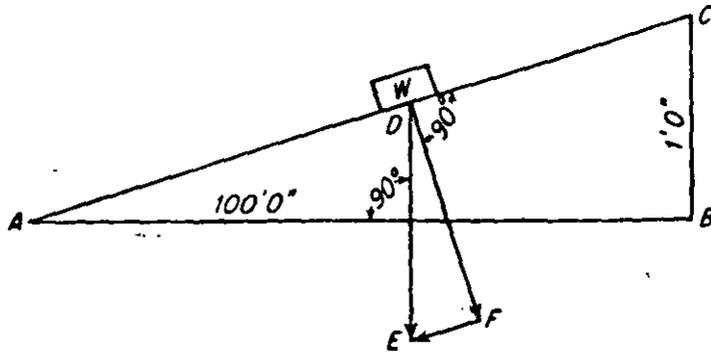


Fig. 4-1. Efecto de la pendiente en el comportamiento de un tractor o camión

car una corrección es necesario conocer la pendiente del camino de acarreo sobre el cual se está llevando a cabo la prueba.

Efecto de la pendiente sobre la tracción. Cuando un vehículo se mueve hacia arriba sobre un camino inclinado, se incrementa la tracción total requerida para mantener al vehículo en movimiento aproximadamente en proporción a la pendiente. Si un vehículo se mueve hacia abajo sobre un camino inclinado, disminuye la tracción total que se requiere para mantener el vehículo en movimiento en proporción a la pendiente del camino. El método más común para expresar la pendiente es como porcentaje. Una pendiente de 1 por ciento es aquella en la que la superficie se eleva o declina 1 ft verticalmente en una distancia horizontal de 100 ft. Si la pendiente es de 5 por ciento, la superficie se eleva o declina 5 ft por cada 100 ft de distancia horizontal. Si la superficie se eleva, se define como positiva, si declina, se define la pendiente como negativa. Todos los automovilistas saben que una pendiente positiva retarda, mientras que una pendiente negativa ayuda, al

movimiento de un vehículo que se mueve sobre un camino. Las mismas fuerzas se aplican a los equipos de construcción que se mueven sobre un camino. Ésta es una propiedad física que no está afectada por el tipo de maquinaria ni por el tipo o por las condiciones del camino.

El efecto de la pendiente es el de incrementar, para una pendiente positiva, o disminuir, para una pendiente negativa, la tracción requerida en 20 lb por tonelada de peso por cada 1 por ciento de pendiente. Mientras que esta cantidad no es estrictamente correcta para todas las pendientes, es lo suficientemente precisa para las obras de construcción.

En la figura 4-1 se ilustra el método para determinar el efecto de la pendiente sobre la tracción. La línea AB es horizontal. La pendiente de AC es de +1 por ciento. DE es perpendicular a AB . DF es perpendicular a AC . Para los fines de la práctica la longitud de AC es de 100 ft. W es un peso de 1 ton, representado por el vector DE . P es la componente de W paralela a AC .

Por triángulos semejantes:

$$\frac{P}{W} = \frac{BC}{AC} \quad \text{or} \quad P = W \frac{BC}{AC} = 2,000 \text{ lb} \times \frac{1}{100} = 20 \text{ lb}$$

si se aumenta BC a 2 ft,

$$P = 2,000 \text{ lb} \times \frac{2}{100} = 40 \text{ lb}$$

Para cualquier pendiente el valor aproximada de P en libras por tonelada es:

$$P = 2,000 \text{ lb} \times \frac{\% \text{ pendiente}}{100} = 20 \text{ lb} \times \% \text{ pendiente}$$

EJEMPLO. Considérese el efecto de la pendiente sobre la tracción total de un camión cuyo peso es de 20 ton. Se llevará el camión hacia arriba de una pendiente de 5 por ciento. La tracción adicional resultante de la pendiente es:

$$P = 20 \text{ ton} \times 20 \text{ lb por ton} \times 5\% = 2,000 \text{ lb}$$

De esta manera, el motor del camión deberá entregarle continuamente a las ruedas motrices 2,000 lb de rimpull, para sobreponerse al efecto de la pendiente. Si el camión se está moviendo hacia abajo de la misma pendiente, el efecto de la pendiente será el de ayudar al motor del camión, lo cual es equivalente a sumarle 2,000 lb de rimpull al camión.

Si un tractor está jalando una carga, los pesos brutos combinados del tractor y de la carga que remolca son los que deberán utilizarse para la determinación del efecto de la pendiente.

La Tabla 4-3 proporciona valores para el efecto de la pendiente, expresados en libras por tonelada bruta de peso del vehículo.

Efecto de la pendiente al localizar un banco de préstamo. Algunas veces los ingenieros y los contratistas no le dan suficiente consideración al grado de la pendiente del camino de acarreo al localizar los bancos de préstamo. Es aconsejable, cuando sea posible, localizar el banco de préstamo a una elevación mayor que la que tenga el relleno, de manera que la pendiente hacia abajo del camino de acarreo pueda ayudarle a los camiones cargados o a las otras máquinas de acarreo a llevar cargas más grandes o a mayores velocidades. Como los vehículos estarán vacíos al regresar hacia arriba por el camino de acarreo del relleno al banco de préstamo, el efecto de la pendiente será considerablemente menor. Este punto se discute en detalle en el Capítulo 7, Camiones y Escrepas (ver páginas 213-217).

Coefficientes de tracción. La energía total de un motor en cualquier unidad de maquinaria diseñada principalmente para arrastrar cargas puede convertirse en esfuerzo de tracción solamente si puede desarrollarse una cantidad suficiente de tracción entre las ruedas motrices u orugas y la superficie de acarreo. Si no hay suficiente tracción, no puede utilizarse toda la potencia del motor. Las ruedas u orugas se deslizarán sobre la superficie. Así que, el coeficiente de tracción entre las llantas de hule o entre las orugas y las diferentes superficies de acarreo es de importancia para los operadores de las unidades de acarreo.

TABLA 4.3 EFECTO DE LA PENDIENTE SOBRE EL ESFUERZO DE TRACCIÓN DE LOS VEHÍCULOS EN LIBRAS POR TONELADA BRUTA

Pen- diente %	Lb por ton de peso bruto	Pen- diente %	Lb por ton de peso bruto
1	20.0	12	238.4
2	40.0	13	257.8
3	60.0	14	277.4
4	80.0	15	296.6
5	100.0	20	392.3
6	119.8	25	485.2
7	139.8	30	574.7
8	149.2	35	660.6
9	179.2	40	742.8
10	199.0	45	820.8
11	218.0	50	894.4

El coeficiente de tracción puede definirse como el factor por el cual debe multiplicarse la carga sobre una rueda u oruga motriz para determinar la máxima fuerza de tracción posible entre la llanta u oruga y

la superficie justamente antes de que comience a deslizar. Por ejemplo, las llantas motrices de un camión descansan sobre un camino de acarreo plano de arcilla dura. La presión total entre las ruedas y la superficie del camino es de 8,000 lb. Al hacer una prueba de deslizamiento en las llantas aplicándole una fuerza de arranque a las ruedas, se encuentra que el deslizamiento ocurrirá cuando la fuerza de tracción entre las llantas y la superficie sea de 4,800 lb. El coeficiente de tracción es $4,800 \div 8,000 = 0.60$.

El coeficiente de tracción entre llantas de hule y superficies de caminos variará con el tipo de grabado de las llantas y con la superficie del camino. Para las orugas variará con el diseño de los dientes y con la superficie del camino. Estas variaciones son tales que no pueden darse valores exactos. En la Tabla 4-4 se dan valores aproximados del coeficiente de tracción entre llantas de hule u orugas y superficies de caminos; estos valores son lo suficientemente precisos para los fines de estimación.

TABLA 4-4. COEFICIENTES DE TRACCIÓN PARA VARIAS SUPERFICIES DE CAMINOS

Superficie	Llantas de hule	Orugas
Concreto rugoso, seco	0.80-1.00	0.45
Lama arcillosa seca	0.50-0.70	0.90
Lama arcillosa mojada	0.40-0.50	0.70
Arena y grava mojadas	0.30-0.40	0.35
Arena seca, suelta	0.20-0.30	0.30
Nieve seca	0.20	0.15-0.35
Hielo	0.10	0.10-0.25

EJEMPLO. Supóngase que un tractor enllantado tiene un peso total de 18,000 lb sobre dos ruedas motrices. La tracción máxima en baja velocidad es de 9,000 lb. Si el tractor está operando en arena húmeda, con un coeficiente de tracción de 0.30, el rimpull máximo posible antes de que comience a deslizar será de $0.30 \times 18,000 = 5,400$ lb. Independientemente de la potencia del motor, no pueden utilizarse más de 5,400 lb de esfuerzo de tracción debido al deslizamiento de las llantas. Si el mismo tractor está operando sobre arcilla seca, con un coeficiente de tracción de 0.60, la máxima tracción posible antes de que comience el deslizamiento será de $0.60 \times 18,000 = 10,800$ lb. Para esta superficie el motor no podrá ocasionar el deslizamiento de las llantas. De esta manera, puede utilizarse la potencia total del motor.

Efecto de la altura en el comportamiento de los motores de combustión interna. Un motor de combustión interna trabaja combinando el oxígeno del aire con el combustible quemado después de la mezcla para convertir la energía latente en energía mecánica. La potencia

de un motor es una medida de la velocidad con que puede producir energía a partir del combustible. Para carga de combustible y aire dentro de un cilindro deberá existir una correcta relación entre la cantidad de combustible y de aire para que pueda obtenerse del motor la máxima eficiencia y la máxima potencia. La relación entre las cantidades deberá ser aquella que proporcione el oxígeno justamente necesario para suplir los requerimientos del combustible para su completa combustión. Si se reduce la densidad del aire debido a la altura, será menor la cantidad de oxígeno en un volumen dado de aire que para el mismo volumen de aire al nivel del mar. Como cada cilindro de un motor aspira un volumen dado de aire antes de la carrera de encendido, habrá menos oxígeno en el cilindro si se reduce la densidad del aire. Como debe permanecer constante la relación entre el aire y el combustible, será necesario reducir la cantidad de combustible que se le proporcione a un motor a altitudes. Esto se hace usualmente ajustando el carburador. El efecto del motor es el de reducir la potencia. Un ser humano experimenta el mismo efecto cuando se dedica a alguna actividad física a altas altitudes. Aunque respira el mismo volumen de aire, no recibe la misma cantidad de oxígeno para satisfacer sus requerimientos.

Si la densidad del aire disminuyera en forma uniforme con la altura sobre el nivel del mar, sería posible expresar la pérdida de potencia de un motor, debido a la altura, por medio de una fórmula sencilla con un alto grado de precisión. En la realidad no sucede esto.

Para la mayoría de los fines de la práctica es suficientemente preciso el suponer que para los motores de gasolina de cuatro ciclos y para los motores diesel la pérdida en potencia debida a la altura será aproximadamente igual al 3 por ciento de la potencia al nivel del mar por cada 1,000 ft de altura arriba de los primeros 1,000 ft. Así que, para un motor de cuatro ciclos con una potencia en la banda de 100 hp al nivel del mar, la potencia a 10,000 ft arriba del nivel del mar se determinaría como sigue:

Potencia al nivel del mar		= 100 hp
Pérdida debido a la altura,	$\frac{0.03 \times 100 \times (10,000 - 1,000)}{1,000}$	= 27 hp
Potencia efectiva		= 73 hp

Para un motor de dos ciclos, cuyo empleo se está haciendo cada día más popular en el campo del diesel, la pérdida en potencia debida a la altura es aproximadamente igual a 1 por ciento de la potencia al nivel del mar por cada 1,000 ft arriba de los primeros 1,000 ft. A este tipo de motor se le proporciona el aire, a una presión pequeña, por medio de un soplador, mientras que el motor de cuatro ciclos depende de la succión de los pistones para recibir su suministro de aire. Si el motor

descrito en el párrafo anterior es de dos ciclos, la potencia a 10,000 ft arriba del nivel del mar se determinaría como sigue:

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Potencia al nivel del mar} & & = 100 \text{ hp} \\
 \text{Pérdida debido a la altura, } \frac{0.01 \times 100 \times (10,000 - 1,000)}{1,000} & & = 9 \text{ hp} \\
 \text{Potencia efectiva} & & = \underline{91 \text{ hp}}
 \end{array}$$

En los dos problemas anteriores se indicó que, siendo iguales los otros factores, se logrará un mejor comportamiento con un motor de dos ciclos a grandes alturas que con un motor de cuatro ciclos a la misma altura.

El efecto de la pérdida en potencia debida a la altura sobre el nivel del mar puede eliminarse instalando un supercargador. Éste es una unidad mecánica que aumentará la presión del aire que se le suministra al motor, permitiendo así el comportamiento al nivel del mar a cualquier altura. Si se va a utilizar algún equipo a grandes alturas durante largos periodos de tiempo, el mejor comportamiento de los motores probablemente compense con creces el costo de la instalación de un supercargador.

Un contratista que tenga razones de producción establecidas para su equipo al o cerca del nivel del mar cometerá un serio error si utiliza esas razones de producción al concursar por una obra que vaya a construirse a una altura considerable sobre el nivel del mar. Deberá instalar supercargadores o aplicar un factor de corrección, según se explica con más detalle al tratar los temas de camiones y tractores.

Efecto de la temperatura en el comportamiento de los motores de combustión interna. Muchas personas que hayan manejado un automóvil en el desierto en una tarde caliente habrán notado que el comportamiento del automóvil parecía deficiente. Si siguieron manejando durante la noche, después de que la temperatura disminuyó apreciablemente, les habrá parecido que el comportamiento del motor mejoraba apreciablemente. Esta experiencia no fue fruto de su imaginación. Un motor de combustión interna desarrollará un caballaje más alto a una temperatura baja del aire que a una temperatura alta del aire. El efecto de la temperatura sobre el comportamiento de un motor de combustión interna ha sido determinado a partir de pruebas de laboratorio. En el siguiente artículo se discute el efecto combinado de la presión y de la temperatura sobre el comportamiento de los motores de combustión interna.

Efecto combinado de la presión y de la temperatura sobre el comportamiento de los motores de combustión interna. Cuando se prueba un motor de combustión interna para determinar su potencia,

es necesario llevar a cabo las pruebas bajo condiciones estándar de manera que los resultados obtenidos tengan significación. Las condiciones estándar son a una temperatura de 60 grados Fahrenheit y una presión barométrica media igual a la del nivel del mar; equivalente a 29.92 pulgadas de mercurio (pulg. Hg). Como la potencia del motor usualmente se determina por medio de un freno o de un dinamómetro, el resultado se expresa como potencia de frenaje (bhp) del motor.

Si una prueba tiene que llevarse a cabo bajo condiciones que sean diferentes de las condiciones estándar, puede determinarse la potencia corregida para condiciones estándar utilizando la fórmula:

$$H_c = H_o \frac{P_s}{P_o} \sqrt{\frac{T_o}{T_s}} \quad (4-4)$$

en donde H_c = bhp corregido para condiciones estándar

H_o = bhp observado, determinado a partir de la prueba

P_s = presión barométrica estándar, 29.92 pulg. Hg

P_o = presión barométrica observada, pulg. Hg, al efectuarse la prueba

T_o = temperatura absoluta, °F, igual a 460 + temperatura observada

T_s = temperatura absoluta para condiciones estándar, igual a 460 + 60 = 520 °F.

EJEMPLO. A un motor de gasolina se le hizo la prueba bajo las condiciones dadas y se encontró que desarrollaba la potencia indicada. Se desea convertir los resultados a bhp para condiciones estándar.

$$\begin{aligned} \text{hp observado} &= 86.43 \\ \text{presión observada} &= 29.52 \text{ pulg. Hg} \\ \text{temperatura observada} &= 42^\circ\text{F} \end{aligned}$$

Substituyendo estos valores en la fórmula (4-4) se tiene:

$$H_c = 86.43 \times \frac{29.92}{29.52} \sqrt{\frac{460 + 42}{520}} = 86.07 \text{ hp}$$

Así pues esta máquina desarrollará 86.07 bhp si se prueba bajo las condiciones normales.

La fórmula (4-4) puede utilizarse para determinar la probable potencia efectiva de un motor de cuatro ciclos a cualquier temperatura y altitud. A partir de la Tabla 4-5 determine la probable presión barométrica para la altitud dada. Estime la temperatura probable. Aplique estos datos a la fórmula (4-4), y resuelva para encontrar la potencia efectiva.

TABLA 4-5. PRESIONES BAROMÉTRICAS PROMEDIO PARA DIFERENTES ALTURAS ARRIBA DEL NIVEL DEL MAR, EN PULGADAS DE MERCURIO

Altura sobre el nivel del mar, ft	Presión barométrica pulg. Hg
0	29.92
1,000	28.86
2,000	27.82
3,000	26.80
4,000	25.82
5,000	24.87
6,000	23.95
7,000	23.07
8,000	22.21
9,000	21.36
10,000	20.55

EJEMPLO. Un tractor se opera con un motor diesel de cuatro ciclos. Cuando se probó bajo condiciones estándar, el motor desarrolló 130 bhp. ¿Cuál es el caballaje probable a una altura de 3,660 ft sobre el nivel del mar, cuando la temperatura diaria promedio es de 72°F?

Los datos que deban usarse en la fórmula (4-4) serán los siguientes:

$$H_s = 130$$

$$P_s = 29.92 \text{ pulg}$$

$$P_o = 26.14 \text{ pulg (de la Tabla 4-5)}$$

$$T_s = 520^\circ\text{F}$$

$$T_o = 460 + 72 = 532^\circ\text{F}$$

Encontrar H_o .

Reacomodando la fórmula (4-4) y sustituyendo los datos existentes, se obtiene:

$$\begin{aligned} H_o &= H_s \frac{P_s}{P_o} \sqrt{\frac{T_o}{T_s}} \\ &= 130 \times \frac{26.14}{29.92} \sqrt{\frac{520}{532}} = 112.7 \text{ hp} \end{aligned}$$

Así que, el probable bhp del motor quedará reducido a 112.7 como resultado de la mayor altitud y del incremento de temperatura.

La Tabla 4-6 da los factores por los cuales puede multiplicarse la potencia de un motor de cuatro ciclos, determinada bajo condiciones estándar, para obtener la potencia probable para diferentes altitudes y temperaturas. Debido a variaciones en la presión barométrica a cualquier altitud como resultado de cambios en las condiciones climáticas, los factores pueden variar ligeramente con las condiciones climáticas.

El motor diesel de dos ciclos opera bajo condiciones diferentes de las que se le aplican al motor de cuatro ciclos. Por lo tanto, los factores que se dan en la Tabla 4-6 no serán aplicables a los motores de dos ciclos. Si se desea tener estos datos, deberán pedírsele al fabricante.

TABLA 4-6. FACTORES DE CORRECCIÓN PARA DETERMINAR LA POTENCIA ÚTIL EN LOS MOTORES DE CUATRO CICLOS, PARA VARIAS ALTITUDES Y TEMPERATURAS

Altura sobre el nivel del mar, ft	Temperatura, °F								
	110	90	70	60	50	40	20	0	-20
0	0.954	0.971	0.991	1.000	1.008	1.018	1.039	1.062	1.085
1,000	0.920	0.937	0.955	0.964	0.974	0.984	1.003	1.025	1.048
2,000	0.887	0.904	0.921	0.930	0.938	0.948	0.968	0.988	1.010
3,000	0.855	0.872	0.888	0.896	0.905	0.914	0.933	0.952	0.974
4,000	0.825	0.840	0.856	0.865	0.873	0.882	0.899	0.918	0.938
5,000	0.795	0.809	0.825	0.833	0.842	0.849	0.867	0.885	0.904
6,000	0.767	0.781	0.795	0.803	0.811	0.820	0.836	0.853	0.872
7,000	0.738	0.752	0.767	0.775	0.782	0.790	0.806	0.823	0.840
8,000	0.712	0.725	0.739	0.746	0.754	0.762	0.776	0.793	0.811
9,000	0.686	0.699	0.713	0.720	0.727	0.734	0.748	0.764	0.782
10,000	0.682	0.675	0.687	0.639	0.707	0.707	0.722	0.737	0.753

Tracción en la barra. A la tracción disponible que puede ejercer un tractor de orugas sobre la carga que está jalando se le conoce como tracción en la barra del tractor. La tracción se expresa en libras. De la tracción total de un motor deberá deducirse la tracción necesaria para mover al tractor sobre un camino de acarreo plano antes de que pueda determinarse la tracción en la barra. Si un tractor de orugas está jalando una carga hacia arriba de una pendiente, se reducirá su tracción en la barra en 20 lb por cada tonelada de peso del tractor por cada 1 por ciento de pendiente.

El comportamiento de los tractores de oruga, como lo reportan las especificaciones fabricadas por el fabricante, usualmente está basado en las pruebas Nebraska. Al probar un tractor para determinar su máxima tracción en la barra en cada una de las selecciones de velocidad disponibles se calcula, que el camino de acarreo tiene una resistencia al rodamiento de 110 lb por ton. Si se emplea un tractor sobre un camino de acarreo cuya resistencia al rodamiento sea más alta o más baja que 110 lb por ton, se reducirá o se incrementará la tracción en la barra, respectivamente, en una cantidad igual al peso del tractor en toneladas multiplicado por la variación del camino de acarreo de 110 lb por ton.

EJEMPLO. Un tractor cuyo peso es de 15 ton tiene una tracción en la barra de 5,684 lb en sexta velocidad al estar operando sobre un camino plano con una resistencia al rodamiento de 110 lb por ton. Si se hace operar al tractor sobre un camino plano que tenga una resistencia al rodamiento de 180 libras por ton, se reducirá la tracción en la barra en $15 \text{ ton} \times (180 - 110) = 1,050 \text{ lb}$. Así que la tracción en la barra efectiva será de $5,684 - 1,050 = 4,634 \text{ lb}$.

La tracción en la barra de un tractor de oruga será inversamente proporcional a la velocidad de cada uno de los engranes. Es la mayor en el primer engrane y menor en el engrane superior. Las especificaciones proporcionadas por el fabricante, deberán dar la máxima velocidad y la tracción en la barra para cada uno de los diferentes engranes. Lo siguiente es un ejemplo:

Engrane	Velocidad, mph	Tracción en la barra, lb
1ª	1.72	28,019
2ª	2.18	22,699
3ª	2.76	17,265
4ª	3.50	13,769
5ª	4.36	10,074
6ª	7.00	5,579

Rimpull. Rimpull es un término que se utiliza para designar la fuerza de tracción entre las llantas de hule de las ruedas motrices y la superficie sobre la cual viajan. Si el coeficiente de tracción es lo suficientemente alto para eliminar el deslizamiento de las llantas, el rimpull máximo es una función de la potencia del motor y de las relaciones de los engranes entre el motor y las ruedas motrices. Si las ruedas motrices deslizan sobre la superficie de acarreo el máximo rimpull efectivo será igual a la presión total entre las llantas y la superficie multiplicada por el coeficiente de tracción. El rimpull se expresa en libras.

Si se desconoce el rimpull de un vehículo, puede determinarse a partir de la fórmula

$$\text{Rimpull} = \frac{375 \times \text{hp} \times \text{eficiencia}}{\text{velocidad, mph}} \quad (4-5)$$

La eficiencia de la mayoría de los camiones y tractores variará del 80 al 85 por ciento. Para un tractor enllantado con un motor de 140 hp y una velocidad máxima de 3.25 mph en primera velocidad, el rimpull será:

$$\frac{375 \times 140 \times 0.85}{3.25} = 13,730 \text{ lb}$$

El rimpull máximo en todas las selecciones de velocidad para este tractor será como sigue:

Engrane	Velocidad, mph	Tracción en la barra, lb
1ª	3.25	13,730
2ª	7.10	6,285
3ª	12.48	3,576
4ª	21.54	2,072
5ª	33.86	1,319

Al calcular la tracción que puede ejercer un tractor sobre una carga que esté jalando, es necesario deducir del rimpull del tractor la fuerza de tracción requerida para obviar la resistencia al rodamiento más cualquier resistencia por pendiente que se le ofrezca al tractor. Se notará que el tractor enllantado difiere del tractor de orugas en este respecto. Por ejemplo, si un tractor cuyo rimpull máximo en primera velocidad sea de 13,730 lb pesa 12.4 ton y se opera hacia arriba sobre un camino de acarreo cuya pendiente sea de 2 por ciento con una resistencia al rodamiento de 100 lb por ton, la tracción disponible para jalar la carga será como sigue:

Rimpull máximo	= 13,730 lb
Tracción requerida para obviar la pendiente > $12.4 \times 20 \times 2$	= 496 lb
Tracción requerida para obviar la resistencia al rodamiento, 12.4×100	= 1,240 lb
Tracción total a deducir	= 1,736 lb
Tracción disponible para tirar la carga	= 11,994 lb

Aceleración. La aceleración es el incremento de la velocidad de un vehículo en movimiento por medio de la aplicación del exceso de la potencia del motor, es decir, la potencia no se requiere para mantener al vehículo en movimiento a una velocidad uniforme. El grado de la aceleración depende del peso del vehículo y del exceso de rimpull que haya disponible para la aceleración. A no ser que haya rimpull disponible, no puede incrementarse la velocidad del vehículo.

