



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y ESTRUCTURALES DE  
LAS PRESAS**

**TESIS**

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

**PRESENTA:**

**ISRAEL RAYMUNDO ANDRADE TOVAR**

**DIRECTOR DE TESIS:**

**DRA. LILIA REYES CHÁVEZ**



**MÉXICO, D.F.**

**AGOSTO DE 2010**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

---

# INDICE

TEMA	Pag.
<b>INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>1 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS</b>	4
<b>1.1 FUENTES DE POTENCIA PARA LA CONSTRUCCIÓN</b>	4
1.1.1 Potencia del vapor de agua	7
1.1.2 Potencia de la combustión interna	8
1.1.3 Potencia eléctrica	11
1.1.3.1 Motores Eléctricos	13
1.1.4 Potencia hidráulica	15
1.1.5 Otras formas de la potencia para equipos de construcción	15
<b>1.2 TRANSMISIÓN DEL TIPO CONVERTIDOR DEL PAR DE TORSIÓN</b>	15
1.2.1 Comparación de la transmisión directa con el convertidor de par Torsión	17
<b>1.3 FUERZAS QUE RIGEN EL MOVIMIENTO DEL EQUIPO</b>	18
1.3.1 Principales Fuerzas de Resistencias	19
1.3.2 Fuerza de resistencia en superficies inclinadas	21
1.3.3 Otras fuerzas de Resistencia al movimiento del equipo	22
<b>1.4 FUERZAS QUE ACTÚAN EN LOS TRACTORES</b>	24
1.4.1 Fuerza tractiva en los tractores de ruedas	24
1.4.2 Fuerza de tiro de la barra de tracción en los tractores de orugas	26
<b>1.5 DETERMINACIÓN DE RENDIMIENTOS DEL EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN</b>	28
1.5.1 Factores que intervienen en el cálculo del rendimiento	29
1.5.2 Cálculo del rendimiento	32
1.5.3 Obtención del Rendimiento para las máquinas más usadas	33
<b>1.6 OPERACIÓN ECONÓMICAMENTE ÓPTIMA DEL EQUIPO</b>	38
<b>2 EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES</b>	40
<b>2.1 EXCAVACIONES EN PRESAS DE CONCRETO</b>	40
2.1.1 Profundidad de la excavación	41
2.1.2 Tipo y fases de excavación	41
2.1.3 Técnica de las voladuras	42
<b>2.2 EXCAVACIONES EN PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS</b>	43
2.2.1 Control mediante instrumentación	44

---

TEMA	Pag.
<b>2.3 CIMENTACIONES EN PRESAS</b>	45
2.3.1 Levantamiento geológico	45
2.3.2 Selección del tipo de cimentación	46
a) Zapatas	46
b) Losas	48
c) Pilotes y pilas	48
<b>2.4 PRESIONES ADMISIBLES</b>	49
<b>2.5 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA</b>	51
<b>2.6 CAPACIDAD DE CARGA</b>	51
a) Roca homogénea sana	51
b) Roca ígnea fisurada	52
c) Roca con juntas verticales	53
d) Roca con juntas horizontales	53
e) Roca con dos o más familias de juntas	53
f) Roca con cavidades	54
<b>2.7 ASENTAMIENTOS</b>	54
a) Roca homogénea	56
b) Roca sana estratificada horizontalmente	56
c) Roca alterada y/o fracturada	56
<b>2.8 TRATAMIENTO DE LA ROCA</b>	56
2.8.1 Inyecciones	57
2.8.2 Anclaje	57
<b>2.9 PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE</b>	59
<b>2.10 CIMENTACIONES SOBRE SUPERFICIES DE DEBILIDAD HORIZONTALES</b>	60
2.10.1 Planos de debilidad aflorando aguas abajo	60
2.10.2 Deslizamiento sobre un plano de debilidad y una superficie de falla en la roca de apoyo aguas abajo	61
2.10.3 Falla de la cimentación por flexión de los estratos situados aguas abajo de la presa	62
2.10.4 Presencia de un talud aguas abajo de la presa	63
<b>3 CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO EN LAS PRESAS</b>	64
<b>3.1 CUALIDADES Y CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO DE PRESAS</b>	64
3.1.1 Materiales Agregados	65
3.1.2 Cemento y aditivos	67
3.1.3 Fabricación y Transporte del Concreto	68

---

---

TEMA	Pag.
<b>3.2 ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO</b>	70
3.2.1 Especificaciones del concreto para obras pequeñas	70
3.2.1.1 Materiales	70
3.2.1.2 Transporte	71
3.2.1.3 Curado	71
3.2.2 Especificaciones para el concreto de las grandes obras	71
3.2.2.1 Materiales	71
3.2.2.2 Granulometría	74
3.2.2.3 Clasificación	75
3.2.2.4 Dosificación	76
3.2.2.5 Temperatura del concreto	77
<b>3.3 CIMBRADO</b>	78
<b>3.4 COLOCACIÓN DE REFUERZO</b>	79
<b>3.5 COLADO</b>	79
3.5.1 Consolidación	81
<b>3.6 JUNTAS</b>	81
3.6.1 Tratamiento de las juntas horizontales de concreto	82
3.6.2 Concreto de la cimentación	83
3.6.3 Tratamiento de las juntas endurecidas	83
3.6.4 Juntas de larga interrupción de concreto	84
3.6.5 Juntas verticales en las presas de arco	84
3.6.6 Observaciones sobre la inyección de juntas	85
<b>3.7 ACABADOS DE LA SUPERFICIE DE CONCRETO</b>	86
3.7.1 Superficies Cimbradas	86
3.7.2 Superficies sin cimbra	88
<b>3.8 REPARACIÓN DEL CONCRETO</b>	89
<b>3.9 CURADO</b>	90
<b>3.10 MÉTODOS DE ENFRIAMIENTO</b>	92
3.10.1 Enfriamiento superficial	92
3.10.2 Métodos de refrigeración artificial	93
3.10.2.1 Enfriamiento del agua de mezclado	93
3.10.2.2 Enfriamiento y protección de los materiales agregados	94
3.10.2.3 Refrigeración artificial interna de los bloques	94
3.10.3 Precauciones en tiempo de frío o lluvioso	96