Aunque es imposible analizar una unidad de acarreo para determinar los grados exactos de la aceleración para condiciones dadas, es posible obtener resultados que sean lo suficientemente precisos para los fines de estimación. Este análisis está basado en la segunda Ley de Newton para el movimiento. Esta ley básica está expresada por la fórmula:

$$F = \frac{W}{g} a \quad (4-6)$$

en donde F = fuerza de aceleración, lb

W = peso por acelerar, lb

g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft por seg por seg

a = aceleración del peso W , ft por seg por seg

Suponga que existe disponible una fuerza 10 lb para acelerar un peso de 1 ton, 2,000 lb. si estos datos se insertan en la fórmula (4-6) y se arregla la fórmula como se indica, se obtiene:

$$a = \frac{Fg}{W} = \frac{10 \times 32.2}{2,000} = 0.161 \text{ ft por seg por seg}$$

Expresado en palabras, esto quiere decir que para cada segundo de tiempo transcurrido que se aplique la fuerza de 10 lb el peso tendrá un incremento de velocidad de 0.161 fps. Esto es equivalente a un aumento en velocidad de 0.11 mph por seg. En un min la velocidad aumentará en $60 \times 0.11 = 6.6$ mph. Si la fuerza se incrementa de 10 a 20 lb, el grado de aceleración aumentará a 13.2 mph por min.

En la Tabla 4-7 se dan los grados aproximados para acelerar un peso de 1 ton, en mph por minuto, para varios rimpulls de aceleración: En la tabla el rimpull acelerante está expresado en libras, y el peso permanece constante en 1 ton.

TABLA 4-7. GRADO APROXIMADO PARA ACELERAR UN PESO DE 1 TON

Rimpull acelerante	Aceleración, ph por min
5	3.3
10	6.6
20	13.2
30	19.8
50	33.0
100	66.0
200	132.0
300	198.0

EJEMPLO. Puede hacerse una aplicación práctica a un camión cargado. Supóngase que el camión cargado pesa 40,850 lb y que el camión tiene un motor de 125 hp. La velocidad máxima en primera velocidad es de 3.0 mph. Para esta velocidad el rimpull se obtiene de la fórmula 4-5, utilizando una eficiencia supuesta del 81 por ciento.

$$\text{Rimpull} \frac{375 \times 125 \times 0.81}{3.0} = 12,620 \text{ lb}$$

Las velocidades y rimpulls máximos para varios engranes son como sigue:

Engrane	Velocidad máxima, mph	Rimpull lb
1ª	3.0	12,620
2ª	5.2	7,225
3ª	9.2	4,120
4ª	16.8	2,250
5ª	27.7	1,365

El camino de acarreo es plano, con una resistencia al rodamiento de 60 libras por tonelada.

Se desea determinar el tiempo total aproximado para poner al camión desde una posición estacionaria a su mayor velocidad en 5ª velocidad. Se supone que el rimpull que esté en exceso del que se requiere para vencer la resistencia al rodamiento estará disponible. Se despreciará la resistencia del viento, que puede ser un factor en algunos casos.

$$\text{El peso del camión cargado es } \frac{40,850}{2,000} = 20.425 \text{ ton}$$

El rimpull que se requiere para vencer la resistencia al rodamiento es $20,425 \times 60 = 1,225$ lb. De este rimpull debe deducirse el rimpull del camión en cada selección de velocidad para poder obtener el rimpull disponible para acelerar el camión.

Los máximos rimpulls disponibles para acelerar el camión son aproximadamente los que se dan en la siguiente tabla. En la operación real los rimpulls disponibles probablemente serán menores que las cantidades dadas cuando se le meten las velocidades al camión, debido a la reducción en potencia de un motor a una velocidad reducida. Si el camión está equipado con un convertidor de torsión o sincronizador en vez de nada más con engranes y embrague, es más probable que estén disponibles los rimpulls indicados a través de los diferentes rangos de aceleración.

Engrane	Rimpull acelerante máximo, lb
1ª	11,395
2ª	6,050
3ª	2,895
4ª	1,025
5ª	140

En la realidad al estar trabajando el camión probablemente no estén disponibles los máximos rimpulls acelerantes, especialmente en las velocidades más bajas, debido al miedo del chofer para aplicar la potencia total del motor, y debido también a las pérdidas mecánicas en las velocidades más bajas. Por lo tanto, los tres primeros valores deben modificarse disminuyéndolos, y tal vez los otros dos también deban reducirse un poco, de acuerdo con el criterio y la experiencia del planificador de la obra.

El tiempo necesario para subir la velocidad del camión a 3.0 mph en la primera velocidad se determinaría como sigue:

$$\text{Máximo rimpull acelerante por ton} = \frac{11,395}{20,425} = 557 \text{ lb}$$

Si este rimpull se reduce a un valor efectivo de 300 lb por tonelada, producirá una aceleración de 198 mph en un min. El tiempo requerido para producir una aceleración de 3.0 mph será $\frac{3.0}{198} = 0.015$ min. Cuando se hace el cambio a la segunda velocidad, la velocidad deberá ser de 3.0 mph. Deberá incrementarse a 5.2 mph para ganar 2.2 mph. El tiempo requerido para incrementar la velocidad de 3.0 a 5.2 mph se determinaría como sigue.

$$\text{Máximo rimpull acelerante por ton} = \frac{6,050}{20,425} = 296 \text{ lb}$$

Si este rimpull se reduce a un valor efectivo de 200 lb por ton, producirá una aceleración de 132 mph en 1 min. El tiempo requerido para producir una aceleración de 2.2 mph será:

$$\frac{2.2}{132} = 0.017 \text{ min}$$

De manera semejante puede determinarse el tiempo necesario para acelerar hasta la máxima velocidad en cada uno de los otros tres engranes. Los resultados están dados en la Tabla 4-8. El tiempo total dado en la Tabla 4-8 deberá incrementarse en el total del tiempo que se requiera para hacer el cambio de velocidades. Si el tiempo comienza a correr cuando se hace el cambio a la primera velocidad, habrá cinco cambios. Deberá ser posible hacer un cambio en cuatro segundos sin apresuramientos innecesarios.

El tiempo que se da en la Tabla 4-8 puede usarse como guía, pero deberá ser modificado por el criterio del planificador de la obra. Por ejemplo, si se reduce la resistencia al rodamiento del camino de acarreo a 50 lb por ton, el máximo rimpull acelerante en quinta velocidad aumentará a 16.8 lb por ton. Si se supone que el rimpull efectivo es de 14 lb por ton, la aceleración aumentará a 9.25 mph en un min. El tiempo que se requiere para aumentar la velocidad de 16.8 a 27.7 mph se reducirá de 2.725 min a:

$$\frac{10.9}{9.25} = 1.18 \text{ min}$$

TABLA 4-8. TIEMPO APROXIMADO QUE SE REQUIERE PARA ACELERAR UN CAMIÓN

Engrane	Velocidad máxima, mph	Aceleración requerida, mph	Rimpull acelerante, lb por ton		Aceleración, mph por min	Tiempo para acelerar a la velocidad máxima, min
			Max	Efectivo		
1ª	3.0	3.0	557	300	198	0.015
2ª	5.2	2.2	296	200	132	0.017
3ª	9.2	4.0	141	100	66	0.061
4ª	16.8	7.6	50	40	26.4	0.288
5ª	27.7	10.9	7	6	4.0	2.725
Tiempo total, sin tolerancia para cambiar de velocidad						3.106
Sumar para 5 cambios de velocidad a 4 seg cada uno						0.333
Tiempo total transcurrido						3.439

Si la resistencia al rodamiento del camino de acarreo aumenta a 70 lb por ton, el camión no podrá llegar a tener su velocidad total en quinta velocidad. Por este ejemplo puede verse que la resistencia al rodamiento de un camino de acceso es especialmente efectiva en el comportamiento de un vehículo cargado en su velocidad superior.

En las figuras 4-2a y b se dan gráficas que pueden usarse para determinar la aceleración o desaceleración de un vehículo cuando se conocen el peso total, la resistencia al rodamiento, y el rimpull disponible. Las gráficas pueden utilizarse también para determinar el efecto de la pendiente sobre el comportamiento de un vehículo convirtiendo el efecto de la pendiente a una resistencia al rodamiento equivalente. Cada +1

por ciento de pendiente es equivalente a un aumento de 20 lb por ton en la resistencia al rodamiento, y cada -1 por ciento de pendiente es equivalente a una reducción de 20 lb por ton en la resistencia al rodamiento. El efecto combinado de la resistencia al rodamiento y de la pendiente está representado en la línea 2 de la gráfica de la figura 4-2a.

EJEMPLO. Un vehículo cargado cuyo peso total es de 70,000 lb entra a una pendiente de $+8$ por ciento, sobre un camino de acarreo cuya resistencia al rodamiento es de 60 lb por ton, a una velocidad de 12 mph. El rimpull disponible a 12 mph es de 2,600 lb. Úsense las gráficas de las figuras 4-2a y b para determinar el tiempo y la distancia recorrida de que la velocidad se reduzca a 7 mph.

El efecto combinado de la resistencia al rodamiento y de la pendiente será:

$$\begin{array}{rcl} \text{Resistencia al rodamiento} & = & 60 \text{ lb por ton} \\ \text{Pendiente, } 20 \times 8 & = & 160 \text{ lb por ton} \\ \hline \text{Efecto combinado} & = & 220 \text{ lb por ton} \end{array}$$

La línea quebrada de las dos gráficas da la solución al problema.

Una línea trazada del peso bruto en la línea 1 y que atraviesa la resistencia combinada al rodamiento más la pendiente en la línea 2 indica un valor de aproximadamente 7,700 lb en la línea 3.

Una línea trazada del rimpull requerido de 7,700 lb en la línea 3 al rimpull disponible en la línea 5 indica una fuerza de desaceleración de 5,000 lb en la línea 4.

Una línea trazada de la fuerza de desaceleración de 5,000 lb en la línea 6 a través del peso bruto de la máquina a la línea 8 indica una desaceleración de aproximadamente 2 ft por seg por seg.

Una línea trazada de la línea 8 a la línea 10 indica que se requerirá 3.2 seg para reducir la velocidad a 7 mph.

Una línea trazada desde la línea 11 hasta la línea 13 indica que el vehículo viajará 45 ft en el intervalo de tiempo en que se está disminuyendo la velocidad a 7 mph.

Cualquier problema cuyos valores estén dentro de los límites de la gráfica o monograma puede resolverse de manera semejante.

PROBLEMAS

4-1. Un camión cuya caja mide 6 ft 3 pulgadas de ancho y 10 ft 8 pulgadas de largo, medidas interiores, tiene una capacidad global de 7.6 yd cu. Cuando esté cargado la tierra llena la caja y se extiende arriba de los lados con una pendiente de 2 ft horizontales a 1 ft vertical. Determine el volumen de la carga, expresada como medida suelta, en banco, y compactada, cuando la tierra tenga los siguientes pesos por ft cu:

- Inalterada, 96 lb
- Suelta, 78 lb
- Compactada, 102 lb

CAPÍTULO 17

LA PRODUCCIÓN DE AGREGADO DE PIEDRA TRITURADA

Introducción. La producción del agregado de piedra triturada implica la perforación, dinamitado, transporte, trituración, cribado, manejo, y almacenamiento del agregado. Como las primeras cuatro operaciones ya se han discutido, este capítulo estará dedicado al estudio de las cuatro últimas.

Al operar una cantera y una planta de trituración, el trazo de perforación, la cantidad de explosivos, el tamaño de la mecánica para cargar la piedra, y el tamaño de la trituradora primaria deben de estar coordinados para asegurar que toda la piedra proveniente de la cantera pueda pasar por la abertura de la trituradora. Es aconsejable que

TABLA 17-1. TAMAÑOS MÍNIMOS RECOMENDADOS DE LAS TRITURADORAS PRIMARIAS, PARA USARSE EN COMBINACIÓN CON CUCHARONES DE PALA DE LAS CAPACIDADES INDICADAS.

Capacidad del cucharón, yd cu	Quebradora de quijada, pulg *	Trituradora giratoria, tamaño de abertura, pulg †
$\frac{3}{4}$	28 × 36	16
1	28 × 36	16
$1\frac{1}{2}$	36 × 42	20
$1\frac{3}{4}$	42 × 48	26
2	42 × 48	30
$2\frac{1}{2}$	48 × 60	36
3	48 × 60	42
$3\frac{1}{2}$	48 × 60	42
4	56 × 72	48
5	66 × 86	60

* Los primeros dos dígitos son el ancho de la abertura en la parte superior de la quebradora; medido en sentido perpendicular a las placas de la quijada. Los segundos dos dígitos son el ancho de la abertura, medido a través de las placas de la quijada.

† Los tamaños recomendados son para trituradoras giratorias equipadas con concavidades rectas.

la capacidad de carga de la pala y la capacidad de la planta trituradora sean aproximadamente iguales. La Tabla 17-1 proporciona los tamaños-

mínimos recomendados de las trituradoras de quijada y giratoria requeridos para manejar la piedra que pasa a través de los cucharones de las palas mecánicas de capacidades especificadas.

Tipos de quebradoras. Las quebradoras o trituradoras pueden clasificarse de acuerdo con la etapa de trituración que llevan a cabo, como primaria, secundaria, terciaria, etc. Una trituradora primaria recibe la piedra directamente de la cantera y produce la primera reducción en tamaño. La producción de la trituradora primaria se alimenta a la trituradora secundaria, que reduce aún más el tamaño. Una parte de la piedra puede pasar a través de cuatro o más trituradoras antes de ser reducida a la finura necesaria.

Aun cuando no existe ninguna clasificación rígida de las quebradoras, la siguiente es representativa de los usos comunes de este tipo de máquinas.

1. Trituradoras primarias
 - a. De quijada
 - b. Giratoria
 - c. Molinos de martillos
2. Trituradoras secundarias
 - a. Cónicas
 - b. De rodillos
 - c. Molinos de martillos
3. Trituradoras terciarias
 - a. De rodillos
 - b. Molinos de barras
 - c. Molinos de bolas.

A medida que la piedra pasa a través de una quebradora, sufre una reducción en tamaño que puede expresarse como una relación de reducción. La relación de reducción es la proporción de la distancia entre las caras móviles y fija en la parte superior dividida por la distancia del fondo de la quebradora. Por tanto, si la distancia entre las dos caras de una quebradora de quijada en la parte superior es de 16 pulgadas y en el fondo es de 4 pulgadas, la relación de reducción será de 4.

La relación de reducción para una quebradora de rodillos, es la relación de la dimensión del mayor tamaño de piedra que pueda ser mordida por los rodillos, dividida entre el ajuste de los rodillos, que es la menor distancia entre las caras de los mismos.

Quebradoras de quijada. Esta máquina es muy popular como trituradora primaria. Trabaja permitiendo que la piedra fluya hacia las quijadas, una de las cuales es fija, mientras que la otra es móvil. La distancia entre las quijadas disminuye a medida que la piedra viaja hacia abajo por el efecto de la gravedad y de la quijada móvil, hasta que al

final pasa a través de la abertura inferior. La quijada móvil es capaz de ejercer una presión lo suficientemente alta para triturar la roca más dura.

El tipo Blake, ilustrado en la figura 17-1 es una quebradora de doble articulación. La quijada móvil está suspendida de una flecha montada sobre baleros en el marco de la quebradora. La operación de triturado se efectúa haciendo girar una flecha excéntrica, que hace subir y bajar la biela que mueve las dos articulaciones. A medida que la biela levanta las dos articulaciones, se ejerce una alta presión cerca de la parte inferior de la quijada oscilante, cerrando parcialmente la abertura entre las dos quijadas. Esta operación se repite al girar la flecha excéntrica.

Las placas de las quijadas, están fabricadas con acero al manganeso, y pueden quitarse, cambiarse, y en algunos casos, voltearse. Las quijadas podrán ser lisas, o, en el caso de que la piedra tienda a partirse en lascas, pueden utilizarse quijadas acanaladas para reducir el lajamiento. La quijada oscilante puede ser recta, o curva, para reducir el peligro de que se atasque la piedra.

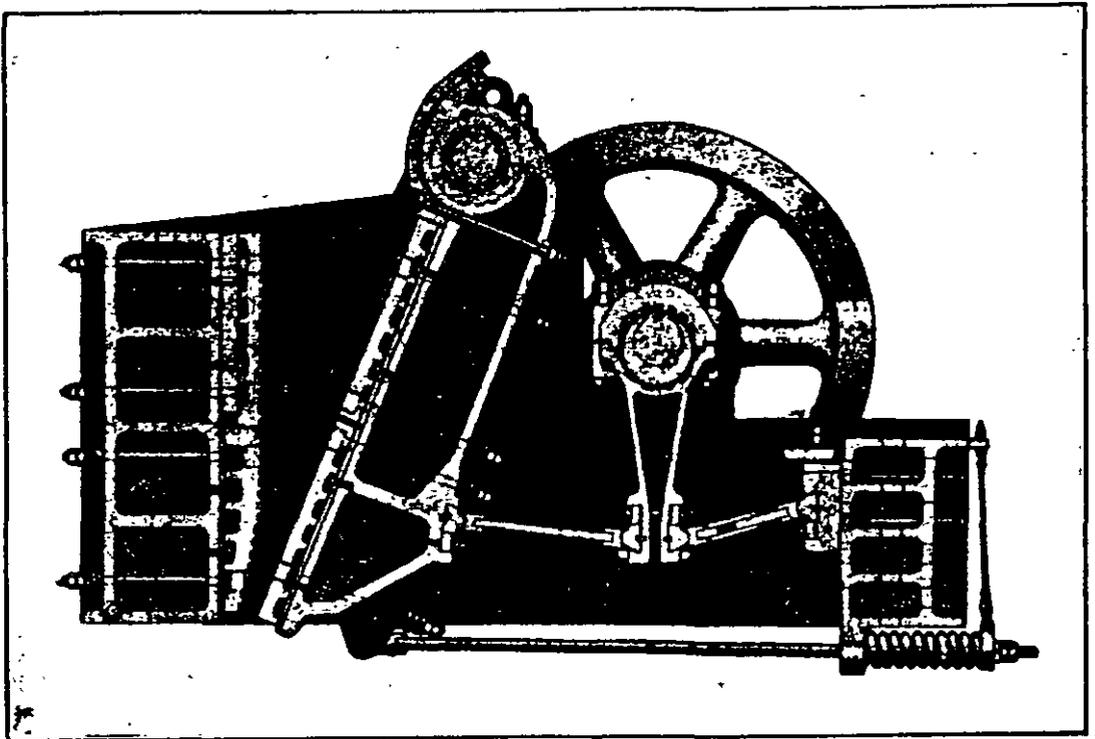


Fig. 17-1. Quebradora de quijada tipo Blake. (*Allis-Chalmers Mfg. Co.*)

Cuando se hace girar la flecha excéntrica de la quebradora de una sola articulación, ilustrada en la figura 17-2, le da a la quijada móvil un movimiento vertical y horizontal. Este tipo de quebradora se utiliza con bastante frecuencia en las plantas trituradoras portátiles debido a su tamaño compacto, a su peso ligero, y a su construcción razonable.

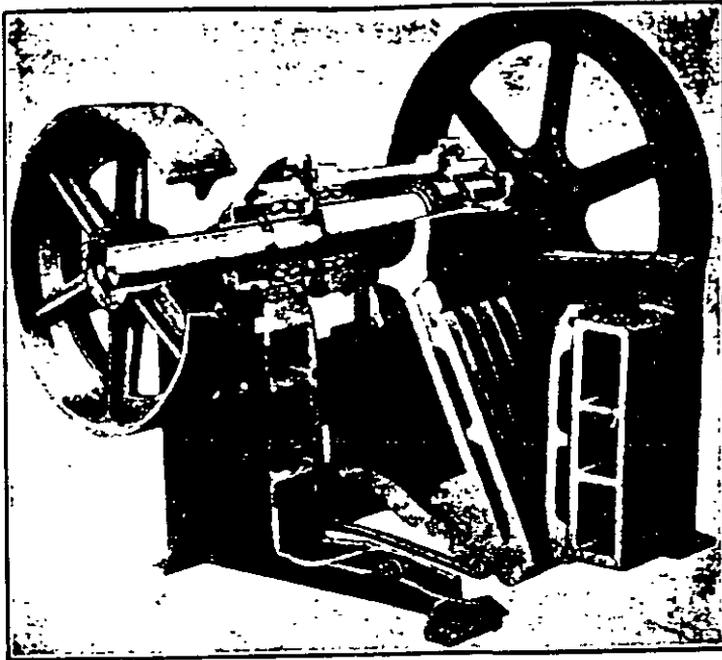


Fig. 17-2. Quebradora de quijada del tipo articulación. (*Pioneer Engineering Works.*)

mente sólida. La capacidad de la quebradora de una sola articulación usualmente es menor que la de la unidad tipo Blake.

Cuando se utiliza la quebradora de quijada como trituradora primaria, el tamaño puede determinarse a partir de la capacidad del cucharón de la pala mecánica, como se indica en la Tabla 17-1, en cuyo caso la capacidad de la quebradora puede ser de importancia secundaria. Una quebradora de quijada debe tener una abertura superior de cuando menos 2 pulgadas más que el tamaño máximo de la piedra con que se vaya a alimentar.

La Tabla 17-2 proporciona las capacidades representativas de varios tamaños de quebradoras de quijada. Como el ajuste puede estar basado ya sea en la posición abierta o cerrada de la parte inferior de la quijada oscilante, las tablas de capacidades deben de especificar cuál de los dos ajustes es el que se aplica. La posición cerrada es generalmente, la más usada, y es la base de los valores que se dan en la Tabla 17-2. La capacidad está dada en toneladas por hora, para una piedra de 100 lb de peso por ft³ al estar siendo triturada.

Quebradoras giratorias. En la figura 17-3 está ilustrado un corte de una quebradora giratoria. La unidad de la quebradora consiste en un pesado marco de fierro colado o de acero, con una chumacera para una flecha excéntrica y engranes motrices en la parte inferior de la misma. En la parte superior está una cámara de trituración de forma cónica, forrada con placas de acero-duro o de acero al manganeso; estas placas se llaman concavidades. El miembro triturante incluye una cabeza de triturado de acero duro montada sobre un eje vertical de acero. La

TABLA 17-2. CAPACIDADES REPRESENTATIVAS DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADA TIPO BLAKE, EN TONELADAS DE PIEDRA POR HORA

Tamaño de quebradora, pulg *	rpm max	hp max	Ajuste cerrado de la abertura de descarga, pulg													
			1	1½	2	2½	3	4	5	6	7	8	9			
10 × 16	300	15	11	16	20											
10 × 20	300	20	14	20	25	34										
15 × 24	275	30	..	27	34	42	50									
15 × 30	275	40	..	33	43	53	62									
18 × 36	250	60	..	46	61	77	93	125								
24 × 36	250	75	77	95	114	150								
30 × 42	200	100	125	150	200	250	300						
36 × 42	175	115	140	160	200	250	300						
36 × 48	160	125	150	175	225	275	325	375					
42 × 48	150	150	165	190	250	300	350	400	450				
48 × 60	120	180	220	280	340	400	450	500	550			
56 × 72	95	250	315	380	450	515	580	640			

* Los primeros dos dígitos indican el ancho de la abertura de alimentación, mientras que los segundos dos dígitos indican el ancho de las placas de las quijadas.

cabeza y el eje están suspendidos de la araña en la parte superior del marco, que está construido de manera que pueda ajustarse ligeramente el eje vertical. El apoyo excéntrico en la parte inferior ocasiona el giro del eje y de la cabeza trituradora, haciendo variar así la amplitud del espacio entre las concavidades y la cabeza. A medida que la piedra que se alimenta en la parte superior de la cámara triturante, se mueve hacia abajo, sufre una reducción en tamaño hasta que finalmente pasa a través de la abertura provista en la parte inferior de la cámara.

El tamaño de una quebradora giratoria es el ancho de la abertura de alimentación, medida entre las concavidades y la cabeza trituradora. El ajuste es el ancho de la abertura inferior, y puede ser la dimensión cerrada o abierta. Cuando se da un ajuste, debe especificarse si es la dimensión abierta o cerrada.

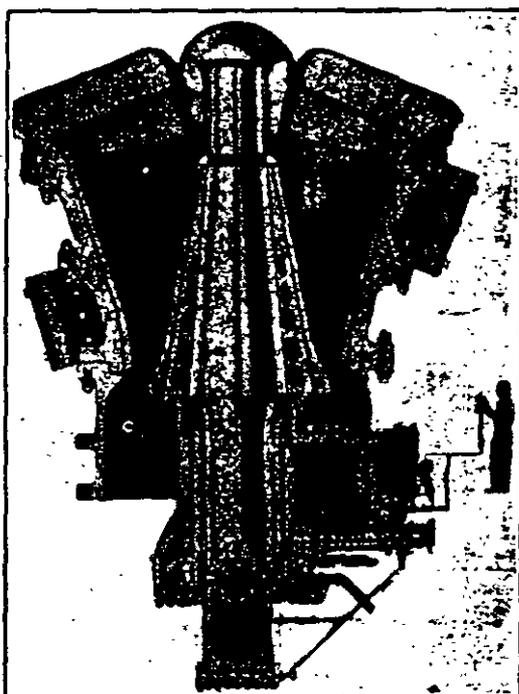


Fig. 17-3. Quebradora giratoria Hydroset. (Allis-Chalmers Mfg. Co.)

La relación de reducción para las quebradoras giratorias por lo general varía de 5.5 a 7.5, con un valor promedio de 6.5 para tamaños hasta de 42 pulgadas.

Si una quebradora giratoria se utiliza como trituradora primaria, el tamaño que se seleccione puede estar regido por el tamaño de la piedra de la cantera o estar controlado por la capacidad deseada. Cuando se utiliza esta máquina como trituradora secundaria, la capacidad estará gobernada por el tamaño que se seleccione. La capacidad de una quebradora giratoria puede incrementarse aumentando la velocidad de la máquina dentro de los límites razonables.

TABLA 17-3. CAPACIDADES REPRESENTATIVAS DE LAS QUEBRADORAS GIRATORIAS, EN TONELADAS DE PIEDRA POR HORA

Tamaño de la quebradora, pulg.	Velocidad de la contra-flecha, rpm	Potencia aproximada requerida, hp	Ajuste abierto de la quebradora, pulg.														
			1½	1¾	2	2¼	2½	2¾	3	3½	4	4½	5	5½	6	6½	7
Concavidades rectas																	
8	450	15-25	30	36	41	47											
10	400	25-40	..	40	50	60											
13	375	50-75	85	100	120	133								
16	350	60-100	160	185	210						
20	330	75-125	200	230	255					
30	325	125-175	310	350	390				
42	300	200-275	500	570	630	700	
54	250	225-300	675	730	785
Concavidades rectas modificadas																	
8	450	15-25	35	40	45												
10	400	25-40	..	54	60	65											
13	375	50-75	95	112	130								
16	350	60-100	150	172	195						
20	330	75-125	182	200	220					
30	325	125-175	340	370	400				
42	300	200-275	607	650	690		
Concavidades antiatascentes																	
8	450	15-25	42	46													
10	400	25-40	51	57	63	69											
13	375	50-75	79	87	95	103	111										
16	350	60-100	107	118	128	140	150								
20	330	75-125	155	169	184	198	220	258	285	310				

La Tabla 17-3 proporciona las capacidades representativas de las quebradoras giratorias, expresadas en toneladas por hora, basadas en una alimentación continua de piedra con un peso de 100 lb por ft cu. Las quebradoras con concavidades rectas generalmente se utilizan como trituradoras primarias, mientras que aquellas con concavidades anti-atascantes se emplean como trituradoras secundarias.

Quebradoras cónicas. Las quebradoras cónicas, o de reducción, se utilizan como trituradoras secundarias y terciarias. Son capaces de producir grandes cantidades de piedra uniforme y finamente triturada. Las quebradoras cónicas difieren de las giratorias en los siguientes aspectos:

1. Tienen un cono más corto
2. Tienen una abertura de entrada más pequeña
3. Giran a velocidades más altas, de 430 a 580 rpm
4. Producen una piedra de tamaño más uniforme con un tamaño máximo igual al ajuste cerrado.

En la figura 17-4 se muestra un corte de la quebradora cónica, fabricada comúnmente con acero al manganeso y montada sobre el eje vertical, sirve como una de las superficies de triturado. La otra superficie es la concavidad, que está unida a la parte superior del marco de la quebradora. La parte inferior del eje está colocado sobre un bushing excéntrico para producir el efecto giratorio a medida que gira el eje.

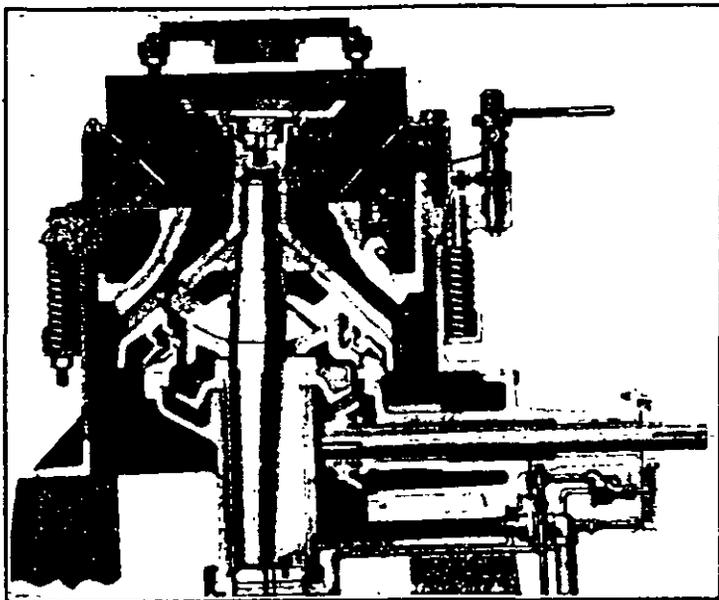


Fig. 17-4. Quebradora cónica Symons estándar. (Nordberg-Mfg. Co.)

Aun cuando puede usarse el diámetro máximo de la cabeza de la máquina para designar el tamaño de una quebradora cónica, el tamaño de la abertura de alimentación, es el ancho de la abertura de entrada a

la cámara de trituración la que limita el volumen de las piedras que pueden alimentarse a la quebradora. La magnitud del excéntrico y el ajuste de la abertura de descarga pueden variarse dentro de límites razonables. Debido a la alta velocidad de rotación, todas las partículas que pasen a través de la quebradora serán reducidas a tamaños no mayores que el ajuste cerrado, que debe usarse para designar el tamaño de la abertura de descarga.

TABLA 17-4. CAPACIDADES REPRESENTATIVAS DE LAS QUEBRADORAS CÓNICAS SYMONS ESTÁNDAR, EN TONELADAS DE PIEDRA POR HORA *

Tamaño de la quebradora, pulg	Velocidad a plena carga, rpm	Potencia requerida, hp	Tamaño de la abertura de alimentación pulg	Ajuste de descarga, mín pulg	Ajuste de descarga, pulg												
					¼	⅜	½	⅝	¾	⅞	1	1¼	1½	2	2½		
2	575	25-30	2¼	¼	15	20	25	30	35								
			3¼	⅜	20	25	30	35	40	45	50	60					
3	580	50-60	3⅞	⅜	35	40	55	70	75								
			5⅞	½	40	55	70	75	80	85	90	95					
4	485	75-100	5	⅜	60	80	100	120	135	150							
			7⅞	¾	120	135	150	170	177	185							
4¼	485	125-150	4½	½	100	125	140	150									
			7⅞	⅝	125	140	150	160	175								
			9½	¾	140	150	160	175	185	190							
5½	435	150-200	7⅞	⅝	160	200	235	275									
			8⅝	⅞	235	275	300	340	375	450							
			9⅞	1	275	300	340	375	450								
7	435	250-300	10	¾	330	390	450	560	600								
			11½	1	450	560	600	800									
			13½	1¼	560	600	800	900									

* Cortesía de la Nordberg Manufacturing Company.

La Tabla 17-4 proporciona las capacidades representativas de las quebradoras cónicas Symons Estándar, expresadas en toneladas de piedra por hora para un material con un peso de 100 lb por ft cu. al ser triturado.

Molinos de martillos. El molino de martillos, es la quebradora de impacto más usada, y puede utilizarse ya sea para la trituración primaria o secundaria. Las partes básicas de esta unidad incluyen un marco,



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001**

CURSOS INSTITUCIONALES

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

**DIPLOMADO EN CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y
ADMINISTRACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS**

MOD. VII CONSTRUCCIÓN DE PRESAS Y OTRAS OBRAS

Del 30 de noviembre al 08 de diciembre de 2001

APUNTES GENERALES

**Ing. Macario Vega Pérez
Palacio de Minería
Noviembre /2001**

DIPLOMADO EN OBRAS HIDRAULICAS

MODULO VII

OBRAS DE DESVÍO EN CORRIENTES

Las «Obras de desvío» mas importantes, son las que permiten la construcción de presas de almacenamiento, así que las situaremos en el contexto de presas.

Para llevar al cabo la construcción de una presa., se requiere que la zona de trabajo en el cauce, quede libre de agua por lo que es necesario desviar la corriente y sea dentro del mismo cauce o fuera de él mediante un conjunto de estructuras que se denomina «Obra de Desvío».

Las presas de almacenamiento, se integran de las siguientes obras:

- Cortina
- Obra de Toma
- Obra de excedencias
- Obra de desvío
- Desagües de Fondo o tomas bajas

Las obras de desvío son temporales, solo sirven durante la construcción de la presa y una vez concluida ésta, se abandonan o se transforman en obras permanentes como las tomas.

Hay varios «Tipos» de Obras de Desvío:

- Tuberías móviles
- Conductos
- Tajos de desvío
- Túneles
- Mixtas

Los «Tipos» de Obras de Desvío estarán en función de:

- Magnitud de la presa
- Gasto de Diseño
- Forma de la Boquilla (Topografía)
- Geología de la boquilla
- Tipo de Cortina
- Tipo de la obra de toma
- Programa de Construcción

Magnitud de la presa

Si se trata de una presa pequeña sobre un arroyo con escurrimientos permanentes también pequeños, pero con un «largo período de estiaje», de 8 a 9 meses y por lo tanto, un período de avenidas de 3 a 4 meses, es posible construir la presa en su totalidad sin obra de desvío o con una muy simple que consistirá en una tubería móvil para «pasar» por la zona de trabajo gastos mínimos, mediante ataguías de aguas arriba y de aguas abajo y mantener un recinto seco (Fig. 1) donde se puedan realizar las actividades siguientes:

- Realizar «las limpias del área de trabajo».
- Hacer las excavaciones para el desplante de la cortina y las estructuras complementarias.
- Tratamiento de la Cimentación.
- Colocación de materiales de la cortina.

Si no es posible terminar la obra en su totalidad, programar la construcción de la cortina de modo que cuando se presenten las avenidas, la altura de la cortina sea tal (cota de seguridad) que el nivel del agua en el vaso no represente un peligro de desbordamiento mientras no se llegue a la elevación del cimacio del vertedor.

Una vez que el nivel del agua llegue al umbral de la toma, ésta servirá como desvío temporal pero limitado.

Su dimensionamiento sería para manejar el gasto máximo probable de estiaje y la obra se concluiría en un ciclo.

Gastos de diseño

De acuerdo con el «gasto de diseño» tomado del Estudio Hidrológico y con los factores enumerados anteriormente, será el tipo y dimensionamiento de la obra de desvío.

Generalmente las grandes presas se construyen en períodos de varios años, por lo que pasarán varias épocas de avenidas por la obra de desvío.

Entonces, el gasto de desvío será el máximo probable asociado a un T_r (período de retorno) mucho más corto que el considerado para el dimensionamiento de la obra de excedencias y será el Estudio Hidrológico el que lo proporcione en función del programa de construcción (tiempo de ejecución de las obras).

Forma de la Boquilla (Topografía)

Geología de la Boquilla

De acuerdo con la forma y geología de la boquilla, será el tipo de cortina y consecuente con esto, será el tipo de obra de desvío.

Si se trata de una boquilla estrecha y una cortina de gravedad, conviene dejar, como obra de desvío uno o varios conductos dentro de la misma, cuyas dimensiones se darían con el gasto de diseño pero lo mas probable es que se sobredimensionaría

para permitir el paso de equipo y materiales entre ambos lados de la cortina. (Figs. 2 y 3)

Si la boquilla es amplia y si la cortina es de «Materiales Graduados» o terracerías, la obra de desvío más conveniente será lo que se denomina «Tajo de Desvío». (Figs. 4, 5 y 6)

Cuando la boquilla no es muy amplia y la cortina es alta y no es posible considerar un tajo de desvío porque el espacio de trabajo se reduce (recinto) habrá que pensar en otra solución que libere completamente el cauce en un tramo, lo cual se logra mediante una obra de desvío a base de uno o varios túneles en una o en ambas laderas. (Figs. 7 y 8)

Para esto, habrá que conjugar factores como:

- Topografía de la boquilla
- Geología del sitio
- Arreglo general del proyecto
- Objetivo principal del aprovechamiento
- Tipo de obra de toma propuesto.
- Tipo de Cortina

La topografía de la boquilla sirve para ver la localización del ó los túneles, tajos de entrada y de salida, curvas necesarias y longitudes de los mismos en forma preliminar.

La geología nos sirve primero, para ver la factibilidad de los túneles o para recomendar su mejor localización y posteriormente, para definir procedimientos de construcción, métodos de ataque, marcos de apoyo, revestimientos, drenaje, etc.

Tipo de cortina

El tipo de cortina tiene que ver con la obra de desvío por lo siguiente:

Si se trata de una cortina de terracerías y se presentara un gasto mayor que el de diseño, el agua rebasaría a las ataguías inundando el área de trabajo; pero pudiera darse el caso que durante el "cierre", se rebasarán las terracerías, el caudal las arrastraría con las consecuentes pérdidas materiales y de tiempo que serían cuantiosas, sin considerar probablemente problemas sociales.

Otra cosa es el caso cuando la cortina es rígida de mampostería, concreto, o CCR, ya que si el nivel del agua rebasa el de construcción, las afectaciones en la obra serían mínimas y sólo habría que esperar que pase la avenida para desaguar el recinto de trabajo, limpiar y continuar con los trabajos trayendo como consecuencia un retraso en el programa.

También el tipo de cortina tiene que ver con el tipo de obra de desvío porque si la boquilla es angosta con una cortina alta de terracerías, lo apropiado sería un desvío en túnel. Si es rígida, será mediante un conducto a través de la cortina que posteriormente será aprovechado para la obra de toma.

Tipo de la obra de toma

De acuerdo con su objetivo, las obras de toma son para:

- Suministro de agua a poblaciones
- Para riego
- Para generación hidroeléctrica
- Mixtas

De acuerdo con el objetivo de la obra de la toma y con el tipo propuesto, se pensará en el tipo de obra de desvío buscando que sea funcional económica y que se pueda transformar si es posible, de una obra temporal a una obra de toma permanente como se mencionó en el punto anterior.

Programa de construcción de la presa

Para la construcción de una presa, se debe elaborar un Programa General de Construcción cuidadosamente estudiado y analizado en cuanto a volúmenes de materiales por colocar y todas las demás actividades por desarrollar con rendimientos realistas y con sus correspondientes tiempos de ejecución, tomando en cuenta una secuencia obligada. Hay actividades que se pueden llevar paralelas o simultáneas ya que su ejecución no depende de la de otras; éstas podrán moverse en el tiempo dentro de ciertos límites.

A la secuencia obligada de actividades, con un orden de ejecución invariable se le denominó "RUTA CRÍTICA" y es la que marca el tiempo total del Programa de Construcción.

Dentro del Programa de Construcción de toda la presa, aparece como una barra la correspondiente al "Desvío y cierre de la presa".

Estos programas deben desglosarse en actividades y tiempos con todo detalle, ya que la ingeniería de presas está en desventaja con respecto a otro tipo de obras en general, porque los programas de construcción de presas, están supeditadas al régimen del río por lo que no se pueden iniciar y terminar arbitrariamente con respecto a tiempos, sino que cada actividad o conjunto de actividades se programará cuando lo permita la corriente aún con obras que modifiquen su régimen.

El éxito en la construcción de una presa, está en la elaboración de un programa de construcción muy bien estudiado y elaborado por ingenieros expertos en movimiento de tierras, excavaciones, manejo de equipo y maquinaria de construcción y de recursos humanos pero especialmente el éxito dependerá de un buen proyecto de obra de desvío y de su programa de construcción que incluya el cierre de la presa, aspecto que se tratará más adelante.

Desagüe de fondo

En el proyecto de presas algunas veces se incluyen estructuras denominadas "Desagües de Fondo", que permiten la extracción de caudales a elevaciones intermedias desde el cauce hasta el umbral de las obras de toma.

En pequeñas presas, los desagües de fondo se utilizan para controlar el primer llenado, para bajar el nivel del vaso en caso de presentarse algún problema estructural y algunas veces para extraer azolves.

En las presas grandes es raro que se disponga de desagües de fondo; lo que se hace es aprovechar las obras de toma como desagües hasta el nivel del cauce mediante arreglos estructurales, como dejar orificios en los codos de las estructuras de entrada para aprovecharlas como obras de desvío auxiliares en la etapa del cierre, pero esto es temporal y esos orificios de los codos se tapan para que la toma funcione como tal.

Dimensionamiento de la obra de desvío

Entre los estudios básicos para el proyecto de una presa, están los hidrológicos.

En general, este estudio comprende dos partes:

- La determinación del recurso por aprovechar o sea la disponibilidad del agua para ser aprovechada (volumen disponible de la corriente).
- Estudio de Avenidas para el dimensionamiento de la obra de excedencias.

En el estudio de avenidas, el proyectista necesita conocer el gasto máximo probable para un período de retorno con el que se proyecte la obra de excedencias.

La Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD), recomienda un $T_r = 10,000$ años para determinar el gasto de diseño que fijaría el NAME y asegurar la presa contra desbordamiento por la corona de la cortina.

Se mencionó que la Obra de Desvío es temporal y sólo será útil durante el período de construcción de la presa.

Si este período es de mas de un año, tendrán que pasar por el desvío, una o más épocas de avenidas. El tiempo de construcción de una presa grande se puede suponer entre 2 y 10 años, sin embargo se han dado casos que por causas no técnicas se ha alargado este período considerablemente.

Por lo tanto, para dimensionar una obra de desvío, una vez propuesto un tipo y conocido el tiempo de su utilización, se comentará con el hidrólogo para que en base a un período de retorno se encuentre el gasto máximo probable con el que se dimensione para su funcionamiento hidráulico.

Cuando se trata de elaborar “anteproyectos” se puede recurrir a los registros de “avenidas máximas históricas” si se cuenta con

una muestra confiable y se trata de una estación cercana relativamente.

En la actualidad se dispone de métodos, mecanismos y herramientas a disposición del hidrólogo para que proporcione al proyectista la información que se requiere para el diseño de las diferentes obras que integran una presa (computadoras y softwares).

Se han visto hasta aquí las “Obras de Desvío” en general, a continuación se presenta un ejemplo de ANTEPROYECTO.

Se trata de hacer un ANTEPROYECTO de una Obra de Desvío para la construcción de una presa.

1. Se determinará el Tipo de Obra de Desvío acorde a las condiciones imperantes para el proyecto.
2. Se harán los análisis para su dimensionamiento hidráulico.
3. Se calcularán las elevaciones de la corona de la ataguía de aguas abajo y de aguas arriba.
4. Se determinará la geometría del Tajo ó Túneles según el caso.

Ejemplo:

Tesis Profesional.- UNAM, Víctor D. Rivero M. 12 hojas.

Cierre de una presa

Se ha visto ya en qué consiste una Obra de Desvío, cual es su utilidad, sus tipos, su dimensionamiento y su funcionamiento hidráulico, pero según el programa general de construcción de

la presa hay una fecha en que debe dejar de funcionar para cerrarlo y que la presa inicie su almacenamiento, a esta etapa se le denomina CIERRE DE LA PRESA.

El cierre de una presa, se puede definir como: una serie de acciones y actividades que hay que llevar a cabo mediante un programa muy riguroso, para terminar la construcción y que la presa inicie su almacenamiento.

El cierre debe de iniciarse justo al empezar el estiaje para que los escurrimientos sean los mínimos y poderlos desviar por conductos que en general son de la obra de toma.

En realidad se trata de **dos** cierres diferidos en tiempo.

Por ejemplo, cuando se trata de una presa con cortina de terracerías y obra de desvío en tajo.

1. Cerrar la cortina o sea completar la 2^a. Etapa cortando los escurrimientos del tajo y usando mientras como desvío auxiliar o complementario, la obra de toma arreglada como Desagüe de Fondo para pasar escurrimientos mínimos.
2. El cierre de este conducto o sea la fecha en que se inicia el almacenamiento cortando completamente los escurrimientos; esto se programa cuando el nivel del agua en el vaso, esté por llegar a los mecanismos de cierre definitivo en la obra de toma.

Es tan importante el CIERRE de una presa, que de esas actividades cuya duración es de meses, depende el éxito de la construcción de la presa que significa grandes inversiones y un largo tiempo de ejecución, incluyendo las pérdidas y los daños que esto pudiera generar.

Para tomar la decisión de cerrar una presa, se deben hacer análisis muy detallados en cuanto a fechas relacionadas con el

régimen de la corriente y con actividades y volúmenes de obra por manejar durante el cierre.

Si no se está seguro de poder cumplir el programa, habrá que posponerlo, sólo que en este caso sería UN AÑO ya que se tendría que esperar hasta la misma fecha del año siguiente, dejando pasar la época de avenidas.

Se dice que hay que estar completamente seguros para decidir iniciar el CIERRE porque una vez que se empieza, no se puede suspender ni diferir o sea que ya no hay marcha atrás.

Sin embargo, ha habido casos en que una vez iniciado el cierre, algunas actividades se han retrasado, como por ejemplo la colocación de las terracerías, lo que ha dado lugar que sobre la marcha, se modifique el programa internamente sin modificar el tiempo total, cambiando la forma de colocación de materiales en la cortina, dándole prioridad al lado de aguas arriba y completando en todo lo ancho de la sección posteriormente pero no deja de significar un riesgo.

Ejemplo:

Presa El Gallo, Gro, CNA. Cierre de la presa.

BIBLIOGRAFIA

Roberto Chávez Corella
Aprovechamiento Hidráulico
Presa Alfajayucan, Hgo.
Tesis Profesional, UNAM.

Víctor D. Rivero M.
Anteproyecto Presa Cerro Frío, Ver.
Tesis Profesional, UNAM

José Luis Porcayo Santos
Estudio de la Obra de Desvío
Presa Huites, Sin.
Tesis Profesional, UNAM.

Joel Rojas Taméz
Estudio del Cierre
Presa Humaya, Sin.
Tesis Profesional, UNAM.