---

---

TEMA	Pag.
<b>3.11 CONCRETO COMPACTADO</b>	96
3.11.1 Condiciones y propiedades del HC	97
<b>3.12 VALORES DE TOLERANCIA EN PRESAS Y OBRAS AUXILIARES</b>	99
<b>3.13 GUÍA PARA EL CONTROL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE UNA PRESA</b>	100
<b>4 EQUILIBRIO ESTRUCTURAL EN LAS CORTINAS Y OBRAS DE EXCEDENCIAS</b>	105
<b>4.1 EMPUJE HIDROSTÁTICO</b>	105
<b>4.2 FUERZAS DE FILTRACIÓN</b>	107
4.2.1 Flujo del agua en los materiales porosos	107
4.2.2 Subpresiones	111
<b>4.3 FUERZA DEBIDA A LA PRESENCIA DE AZOLVES</b>	114
<b>4.4 FUERZA PROVOCADA POR LA PRESENCIA DE HIELO</b>	114
<b>4.5 FUERZAS SÍSMICAS</b>	115
4.5.1 Análisis Seudoestático	117
4.5.2 Fuerza sísmica en la masa de concreto	117
4.5.3 Fuerza sísmica en el volumen de agua.	118
4.5.4 Análisis de respuesta dinámica	120
<b>4.6 COMBINACIONES DE CARGA PARA LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA Y OBRA DE EXCEDENCIAS</b>	120
<b>4.7 EQUILIBRIO ESTRUCTURAL</b>	121
4.7.1 Parámetros Involucrados en el análisis de la estabilidad	123
4.7.2 Esfuerzos en el concreto	124
4.7.3 Estabilidad al volteo	126
4.7.4 Estabilidad al deslizamiento	127
4.7.4.1 Factor de deslizamiento, $F_{ss}$	128
4.7.4.2 Factores de fricción al corte, $F_{SF}$	131
4.7.4.3 Factor de equilibrio límite, $F_{LE}$	132
4.7.4.4 Comparación de los factores de estabilidad al deslizamiento	133
<b>5 APLICACIONES</b>	134

---

TEMA	Pag.
<b>5.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO</b>	134
5.1.1 Descripción de los elementos de la Presa	135
a) Obra de Desvío	135
b) Cortina	135
c) Obra de Toma	136
d) Obra de excedencias	136
<b>5.2 CÁLCULO ESTRUCTURAL EN EL VERTEDOR DE LA PRESA ELÍAS GONZÁLEZ CHÁVEZ</b>	141
5.2.1 Cálculo de la Fuerza y Momento debido al Peso de la Obra de Excedencias	142
5.2.2 Cálculo de la Fuerza y Momento debido al Empuje Hidrostático en la Obra de Excedencias	144
5.2.3 Cálculo de la Fuerza y Momento debido a la Subpresión en la Obra de Excedencias	146
5.2.4 Cálculo de la Fuerza y Momento debido al Sismo en la Obra de Excedencias	147
5.2.4.1 Cálculo del sismo en la Masa de Concreto	148
5.2.4.2 Sismo en la masa de agua	150
5.2.5 Revisión de la estabilidad de la obra de excedencias para Diferentes condiciones	151
5.2.5.1 Revisión de esfuerzos para condiciones Ordinarias	152
5.2.5.2 Revisión al deslizamiento para condiciones Ordinarias	153
5.2.5.3 Revisión por agrietamiento para condiciones Ordinarias	154
5.2.5.4 Revisión de esfuerzos para condiciones Extraordinarias	154
5.2.5.5 Revisión al deslizamiento para condiciones Extraordinarias	155
5.2.5.6 Revisión por agrietamiento para condiciones Extraordinarias	155
5.2.5.7 Revisión de esfuerzos para condiciones Extremas	156
5.2.5.8 Revisión al deslizamiento para condiciones Extremas	156
5.2.5.9 Revisión por agrietamiento para condiciones Extremas	157
<b>5.3 INTRODUCCIÓN AL EMPLEO DEL SOFTWARE SAP 2000</b>	158
5.3.1. Menús y Comandos más usados	158
5.3.1.1 Sistemas de coordenadas	158
5.3.1.2 Opciones de vista	158
5.3.1.3 Pan, Zoom, y sus limites	159
5.3.1.4 Gridlines	159
5.3.1.5 Definición	160
5.3.1.6 Dibujo	160
5.3.1.7 Asignando	160
5.3.1.8 Análisis	161
5.3.1.9 Diseño	161
5.3.1.10 Fuerzas interiores y esfuerzos de tensión (placas)	161
5.3.2 Aplicación del SAP 2000 a la Obra de excedencia de la presa Elías González Chávez	163

	<b>TEMA</b>	<b>Pag.</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONES Y/O RECOMENDACIONES</b>	171
	<b>REFERENCIAS</b>	173



## INTRODUCCIÓN

La construcción de Presas satisface diversos objetivos como el regular el escurrimiento superficial, compensando la abundancia de agua en algunas épocas del año con otras de escasas lluvias; al mismo tiempo permite controlar flujos excesivos en épocas excesivamente lluviosas o en zonas de lluvias torrenciales concentradas en pocos meses del año, evita avenidas e inundaciones; hacen habitables llanuras que antes no lo eran al almacenar agua que de otro modo iría directamente al mar, y por otro lado, las presas tienen un objetivo importante como generadoras de energía eléctrica.

La construcción de embalses y presas representa inversiones cuantiosas. A comienzos de los 80's se calculaba que el costo para retener un kilómetro cúbico de agua mediante una presa era de 120 millones de dólares. En esa misma época se calculaba que la renovación de los sistemas de riego deteriorados o dañados, conjuntamente con sus canales de distribución costaba 680 dólares por hectárea, y si se incorporaban los mecanismos para corregir los niveles de salinización, había que añadir 240 dólares por hectárea. La FAO estimaba que la reconstrucción de un sistema de riego medio, incluyendo el sistema adecuado de drenaje, costaba a comienzos de los 80's cerca de 3,800 dólares por hectárea, contra 8,000 dólares por hectárea que costaría un sistema nuevo basado en la construcción de una presa.

También, la construcción de presas lleva aparejada, la pérdida neta de tierras a menudo fértiles, que son inundadas por el lago artificial formado por la presa conocido como vaso.

En México se calculaba en 1980 que la capacidad de almacenamiento de agua en presas y embalses era de 124,700 millones de m<sup>3</sup>, de los cuales 95% correspondía a 59 presas de más de 100 millones de m<sup>3</sup> de capacidad, estando el otro 5% repartido entre 1,250 embalses a lo largo del país. Del total almacenado, 33% se utiliza para riego, en su mayor parte en el norte y centro del país y 37% para la generación de energía hidroeléctrica, principalmente en el sur y el sureste; 15% se utiliza para el control de avenidas en época de lluvia, y 15% corresponde a capacidad muerta.

En la actualidad, en todos los continentes existen presas construidas con Concreto compactado con rodillo (CCR). Sin embargo, es importante aclarar que no todas se han construido y diseñado con mezcla similares pues se tienen registros de contenidos de material cementante (cemento Portland mas puzolanas) variando su resistencia desde 70 hasta 240 kg/m<sup>3</sup>, implicando concretos con comportamientos en estado suelto, diferentes durante el proceso de las reacciones químicas y como producto final.

El CCR puede ser simplemente definido como un concreto especial que es compactado con un rodillo vibratorio. Este concreto es más que un nuevo material; es un nuevo método de construcción con el cual se obtienen beneficios específicos. Dentro de sus características principales podemos encontrar una mayor resistencia en sus propiedades mecánicas con una presencia menor de cemento y además el beneficio de poder instalar grandes volúmenes en un periodo de tiempo corto. En él, los agregados juegan un papel importante en los costos ya que deberán de considerarse agregados que estén cerca de la zona que cumplan las exigencias, que minimicen los vacíos en la mezcla y por lo tanto, la cantidad de mezcla (cemento, puzolanas y agua) necesarias para alcanzar las exigencias a compresión.

México está considerado como uno de los principales productores de cemento como se muestra en la tabla I.1.

País	2005	2006	2006
China	1 040 000	1 200 000	1 300 000
India	145 000	155 000	160 000
USA	101 000	99 700	96 400
Japón	69 600	69 900	70 000
Rusia	48 700	54 700	59 000
Corea	51 400	55 000	55 000
España	50 300	54 000	50 000
Italia	46 400	43 200	44 000
México	36 000	40 600	41 000
Brasil	36 700	39 500	40 000
<b>TOTAL MUNDIAL</b>	<b>2 310 000</b>	<b>5 550 000</b>	<b>2 600 000</b>

Tabla I.1. Producción mundial de cemento en miles de toneladas. (Wikipedia)

El criterio principal para tomar una decisión sobre el concreto a utilizar en una presa, es básicamente de acuerdo a Hansen (2009), el de las condiciones particulares del lugar, así como la disponibilidad de agregados de calidad hallados en la zona. Sin embargo, los retos que actualmente enfrenta este material son diversos, entre los grandes desafíos que enfrenta el desarrollo de la ingeniería de presas están la rentabilidad y el determinar factores como el control de la deformación. No obstante, en Estados Unidos y otros países desarrollados, ya es un gran reto obtener los permisos necesarios que avalen el impacto ambiental de una presa, siendo esto la primera dificultad a vencer.

Algunas implicaciones ambientales en la construcción de presas son:

1. Inundaciones de tierra:
2. Desalojo de personas
3. Destrucción de algunas especies animales es casi inevitable
4. Cambio climático
5. Destrucción del ambiente natural por la construcción de carreteras de acceso durante la construcción

No se puede omitir la contaminación del río por:

1. Aguas residuales de las excavaciones
2. Construcción y retiro del cimbrado
3. Lavado con agua de las plantas de concreto y agregados
4. Escape de aceite y depósito de desperdicios
5. Estancamiento de aguas residuales y aguas pluviales
6. Efluentes de agua caliente
7. Erosión del suelo durante la limpieza de depósitos

Para entender un poco del proceso constructivo en las presas este trabajo se desarrollaran en seis capítulos, en el capítulo uno se tratará de manera breve los aspectos del proceso constructivo, las

equivalencias entre unidades, la obtención de la eficiencia en el equipo de construcción, la determinación de las características de operación en el equipo de construcción así como el rendimiento y operación óptima del equipo de construcción.

En el capítulo dos se hablará sobre las excavaciones y cimentaciones en las cortinas de concreto, se tratarán temas como la profundidad, tipos y fases de excavación así como el tipo de voladuras a emplear, y con respecto a la cimentación se hablará sobre el criterio para la selección de la cimentación (Zapatas, losas, pilotes y pilas). Las capacidades de carga de la roca y los asentamientos dependiendo del tipo de roca, capacidad de carga y tratamientos en la misma.

En el capítulo tres se hablará sobre las características del concreto en las presas, se mencionarán las lecciones que se derivan del concreto y concreto compactado con rodillo, adecuación de plantas, equipo y comportamiento estructural obtenidos para generar una constante en la que, paso a paso, ha incrementado el nivel de confianza en la construcción de las presas.

En el capítulo cuatro se tratará el equilibrio estructural en las cortinas y obras de excedencias, estas obras deben ser lo suficientemente estables para que no se vuelquen, deslicen, ni tengan que soportar esfuerzos excesivos y cualquier erosión secundaria que pueda producir el deslizamiento de la cimentación. Se deberá considerar cuidadosamente las fuerzas que intervienen en el proyecto para determinar el tipo de cortina y obra de excedencia que se necesita y las fuerzas que se aplicarán a la estructura.

En el capítulo cinco se realizarán el cálculo del equilibrio estructural de la obra de excedencias de la Presa Elías González Chávez.

Finalmente el capítulo seis se plasman las conclusiones y/o recomendaciones derivadas de este trabajo.

No se debe de olvidar que la mayor responsabilidad de un ingeniero es la seguridad. Se debe actuar con integridad en la proyección, construcción y supervisión del proceso constructivo de las presas. Al mismo tiempo los ingenieros son responsables ante la sociedad sobre el costo de la obra. Hay siempre un límite en las finanzas, por lo que cualquier corte en el costo no deberá sacrificar la seguridad.