CNA. Memorias de Presas de México.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS INSTITUCIONALES

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

**DIPLOMADO EN CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y
ADMINISTRACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS**

MOD. VII CONSTRUCCIÓN DE PRESAS Y OTRAS OBRAS

Del 30 de noviembre al 15 de diciembre de 2001

APUNTES GENERALES

**Ing. Macario Vega Pérez
Palacio de Minería
Noviembre /2001**

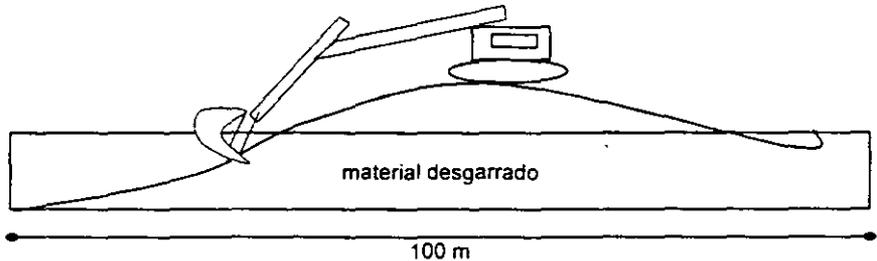
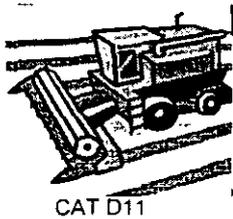
Factor Total= 0.625

Rendimiento = 750 m³/hr X 0.625 = 468.75 m³/hr. = 470 00

Cargo del desgarramiento Pasadas por hora = $\frac{2.475.15 \text{ /hr}}{470.00 \text{ m}^3/\text{hr}} = \underline{\underline{\$ 5.27 /\text{m}^3}}$
 Mano de Obra 0.07

2.- Remoción y apile con tractor CAT D11

Para que la Retroexcavadora tenga frente para remover y despues cargar a las unidades de transporte, una parte se remueve c Tractor D11 en una longitud de 20.00 m Y lo demás con la Retroexcavadora \$2,475.15 /hr



Considerando un ancho de:	20.00 m	Participación en Remoción	
Pof. Desgarrado:	0.61 m		
Vol. Removido con tractor D11:	244 00 m ³	Participación = $\frac{244.00 \text{ m}^3}{1.220 \text{ m}^3}$	= 20 00%
Vol. Total desgarrado:	1,220 00 m ³		

Cálculo de rendimiento:

Rendimiento teórico	2.400.00 m ³ /hr
Recorrido	20 00 m.
Factores de corrección:	
Eficiencia horaria	0.83
Eficiencia operación	0.75

Correc. Densidad = $\frac{1370 \text{ kg/m}^3 \text{ suelto}}{2520 \text{ kg/m}^3 \text{ comp}} = 0.54$

Roca desgarrada $\frac{0.60}{0.20}$
 Factor total

Rendimiento correg. = \$ 2.400.00 m³/hr X 0.20 = 489 29 m³/hr

cargo = $\frac{\$ 2.475.15 \text{ /hr}}{490.00 \text{ m}^3/\text{hr}} \times 20\% = \underline{\underline{\$ 1.01 /\text{m}^3}}$

Mano de obra 0 01

3.- Remoción con Retroexcavadora Hitachi 1800

Equipo:
 RETROEXCAVADORA HITACHI 1800 \$ 4.575 67 /hr

RENDIMIENTO

Capacidad del bote 8.40 m3

Eficiencia 0.83

Fact. operador 0.75

Fact. Llenado 0.67

Fact. Total 0.42

Tiempo de ciclo 25.00 seg.

$$\text{Rendimiento} = \frac{3600 \text{ seg/hr} \times 8.40 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 0.42}{25.00 \text{ seg}} = 504.00 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Cargo} = \frac{\$ 4.575.67 \text{ m}^3/\text{hr}}{504.00 \text{ m}^3/\text{hr}} \times 80.00\% = \$ \underline{7.25}$$

Mano de Obra 0.05

Tiempo de ciclo

30.00 seg

$$\text{Rendimiento} = \frac{3600 \text{ seg/hr} \times 4.32 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 0.63}{30.00 \text{ seg}} = 324.16$$

$$\text{Cargo} = \frac{\$ 306.85 \text{ m}^3/\text{hr}}{324.00 \text{ m}^3/\text{hr}} \times \$ 0.95 / \text{m}^3 \times 2.85\% = \underline{\$ 0.03}$$

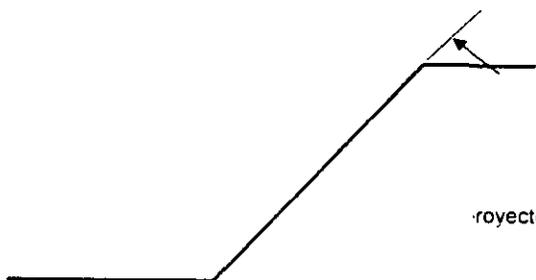
Mano de Obra 0.00

RESUMEN

1.- Desgarramiento y afloje del material con Ripper		\$	5.27
2.- Remoción y apile con Tractor CAT D11		\$	1.01
3.- Remoción con Retroexcavadora Hitachi 1800		\$	7.26
4.- Carga del material		\$	11.16
5.- Afine de talud con retroexcavadora		\$	0.03
Costo directo		\$	24.73
Indirectos	5.71%	\$	1.41
Parcial		\$	26.14
Financiamiento	0.85%	\$	0.22
Parcial		\$	26.36
Utilidad	13.50%	\$	3.56
Parcial		\$	29.92
SAR	2.00%	\$	0.00
INFONAVIT	5.00%	\$	0.01
SECODAM	0.50%	\$	0.15
Precio Unitario		\$	30.08

PRESA DE

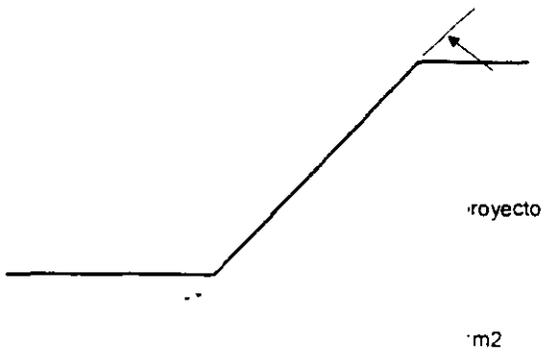
perdicio



proyecto

m3/hr

/m3



m³/hr

/m³

/m³
/m³
/m³
/m³
/m³
/m³
/m³
/m³
/m³
/m³
/m³
/m³
/m³
/m³
/m³
/m³

CASOS PRÁCTICOS

Ing. José Luis Nava Díaz
Diciembre de 2001

CASOS PRÁCTICOS DE APLICACIÓN DE LA LEY DE OBRAS PÚBLICAS Y SERVICIOS RELACIONADOS CON LA MISMA

**Ing. José Luis Nava Díaz
Diciembre de 2001**

Caso 1

El Proyecto Pozo A que se realizó en el curso de 1998 tiene una capacidad instalada de 1 metro cúbico por segundo y suministra agua potable a una población de 100 000 habitantes. En el primer ejercicio anual de 1999 arroja una pérdida de 40 000 pesos sin presentarse problemas en la facturación ni en el cálculo de tarifas.

Preguntas

¿En qué etapa de la planeación o ejecución del proyecto se originó el problema?

¿Se violó alguna norma jurídica en el ejercicio del gasto?

¿Existe una responsabilidad imputable a un funcionario o a una área?

¿Qué clase de auditoría se sugiere y con cuáles objetivos?

Caso 2

Una entidad asignó un contrato de obra pública sin llevar a cabo la licitación pública, argumentando que de haberse recurrido a este procedimiento se habría retrasado el inicio de un proyecto que sería sumamente rentable para el país.

¿La asignación fue correcta? ¿Por qué?

En ¿cuáles artículos de la Ley de Obras fundamenta su opinión?

Caso 3

Una dependencia pagó volúmenes de obra que no habían sido ejecutados en su oportunidad, pero que realizó posteriormente, sin efectuar deductiva alguna.

¿Cuáles normas de pago violentó?

¿Qué deductivas proceden?

¿Adicionalmente a los resarcimientos, procede una sanción?

Caso 4

En un contrato por 15 millones de pesos se otorgó un anticipo de 4.5 millones y además 0.675 por IVA, un ajuste de costos de 1.5 millones y 0.225 millones de IVA.

¿Es correcto el pago de 1.8 millones pagado en estimaciones?

¿Cuál es el pago total del IVA en este contrato? ¿2.475 millones?

Caso 5

Un contrato de 1000 millones de pesos que se lleva a cabo de enero a mayo de 2000, recibe un anticipo de 30%. El contrato ejecuta los mismos montos mensuales.

¿Cuánto se deberá amortizar cada mes si el anticipo se le entrega el último día de febrero?

¿Cuánto si se le entrega el primero de enero?

Caso 6

En un contrato por 600 mil pesos que se programa para ejercer cifras iguales durante tres meses se tienen factores de actualización de costos de 5%, 4.76% y 6.3% al inicio de cada mes ¿Cuáles son los pagos correspondientes?

Caso 7

Una obra que debería terminarse el 1 de diciembre se concluye el 30 de ese mes, ejerciendo 100 mil pesos en ese periodo, si el contrato prevé una sanción de 5 al millar por cada día de retraso y según el monto no ejecutado ¿Cuál es el monto de la sanción por aplicar?

Caso 8

La empresa CIKA, titular del contrato de obra pública CNN93-34, el cual la obliga a instalar un turbogenerador en la planta industrial Salamandra propiedad de la Empresa. Electrificadora Nacional, ha presentado una solicitud en noviembre de 1994 para que le sean reconocidos los gastos de adquisición del equipo, el cual colocaría en el mes de enero siguiente.

La empresa ha considerado conveniente pagar esta adquisición, que ha sido efectuada en dólares, por lo que recibe la estimación correspondiente el mes de noviembre, pero paga la misma en el propio mes de enero siguiente.

El 1º. de diciembre de 1994 ocurre una devaluación que prácticamente duplica el valor del dólar y, en consecuencia, la empresa paga el valor de la factura considerando la nueva paridad.

1.- Si el contrato considera dolarizado este concepto ¿es válido el pago?

2.- Si el contrato se estableció en pesos mexicanos ¿es correcto el pago?

Caso 9

La Dirección de Carreteras del estado de Michoacán ha construido con recursos del Ramo XXXIII una obra por medio de la contratista Alfa, y en las estimaciones se observa que le estuvo reteniendo un 0.2% por concepto de aportaciones al ICIC, el cual está establecido en el cargo último del costo unitario.

¿Es legal el pago del 0.2% que se hace al contratista ?

¿Es correcto que se haga la retención por parte de la Dirección?

Caso 10

En la construcción de una clínica de seguridad asistencial del gobierno federal, se han utilizado en la sala de quirófanos materiales en los acabados que la junta directiva del hospital considera inapropiados y en consecuencia se rehusa a utilizarlos.

Cada día que pasa se genera un quebranto económico además de la afectación a los pacientes.

El proyectista aclara que este tipo de acabados se han utilizado en otras clínicas que están operando. La contratista dice que ya había concluido los trabajos cuando se generó la inconformidad.

¿Cuál es la solución a este problema de operación de la clínica?

Si hay un quebranto ¿Quién es el responsable? ¿Cómo se calcularía el quebranto?

Caso 11

Durante la construcción de una planta petroquímica se presentan retrasos debido a que la ingeniería de detalle se ha retrasado por causas imputables a la consultora contratada para ese efecto. El contrato de construcción se firmó con base en un monto total y un tiempo determinado al cual se denominó *llave en mano*, por lo que la constructora solicita que se ajuste el plazo previsto.

¿Procede la solicitud de modificación al plazo?

¿Qué información adicional se requeriría, en su caso, para determinar el nuevo plazo?

Caso 12

Se ha contratado a una empresa consultora para que realice los trabajos de supervisión de una obra para construir una presa tipo gravedad a cargo del gobierno federal, en donde el monto de la explotación y acarreo de bancos es un 30% del total.

Durante la construcción, el departamento técnico del gobierno decide cambiar el banco previsto en el contrato por otro que presenta mejor calidad en los materiales pero que tiene un acarreo del doble del primero. La mejor calidad se traduce en un menor nivel de compactación para lograr el peso volumétrico proyectado.

Al realizar los cálculos necesarios se determina que el monto del contrato se elevaría hasta en un 10% pero que el tiempo de construcción se reduce en un 5%.

¿Se justifica el cambio si la presa es para riego?

¿ Se justificaría el cambio si la presa es para generar energía eléctrica?

¿Se justificaría el cambio si la presa es para control de cauces?

Caso 13

Al revisar el finiquito de un contrato de conservación de caminos, que fue establecido con base en plazo determinado y precios unitarios, se detectó que los precios extraordinarios representaron un incremento del 100% del monto original y que los volúmenes de obra presentaron errores en el caso de los movimientos de tierra, con lo que la obra se incrementó además un 10%.

La empresa supervisora reportó en bitácora que los rendimientos propuestos por la contratista fueron los observados y aprobó el pago de todas las estimaciones.

¿Hay un pago en exceso que deberá ser reintegrado al contratante?

¿Cuál es el porcentaje a reclamar?

¿En qué tipo de responsabilidad incurrió el contratista y cuál sería su sanción?

Caso 14

En el año 2000, una Secretaría de Estado reasigna recursos mediante el Ramo XXXIII a una entidad federativa. En consecuencia, se lleva a cabo la construcción de una escuela en uno de sus municipios, erogándose 250 mil pesos pertenecientes a estos recursos federales y 500 mil pesos del gobierno del estado.

¿Se le aplica la Ley de Obras y Servicios de la federación o la Ley local correspondiente?

Caso 15

Una dependencia del sector público construye una planta de suministro de agua potable en 1999, con recursos financiados con crédito externo, ¿se aplica la LOP y SR?

Caso 16

Una entidad paraestatal construye una central termoeléctrica con recursos financiados por particulares, ¿Le aplica la LOP y SR?

Caso 17

Una dependencia federal concede la explotación de una carretera en su tramo Cuernavaca- Acapulco, ¿Le aplica la LOP y SR?

Caso 18

El gobierno del DF construye una planta de tratamiento de aguas residuales con recursos provenientes del gobierno federal, ¿Le aplica la ley local o la federal?

Caso 19

El gobierno del DF construye una línea del STC con recursos provenientes de créditos externos, le aplica la ley federal o la local?

Caso 20

El gobierno de México firma un convenio con el gobierno de Uruguay, mediante el cual, los mexicanos construyen un gasoducto y, en reciprocidad, los uruguayos construyen en nuestro país un centro educativo de nivel superior por un monto equivalente en dólares. ¿La obra hecha en México se rige por la LOP y SR o solamente se atiende lo señalado en el convenio ratificado por el senado?

Caso 21

De los siguientes documentos provenientes de la consultoría, cuáles se consideran que son costos de la obra pública:

- El estudio técnico-financiero**
- los estudios previos a la obra**
- el proyecto ejecutivo**
- el Programa Operativo Anual (POA)**
- el Programa Sectorial**
- la Supervisión**
- los honorarios de DRO**
- los costos de auditoría**
- el impuesto sobre la renta de los ejecutivos de las empresas**
- el sueldo de los funcionarios que intervienen en su realización**
- el IVA que causan las adquisiciones de equipo y materiales**
- las tareas relacionadas con la elaboración de bases y procesos de licitación**

DIPLOMADO EN OBRAS HIDRÁULICAS
Diseño, Construcción y Operación

T E M A

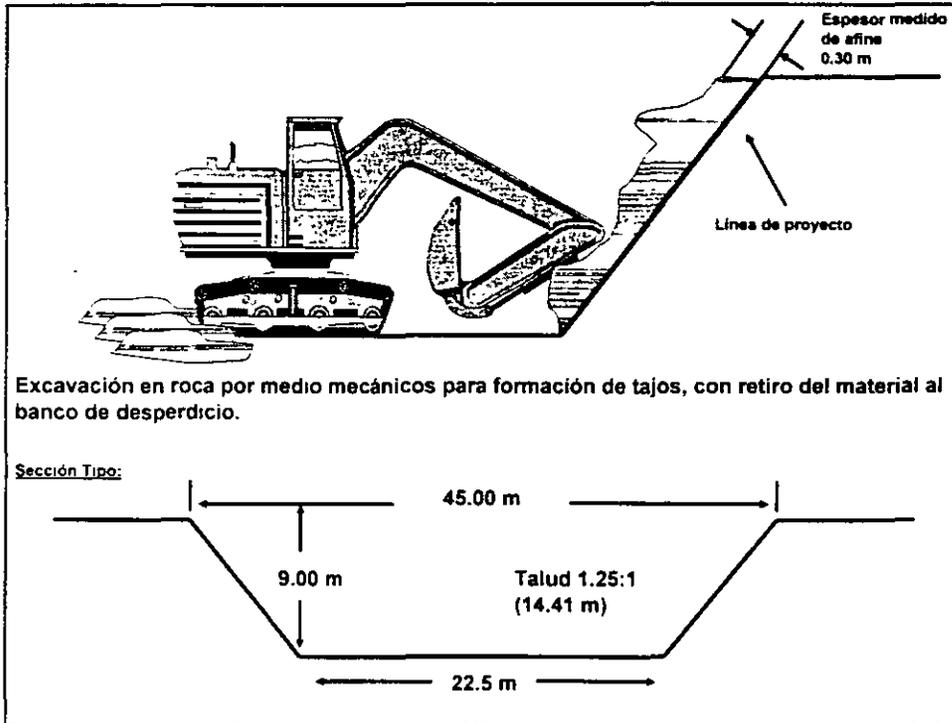
“Análisis de costos y de precios unitarios”

Ing. José Luis Nava Díaz
Diciembre 14 y 15, 2001

**CONSTRUCCIÓN DE UN CANAL DE INTERCONEXIÓN PARA TRASVASAR AGUA DE UNA
PRESA DERIVADORA A UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO**



**ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO
EJEMPLO 1**



ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

1.- Desgarramiento y afloje del material con Ripper

Equipo:
TRACTOR CAT, D11 \$2,475.15 / hr



CÁLCULO DE RENDIMIENTO

Datos:

Espacio entre pasada de Ripper	0.91 m	
Profundidad del vástago	0.61 m	
Velocidad Media desgarramiento	1.60 km/hr	26.67 m/min
Distancia de desgarramiento	100.00 m	
Eficiencia horaria	50.00 min/hr	0.83

$$\text{Tiempo recorrido} = \frac{100.00 \text{ m}}{26.67 \text{ m/min}} = 3.75 \text{ m}$$

$$\begin{array}{l} \text{Tiempo de maniobras giros y enterrar vástago} \quad 0.25 \text{ m} \\ \text{Tiempo por pasada} \quad \frac{\quad}{\quad} \\ \text{4.00 min/pasada} \end{array}$$

CONTINUA...

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

$$\begin{aligned} \text{Pasada por hora} &= \frac{50.00 \text{ min/hr}}{4.00 \text{ min/pasada}} = 12.50 \text{ pasada/hr} \\ \text{Volumen/pasada} &= 0.91 \text{ m} \times 0.61 \text{ m} \times 100.00 \text{ m} = 55.51 \text{ m}^3/\text{pasada} \\ \text{Rendimiento} &= 55.51 \text{ m}^3/\text{pasada} \times 12.50 \text{ pasada/hr} = 693.88 \text{ m}^3/\text{hr} \end{aligned}$$

Factores de corrección

$$\begin{aligned} \text{Factor de Operador} & 0.75 \\ \text{Factor ajuste por método} & \underline{0.85} \\ \text{Factor de corrección} &= 0.64 \end{aligned}$$

$$\text{Rendimiento real} = 693.88 \text{ m}^3/\text{hr} \times 0.64 \text{ pasada/hr} = 442.35 \text{ m}^3/\text{hr} = 440.00 \text{ m}^3/\text{hr}$$

CONTINUA...

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

RENDIMIENTO POR EMPLEO DE GRÁFICAS VELOCIDAD SÍSMICA

Datos:

Velocidad sísmica promedio de la roca Arenisca	1800 m/seg	
De la gráfica se obtiene un rendimiento de:	750 m ³ /hr	
Eficiencia horaria:	50.00 min/hr	0.83
Factor de operador:		<u>0.75</u>
	Factor Total=	0.625

$$\text{Rendimiento} = 750 \text{ m}^3/\text{hr} \times 0.625 = 468.75 \text{ m}^3/\text{hr} = 470.00 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Cargo del desgarramiento Pasada por hora} = \frac{2,475.15 \text{ /hr}}{470.00 \text{ m}^3/\text{hr}} = \underline{\underline{\$5.27 /\text{m}^3}}$$

$$\text{Mano de obra} \quad 0.07$$

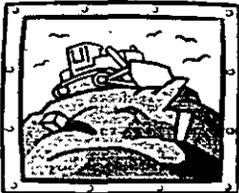
ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

2.- Remoción y apile con tractor CAT D11

Para que la Retroexcavadora tenga frente para remover y después cargar a las unidades de transporte, una parte se remueve con Tractor D11 en una longitud de 20.00 m, y lo demás con la Retroexcavadora

TRACTOR CAT D11

\$2.475.15/HR



MATERIAL DESGARRADO

100 m

Considerando un ancho de:	20.00 m	Participación en Remoción
Prof. Desgarrado:	0.61 m	
Vol. Removido con tractor D11:	244.00 m ³	Participación = $\frac{244.00 \text{ m}^3}{1.220.00 \text{ m}^3} = 20.00 \%$
Vol. Total desgarrado:	1.220.00 m ³	

CALCULO DE RENDIMIENTO

Rendimiento teórico 2.400.00 m³/hr
 Recorrido 20.00 m

FACTORES DE CORRECCION:

Eficiencia horaria 0.83 m
 Eficiencia operación 0.75

$$\text{Correc. Densidad} = \frac{1370 \text{ kg/m}^3 \text{ suelto}}{2520 \text{ kg/m}^3 \text{ comp.}} = 0.54$$

$$\text{Roca desgarrada} = \frac{0.60}{0.20}$$

$$\text{Factor total} = 0.20$$

$$\text{Rendimiento correg.} = 2.400 \text{ m}^3/\text{hr} \times 0.20 = 489.29 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Cargo} = \frac{\$2.475.15 / \text{hr}}{490.00 \text{ m}^3/\text{hr}} \times 20\% = \$1.01 / \text{m}^3$$

Mano de obra 0.01

3.- Remoción con Retroexcavadora Hitachi 1800

Equipo:
RETROEXCAVADORA HITACHI 1800 \$4,575.67 / hr

RENDIMIENTO

Capacida del bote 8.40 m3

Eficiencia 0.83

Fact. operador 0.75

Fact. Llenado 0.67

Fact. Total 0.42

Tiempo de ciclo 25.00 seg.



$$\text{Rendimiento} = \frac{3600 \text{ seg/ hr} \times 8.40 \text{ m3/ciclo} \times 0.42}{25.00 \text{ seg.}} = 504.00 \text{ m3/hr}$$

$$\text{Cargo} = \frac{\$ 4,575.67 \text{ m3/hr}}{504.00 \text{ m3/hr}} \times 80.00\% = \underline{\$7.25/\text{m3}}$$

Mano de obra 0.05

4.- Carga de Material

Equipo:
RETROEXCAVADORA HITACHI 1800 \$4,575.67 / hr

RENDIMIENTO

Capacida del bote 8.40 m3

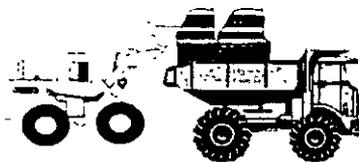
Eficiencia 0.83

Fact. operador 0.75

Fact. Llenado 0.60

Fact. Total 0.38

Tiempo de ciclo 28.00 seg.