## 1. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Para comprender y poder calcular el trabajo a efectuar por un equipo dado, en el presente capítulo, se hablará sobre la naturaleza de los materiales de construcción, algunas de las formas en que se encuentran los materiales y las diversas maneras en que se manejan para un trabajo de construcción. Debe comprenderse también la forma en que puede aplicarse la potencia de un equipo para trabajar en el material y vencer las fuerzas de la naturaleza.

### 1.1 Fuentes de potencia para la construcción

El equipo de construcción que se usaba hace un siglo, se accionaba por fuerza animal y por la potencia del vapor de agua. El uso de la fuerza animal ha persistido hasta nuestros días en algunos países subdesarrollados. Esta forma de potencia para el equipo de construcción desapareció en los Estados Unidos y en otras naciones industrializadas al quedar en desuso la escrepa de tipo Fresno, lo cual ocurrió a principios del siglo XX.

Las diversas formas de potencia generada para los equipos de construcción, evolucionaron pasando de la potencia de vapor a la potencia eléctrica, luego a la potencia de los motores de combustión interna, posteriormente, a la potencia del aire comprimido y a la potencia hidráulica, y puede pasar, antes de que transcurran muchos años, a la potencia nuclear.

Aun cuando la fuerza animal no se use más en la construcción, su recuerdo nos permite comprender que la necesidad que representó el animal fue la obtención de energía para ejecutar un trabajo, así tenemos que, *trabajo = fuerza x distancia*. La rapidez con la que se ejecuta un trabajo dado, se define como potencia. La rapidez con la que un grupo de caballos ejecuta un trabajo dio pie a la expresión *caballo de potencia* o *caballo de fuerza*. La definición moderna dice:

$$\text{Un caballo fuerza (1 HP)} = 33,000 \frac{\text{ft lb}}{\text{min}}$$

$$\text{Un caballo fuerza (1 HP)} = 746 \text{ watts}$$

$$\text{Un caballo fuerza (1 HP)} = 76 \frac{\text{kg}_f \text{ m}}{\text{s}}$$

$$\text{Un caballo vapor (1 CV)} = 75 \frac{\text{kg}_f \text{ m}}{\text{s}}$$

Las fuentes de potencia que se estudiarán con respecto a su aplicación al equipo construcción en uso, transmiten su potencia por rotación o por acción recíprocamente. De esta manera, es posible tener una unidad motriz compacta que ejecuta el trabajo necesario.

La potencia necesaria para hacer un trabajo, puede expresarse simplemente como la relación que existe entre la energía por unidad de tiempo.

Si pudiera existir una relación de uno a uno, esta potencia  $P$  sería la potencia de entrega, potencia al freno, requerida por la unidad motriz para hacer este trabajo. Sin embargo, ocurren ciertas pérdidas por deslizamiento, por generación de calor y otros por efectos, entre la toma de potencia y lo que realmente se aprovecha en forma de trabajo efectuado.

La capacidad de potencia de una unidad generadora, radica en la energía existente en el combustible, la cual ha de ser transformada en potencia útil. Esta energía puede estar en forma de:

1. **Energía química** como un trozo de carbón mineral o un litro de gasolina o diesel.
2. **Energía térmica** como en el vapor de agua almacenado en una caldera o en los gases encendidos en una máquina de combustión interna.
3. **Energía eléctrica** como la entregada en las terminales de un acumulador.
4. **Energía mecánica** como la entregada en la flecha motriz de un motor.
5. **Energía atómica** como la existente en los materiales nucleares, de alta energía y de reacción en cadena.

La mayoría de las unidades motrices para equipo de construcción representa una combinación de varias de estas formas de cambio de la energía. Si la unidad trabaja con algún combustible, tiene un potencial definido para hacer trabajo, de acuerdo con lo indicado por los valores mostrados en la tabla 1.1.

<b>Combustible</b>	<b>Poder calorífico medio</b>	<b>Datos adicionales</b>
Madera	2,780 K-Cal /kg <sub>f</sub>	
Carbón mineral	6,940 K-Cal /kg <sub>f</sub>	
Combustible diesel	10,690 K-Cal /kg <sub>f</sub>	0.88 kg <sub>f</sub> / litro
Petróleo diáfano	11,000 K-Cal /kg <sub>f</sub>	0.82 kg <sub>f</sub> / litro
Gasolina	11,390 K-Cal /kg <sub>f</sub>	0.74 kg <sub>f</sub> / litro

**Tabla 1.1** Poder calorífico de los materiales mas comunes empleados en la construcción.

En donde 1 K-Cal es igual a 427 kg<sub>f</sub>m .

La potencia generada en el punto de conservación (en la cámara de fuego de una caldera de vapor o en el cilindro de un motor de combustión interna) es menor que el potencial del combustible. Las diferencias ocurren debido a la combustión imperfecta en la cámara de combustión; a las pérdidas caloríficas hacia las partes del equipo que no reciben directamente la energía térmica para ejecutar trabajo útil; a fugas y a otras causas similares. A la relación de la conversión de la energía efectiva cinética, se le puede llamar eficiencia o rendimiento del combustible  $\eta_1$ . Si se trata de un motor de combustión interna, el siguiente cambio de energía, se produce cuando sucede, la explosión en la cámara del cilindro, para luego mover el pistón. También habrá pérdidas caloríficas y fugas en este

caso, y la eficiencia resultante será  $\eta_2$ . A continuación, el pistón o émbolo actúa sobre la leva, la cual hace girar al eje del motor.

En este cambio ocurren ciertas pérdidas debidas al deslizamiento y al calor perdido por rozamiento, las cuales conducen a la eficiencia  $\eta_3$ . Podrían hacerse consideraciones semejantes en la junta universal y en las demás reducciones de engranaje y puntos de cambio o traspaso de potencia. Las eficiencias de estos cambios pueden agruparse como  $\eta_n$ . El resultado neto de todas estas eficiencias, puede utilizarse para determinar la entrega de la unidad motriz dada. Así:

$$P_0 = (\eta_1)(\eta_2) \dots (\eta_n)(P_v) \quad 1.1$$

Donde

- $P_0$  Potencia entregada
- $P_v$  Potencia alimentada o potencial.

Las eficiencias descritas anteriormente no se conocen ni pueden determinarse fácilmente. Lo que se ha determinado por pruebas de funcionamiento general, son las eficiencias de conjunto de las máquinas para las unidades motrices representativas de uso común. Las eficiencias de las máquinas, es decir, las relaciones de la energía alimentada a ésta, expresadas en porcentajes, son:

Máquinas de vapor	6-10%
Motores de gasolina	20-30%
Motores diesel	30-40%
Motores eléctricos	75-95%

Para ver lo que pueden significar estos valores trabajando con tales unidades motrices, se harán algunas comparaciones de costo del combustible necesario para desarrollar una entrega de 100 HP. Para hacerlo, será conveniente tener a mano algunas equivalencias de potencia y energía.

$$1HP = 76 \frac{kg_f m}{s} \quad 1 kcal = 427 kg_f m$$

$$1HP = 10.68 \frac{kcal}{min} \quad 1kwh = 860 kcal$$

$$1HP = 746 watts \quad 1 kwh = 1.34 HPh$$

Suponiendo que para una máquina de vapor que utilice carbón mineral como combustible, la eficiencia de conjunto es de 8%. La cantidad de carbón,  $X_c$ , en kilogramos por hora, necesaria para desarrollar la entrega de 100 HP, puede calcularse como sigue (utilizando la tabla 1.):

$$0.08 X_c (6,940) = 100 (10.68) (60) \quad 1.2$$

Despejando

$$X_c = \frac{64,080}{0.08(6,940)} = 115.4 \quad kg_f / h \quad 1.3$$

Y si el carbón cuesta \$75 dólares por tonelada, el combustible necesario para generar estos 100 HP, costará:

$$C_c = \frac{115.4}{1000}(75) = 8.65 \text{ dolares / h} \quad 1.4$$

Suponga que para un motor de diesel la eficiencia de conjunto es de 25%. La cantidad de diesel,  $X_g$ , en litros por hora, puede calcularse como:

$$0.25X_g(0.88)10,690 = 100(10.68)(60) \quad 1.5$$

$$X_g = \frac{64,080}{0.25(0.88)(10,690)} = 27.25 \text{ litros / h} \quad 1.6$$

Y si la gasolina cuesta 60 centavos de dólar por litro, el combustible necesario para generar estos 100 HP, costará:

$$C_g = 0.60(27.25) = 16.35 \text{ dolares / h} \quad 1.7$$

Suponga que para un motor eléctrico, la eficiencia de conjunto desde la toma de la línea de fuerza hasta el eje del motor de entrega, es de 85%. La energía alimentada desde una fuente de corriente alterna trifásica, daría los kilowatts (*kw*). La potencia alimentada,  $X_e$ , en *kwh*, necesaria para desarrollar la entrega de 100 HP, se determina por:

$$0.85X_e(1.34) = 100 \text{ HP por hora} \quad 1.8$$

$$X_e = \frac{100}{0.85(1.34)} = 87.8 \text{ kwh} \quad 1.9$$

Sí la energía eléctrica cuesta 4.8 centavos de dólar/ *kwh*, el costo de generación de 100 HP, por hora es:

$$C_e = 0.048(87.8) = 4.214 \text{ dolares por hora} \quad 1.10$$

### 1.1.1 Potencia del vapor de agua

La potencia del vapor de agua fue la primera forma de transmitir fuerza mecánicamente para accionar equipo de construcción, sin utilizar animales.

El vapor tenía algunas ventajas apreciables, pero también algunas desventajas importantes, entre ellas la voluminosidad del equipo y los peligros que representaba el sistema. Para generar y

entregar la potencia de vapor necesaria para equipos como palas de vapor y tractores, se requería una caldera muy voluminosa sólo para generar vapor.

Probablemente, la ventaja mas importante de la potencia del vapor es su capacidad para producir fuerza de impacto. Esta cualidad la hace aún útil para las operaciones de hincado de pilotes. En las otras aplicaciones de potencia a la construcción, el vapor ha cedido terreno desde los años treinta a otras formas que poseen algunas de sus ventajas y que no ofrecen sus desventajas.

### 1.1.2 Potencia de la combustión interna

Hacia 1930, en los países, industrializados del mundo el motor de combustión interna comenzó a reemplazar a la máquina de vapor en el equipo móvil para construcción. Esta máquina genera su potencia de la energía térmica contenida en la gasolina o en el combustible diesel. El primero que se desarrollo fue el motor de gasolina, que tomó como modelo el motor de gas construido en 1876 por Nicolás Augusto Otto. Al ciclo de cuatro tiempos se le conoce como el ciclo Otto. Posteriormente Gottlieb Daimler logró un mejoramiento notable, usando vapor de aceite con gas para formar gasolina como combustible. Con esto pudo fabricar un motor mucho más ligero, aventajando aún más la potencia del vapor, y logro obtener aparte, mayor número de revoluciones por minuto – de 800 a 1000 rpm.

Originalmente, los motores de combustión interna tenían relaciones de “compresión” de 4 a 1; es decir, la gasolina que servía de combustible se comprimía a una cuarta parte del volumen que tenía en la “admisión”. Con el advenimiento de combustibles mejores y más compresibles, de metales más resistentes para el cilindro y los pistones, de tolerancias más estrictas y diseños más eficientes, se han podido lograr relaciones mayores de 8 a 1 en los motores de gasolina, y de 16 a 1 en los motores de diesel.