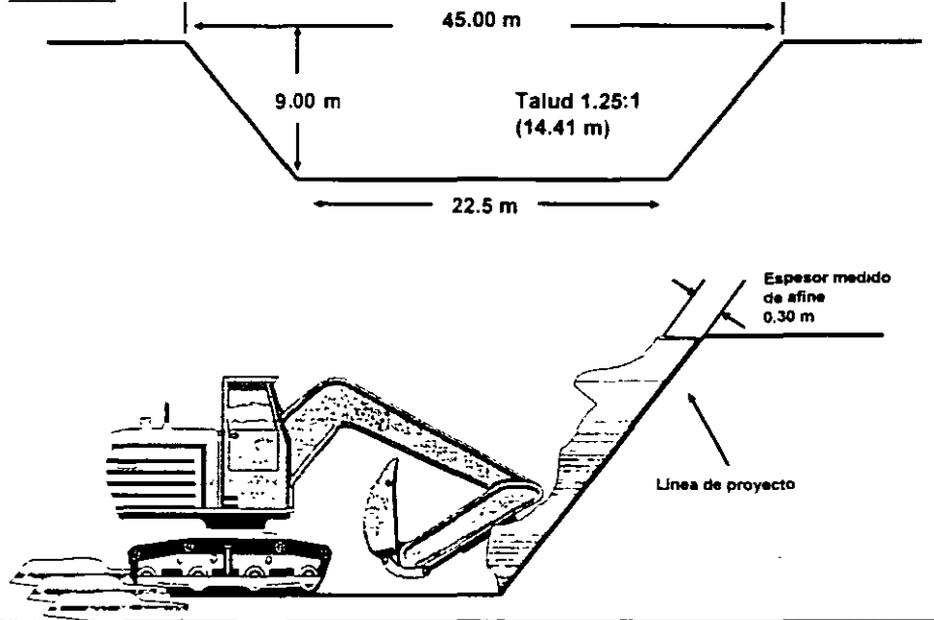
$$\text{Rendimiento} = \frac{3600 \text{ seg/ hr} \times 8.40 \text{ m3/ciclo} \times 0.38}{28.00 \text{ seg.} \times 1} = 405.00 \text{ m3/hr}$$

$$\text{Cargo} = \frac{\$ 4,575.67 \text{ m3/hr}}{410.00 \text{ m3/hr}} \times 80.00\% = \underline{\$11.16/\text{m3}}$$

Mano de obra 0.08

5.- Afine de talud con retroexcavadora

Sección Tipo:



$$\text{Área de tajo} = \frac{45.00 \text{ m} + 22.50 \text{ m}}{2.00} \times 9.00 = 303.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Desarrollo de talud} = 14.41 \text{ m} \times 2 \text{ Taludes} = 28.81 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de amacice} = 28.81 \text{ m} \times 0.30 \text{ Taludes} = 8.64 \text{ m}^2$$

$$\text{Porcentaje de volumen de amacice} = \frac{8.64 \text{ m}^2}{303.75 \text{ m}^2} = 2.85\%$$

Equipo
RETROEXCAVADORA CAT EL 300-B \$306.85 / hr

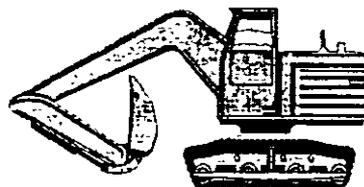
RENDIMIENTO

Ancho de corte de bote	1.60 m	
Longitud del talud	14.41	
Vol. por ciclo =	14.41 m X 0.30 m	= 4.32 m ³ /ciclo

Fact. de eficiencia horaria	0.83
Fact. operador	0.75

Fact. Total	0.63
-------------	------

Tiempo de ciclo	30.00 seg.
-----------------	------------



$$\text{Rendimiento} = \frac{3600 \text{ seg/hr} \times 4.32 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 0.63}{30.00 \text{ seg.}} = 324.16 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Cargo} = \frac{\$ 306.85 \text{ m}^3/\text{hr}}{324.00 \text{ m}^3/\text{hr}} \times \$0.95/\text{m}^3 \times 2.85\% = \underline{\$0.03/\text{m}^3}$$

Mano de obra 0.00

Resumen

1. Desgarramiento y afloje del material con Ripper		\$ 5.27 /m ³
2. Remoción y apile con Tractor CAT D11		\$ 1.01 /m ³
3. Remoción con Retroexcavadora Hitachi 1800		\$ 7.26 /m ³
4. Carga del material		\$ 11.16 /m ³
5. Afine de talud con retroexcavadora		\$ 0.03 /m ³
	Costo directo	\$ 24.73 /m ³
	Indirectos 5.71%	\$ 1.41 /m ³
	Parcial	\$ 26.14 /m ³
	Financiamiento 0.85%	\$ 0.22 /m ³
	Parcial	\$ 26.36 /m ³
	Utilidad 13.50%	\$ 3.56 /m ³
	Parcial	\$ 29.92 /m ³
	SAR 2.00%	\$ 0.00 /m ³
	INFONAVIT 5.00%	\$ 0.01 /m ³
	SECODAM 0.50%	\$ 0.15 /m ³
	Precio Unitario	\$ 30.08 /m ³

CONSTRUCCIÓN DE UN CANAL DE INTERCONEXIÓN PARA TRASVASAR AGUA DE UNA PRESA DERIVADORA A UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO



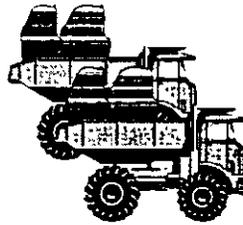
ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO EJEMPLO 2

2.- Remoción y apile con tractor CAT D11

Para que la Retroexcavadora tenga frente para remover y después cargar a las unidades de transporte, una parte se remueve con Tractor D11 en una longitud de 20.00 m, y lo demás con la Retroexcavadora

TRACTOR CAT D11

\$2,475.15/HR



Considerando un ancho de:	20.00 m	Participación en Remoción
Pof. Remoción:	0.61 m	
Vol. Removido con tractor D11:	244.00 m ³	
Vol. Total desgarrado:	1,220.00 m ³	Participación = $\frac{244.00 \text{ m}^3}{1,220.00 \text{ m}^3} = 20.00 \%$

CALCULO DE RENDIMIENTO

Rendimiento teórico 2,400.00 m³/hr
 Recorrido 20.00 m

FACTORES DE CORRECCIÓN.

Eficiencia horaria 0.83 m
 Eficiencia operación 0.75 min/hr

$$\text{Correc. Densidad} = \frac{1370 \text{ kg/m}^3 \text{ suelto}}{2520 \text{ kg/m}^3 \text{ comp.}} = 0.54$$

$$\text{Roca prod. Voladura} \frac{0.75}{\text{Factor total } 0.2548}$$

$$\text{Rendimiento correg.} = 2,400.00 \text{ m}^3/\text{hr} \times 0.2548 = 611.52 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Carga} = \frac{\$2,475.15 / \text{hr}}{610.00 \text{ m}^3/\text{hr}} \times 20\% = \$0.81 / \text{m}^3$$

Mano de obra 0.01

3.- Remoción con Retroexcavadora Hitachi 1800

Equipo:
RETROEXCAVADORA HITACHI 1800

\$4,575.67 / hr



RENDIMIENTO

Capacida del bote	8.40 m ³
Eficiencia	0.83
Fact. operador	0.75
Fact. Llenado	0.89
Fact. Total	0.56

Tiempo de ciclo 25.00 seg.

$$\text{Rendimiento} = \frac{3600 \text{ seg/ hr} \times 8.40 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 0.56}{25.00 \text{ seg.}} = 672.00 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Cargo} = \frac{\$ 4,575.67 \text{ m}^3/\text{hr}}{670.00 \text{ m}^3/\text{hr}} \times 80.00\% = \underline{\$5.46/\text{m}^3}$$

Mano de obra 0.04

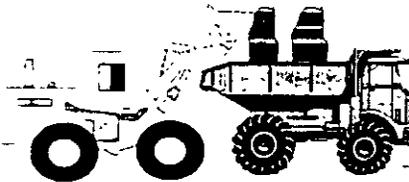
4.- Carga de Material

Equipo:
RETROEXCAVADORA HITACHI 18

\$4,575.67 / hr

RENDIMIENTO

Capacida del bote	8.40 m ³
Eficiencia	0.83
Fact. operador	0.75
Fact. Llenado	0.89
Fact. Total	0.4688



Tiempo de ciclo 28.00 seg.

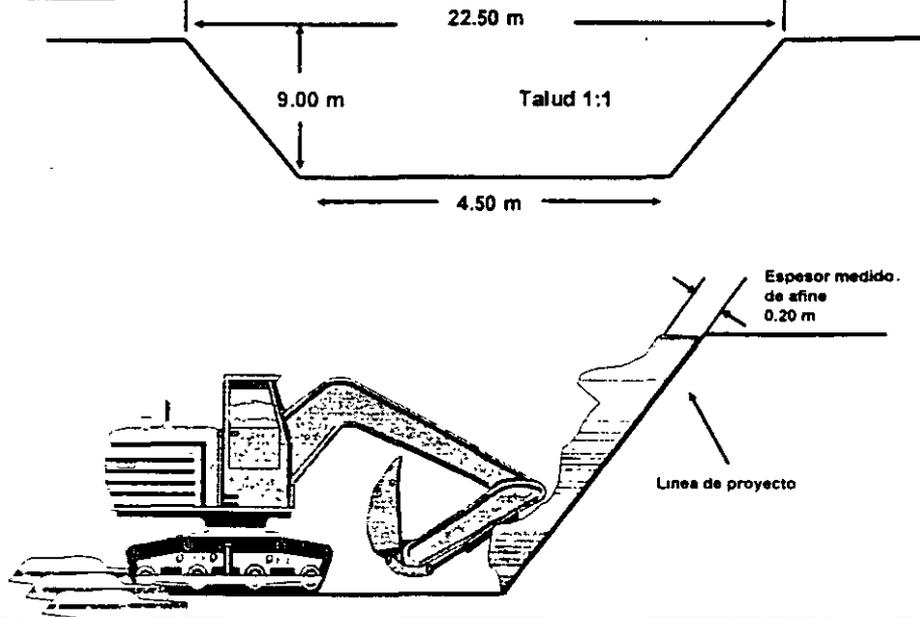
$$\text{Rendimiento} = \frac{3600 \text{ seg/ hr} \times 8.40 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 0.4688}{28.00 \text{ seg.}} = 506.25 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$\text{Cargo} = \frac{\$ 4,575.67 \text{ m}^3/\text{hr}}{510.00 \text{ m}^3/\text{hr}} \times 80.00\% = \underline{\$8.97/\text{m}^3}$$

Mano de obra 0.07

5.- Afine de talud con retroexcavadora

Sección Tipo:



$$\text{Área de tajo} = \frac{22.5 \text{ m} + 4.50 \text{ m}^3/\text{hr}}{2.00} \times 9.00 = 121.50 \text{ m}^2$$

$$\text{Desarrollo de talud} = 12.73 \text{ m} \times 2 \text{ Taludes} = 25.46 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de amacice} = 25.46 \text{ m} \times 0.20 \text{ Taludes} = 5.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Porcentaje de volumen de amacice} = \frac{5.09 \text{ m}^2}{121.50 \text{ m}^2} = 4.19\%$$

Equipo:

RETROEXCAVADORA CAT EL 300-B \$306.85 / hr

RENDIMIENTO

Ancho de corte de bote 1.80 m

Longitud del talud 12.73 m

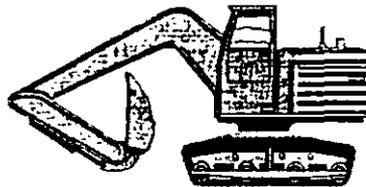
Vol. por ciclo = 12.73 m X 0.20 m = 2.55 m³/ciclo

Fact. de eficiencia horaria 0.83

Fact. operador 0.75

Fact. Total 0.63

Tiempo de ciclo 30.00 seg.



Rendimiento	=	$\frac{3600 \text{ seg/hr} \times 2.55 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 0.63}{30.00 \text{ seg.}}$	=	190.92 m ³ /hr
Cargo	=	$\frac{\$ 306.85 \text{ m}^3/\text{hr}}{190.92 \text{ m}^3/\text{hr}} \times \$1.61/\text{m}^3 \times 4.19\%$	=	<u>\$0.07/m³</u>
		Mano de obra		0.001

Resumen

1. Excavación con explosivos		\$ 18.39 /m ³
2. Remoción y apile con Tractor CAT D11		\$ 0.81 /m ³
3. Remoción con Retroexcavadora Hitachi 1800		\$ 5.46 /m ³
4. Carga del material		\$ 8.97 /m ³
5. Afine de talud con retroexcavadora		\$ 0.07 /m ³
	Costo directo	<u>\$ 33.70 /m³</u>
	Indirectos 5.71%	\$ 1.92 /m ³
	Parcial	<u>\$ 35.63 /m³</u>
	Financiamiento 0.85%	\$ 0.30 /m ³
	Parcial	<u>\$ 35.93 /m³</u>
	Utilidad 13.50%	\$ 4.85 /m ³
	Parcial	<u>\$ 40.78 /m³</u>
	SAR 2.00%	\$ 0.02 /m ³
	INFONAVIT 5.00%	\$ 0.04 /m ³
	SECODAM 0.50%	<u>\$ 0.21 /m³</u>
	Precio Unitario	<u>\$ 41.04 /m³</u>

ANÁLISIS DE INTEGRACIÓN DEL PRECIO UNITARIO

A) COSTOS DIRECTOS		
MANO DE OBRA (SIN INFONAVIT Y SAR)		35.00
MATERIALES		55.00
MAQUINARIA		10.00
SUBTOTAL		100.00
B) COSTOS INDIRECTOS OFICINAS CENTRALES		6.00
C) COSTOS INDIRECTOS DE CAMPO		9.00
D) SUBTOTAL (A + B + C)		115.00
E) COSTO FINANCIERO 1.5%	0.16×115.00	1.73
F) SUBTOTAL (D + E)		116.73
G) UTILIDAD		
UTILIDAD NETA A.F	$\frac{0.06 \times 116.73}{1 - (0.34 + 0.10)}$	12.81
H) SAR 2% DEL SALARIO BASE		
CONSIDERANDO FACTORES DEL SALARIO REAL	$\frac{1.2901 \times 35.00 \times 0.02}{1.0965}$	0.83
I) INFONAVIT 5% DEL SALARIO BASE		
CONSIDERANDO FACTORES DEL SALARIO REAL	$\frac{1.2901 \times 35.00 \times 0.05}{1.0965}$	1.33
J) SUBTOTAL (F + G + H + I)		131.09
K) SECODAM	$\frac{131.09 \times 116.73}{1 - (0.005)}$	0.66
L) TOTAL DEL PRECIO (J + K)		131.75

ANÁLISIS DEL FACTOR DE SALARIO REAL

DIAS PAGADOS AL AÑO		DIAS	FACTOR	
DIAS CALENDARIO		366.25		
AGUINALDO		16.00		
PRIMA VACACIONAL		1.00		
TOTAL DE DIAS PAGADOS AL AÑO		383.25		
DIAS TRABAJADOS AL AÑO		DIAS	FACTOR	
SEPTIMO DIA		62.18		
VACACIONES		6.90		
FESTIVOS OFICIALES		7.17		
DIAS NO LABORABLES POR COSTUMBRE		4.90		
DIAS NO LABORADOS		81.15		
		DIAS	FACTOR	
DIAS CALENDARIO		366.25		
DIAS NO LABORADOS		81.15		
DIAS EFECTIVOS TRABAJADOS		285.10	1.291	
OBLIGATORIEDAD DE LAS PRESTACIONES SOCIALES DEL EMPRESARIO AL IMSS				
	PATRON	TRABAJADOR		
SEGUROS DE RIESGO DE TRABAJO	7.3683%			
SEGURO DE ENFERMEDAD Y MATERNIDAD	6.7000%	3.1250%		
SEG. INVALIDEZ, VEJEZ, CESANTIA Y MUERTE	6.9000%	2.1250%		
	21.3683%	5.2500%		
PRESTACIONES SOCIALES IMSS		0.2764	1.2901	0.3663
GUARDERIAS		0.9300	1.2544	0.0123
IMPUESTO LOCALES		0.9300	1.2901	0.0129
IMPUESTO SOBRE NOMINAS		0.9200	1.2901	0.0259
OBLIGATORIEDAD DE PRESTACIONES IMSS				0.4083
FACTOR DE SALARIO REAL				1.6988



--	--	--	--

EJEMPLO (APLICACIÓN DE AJUSTE DE COSTOS)

EJERCICIO: DETERMINAR SI LOS FACTORES DE AJUSTE DE COSTOS SE APLICARON ADECUADAMENTE Y SI EL ANTICIPO OTORGADO SE AMORTIZO CORRECTAMENTE.

MONTO CONTRATADO: \$900 000 00
PERIODO DE EJECUCION CONTRATADO: 1o DE FEBRERO AL 30 DE ABRIL DE 1997
ANTICIPO AUTORIZADO: 20% PARA LA COMPRA DE MATERIALES Y EQUIPOS DE INSTALACION PERMANENTE = \$180,000 00
FECHA DE ENTREGA: 26 DE FEBRERO DE 1997

FACTORES DE AJUSTES DE COSTOS AUTORIZADOS:

5.00% A PARTIR DEL 1o DE FEBRERO DE 1997
 4.75% A PARTIR DEL 1o DE MARZO DE 1997
 6.30% A PARTIR DEL 1o DE ABRIL DE 1997

FACTORES ACUMULADOS:

5.00%
 $1.0500 \times 1.0476 - 1 = 0.10 = 10.0\%$
 $1.0500 \times 1.0476 \times 1.0630 - 1 = 0.19 = 16.9\%$

LA INSTITUCION EFECTUO LOS PAGOS COMO SE INDICA A CONTINUACION

PROGRAMA	FEBRERO	MARZO	ABRIL
IMPORTE DE ESTIMACIONES OBRA	\$300,000.00	\$300,000.00	\$300,000.00
AMORTIZACIONES DE ANTICIPO	<u>60,000.00</u>	<u>60,000.00</u>	<u>60,000.00</u>
PAGO LIQUIDO DE OBRA	\$240,000.00	\$240,000.00	\$240,000.00
PAGO DE OBRA. \$900,000.00			
ESCALACIONES			
IMPORTE DE OBRA	300,000.00	300,000.00	300,000.00
FACTOR DE ESCALACION	5.0%	10.0%	16.9%
PAGO DE ESCALACION	\$15,000.00	\$30,000.00	\$50,700.00
PAGO DE ESCALATORIAS: \$95,700.00			

	FEBRERO	MARZO	ABRIL	
IMPORTE DE ESTIMACIONES	300 000 00	300 000 00	300 000 00	
FACTOR A APLICAR	0.05	0.0857	0.1346	
IMPORTE	15,000.00	25,710.00	40,380.00	= 81,090.00
AFECTACIÓN POR ANTICIPO: OBRA FALTANTE ACTUALIZADA 600,000.00 X 1.05 = 630,000.00				
ANTICIPO 180,000.00 / OBRA ACTUALIZADA 630,000.00 = 0.2857				
FACTOR A APLICAR				
FEBRERO	0.05			
MARZO	$1.05 \times ((0.0476)(1 - 0.2857) + 1) = 1.05 \times ((0.0476)(0.7143 + 1) = 1.0857$			
ABRIL	$0.630 \times 0.7143 + 1 = 1.0450$ $1.0857 \times 1.0450 = 1.1346$			
IMPORTE PAGADO		\$95,700.00		
IMPORTE QUE SE DEBIO PAGAR			<u>\$81,090.00</u>	
PAGO EN EXCESO		\$14,610.00		

AUDITORÍA SUPERIOR DE LA FEDERACIÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE AUDITORÍA DE INVERSIONES FÍSICAS FEDERALES

EJEMPLO HIPOTÉTICO: (PAGO DE ESCALACIONES CON DIVERSOS COMPARTIMIENTOS DEL PROGRAMA DE OBRA)

CONTRATO: 300	ENE	FEB	MZO	ABR	MAY	PAGO DE ESTIMACION	OBSERVACION
PROGRAMA DE OBRA	100	100	100				
FACTORES DE ESCALACION	10%	18%	20%	25%	20%		
CASO 1: OBRA EJECUTADA SEGUN PROGRAMA PAGO DE ESCALACION	100 10	100 15	100 20			300 45 345	PAGO DE ESCALACIONES NORMAL
CASO 2: OBRA CON ATRASO EN EL PROGRAMA PAGO DE ESCALACION	50 5	50 7.5	200 40			300 52.5 352.5	FORMA INCORRECTA DE PAGAR ESCALACIONES
CASO 3: OBRA TERMINACION ANTICIPADA PAGO DE ESCALACION	100 10	200 30	—			300 40 340	DE ACUERDO A LA LEY EL PAGO ES SEGUN PROGRAMA DE OBRA
CASO 4: OBRA QUE NO CUMPLE CON EL PROG (SIN REPROGRAMACION) PAGO DE ESCALACION	50 5	50 7.5	100 20	100 5*7.5		300 45 345	SE DEBEN APLICAR SANCIONES Y EL PAGO DE ESCALACIONES ES CONFORME A LA LEY.
CASO 5: OBRA QUE NO CUMPLE CON EL PROG (SIN REPROGRAMACION)	50	50	50	100	50		CASOS MAS COMUNES POR PROYECTOS INDEFINIDOS QUE INCREMENTAN EL COSTO DE OBRA

EJEMPLO (APLICACIÓN DE AJUSTE DE COSTOS)

EJERCICIO: DETERMINAR SI LOS FACTORES DE AJUSTE DE COSTOS SE APLICARON ADECUADAMENTE Y SI EL ANTICIPO OTORGADO SE AMORTIZÓ CORRECTAMENTE.

MONTO CONTRATADO: \$900 000 00
PERIODO DE EJECUCION CONTRATADO: 1o DE FEBRERO AL 30 DE ABRIL DE 1997
ANTICIPO AUTORIZADO: 20% PARA LA COMPRA DE MATERIALES Y EQUIPOS DE INSTALACION PERMANENTE = \$180,000 00
FECHA DE ENTREGA: 26 DE FEBRERO DE 1997

FACTORES DE AJUSTES DE COSTOS AUTORIZADOS:
 5.00% A PARTIR DEL 1o DE FEBRERO DE 1997
 4.78% A PARTIR DEL 1o DE MARZO DE 1997
 6.30% A PARTIR DEL 1o DE ABRIL DE 1997

FACTORES ACUMULADOS:
 5.00%
 $1.0500 \times 1.0478 - 1 = 0.10 = 10.0\%$
 $1.0500 \times 1.0478 \times 1.0630 - 1 = 0.16 = 16.9\%$

LA INSTITUCIÓN EFECTUÓ LOS PAGOS COMO SE INDICA A CONTINUACIÓN

PROGRAMA	FEBRERO	MARZO	ABRIL
IMPORTE DE ESTIMACIONES OBRA	\$300,000.00	\$300,000.00	\$300,000.00
AMORTIZACIONES DE ANTICIPO	60,000.00	60,000.00	60,000.00
PAGO LIQUIDO DE OBRA	\$240,000.00	\$240,000.00	\$240,000.00
PAGO DE OBRA: \$900,000.00			
ESCALACIONES			
IMPORTE DE OBRA	300,000.00	300,000.00	300,000.00
FACTOR DE ESCALACION	5.0%	10.0%	16.9%
PAGO DE ESCALACION	\$15,000.00	\$30,000.00	\$50,700.00
PAGO DE ESCALATORIAS: \$95,700.00			

CÉDULA ANALITICA DE CÓMO SE DEBIÓ HABER PAGADO

IMPORTE DE ESTIMACIONES

FEBRERO	MARZO	ABRIL
300,000.00	300,000.00	300,000.00

AMORTIZACIÓN DE ANTICIPO

ANTICIPO OTORGADO (\$180,000.00) / IMPORTE DE OBRA PENDIENTE DE EJECUTAR \$(600,000.00)
 $180,000.00 / 600,000.00 = 0.30$

PORCENTAJE DE AMORTIZACIÓN

30.0%

AMORTIZACIÓN DE ANTICIPO

0.00	90,000.00	90,000.00
------	-----------	-----------

EN ESTE CASO SE AFECTÓ A LA CONTRATISTA AL AMORTIZARLE DESDE FEBRERO EL ANTICIPO, YA QUE EN DICHO MES LA EMPRESA NO CONTABA CON ESTE RECURSO Y AL QUERER COMPRAR LOS MATERIALES NO TIENE LA LIQUIDEZ SUFICIENTE

ESCALACIONES.

SE DETECTA QUE EN EL PAGO DE LAS ESCALACIONES NO SE HIZO INTERVENIR EL ANTICIPO OTORGADO. POR LO TANTO, SE ESTA ESCALANDO EL ANTICIPO EN CONTRAVENCION DEL ARTICULO 27, FRACCIÓN VII, DEL REGLAMENTO DE LA LEY DE OBRAS PUBLICAS EN SEGUIDA, SE EFECTUA EL CALCULO CORRECTO.