Tales mejoras, junto con los componentes de diseño más compacto han llevado a relaciones más altas de potencia entre peso. Esto representa una gran ventaja para el equipo de construcción en el cual se requiere aplicar gran potencia sin tener un mecanismo y un bastidor demasiado grande que resulten difíciles de maniobrar. Hay sin embargo, una limitación para aumentar la relación de potencia a peso en el equipo móvil, que impone la condición de tracción. La potencia requerida en forma de fuerza ( $F$ ) para aplicarse a los elementos motores, no puede ser mayor que el peso-fuerza perpendicular a la superficie ( $F_n$ ) por el coeficiente de tracción ( $C_t$ ). Si lo es, los elementos motores simplemente derraparán con rotación deslizante, mientras la potencia sobrepase al esfuerzo tractivo máximo ( $ET$ ) que puede aplicarse bajo las condiciones dadas de trabajo. Lo anterior, se expresa como:

$$ET_{\text{máximo}} = C_t (F_n) \geq F \quad 1.11$$

La efectividad de un motor de combustión interna se mide generalmente en función de la potencia o del par de torsión, la potencia está directamente relacionada a la fuerza aplicada y a la velocidad de movimiento en dirección lineal, por la expresión



$$P = k_1 F(v) \quad 1.12$$

Donde

$k_1$	constante de proporcionalidad
$F$	fuerza aplicada
$v$	velocidad lineal

En el motor de combustión interna, la potencia se desarrolla en el eje del motor giratorio movido por los pistones desde los cilindros. En consecuencia, la potencia motriz procede de un par de torsión, que puede traducirse a una fuerza aplicada tangencialmente a la circunferencia del eje motor. Así se tiene que el par de torsión se calcula como:

$$T = F_t r \quad 1.13$$

Donde

$F_t$	fuerza tangencial
$r$	radio desde el centro de rotación hasta el punto de aplicación de la fuerza (generalmente, se considera el radio del eje motor). La potencia se calculará como:

$$P = \frac{2\pi NT}{4,500} \quad 1.14$$

Donde

$P$	Potencia en <i>HP</i>
$N$	velocidad del eje en <i>rpm</i>
$T$	par de torsión en <i>kgm</i>

La fuerza tangencial puede aplicarse mediante una banda al eje impulsor del motor, o puede ser una fuerza de rozamiento debida a la presión aplicada radialmente, por frenado, sobre el eje impulsor.

Si el motor trabajara exclusivamente contra el freno, se observaría que el rozamiento varía con la fuerza de aplicación del freno completamente, la velocidad se volvería infinita durante la operación del motor. Para impedir que esto ocurra, se diseña el motor con gobernador que sirve para limitar la velocidad de rotación del eje a una cierta velocidad (*rpm*) máxima predeterminada. La capacidad de un motor se especifica en función de su potencia (*HP*) a la velocidad (*rpm*) regulada. Por ejemplo, si un motor puede desarrollar un par de torsión de 68.24 *kgf m*, a la velocidad gobernada de 2100 *rpm*, de la ecuación 1.14, la potencia nominal del motor sería:

$$P = \frac{2\pi(2100)68.24}{4,500} = 200 \text{ HP} \quad 1.15$$

A esta cifra se le conoce como potencia al freno (*bhp*), es decir, la potencia disponible para efectuar trabajo en el extremo de entrega o de toma del eje impulsor. La capacidad de potencia de un motor de combustión interna se encuentra siempre en la hoja de especificaciones de éste.

Debe observarse que, el par de torsión entregado no es máximo a la velocidad controlada, aun cuando la potencia al freno sea un valor máximo está quizás a dos tercios de la velocidad gobernada. Este par de torsión es de 10 a 20% mayor que el par a la velocidad máxima. Tal característica del diseño del motor aporta una reserva para aceptar una sobrecarga momentánea e impedir que se pare el motor al ocurrir ésta. Por supuesto, si la carga es todavía demasiado grande para el motor, éste se para. Para impedir el paro, el operador debe actuar para cuidar la sobrecarga, cambiando su transmisión a un engranaje más potente.

El mecanismo que hace que la potencia al freno en el eje de entrega para vencer las fuerzas de la carga aplicada al equipo en el motor de combustión interna se hace a través de una transmisión de engranes que reduce la velocidad y aumenta la potencia entregada. Estos cambios se logran usando las relaciones apropiadas de reducción de los engranajes en el diseño. La potencia al freno del motor puede expresarse por la relación:

$$bhp = k_2 N_g T_g = k_3 N_g F_g \quad 1.16$$

Donde

$N_g$	velocidad gobernada
$T_d$	par torsión
$F_g$	fuerza tangencial aplicada en la circunferencia del eje motor
$K_2 k_3$	constantes de proporcionalidad considerando el radio del eje

Entonces, con la potencia transmitida mediante los engranes a un punto de entrega que es la rueda motriz, la fuerza entregada,  $F_o$ , que ha de vencer la carga está teóricamente relacionada por la expresión:

$$F_o N_o = N_g F_g \quad 1.17$$

Si se reordena esta expresión para dar relaciones de velocidades o fuerzas, dichas relaciones serían las de reducción total de los engranajes. La ecuación anterior, define que el par de torsión de entrega,  $T_o$ , será :

$$T_o = (F_o) r \quad 1.18$$

Donde

$r$	radio de la rueda motriz
$F_o$	fuerza aplicada a la rueda

La transmisión de potencia desde su origen hasta el punto en que debe efectuar trabajo, nunca es 100% efectiva. Ocurren pérdidas en el tren de engranes y en otras partes del mecanismo. La eficiencia mecánica del sistema puede ser de 60% al 80%, dependiendo de su diseño y del estado de conservación del mismo. Esta eficiencia, combinada con la efectividad de conversión del potencial del combustible a potencia útil en el motor de combustión interna, da la eficiencia total o eficiencia de conjunto de la máquina. Algunas especificaciones de motores incluyen un grupo de curvas de potencia en *HP* contra *rpm*.

Existen valores que deben tomarse en consideración para las diferentes necesidades de carga. Algunos de ellos son:

1. La potencia “máxima” o de pico, que puede entregar el motor durante unos cinco minutos sin que baje su velocidad; será una indicación de la potencia máxima del motor dentro de un 5%.
2. La potencia “intermitente”, que se refiere a las aplicaciones de carga variable, como excavadoras y malacates, en las que la duración de la entrega sostenida de potencia plena es de una hora o menor; es decir  $HP$  intermitentes = 90% de los  $HP$  máximos.
3. La potencia “nominal” o de servicio continuo, la cual se refiere a las aplicaciones de carga como trituradoras de roca y bombas, en las que la duración de la entrega sostenida de potencia plena es de 8 a 24 horas diarias;  $HP$  “nominales” = 80% de  $HP$  máximos.

### 1.1.3 Potencia eléctrica

La utilización de la potencia eléctrica para el equipo de construcción, depende del tipo de trabajos, de las necesidades de movilidad y de la disponibilidad de la energía eléctrica o posibilidad de generarla. Cuando se puede disponer fácilmente de esta forma de energía y los trabajos de construcción están concentrados en un solo sitio, la potencia eléctrica debe considerarse en primer término, bajo tales circunstancias, por ser la forma más económica. Su utilización debe preferirse para trabajos de construcción que han de realizarse en áreas pobladas, en las que ya existan líneas eléctricas, para llenar los requisitos de potencia de grúas y malacates para construcciones de gran altura, plantas mezcladoras de asfalto y de concreto, y otros usos similares. El costo que representa la conexión de toma eléctrica del equipo en un área urbana o marginal a una ciudad, es insignificante. Si se planea la selección con suficiente anticipación y se puede construir la instalación alimentadora como parte de la permanente, puede no haber cargo alguno de instalación para el contratista.

La potencia eléctrica suministrada desde líneas existentes o instaladas especialmente, se entrega en forma de amperes de corriente, ( $I$ ) impulsados por el voltaje ( $E$ ) o diferencia de potencial. Cada una de estas cantidades varía en forma regular en un sistema de corriente alterna. La potencia ( $P$ ) disponible es proporcional al producto ( $E$ )( $I$ ), y se expresa en kilovolt-amperes ( $kva$ ). El factor de potencia que se aplica a la corriente alterna, considera el hecho que la corriente y el voltaje no están, con frecuencia, en fase una con respecto al otro, es decir no alcanzan sus valores máximos, ni cualquier otro valor de sus ciclos, en los mismos instantes. El factor de potencia varía generalmente desde 1.0 hasta 0.7 para una operación razonable y se representa matemáticamente por  $\cos \theta$ , reflejando la naturaleza senoide de la corriente alterna y el voltaje alterno, e introduciendo el ángulo de fase,  $\theta$ . Si todos los motores de los equipos que usan potencia eléctrica tienen factores de potencia ( $FP$ ) en atraso, el costo resultante será cercano a la unidad. Es por esa razón que resulta ventajoso para la economía de la demanda de potencia total en el sistema, la selección de un motor eléctrico con  $FP$ , como un motor sincrónico, entre las distintas unidades del sistema.

La energía eléctrica disponible en forma comercial, es la corriente alterna, por sus mejores características de transmisión, en comparación con la corriente continua. Además, por lo general, es trifásica, por ser la forma más simple y efectiva de suministro polifásico, para eliminar los efectos notables de las variaciones senoidales. Este suministro polifásico de energía produce un amperaje y un voltaje razonablemente uniformes, que dan origen a la potencia:

$$P_a = \frac{EI \cos \theta \sqrt{3}}{1000} \quad 1.19$$

Donde

$P_a$  está en *kva*

O bien;

$$P_a = \frac{EI \cos \theta \sqrt{3}}{746} \quad 1.20$$

$P_a$  en *watts*

Un suministro monofásico dará la siguiente potencia máxima:

$$P_a = \frac{EI \cos \theta}{746} \quad 1.21$$

Donde

$P_a$  en *watts*

La tarifa de demanda se basa en el promedio más alto de consumo en *kw*, en un intervalo de 15 minutos, durante el período de facturación, que es generalmente de un mes. Este cargo tiene un mínimo por los primeros 10 *kw*, por ejemplo que puede ser del orden de 25 dólares; sigue integrándose luego, por otra cantidad menor posiblemente de alrededor de 2 dólares por *kw*, por los siguientes 40 *kw*; y por cantidades reducidas sucesivas para otros incrementos de *kw*, hasta quizás 1.50 dólares por cada *kw* que sobrepase a los 400 *kw*. El cargo por consumo se integra en forma semejante, por cargos por *kwh*, sin tener un mínimo, siempre que el cargo por demanda arroje una cantidad mensual mínima. Los cargos por consumo pueden comenzar por un costo de dos centavos de dólar por los primeros 3000 *kwh* utilizados, y reducirse sucesivamente hasta menos de un centavo de dólar por *kwh*, para todos los consumos mayores de 300,000 *kwh*.

Las compañías eléctricas que suministran electricidad, desean que sus clientes mantengan un factor de potencia neto, lo más próximo a la unidad, en el punto de entrega de la empresa. Esta condición contribuye a la eficiencia del servicio de transmisión de energía eléctrica a la compañía. Por ello, las compañías eléctricas estimulan a sus clientes a esforzarse por tener un *FP* cercano a la unidad, haciendo un descuento en la tarifa de demanda cuando el *FP* neto es mayor del 90% en atraso, y si el consumo total de *kw*, sobrepasa a un mínimo, digamos de 100 *kw*. Por las mismas razones, las compañías eléctricas sancionan con un cargo extra al tener un *FP* menor del 80% en atraso.

### 1.1.3.1 Motores Eléctricos

Como sucede con otras formas de la potencia, la selección de motores eléctricos para usos de construcción, depende de factores como:

- (a) los pares de torsión de trabajo,
- (b) las necesidades de velocidad (constante o variable),
- (c) la necesidad de invertir o no el sentido de rotación, y
- (d) la tarifa de demanda de servicio continuo o intermitente.

Estos factores deben ser considerados independientemente del tipo general de motor, o sea, para motores de corriente alterna o continua.

Los motores de corriente alterna (*ca*), se fabrican en gran variedad de tamaños en sus dos tipos, monofásicos y trifásicos, siendo estos últimos los de uso más frecuente para equipos pesados. En general, se clasifican en motores de inducción y motores sincrónicos, y tienen características que se describen en la tabla 1.2.