IMPORTE DE ESTIMACIONES

FEBRERO	MARZO	ABRIL
300,000.00	300,000.00	300,000.00

FACTOR A APLICAR

0.05 0.0857 0.1346

IMPORTE

15,000.00 25,710.00 40,380.00 = 81,090.00

AFECTACIÓN POR ANTICIPO: OBRA FALTANTE ACTUALIZADA $600,000.00 \times 1.05 = 630,000.00$
 ANTICIPO $180,000.00 / OBRA ACTUALIZADA 630,000.00 = 0.2857$

FACTOR A APLICAR:

FEBRERO 0.05

MARZO $1.05 \times ((0.0476)(1-0.2857)+1) = 1.05 \times ((0.0476)(0.7143)+1) = 1.0857$

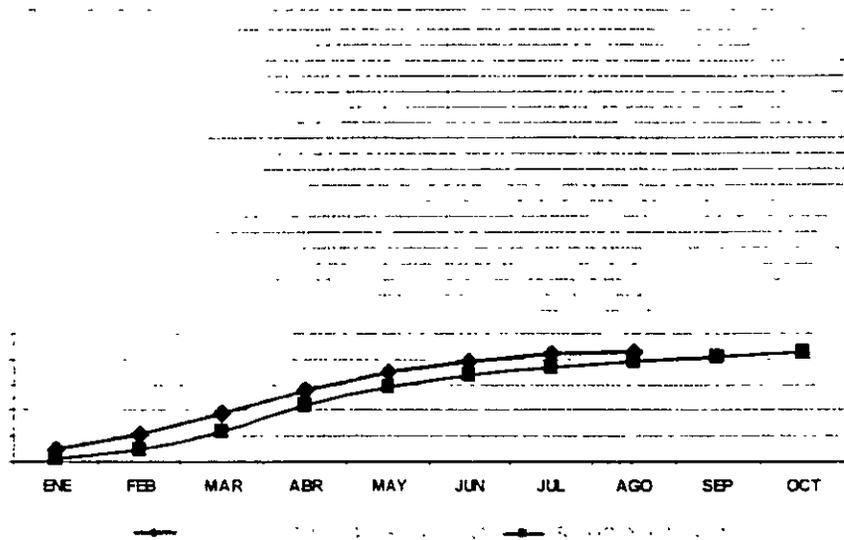
ABRIL $0.830 \times 0.7143 + 1 = 1.0450$
 $1.0857 \times 1.0450 = 1.1346$

IMPORTE PAGADO \$95,700.00

IMPORTE QUE SE DEBIÓ PAGAR \$81,090.00

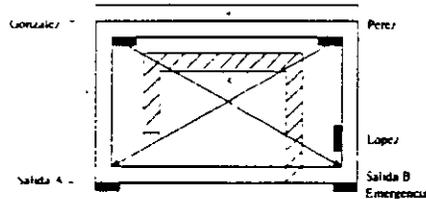
PAGO EN EXCESO \$14,610.00

CÁLCULO DE PENALIZACIONES POR INCUMPLIMIENTO DEL PROGRAMA DE OBRA EJEMPLO HIPOTÉTICO



CASO NÚM. 1

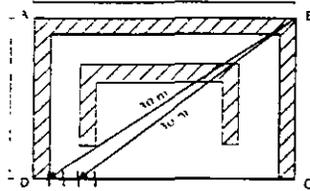
TMD = 3 min.



Escenarios

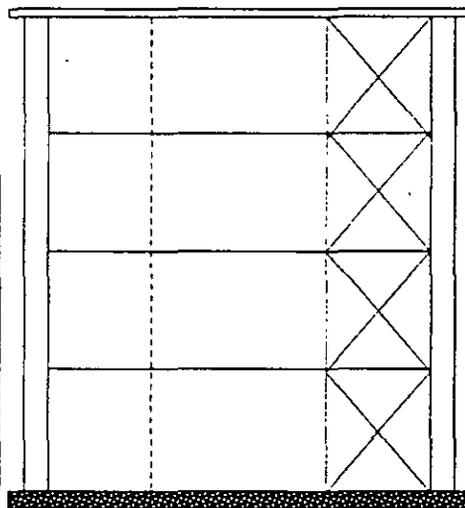
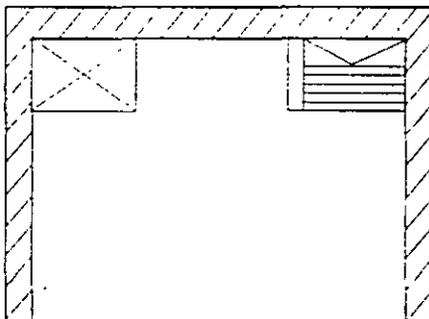
- | | | |
|---|---|---|
| <p>1 - La distancia Perez - Puertas = 30 m
Cumple Art 95 Reglamento</p> <p>2 - Con la distancia de divisiones Perez - Puerta = 42 m
No es moralmente correcto</p> <p>3 - La distancia Gonzalez - Puerta S cumple Art 102 del Reglamento</p> | <p>a) Hay un incendio en A. Gonzalez requiere B</p> <p>b) Hay un problema en B. Perez requiere A</p> <p>c) Hay un incendio en A Lopez sale primero</p> <p>d) Hay un incendio en B. la viuda Lopez hace cate</p> | <p>4 - La distancia Gonzalez - puerta E con divisiones es de 42 m
Es peligroso</p> <p>5 - Salida B = 0 m</p> <p>6 - Salida A = 60 m</p> |
|---|---|---|

CASO NÚM. 2

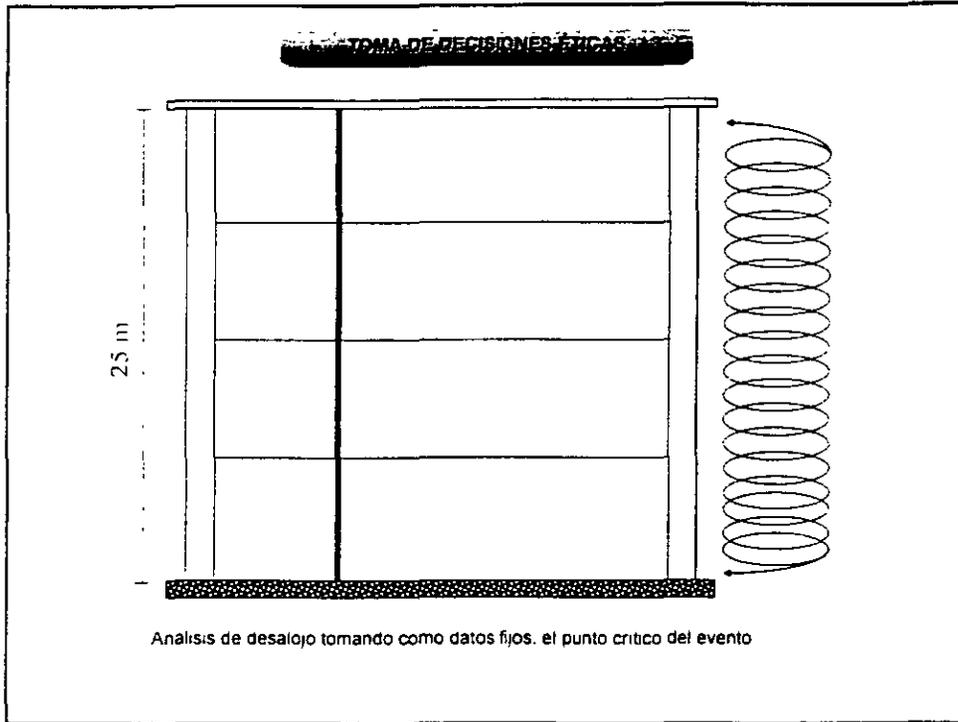


- a) Si el incendio ocurre en D no hay salida de ningún tipo aunque se cumpla el reglamento.

SEGUROS CONTRA DAÑOS: INCENDIOS



Gasto en Muros y Puertas	
Contra incendio	\$1 000 000 00
Ahorro en seguros	\$0 00



CONCLUSIONES



EL PRESTIGIO PROFESIONAL DE UN DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA, IMPLICA EL APEGO AL MARCO NORMATIVO TÉCNICO Y A LA LEGISLACIÓN APLICABLE, PERO ADICIONALMENTE REQUIERE EL CUMPLIMIENTO DE UN CÓDIGO DE CONDUCTA ESTRICTO QUE LO CONSOLIDE COMO PIEDRA ANGULAR DEL PROCESO DE FORMACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA URBANAS.

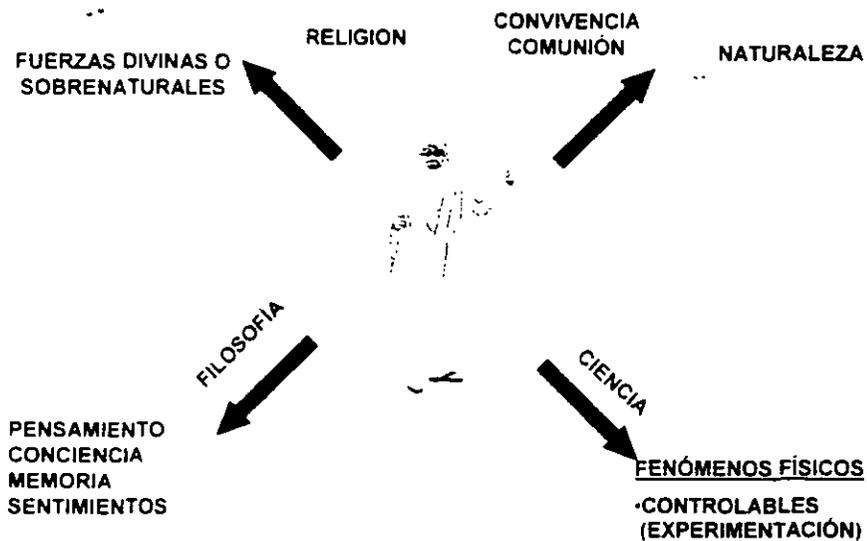
DIPLOMADO EN OBRAS HIDRÁULICAS
Diseño, Construcción y Operación

TEMA

Legislación y normatividad
“La Ley de Obras Públicas
y Servicios y su Reglamento”

Ing. José Luis Nava Díaz

EL SER HUMANO Y SU MUNDO



EL SER HUMANO Y SU COMUNIDAD

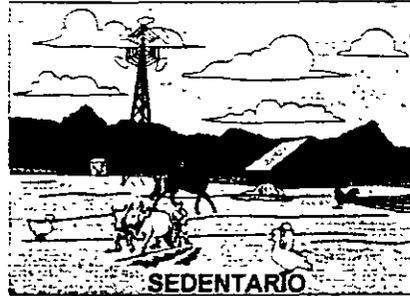
YO Y OTRO U OTRA



NOSOTROS Y LOS OTROS



NÓMADA
RECOLECTOR O CAZADOR
SOLITARIO



SEDENTARIO
AGRICULTOR
SOCIAL

EL SER Y LAS NORMAS

LA VIDA EN SOCIEDAD

REQUIERE NORMAS QUE ESTABLECEN DERECHOS Y OBLIGACIONES PARA INDIVIDUOS Y COLECTIVIDAD:

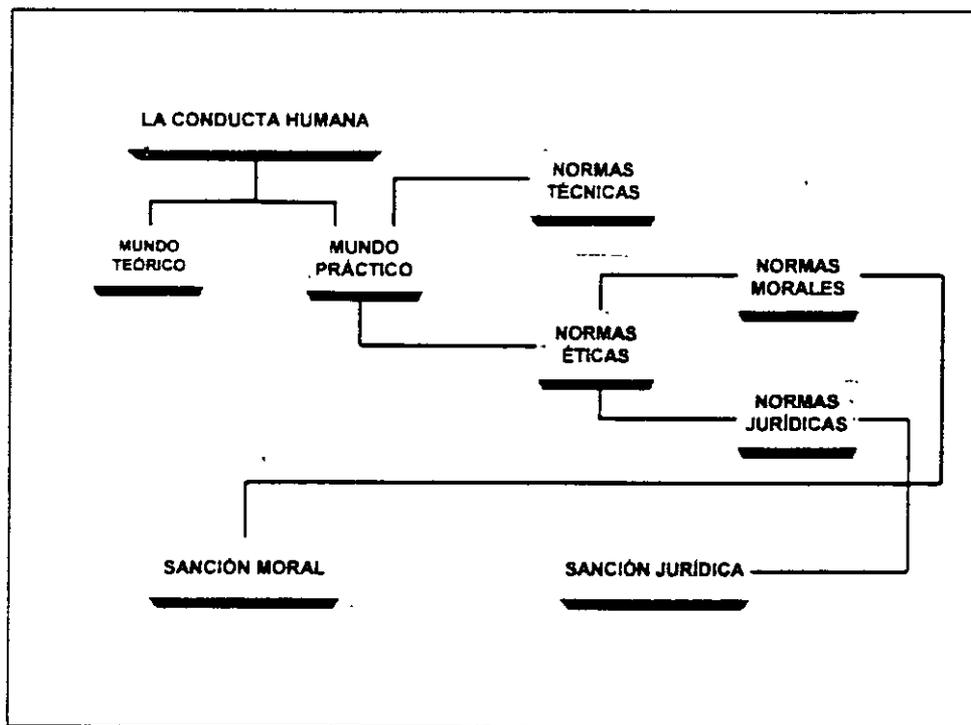
A {
- LIBERTAD: INDIVIDUAL - COLECTIVA
- JUSTICIA: FAMILIAR - SOCIAL

B {
- COMERCIO
- PROPIEDAD

C {
- FAMILIA
- RELIGION

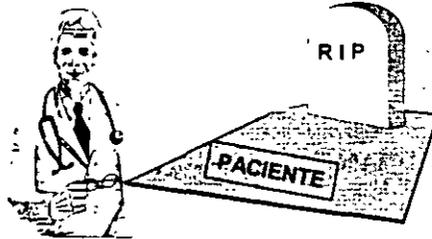
D {
- CONDUCTA PERSONAL
- CONDUCTA SOCIAL

NORMAS PROFESIONALES				
	JURÍDICAS	TÉCNICAS	MORALES	ÉTICAS
AUTORIDAD	ESTADO	GREMIO	SOCIEDAD	YO
CÓDIGOS	LEYES	CONOCIMIENTO CIENTÍFICO	PRINCIPIOS	VALORES
SANCIÓN	CORPORAL O ECONOMICA	DESCREDITO FRACASO	AMONESTACIÓN	REMORDIMIENTO
ACATAMIENTO	HOMBRE LIBRE	ÉXITO PROFESIONAL	ACEPTACIÓN COMUNITARIA	CONCIENCIA TRANQUILA

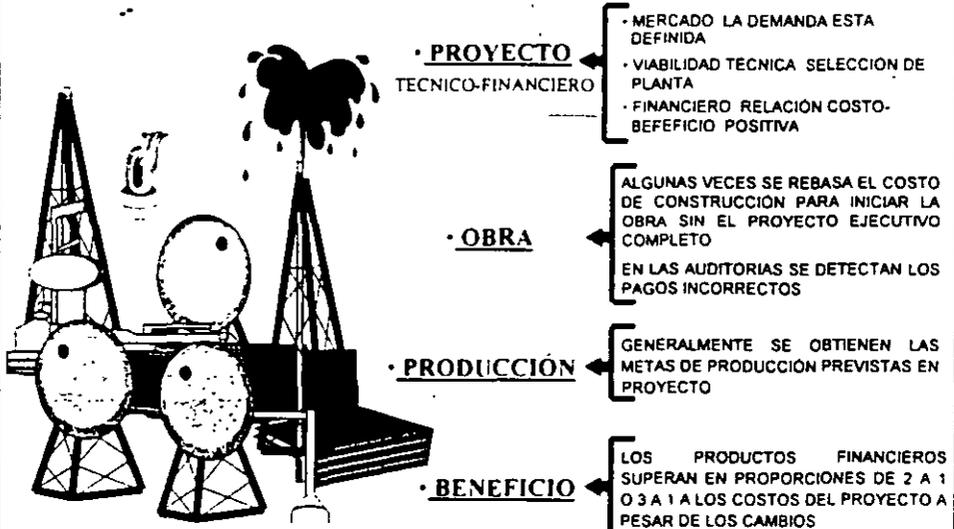


ERRORES

LOS ERRORES EN LA ÉTICA
COMPROMETEN LA FELICIDAD
DEL HOMBRE

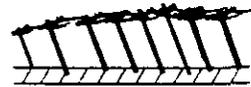


PROYECTO DE UNA PLANTA PETROQUÍMICA



PROYECTOS DE INVERSIÓN

- INFRAESTRUCTURA
- TRANSPORTES



RED FÉRREA

RESULTADOS

- ALTA CALIDAD TÉCNICA A ESPECIFICACIONES CUMPLIDAS
- COSTO ELEVADO EN CARRETERAS DE ALTA ESPECIFICACION
- OPORTUNIDAD VARIABLE AUTOPISTAS DE CUOTA SI CAMINOS FEDERALES NO

CAUSAS

- INGENIERIA ESPECIALIZADA
- MODIFICIONES A PROYECTO Y FALTA SUPERVISIÓN Y CONTROL
- LOS RETRASOS EN CONSTRUCCION: SE DEBEN A LA FALTA DE RITMO EN LA ADMINISTRACION DE RECURSOS



CARRETERAS



AEROPISTAS

PROYECTOS DE INVERSIÓN

INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA



PRESA

RESULTADOS:

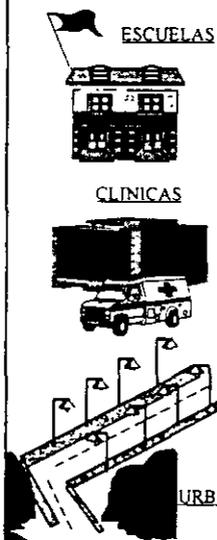
- PROYECTOS DE GRAN MAGNITUD
- COSTOS ELEVADOS POR CAMBIO EN PROYECTOS
- OPORTUNIDAD RETRASOS FRECUENTES

CAUSAS:

- ☒ POR LA GEOGRAFIA DEL PAIS
- ☐ MODIFICIONES A LOS BANCOS DE PROYECTO ING. BASICA INSUFICIENTE
- ☒ AUMENTOS IMPORTANTES A VOLUMENES DE OBRA

PROYECTOS DE INVERSIÓN

DESARROLLO SOCIAL



RESULTADOS: (VARIABLES)

- COSTOS ELEVADOS
- CALIDAD ADECUADA
- OPORTUNIDAD

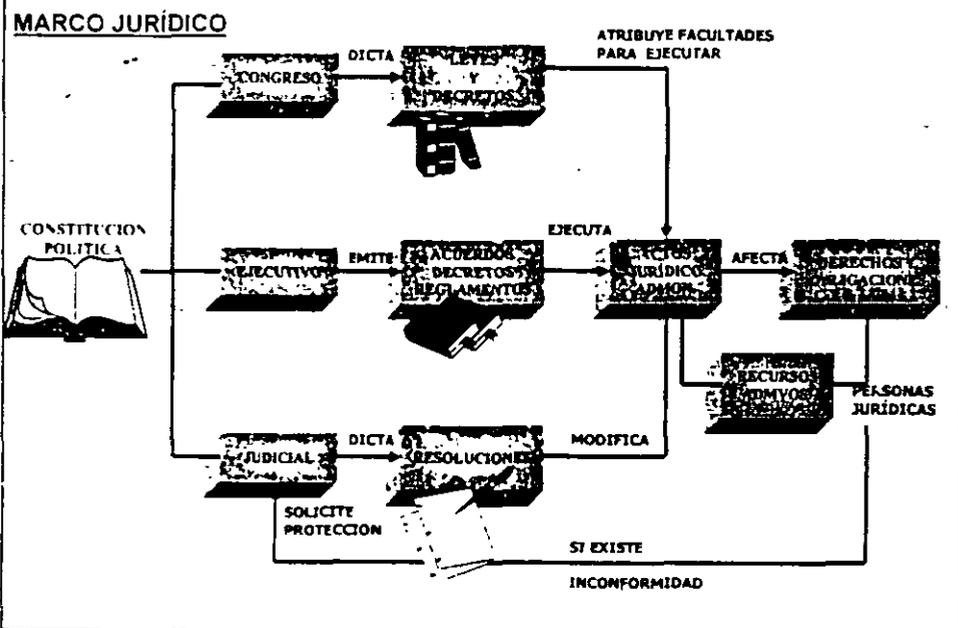
- COSTOS VARIABLES
- CALIDAD ALTA
- OPORTUNIDAD

CAUSAS:

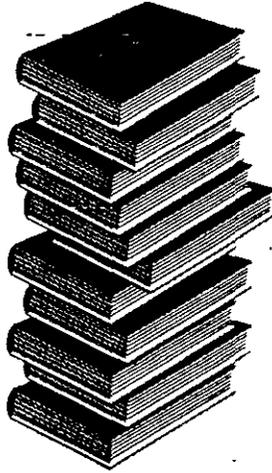
- DIFICULTAD DE SUPERVISAR
- PROYECTOS TIPO
- HAY UN PROGRAMA MEDIANO PLAZO

- FALTA CONTROL
- BUENOS DISEÑOS
- HAY RECURSOS DISPONIBLES

AUDITORÍA GUBERNAMENTAL

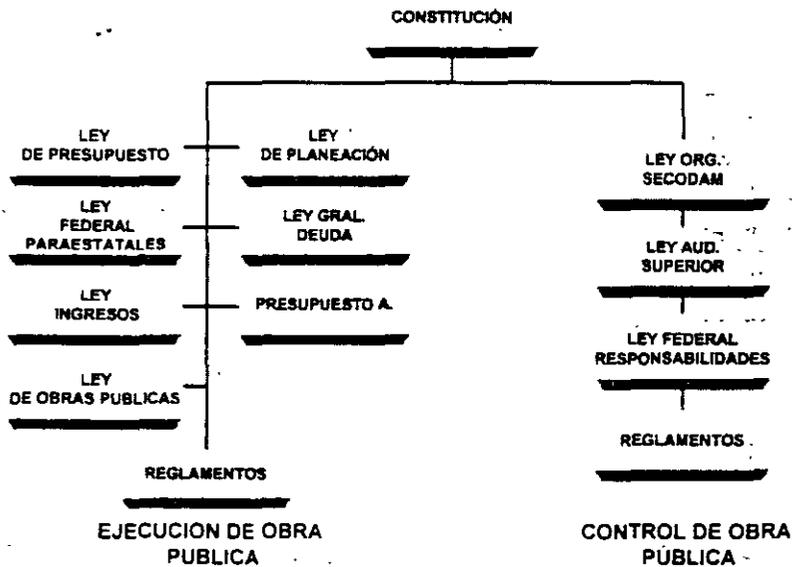


INSTRUMENTOS JURÍDICOS



- CONSTITUCIÓN POLÍTICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
- LEY DE FISCALIZACIÓN SUPERIOR DE LA FEDERACIÓN
- LEY DE PLANEACIÓN. S/R
- LEY DE PRESUPUESTO, CONTABILIDAD Y GASTO PÚBLICO FEDERAL Y SU REGLAMENTO
- LEY GENERAL DE DEUDA PÚBLICA. S/R
- LEY ORGÁNICA DE LA ADMINISTRACIÓN PÚBLICA FEDERAL
- LEY FEDERAL DE LAS ENTIDADES PARAESTATALES Y SU REGLAMENTO
- LEY FEDERAL DE RESPONSABILIDADES DE LOS SERVIDORES PÚBLICOS. S/R
- PRESUPUESTOS DE EGRESOS DE LA FEDERACIÓN
- LEY DE OBRAS PÚBLICAS Y SERVICIOS RELACIONADOS CON LAS MISMAS
- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN LOCAL

LEGISLACIÓN APLICABLE A LA OBRA PÚBLICA Y SU CONTROL



CONSTITUCIÓN POLÍTICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

Artículo 134.- Los recursos económicos de que dispongan el Gobierno Federal y el Gobierno del Distrito Federal, así como sus respectivas administraciones públicas paraestatales, se administrarán con eficiencia, eficacia y honradez para satisfacer los objetivos a los que estén destinados.

Las adquisiciones, arrendamientos y enajenaciones de todo tipo de bienes, prestación de servicios de cualquier naturaleza y la contratación de obra que realicen, se adjudicarán o llevarán a cabo a través de licitaciones públicas mediante convocatoria pública para que libremente se presenten proposiciones solventes en sobre cerrado, que será abierto públicamente, a fin de asegurar al Estado las mejores condiciones disponibles en cuanto a precio, calidad, financiamiento, oportunidad y demás circunstancias pertinentes.

Cuando las licitaciones a que hace referencia el párrafo anterior no sean idóneas para asegurar dichas condiciones, las leyes establecerán las bases, procedimientos, reglas, requisitos y demás elementos para acreditar la economía, eficacia, eficiencia, imparcialidad y honradez que aseguren las mejores condiciones para el estado.

El manejo de recursos económicos federales se sujetará a las bases de este artículo.

Los servidores públicos serán responsables del cumplimiento de estas bases en los términos del Título Cuarto de esta Constitución.

MARCO JURÍDICO DE LA OBRA PÚBLICA. DE LAS RESPONSABILIDADES DE LOS SERVIDORES PÚBLICOS

El Artículo 108 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos dice: para los efectos de las responsabilidades a que alude este título se reputarán como servidores públicos a los representantes de elección popular, a los miembros del Poder Judicial Federal y del Poder Judicial del Distrito Federal, los funcionarios y empleados, y, en general, a toda persona que desempeñe un empleo, cargo o comisión de cualquier naturaleza en la administración pública federal o en el Distrito Federal, así como los servidores del Instituto Federal Electoral, quienes serán responsables por los actos u omisiones en que incurra en el desempeño de sus respectivas funciones.

Los gobernadores de los Estados, los diputados a las legislaturas locales, los magistrados de los Tribunales Superiores de Justicia locales y, en su caso, los miembros de los Consejos de las Judicaturas locales, serán responsables por violaciones a esta Constitución y a las leyes federales así como al manejo indebido de fondos y recursos federales.

El Artículo primero de la Ley Federal de Responsabilidades de los Servidores Públicos manifiesta: esta ley tiene por objeto reglamentar el título cuarto constitucional en materia de:

Continua...

**MARCO JURÍDICO DE LA OBRA PÚBLICA
DE LAS RESPONSABILIDADES DE LOS SERVIDORES**

- I. Los sujetos de responsabilidad en el servicio público.**
- II. Las obligaciones en el servicio público.**
- III. Las responsabilidades y sanciones administrativas en el servicio público, así como las que deban resolver mediante juicio político.**
- IV. Las autoridades competentes y los procedimientos para aplicar dichas sanciones.**
- V. Las autoridades competentes y los procedimientos para declarar la procedencia del procesamiento penal de los servidores públicos que gozan de fuero, y**
- VI. El registro patrimonial de los servidores públicos.**

**MARCO JURÍDICO DE LA OBRA PÚBLICA
LAS RESPONSABILIDADES EN MATERIA DE OBRAS**

Los servidores públicos que apliquen la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas, así como la Ley de Adquisiciones, Arrendamientos y Servicios del Sector Público, al contratar deberán sujetarse a lo dispuesto por el Artículo 134 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos y para el supuesto caso de que violen algunas de las disposiciones contenidas en los ordenamientos antes citados, los mismos remiten a la Ley Federal de Responsabilidades de los Servidores Públicos, como expresamente se encuentran señalados en los artículos 80 de la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas que dice:

La Contraloría aplicará las sanciones que procedan, conforme a lo dispuesto por la Ley Federal de Responsabilidades de los Servidores Públicos, a los servidores públicos que infrinjan las disposiciones de este ordenamiento”.

MARCO JURÍDICO DE LA OBRA PÚBLICA LAS RESPONSABILIDADES EN MATERIA DE OBRA

El Artículo 81 del mismo ordenamiento dice: "Las responsabilidades a que se refiere la presente Ley serán independientes de las de orden civil o penal que puedan derivar de la comisión de los mismos hechos".

La Ley de Adquisiciones, Arrendamientos y Servicios del Sector Público, se pronuncia en el mismo sentido en sus artículos 62 y 63.

Como podrá observarse, los ordenamientos legales que regulan los contratos públicos, da las bases para perseguir a aquellos funcionarios públicos que no apliquen debidamente la ley de la materia de que se trata.

LEGISLACIÓN DEL CONTRATO PÚBLICO

Si bien es cierto que los contratos públicos tienen las mismas formalidades en cuanto a los elementos de existencia y validez, que los del orden civil, su constitución debe además estar regida por leyes y disposiciones de orden público como son:

- la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos
- la Ley de Obras Públicas y Servicios relacionados con las Mismas
- la Ley de Adquisiciones, Arrendamientos y Servicios del Sector Público
- la Ley Federal del Procedimiento Administrativo
- la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal
- la Ley de Planeación
- la Ley de Presupuesto, Contabilidad y Gasto Público Federal y reglamento
- la Ley General de Deuda Pública
- la Ley Federal de Responsabilidades de los Servidores Públicos.

Según sea el caso, los contratos que celebren las entidades o dependencias con fondos federales, deberán adecuarse a las disposiciones de orden público que emanan de las leyes y reglamentos antes señalados.

PRINCIPALES IRREGULARIDADES QUE SE DETECTAN EN LA REVISIÓN DE CONTRATOS DE OBRA PÚBLICA

1. NO APLICACIÓN DE LOS DESCUENTOS CONTRACTUALES
2. DIFERENCIAS ENTRE LOS VOLÚMENES DE OBRA PAGADOS Y EJECUTADOS, O CON PLANOS DE PROYECTO
3. PAGO DUPLICADO DE VOLÚMENES DE OBRA
4. PAGO DE OBRA NO EJECUTADA (PREESTIMACIONES)
5. DETERMINACIÓN Y APLICACIÓN ERRÓNEA DEL FACTOR DE AJUSTE DE COSTOS
6. NO AFECTACIÓN DE LOS AJUSTES DE COSTOS POR EL PORCENTAJE DE LOS ANTICIPOS
7. SANCIONES POR INCUMPLIMIENTO DE LOS PROGRAMAS DE OBRA

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

PROYECTO FUENTES I

Antecedentes

De acuerdo con lo asentado en el Plan General de Auditorías de la ASF sobre el ejercicio reportado en la Cuenta Pública del año 2000, se observa que el Proyecto Fuentes I, que está considerado como prioritario en el Programa Hidráulico 1995-2000, produjo en el año revisado solamente 300 lt/seg como suministros, en lugar de los 1000 lt/seg previstos en el PEF 2000 y, además, según la información de la Cuenta Pública 2000, se erogaron casi la totalidad de los recursos. Por ello, se considera un tema de Fiscalización Superior a contemplar para la revisión anual.

ING. JOSÉ LUIS NAVA DÍAZ

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

SECTOR CENTRAL

PROYECTO FUENTES I

PEF 2000

C.P. 2000

CAPITULO	MONTO				
1000	12.0	_____		13.8	
2000	2.0	_____		2.3	
3000	30.0	_____		16.0	
5000	4.0	_____		5.7	
6000	0.0	48.0	_____	6.0	43.8
9000	52.5	52.5	_____	52.5	52.5
		100.5			96.3

ING. JOSE LUIS NAVA DIAZ

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

SECTOR PARAESTATAL

Balance al 31 de diciembre de 2000

Millones de pesos

Activo		Pasivo	
Circulante			
Bancos	<u>0.00</u>	L. plazo	<u>294.00</u>
		C. plazo	13.40
			307.40
Fijo		Patrimonio	<u>(10.50)</u>
			(61.40)
Instalaciones	283.50	Inicial	48.00
		Final	(23.90)
<u>(24.10)</u>			
Suma	<u>283.50</u>	Suma	<u>283.50</u>

ING. JOSE LUIS NAVA DIAZ

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

Propuestas de Auditoría

Sistema Integral de Fiscalización

a) Financiera Presupuestal

Objetivo: Verificar que los ajustes erogados en la ejecución y operación del Proyecto Fuentes I durante el año 2000, correspondan a operaciones efectivamente devengadas y estén registradas de acuerdo con las normas aplicables.

Resultado: La muestra refleja que se cumple el objetivo de auditoría, excepto en el caso de \$0.600 millones erogados en el proyecto y que corresponde a otros.

b) De obras

Objetivo: Verificar que las obras se hayan realizado con apego a la legislación aplicable, los montos convenidos, los plazos previstos y con la calidad prevista en el proyecto ejecutivo.

Resultado: La contratación se apegó a la Ley. La obra se realizó con la calidad prevista en el proyecto y con los tiempos y plazos convenidos. No obstante se determinó que se pagaron \$0.400 en exceso debido a una compactación menor que la propuesta. (Pasa especificaciones)

REFERENCIA: Boleín 2030 MPC
IMPORTANCIA RELATIVA Norma 10, 11

ING. JOSÉ LUIS NAVA DÍAZ

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

Propuesta de Auditoría

c) Evaluación de Programas

Objetivo: Determinar las causas por las cuales el proyecto aportó el 33% del caudal de agua esperado y no obstante se erogaron 93% de los recursos programados.

Resultado: Se determinó que el proyecto suministró el caudal solicitado por la población y que no mostró ineficacia en su producción. Además, los recursos erogados fueron revisados mediante las CLC correspondientes.

Otras Revisiones

d) Operativa

Objetivo: Revisar la capacidad instalada y determinar el costo de la capacidad ociosa.

Resultado: Se determinó que el 56% de la capacidad está sin utilizarse, lo que representa una pérdida de \$1.76 M anuales, considerando un costo de 31.5 M y una tasa de 10%.

Falta proyección y Costo de Operatividad.

ING. JOSÉ LUIS NAVA DÍAZ

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

¿Qué hacer?

Metodología de Auditoría para la Fiscalización Superior

Planeación-Programación

- Determinados el sujeto y el objetivo general de revisión, se sugiere:
- Acopio de la información relativa al ente auditado a través del Registro Unico de Auditoría o directamente captada.
 - Análisis de los resultados del Control Interno del Ejecutivo: SECODAM, Órgano Interno de Control.
 - 3.Revisión del marco jurídico para precisar los alcances de la revisión y para determinar las obligaciones del ente para cumplir su rendición de cuentas.
 - Determinación del marco de planeación-programación-presupuestación.
 - Planteamiento de objetivos, tiempos, recursos y escenarios de solución.
 - Obtener evidencia suficiente y competente.

REFERENCIA: Boletín 1010 IMPC
Norma 16 y 17

ING. JOSE LUIS NAVA DIAZ

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

Económicas

Inicio de Operación

Año 2000

Vida Útil

10 años

Rendimiento de la Inversión

10.0% anual

Costo Beneficio

COB=130

ING. JOSE LUIS NAVA DIAZ

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

PROYECTO FUENTES I

Tarifas

Las tarifas serán suficientes para amortizar la inversión y cubrir los gastos de operación y mantenimiento de la población. Se calcularán para el volumen proyectado y se ajustarán anualmente.

a) El costo de la inversión \$315 M se amortizará en 10 años y se cubrirá una tasa de 10.0% anual.

Por lo tanto, el Servicio de la Deuda en el primer año sería:

$$S.d = \frac{315}{15} + (315 - 21n)(0.10)$$

$$S.d = 21 + 31.5 = \underline{52.5}$$

$$S.d = 52.5 \text{ M}$$

b) El costo anual de mantenimiento

$$C_2 = \$12.0 \text{ M}$$

c) El costo anual de operación:

$$C_3 = \$36.0 \text{ M}$$

d) Tarifa mensual por m³ consumido considerando una inflación anual de 15%

ING. JOSÉ LUIS NAVA DÍAZ

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

PROYECTO FUENTES I

Tarifas

$$\text{Tarifa} = \frac{\$52.5 + 12.0 + 36.0}{31.536 \text{ M m}^3 \text{ anuales}} = \frac{100.5 \text{ M}}{31.536} = \$3.19 / \text{m}^3$$

Revisión de la demanda

\$3.19 m³ consumido

Una familia de 5 miembros que consume 300 lt/p/d requiere al mes:

$$\text{Consumo familiar: } 1.5 \text{ m}^3 / \text{dia} \times 30 = 45 \text{ m}^3 / \text{mes}$$

$$\text{Aplicando la tarifa: } (45 \times 3.19) = \underline{\$143.55 / \text{mes}}$$

ING. JOSÉ LUIS NAVA DÍAZ

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

Información Financiera-Presupuestal

Sector Central: CNA Órgano Desconcentrado de
SEMARNAP

POA	PEF 2000		C.P. 2000	
	CAPITULO	MONTO	CAPÍTULO	MONTO
Función 12: Desarrollo Regional y Urbano	1000	12.0	13.8	
Subfunción 03: Hidroagrícola	2000	2.0	2.3	
Proyecto Fuentes I	3000	30.0 M	16.0	
	5000	4.0	5.7	
3150	6000	0.0	<u>48.0 M</u>	6.0
				<u>43.8 M</u>
	9000		<u>52.5 M</u>	
			<u>100.5 M</u>	<u>96.3 M</u>

- a) El PEF no prevé inflación
- b) El renglón 3000 erogó el 53%
- c) El gasto total representa el 96% de lo presupuestado.

ING. JOSÉ LUIS NAVA DÍAZ

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

SECTOR PARAESTATAL

PROYECTO FUENTES I

Balance al 1o. de enero de 2000

Millones de pesos

Activo		Pasivo	
Circulante		Fijo	<u>315.00</u>
Bancos	<u>48.00</u>		
Fijo		Patrimonio	<u>48.00</u>
Instalaciones	315.00	Inicial	48.00
Suma	<u>363.00</u>	Suma	<u>363.00</u>

ING. JOSÉ LUIS NAVA DÍAZ

FISCALIZACIÓN SUPERIOR

SECTOR PARAESTATAL

Balance Proforma al 31 de
diciembre de 2000

Millones de pesos

Activo		Pasivo	
Circulante			
Bancos	<u>48.00</u>	Fijo	<u>294.00</u>
Fijo		Patrimonio	<u>37.50</u>
Instalaciones	283.50	Inicial	48.00
		Pérdida	(10.50)
Suma	<u>331.50</u>	Suma	<u>331.50</u>

ING. JOSÉ LUIS NAVA OJAZ

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES

Art 66 Recibida la manifestación de terminación de obra, así como el Vo. Bo. de seguridad y operación, en su caso, se procederá conforme a lo siguiente

II - La Delegación permitirá diferencias en la obra ejecutada con respecto al proyecto aprobado, siempre que no se afecten las condiciones de seguridad, estabilidad, destino, uso

Pregunta. ¿Estas diferencias existen? ¿Se pueden calcular rangos?

-Sí. Entonces deben estar en reglamento

-No: Entonces no deben señalarse en este párrafo del reglamento.

[REDACTED]

Un ingeniero responsable de construir un edificio de 20 niveles en la zona centro de la ciudad de México, lleva a cabo la revisión de los cálculos estructurales: revisa conforme a reglamento y concluye que el Proyecto Ejecutivo cumple los requisitos de seguridad para eventos sísmicos. No obstante, en forma fortuita conoce el proyecto estructural anterior y se da cuenta que con los mismos supuestos básicos, la construcción se derrumbó en un sismo.

Si el contrato está firmado y su cumplimiento le representa una ganancia importante, en tanto que detenerlo puede representar una pérdida económica para él... ¿deberá guardar silencio y confiar en que el sismo que derrumbó el edificio anterior no se repetirá?

COMENTARIO



ANTECEDENTES

- 1527 REAL AUDIENCIA DE LA NUEVA ESPAÑA
- 1605 REAL HACIENDA Y TRIBUNAL DE CUENTAS
- 1824 CREACIÓN DE LA CONTADURÍA MAYOR DE HACIENDA
- 1917 LA CONSTITUCIÓN ESTABLECE LAS FACULTADES EXCLUSIVAS DE LA CÁMARA DE DIPUTADOS Y DE LA CMH
- 1936 PRIMERA LEY ORGÁNICA
- 1979 ACTUAL LEY ORGÁNICA
- 1988 ESTABLECIMIENTO DEL REGLAMENTO INTERIOR

INFORME DE AUDITORÍA



- CLARO
- PRECISO
- SUFICIENTE
- FUNDAMENTADO



REGLAMENTO DE LA LEY DE OBRAS PÚBLICAS Y SERVICIOS RELACIONADOS CON LAS MISMAS

TITULO PRIMERO
DISPOSICIONES GENERALES
ART. 1o. - 5o

TITULO SEGUNDO
DE LA PLANEACIÓN PROGRAMACION Y PRESUPUESTACION
CAPITULO I Y II
ART. 6o. - 17

TITULO TERCERO
OBRAS Y SERVICIOS POR CONTRATO
CAPITULO I, II, III, IV, V
ART. 18 - 210

TITULO CUARTO
OBRAS POR ADMINISTRACIÓN DIRECTA.
ART. 211 - 216

TITULO QUINTO
SANCIONES INCONFORMIDADES CONCILIACIONES
CAPITULO I, II, III
ART. 217 - 230



LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN

Es uno de los indicadores más importantes en una economía como la nuestra, en la que el país, al entrar a un mercado globalizador y competitivo, debe poseer la infraestructura suficiente y eficiente para tener una posición favorable frente a otros países; además, de que su población debe contar con los servicios básicos que contribuyan al desarrollo de las actividades comerciales, profesionales, industriales y productivas. Tal circunstancia hace patente la necesidad de contar con un marco regulatorio que satisfaga jurídicamente esta dinámica de necesidades, preservando los principios enunciados en el artículo 134 Constitucional.

REGLAMENTO

LA ley de obras públicas

El 4 de enero de 2000 fue publicada en el Diario Oficial de la Federación la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas, iniciando su vigencia el 4 de marzo de 2000, estableciendo de forma general las normas a las que deben sujetarse la contratación y ejecución de las obras públicas y los servicios relacionados con las mismas; al mismo tiempo que prevé los mecanismos de defensa y sanción contra aquellos actos que infrinjan las disposiciones de la misma.

REGLAMENTO

análisis

El Gobierno Federal, a través de la Secretaría de Contraloría y Desarrollo Administrativo, para conocer el impacto que tienen las disposiciones de la nueva Ley, realizó un sondeo y análisis con la entusiasta participación de organismos socioprofesionales que agrupan a personas físicas y morales de la industria de la construcción y servicios relacionados, así como con las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal; esto con el propósito de contar con todos los elementos de juicio necesarios para elaborar el Reglamento de la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas.

REGLAMENTO

Contenido del reglamento

Al respecto se recibieron un gran número de propuestas, las que se ordenaron y estructuraron de acuerdo con el procedimiento que se sigue para concebir y ejecutar obras públicas; quedando el Reglamento en un total de 230 artículos, distribuidos en cinco Títulos, con un apartado de siete artículos transitorios. Este esquema, hace del Reglamento un documento práctico que incorpora las normas que facilitan y transparentan los procesos de contratación y ejecución de las obras y servicios relacionados con las mismas.



REGLAMENTO

ASPECTOS RELEVANTES



GENERALIDADES

Aborda todos los temas relacionados con la obra pública, que en anteriores legislaciones no se contemplaban, como son:



Evaluación de propuestas



Precio alzado



Comité de obras



conciliaciones



Servicios Relacionados con las Obras Públicas



REGLAMENTO

GENERALIDADES

Agrupan en un solo instrumento jurídico, las disposiciones normativas emitidas para reglamentar tanto la abrogada Ley de Obras Públicas de 1982, como la derogada Ley de Adquisiciones y Obras Públicas de 1993.

REGLAMENTO

GENERALIDADES

Elimina las lagunas que se presentaban en legislaciones anteriores, con el propósito de dar certeza y seguridad jurídica a los contratantes, homogeneizar contratos y evitar libres interpretaciones de la norma.

REGLAMENTO

GENERALIDADES

Es el resultado de un exhaustivo proceso de consulta, que reúne en un solo instrumento las opiniones de todos los sectores involucrados con la industria de la construcción, así como la experiencia de las dependencias y entidades encargadas de la aplicación de la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas.

NORMATIVIDAD

REGLAMENTO

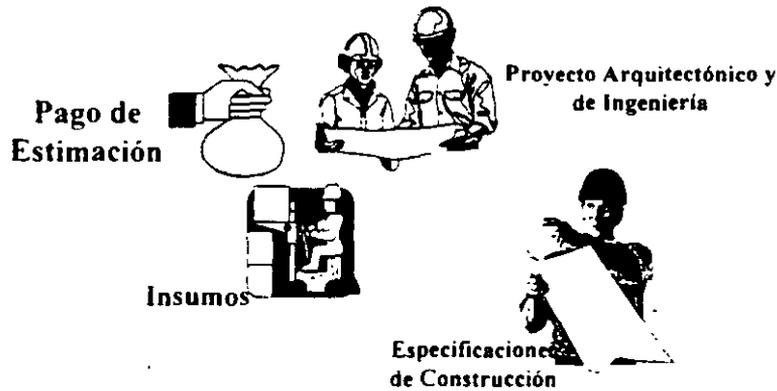
GENERALIDADES

En un plano de libre competencia y equidad, contiene normas de observancia general para los sujetos de la Ley, teniendo como misión principal el apoyar el desarrollo de la Administración Pública Federal, hacia una gestión responsable y oportuna.

REGLAMENTO

DISPOSICIONES GENERALES

Incluye un glosario con los principales términos utilizados en la obra y los servicios y que era objeto de conflictos al interpretar los contratos celebrados; tales como:



Art. 1

DISPOSICIONES GENERALES

Establecer los requisitos mínimos que deberán cumplir las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal para la integración de sus políticas, bases y lineamientos internos que en materia de obra pública, los que entre otros aspectos deben promover la simplificación administrativa, la transparencia de los procesos y el cuidado de los recursos destinados en la ejecución de obras y servicios.

Art. 3

DISPOSICIONES GENERALES

Con motivo del avance en el desarrollo de los sistemas de computación y los medios de comunicación electrónica, reconoce la necesidad de precisar ^{ANTES} un régimen de excepción para todo aquello que sobre esta materia verse, estableciendo que a través de lineamientos específicos, la Contraloría podrá regular de forma independiente dichos avances tecnológicos.

Art. 4

PLANEACIÓN

Puntualiza los elementos mínimos que se deben considerar para la elaboración de los programas y presupuestos anuales de obras y servicios.

Arts. 6

PLANEACIÓN

Reglamenta el artículo 18 de la Ley, con el objeto de que las Coordinadoras de Sector cuenten con un padrón de estudios y proyectos de obra, a fin de evitar gastos innecesarios por la contratación de estudios ya elaborados por alguna dependencia o entidad del Gobierno Federal.

Art. 8

PLANEACIÓN

Por primera ocasión, se precisa en forma expresa las acciones previas que las dependencias y entidades deben verificar para iniciar las obras públicas, a efecto de eliminar gastos innecesarios por este motivo.

Art. 11

PLANEACIÓN

Reglamenta el artículo 25 de la Ley, al establecer por primera vez, cuál es el objetivo de los comités de obra pública, describiendo las funciones del mismo y las de sus integrantes, precisando que la responsabilidad de los asuntos tratado en su seno, es de la exclusiva responsabilidad del área que los presente. Asimismo, especifica la información que deberá presentar el área solicitante para que, con base en ella, los miembros del comité puedan emitir su opinión o expresar sus dudas al respecto; finalmente señala los lineamientos que deberán seguirse para desarrollar las sesiones del comité.

Arts. 12 al 17

LICITACIÓN PÚBLICA

Describe las acciones que se deberán seguir durante la visita al sitio de realización de los trabajos, así como durante la junta de aclaraciones.

Arts. 21 y 22

LICITACIÓN PÚBLICA

Con el objeto de simplificar la verificación de los documentos a presentar por los licitantes, el Reglamento establece que para acreditar la personalidad jurídica bastará con la presentación de una carta, en la que se enuncie los datos relevantes de los interesados, siendo el ganador el único obligado a presentar sus documentos para cotejo.

Art. 24

LICITACIÓN PÚBLICA

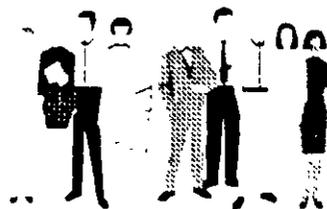
Incluye una descripción detallada de los documentos que integrarán la propuesta técnica y la económica, esto con el propósito de que las dependencias y entidades no soliciten documentos adicionales y no relacionados con el procedimiento de contratación, diferenciando los concursos bajo la modalidad de precios unitarios de los de precio alzado.

Arts. 26 y 27

LICITACIÓN PÚBLICA

Incluye un apartado con los requisitos mínimos que deberán cumplir aquellas personas que deseen presentar conjuntamente sus propuestas.

REGLAMENTO



Art. 28

LICITACIÓN PÚBLICA

Contiene las especificaciones reglamentarias que deberán observarse durante el proceso de contratación, con el propósito de hacer más ágiles los concursos, tratar de evitar inconformidades por incumplimiento de la normatividad o por falta de elementos en el desechamiento de alguna oferta, v.gr., descripción de las funciones del presidente de concurso; contenido mínimo de las actas que se levante en cada una de las etapas del acto a que refiere el artículo 37 de la Ley y periodo para la devolución de las propuestas no ganadoras.

Arts. 29 al 35

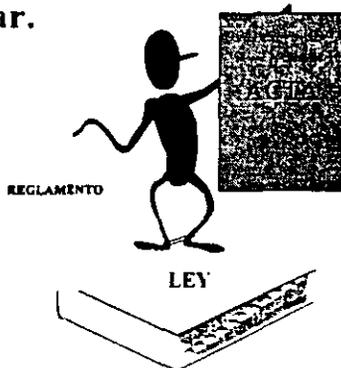
LICITACIÓN PÚBLICA

Con el propósito de estandarizar la forma de evaluar las propuestas, señala los aspectos principales que deberán considerarse para determinar si una propuesta es solvente en los rubros legales, técnicos y económicos, v.gr. congruencia de programas; experiencia del personal encargado de los trabajos; rendimientos de maquinaria y equipo nuevos; procedimiento constructivo; precios competitivos y adecuada integración de precios unitarios.

Arts. 36 y 37

LICITACIÓN PÚBLICA

Se reglamenta el artículo 38 de la Ley, estableciendo los elementos que deberá contener el dictamen de fallo, así como los requisitos mínimos del acta que para el efecto se debe levantar.



Art. 38

LICITACIÓN PÚBLICA

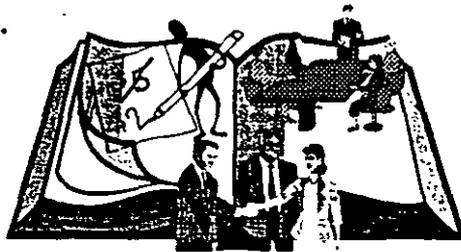
Enumera las únicas causas por las que se pueden desechar las propuestas; asimismo se precisan los casos en los que será procedente la cancelación o nulidad total de las licitaciones, describiendo los únicos gastos no recuperables que podrán ser reconocidos a los licitantes por alguno de estos conceptos.



Arts. 40 al 43

LICITACIÓN PÚBLICA

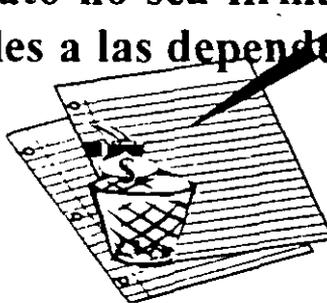
Incluye la descripción de los requisitos mínimos que deben contener los dictámenes para la adjudicación de un contrato mediante un procedimiento de excepción a la licitación pública, adjudicación directa o invitación a cuando menos tres personas; esto con el objeto de otorgar certeza en su realización y evitar la utilización indiscriminada de éstos, por parte de las dependencias y entidades.



Art. 44

CONTRATO

Se enuncian los requisitos que deben de cumplir los contratos, destacando la descripción de los únicos gastos no recuperables que podrán pagarse cuando el contrato no sea firmado por causas imputables a las dependencias y entidades.



Arts. 49 al 55

CONTRATO

Establece los dos únicos tipos de penas convencionales que se deben incluir en los contratos de obras y servicios:

Las que se refieren a retenciones por atraso en la ejecución de los programas de trabajo, o

Por incumplimiento en la fecha pactada en el contrato para la terminación de los trabajos.

de igual forma, se establecen lineamientos complementarios para la adecuada aplicación de las mismas, v.gr.: monto máximo de las mismas y aplicación proporcional al grado de incumplimiento.

Arts. 56 al 58

GARANTÍAS

Se reglamentan los artículos 48 y 49 de la Ley, respecto a las garantías, incluyéndose los lineamientos necesarios para la constitución, operación, liberación y cobro de las mismas. haciendo distinción entre las garantías de cumplimiento del contrato, anticipos y la garantía por defectos y vicios ocultos de los trabajos. Tratándose de la constitución de fianzas ^{LEY} como forma de garantía, se abre un apartado especial, que tiene por objeto describir el contenido mínimo de la póliza de fianzas, así como el manejo que se debe dar en los casos de rescisiones y ofrecimiento de pago.

Arts. 59 al 68

MODIFICACIONES

Respecto de las modificaciones a los contratos a que hace referencia el artículo 59 de la Ley, se establecen los siguientes conceptos:

- ☞ Que las modificaciones podrán realizarse tanto en aumento como en reducción del plazo o monto.
- ☞ Que los conceptos realizados al amparo de convenios, se administrarán de forma independiente a los conceptos de trabajo del contrato original.

CONTRATO

- ☞ Que cuando la modificación implique una diferencia superior al veinticinco por ciento, en más o en menos, del importe original del contrato, la dependencia o entidad, junto con el contratista, podrán revisar los indirectos y el financiamiento originalmente pactados y determinar la procedencia de ajustarlos a las nuevas condiciones.

Arts. 69 al 80

MODIFICACIONES

- ☞ Que las únicas causas para celebrar un convenio en monto es cuando exista la necesidad de ejecutar trabajos por cantidades adicionales o conceptos extraordinarios no previstos en el catálogo original del contrato.
- ☞ Descripción detallada del procedimiento para la determinación de precios de conceptos extraordinarios, no considerados en el catálogo original.
- ☞ Descripción de los ^{CONTRATO}requisitos mínimos para realizar pago provisional de costos directos por los insumos que efectivamente se hayan suministrado en las obras, cuyo precio extraordinario no haya sido posible conciliarlo y autorizarlo.
- ☞ Descripción del contenido mínimo del convenio.

Arts. 69 al 80

RESIDENCIA DE OBRA

Se describen las acciones mínimas que se deben considerar durante la ejecución de las obras públicas y servicios relacionados con las mismas, v.gr. revisión de la correcta continuidad de los trabajos, designación de la residencia y, en su caso, de la supervisión como representantes de las dependencias y entidades, así como la designación del superintendente de construcción, quien fungirá como representante del contratista. Esto con el objeto de que se detecten en forma oportuna las desviaciones de los programas de ejecución y la toma de las acciones preventivas o correctivas que procedan.

Arts. 81al 87

RESIDENCIA DE OBRA

Por primera ocasión se describen las funciones que tendrán los residentes de obras y los supervisores;

Los primeros como directamente responsables de los trabajos.

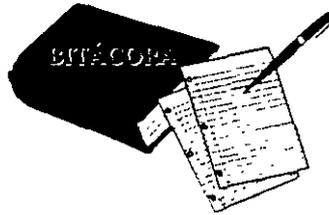
Mientras que los segundos como sus auxiliares técnicos

Asimismo, se incluye un apartado que describe las principales funciones y obligaciones de los superintendentes de construcción.

Arts. 81 al 87

BITÁCORA

Considerando la importancia que reviste el adecuado manejo de la bitácora de obra, se incluye una sección donde se establecen la forma y las reglas generales que se deben observar para su uso; esto con el objeto de ayudar en la resolución oportuna de problemas que en la práctica se suscitan y que no eran considerados en legislaciones anteriores.



Arts. 93 al 97

PAGO DE ESTIMACIONES

Considerando la importancia de contar con un esquema general, que permita el pago oportuno y ordenado de las estimaciones de obra, se crea un apartado especial con las consideraciones mínimas necesarias que las dependencias y entidades contratantes deben observar, a saber:

- ⊗ Que deberán establecer en el contrato, el lugar en que se realizará el pago y las fechas de corte, las que podrán referirse a fechas fijas, o bien, a un acontecimiento que deban cumplirse.
- ⊗ Que los únicos tipos de estimación susceptibles de pago, se refieren a: trabajos ejecutados, conceptos adicionales o extraordinarios no previstos en el catálogo original y a los gastos no recuperables.
- ⊗ Se describen los documentos que deberán acompañar a cada estimación para su pago correspondiente, como son: números generadores, notas de bitácora, croquis, entre otros.
- ⊗ Se establece por primera vez un procedimiento de pago para los contratos a precio alzado y para los gastos no recuperables.

Arts. 98 al 104

ANTICIPOS

Se reglamenta el artículo 50 de la Ley, referente a los anticipos, previéndose ^{REGI}los lineamientos generales ^{para} para garantizar la adecuada ^{inve} inversión de los mismos; al mismo tiempo ^{en} en procedimiento detallado ^{para} para realizar su amortización.

Arts. 108 al 113

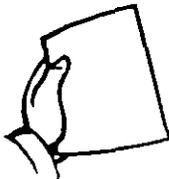
SUSPENSION

Considerando las repercusiones económicas que tiene la suspensión de las obras, se incluyen las normas generales que deberán observarse en estos casos, enunciando los únicos conceptos que podrán pagarse a los contratistas como gastos no recuperables, así como la necesidad de levantar un acta circunstanciada donde consten las causas que dan origen a la suspensión y los datos relevantes de la obra, señalándose por primera vez las acciones a seguir tratándose de caso fortuito o fuerza mayor.

Arts. 114 al 119

TERMINACIÓN ANTICIPADA

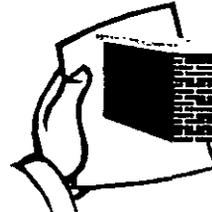
Se abre por primera ocasión un apartado especial sobre la terminación anticipada de los contratos, donde se enuncian los lineamientos generales para documentar y justificar dicha acción, así como los únicos conceptos que deberán reconocerse como gastos no recuperables.



20 DE ENERO 1998
FECHA DE INICIO



20 DE ENERO 2000
FECHA DE TERMINO



25 DE ENERO DE 2000

Arts. 120 al 123

Rescisión administrativa

Al ser la rescisión administrativa del contrato uno de los temas controversiales entre los contratistas y las dependencias y entidades, se incluye un apartado especial al respecto, el que incluye, entre otros, los siguientes aspectos:

- er Que será el último medio a utilizar por las dependencias y entidades, ya que en todos los casos deberán promover la continuación de los trabajos y el menor retraso posible.
- er Que la rescisión administrativa opera de pleno derecho; en caso de que el contratista opte por la rescisión deberá solicitarlo a una autoridad judicial.

Arts. 124 al 134

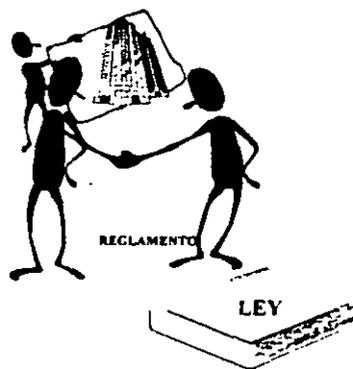
Rescisión administrativa

- er Se enuncian algunas de las causas más recurrentes para la procedencia de la rescisión administrativa.
- er Se establece el contenido mínimo del acta circunstanciada de la rescisión administrativa.
- er Se establece el procedimiento para llevar a cabo el finiquito de un contrato rescindido.
- er Se establece por primera vez el procedimiento a seguir en la determinación del sobrecosto.

Arts. 124 al 134

Recepción de obra

Con el propósito de establecer un adecuado procedimiento para la recepción de las obras y lograr el óptimo aprovechamiento de las mismas, se reglamenta el artículo 64 de la Ley, describiendo todas y cada una de las acciones que se requieren para realizar la recepción física de los trabajos y el finiquito de los mismos, así como la forma de llevar a cabo el cierre de los contratos; enunciando incluso, las acciones a seguir para las recepción parcial de trabajos.



Arts. 135 al 143

Ajuste de costos

Debido a la relevancia que representa el reconocer las variaciones en los precios de los insumos que intervienen en la ejecución de las obras públicas, así como la repercusión económica que representan para el Gobierno Federal, se incluye un apartado especial con las reglas generales para su cálculo y la determinación de los ajustes de costos destacándose, entre otros, los siguientes aspectos:

- S Que la formalización del ajuste de costos deberá efectuarse mediante el oficio de resolución que acuerde el aumento o reducción correspondiente: en consecuencia, no se requiere de convenio alguno.
- S Que el procedimiento establecido en el contrato no podrá ser modificado dentro de la vigencia del mismo.

Arts. 144 al 153

Ajuste de costos

- S Que los índices base que servirán para el cálculo de los ajustes de costos en el contrato, serán los que correspondan a la fecha del acto de presentación y apertura de proposiciones.
- S Se establece por primera ocasión la posibilidad de reconocer un factor de actualización de los precios, entre la fecha de presentación de la propuesta y el inicio real de los trabajos, mismo que deberá repercutirse durante el desarrollo del contrato.
- S Que si al inicio de los trabajos contratados o durante el periodo de ejecución de los mismos, se otorga algún anticipo, él o los importes de ajustes de costos, deberán afectarse en un porcentaje igual al de los anticipos concedidos.
- S Se describen los documentos que el contratista deberá acompañar a la solicitud de ajuste de costos; entre otros se encuentran: la relación de índices, el presupuesto de trabajos pendientes de ejecutar; el programa de ejecución de los trabajos pendientes de ejecutar y el análisis del factor de ajuste.
- S Se establecen la reglas a seguir para calcular los ajustes de costos de acuerdo a cada uno de los procedimientos enunciados en el artículo 57 de la Ley.

Arts. 144 al 153

Precios unitarios

Se incluye un apartado especial para el análisis, cálculo e integración de los precios unitarios, destacándose los aspectos siguientes:

Se establece que un precio unitario deberá estar integrado por costos directos, costos indirectos, costo por financiamiento, cargo por utilidad y cargos adicionales, desglosando los subconceptos que los integran y la forma en que debe obtenerse el importe de cada uno de ellos; estableciendo fórmulas y definiciones en cada caso.

Arts. 154 al 189

Precios unitarios

Cósto Directo

Se define como los costos aplicables al concepto de trabajo que se derivan de las erogaciones por mano de obra, materiales, maquinaria, equipos, herramientas, instalaciones, y en su caso, por patentes usadas para realizar dicho concepto de trabajo. Para cada uno de los subconceptos, se especifica lo que deberá entenderse por ellos y una fórmula para calcular el importe de los mismos; estas disposiciones permitirán que las propuestas se presenten de una forma estandarizada y por lo tanto su evaluación será más sencilla y objetiva.

Arts. 159 al 179

Precios unitarios

Costos indirectos

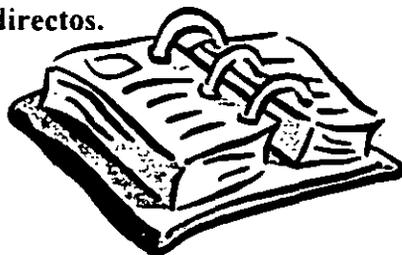
Consiste en los gastos de carácter general no incluidos en los costos directos en que deba incurrir el contratista para la ejecución de los trabajos y se desglosan en los correspondientes a la administración de oficinas centrales y de obra. Al igual que en el costo directo, proporciona definiciones de los subconceptos que integrarán este rubro, adicionalmente, y de forma general enlista aquellas erogaciones que son susceptibles de incluirse, tales como, personal directivo, personal técnico, personal administrativo; depreciación y mantenimiento de edificios y locales, bodegas, instalaciones generales, depreciación o renta y operación de vehículos, campamentos; fletes de campamentos, equipos de construcción, plantas y elementos para instalaciones y mobiliario; gastos de oficina: capacitación y adiestramiento; seguridad e higiene; seguros, fianzas y financiamientos; entre otros. Con la definición y enumeración de estos conceptos, se logra estandarizar aquellos gastos que los licitantes incluyen en sus propuestas, lo que reflejan los gastos necesarios para ejecutar la obra, tanto en el campo como en las oficinas centrales.

Arts. 180 al 182

Precios unitarios

Costo por financiamiento

Se define como el derivado de la inversión de recursos, propios o contratados, que hará el contratista para dar cumplimiento al programa de ejecución de los trabajos, se calendarizan y valorizan por periodos mensuales, con la tasa de interés propuesta por el contratista; dicho costo estará representado por un porcentaje de la suma de los costos directos e indirectos.



Arts. 183 al 187

Precios unitarios

Cargo por utilidad

Se define, como la ganancia que desea percibir el contratista por la ejecución del concepto de trabajo, es el único cargo dentro del precio unitario que deberá ser determinado libremente y deberá representar un porcentaje de la suma de los costos directos, indirectos y de financiamiento.

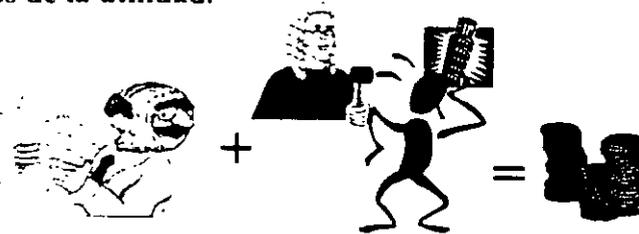


Art. 188

Precios unitarios

Cargos adicionales

Representan erogaciones que debe realizar el contratista por estar convenidas como obligaciones adicionales o porque derivan de un impuesto o derecho que se cause con motivo de la ejecución de los trabajos y que no forman parte de los costos directos, indirectos, de financiamiento ni de la utilidad. Se especifica que dichos cargos deberán sumarse después de la utilidad.



Art. 189

Precio alzado

Por primera vez se incluye un apartado referente a los contratos celebrados bajo la modalidad de precio alzado, lo anterior, con el propósito de reglamentar aquellos instrumentos jurídicos que son cada vez más utilizados en la práctica y que anteriormente carecían de lineamientos normativos que los regulara, se destacan, entre otros, los aspectos siguientes:

- Que los licitantes deberán presentar sus propuestas desglosadas en, por lo menos, cinco actividades principales, las cuales podrán desglosarse en subactividades.

Arts. 190 al 197

Precio alzado

- Se establece que las actividades a desarrollar, para efectos de medición y control, deberán referirse a acciones generales, debiendo ser coincidentes con la red de actividades, la cédula de avances y pagos programados y el programa de ejecución.
- Se define por actividad de obra el conjunto de acciones que deben ser ejecutadas totalmente en un periodo y con un monto preestablecido y determinadas en unidades de medida paramétrica general, las que serán definidas por la contratante en las bases de licitación o en el contrato correspondiente.

Arts. 190 al 197

Precio alzado

- Se establece un procedimiento por medio del cual las dependencias y entidades deberán realizar las actividades de vigilancia, control y supervisión de este tipo de obras, indicando que las dependencias y entidades serán responsables de establecer los mecanismos correspondientes.

Arts. 190 al 197

servicios

Se reglamenta el artículo 4 de la Ley, al definir la gerencia de proyectos, así como estableciendo los requisitos mínimos que deben ~~contener~~ los términos de referencia en los contratos de servicios relacionados con las obras públicas.

Arts. 200 al 210

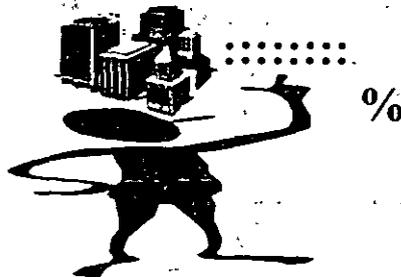
servicios

El Reglamento reconoce que la evaluación y preparación de las propuestas de los servicios relacionados, no puede realizarse de la misma forma que la establecida para las obras públicas, por lo que incluye mecanismos específicos para la integración y evaluación de este tipo de propuestas, v.gr., a diferencia de obras públicas, describe que estas propuestas se integran con organigrama, metodología de trabajos y los datos básicos del costo del personal; referente a la evaluación de las propuestas señala que ésta debe considerar las características técnicas; especialidades; grado de complejidad y magnitud de los trabajos; metodología; transferencia de conocimientos o tecnología; plazos y programas de ejecución propuestos y la formación y experiencia del personal clave asignado directamente a la ejecución de los servicios.

Art. 205

servicios

Establece el procedimiento que deberán de seguir las dependencias y entidades cuando utilicen mecanismos de puntos y porcentajes, v.gr., describe que las dependencias y entidades deberán delimitar los rubros de selección, así como definir con precisión el porcentaje o puntos mínimos de aceptación para cada caso y bajo los cuales podrá decretarse la solvencia.



Arts. 208 y 209

servicios

Señala que las dependencias y entidades podrán, de acuerdo con las características, magnitud y complejidad de cada servicio, considerar en la evaluación de las propuestas cualquiera de los siguientes rubros: experiencia y capacidad del licitante; factibilidad de la propuesta del licitante; metodología y plan de trabajo; ~~transferencia de conocimiento o tecnología; inclusión preferente de personal nacional en la ejecución de los trabajos;~~ plazo de ejecución de los trabajos.

Arts. 208 y 209

Obras por administracion directa

Se incluye un apartado que reglamenta los artículos 70, 71, 72 y 73 de la Ley, referente a ^{REGLAMENTO} las obras que son susceptibles de ser ejecutadas por administración directa, subsanándose con esto las lagunas ^{LEY} de anteriores legislaciones; destacan los siguientes aspectos:

Arts. 211 al 216

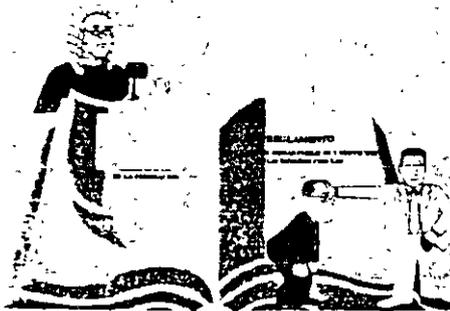
Obras por administración directa

- ↳ Enuncia el contenido mínimo del acuerdo de administración directa.
- ↳ Describe la forma en que se debe integrar el presupuesto de los trabajos, así como los costos que lo integran, v.gr. señal como parte de los mismos a los equipos, mecanismos y accesorios de instalación permanente, materiales, salarios e instalaciones provisionales.
- ↳ Describe los elementos mínimos que se deben considerar para la elaboración de los programas de ejecución.
- ↳ Establece un procedimiento especial para la recepción de los trabajos por administración directa, por medio del cual debe quedar constancia de los trabajos que se están recibiendo; el importe de los trabajos; el periodo de ejecución; el responsable de la ejecución; la relación de las estimaciones o de gastos realizados y la declaración de los planos que se entregan.
- ↳ Señala que aquellos trabajos que se lleven a cabo con personal, con materiales existentes en el almacén y con el equipo y herramienta propios de las dependencias y entidades, y que sean utilizados para realizar el mantenimiento menor, no deberán considerarse como trabajos de administración directa.

Arts. 212 al 216

sanciones

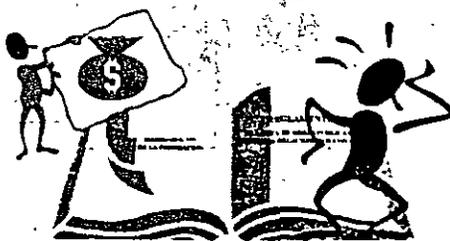
Señala que las notificaciones deberán ser con apego a la Ley Federal de Procedimiento Administrativo.



Arts. 217 y 218

inconformidades

Establece los montos que se deberán considerar para fijar la fianza al inconforme y se establece la posibilidad de que el escrito inicial de inconformidad pueda ser subsanado por el inconforme.



Arts. 219 y 220

conciliaciones

Se describe el procedimiento a que deberán sujetarse las dependencias y entidades así como los particulares que soliciten la conciliación.

Describe las funciones que tendrán los representantes de la contraloría en las conciliaciones.

Señala las causas por las cuales concluye el procedimiento de conciliación.

Arts. 221 al 230