Los motores de corriente continua (*cc*), también llamados de corriente directa (*cd*), no son de uso tan frecuente como los de corriente alterna, por la casi nula disponibilidad de energía en forma de corriente continua. Sin embargo, si se ha de generar energía eléctrica, especialmente para los usos de construcción, se preferiría la corriente continua. Esta preferencia se basa en ciertas ventajas que ofrecen los motores de *cc*. Estos se fabrican en los tipos de devanado en derivación, devanado en serie y devanado compuesto y en diversos tamaños. Sus características y factores de selección se presentan en la tabla 1.3

Clase	Factores de selección	Usos posibles
<b>Motores de Inducción:</b>		
A) De jaula de ardilla	-Velocidad constante -Arranque poco frecuente -Par de torsión moderado	-Sistema de bandas de transporte. -Plantas de agregados -Compresores, bombas
B) De motor devanado	-Arranque frecuente -Alto par de torsión para arranque y marcha -Baja corriente de alimentación -Velocidad (sincrónica) constante	-Malacates de torre -Palas motorizadas -Trituradoras de roca
<b>Motores sincrónicos</b>	-Factor de potencia en adelanto -Capacidad de arranque nula (requiere arrancador separado)	-Suministro de fuerza para alumbrado. -Corrección de factor de potencia -Herramientas de taller, etc. -Compresores o bombas para servicio continuo

**Tabla 1.2** Factores generales de selección para motores de corriente alterna

Clase	Factores de selección	Usos posibles
Motor de derivación	-Velocidad constante para todas las condiciones de carga -Bajo par de arranque	-Sistema de bandas de transporte -Compresores -Bombas
Motor en serie	-Máximo par de arranque de los motores de cc -La velocidad disminuye al aumentar el par de trabajo	-Grúa o malacate -Pala motorizada -Elevador de materiales
Motor de devano compuesto	-Buen par de arranque -La velocidad varía uniformemente con el par de torsión.	-Planta de agregados, con trituradoras, etc. -Mezcladoras para concreto

**Tabla 1.3** Factores generales de selección para motores de corriente continua

Por lo tanto la potencia se calcula con la ecuación:

$$P_d = \frac{\eta EI}{746} \quad 1.22$$

Donde:

$\eta$  Eficiencia del motor

La eficiencia varía desde 75% a 90%.

Para proyectar la generación de energía eléctrica para una construcción que emplee una variedad de aplicaciones de la misma, debe considerar varios aspectos. La variedad y naturaleza intermitente de equipos de construcción origina severas demandas eléctricas. Pueden presentarse alzas de corta duración en la demanda, variaciones inevitables de la misma y cortos circuitos. Por lo tanto, la generación eléctrica debe proyectarse con amplitud de capacidad y dispositivos de protección adecuados.

En el mercado se obtienen generadores eléctricos pequeños, movibles, accionados por motores de gasolina.

En la actualidad es común la generación de potencia eléctrica para ciertas partes de equipo móvil. El uso principal de esta forma de energía en el equipo móvil de construcción, es en el sistema de control eléctrico. El sistema consta de un generador accionado por el motor de combustión interna, que provee de energía a la variedad de motores eléctricos estratégicamente situados en distintas partes del equipo. En los equipo de alta velocidad, los motores accionan la dirección hidráulica y los frenos hidráulicos, así como las luces y otros dispositivos pequeños. En un tractor de orugas un motor eléctrico puede accionar el mecanismo de elevación y descenso de la cuchilla, y ejecutar otros ajustes de la operación. Una motoescrota de hoja para movimiento de tierras, puede tener también motores eléctricos para accionar el faldón y la compuerta del depósito, y efectuar la acción elevadora de todo el depósito.

Estos motores eléctricos se sitúan estratégicamente para hacer su trabajo con el mínimo de transmisión de potencia.

#### **1.1.4 Potencia hidráulica**

El equipo móvil de construcción puede utilizar un sistema de potencia hidráulica, de manera similar al sistema de control eléctrico antes descrito. El sistema hidráulico utiliza una bomba hidráulica de diseño especial como generador de potencia, situada cerca del operador y un conjunto de cilindros hidráulicos situados en los puntos estratégicos para aplicar el trabajo. Un sistema de tuberías alimentadoras, generalmente paralelas, conduce el fluido hidráulico entre la bomba y los cilindros. Esta potencia hidráulica se acciona mediante simples palancas de mano o interruptores eléctricos situados al alcance del operador. Una palanca o un interruptor, correctamente accionado, hace funcionar válvulas del sistema para dirigir el fluido hidráulico a desempeñar su función en el mecanismo deseado.

La sencillez del mecanismo del tipo de válvula y émbolo, es una de las principales ventajas de esta forma de potencia. Otra ventaja, es que el fluido hidráulico es autolubricante y reduce el desgaste del sistema. La potencia hidráulica puede aplicarse para accionar los frenos y la dirección en los equipos de movimiento rápido. Puede usarse con igual ventaja para accionar diversos mecanismos de los equipos para movimientos de tierras.

#### **1.1.5 Otras formas de la potencia para equipos de construcción**

El aire comprimido es muy utilizado en la industria para accionar herramientas de mano, a causa de sus cualidades inherentes de seguridad. En los trabajos de construcción es empleado por su facilidad de manejo y seguridad. El aire comprimido se transmite desde un sitio de generación, por tuberías de aire, en forma similar al fluido eléctrico o hidráulico. El generador es, por supuesto, un compresor de aire. Un sistema de aire comprimido como éste no es tan eficiente, en su transmisión de energía, como lo es un sistema eléctrico similar. El costo de la potencia o energía del aire comprimido puede ser tres o cuatro veces mayor que el de la electricidad, para entregar la misma cantidad de trabajo. El motor de aire tiende a calentarse cuando se sobrecarga. La energía del aire comprimido no representa para el operador el peligro del choque eléctrico. En una atmósfera explosiva, el aire comprimido no representa el peligro de una chispa eléctrica ni el del calor de vapor o el del encendido del combustible. Por estas razones se utiliza el aire comprimido para accionar herramientas de mano, particularmente, en atmósferas cerradas y en las atmósferas cargadas de gases, que ocurren en los trabajos de excavación de túneles.

### **1.2 Transmisión del tipo convertidor del Par de Torsión**

Si un motor de transmisión estándar se enfrenta a una sobrecarga mayor que su reserva, aproximadamente 10% arriba del par de torsión a la velocidad gobernada, es muy probable que el motor se pare. El operador del motor de transmisión estándar directa, debe hacer el cambio

oportuno a un engranaje lo suficientemente potente para vencer la sobrecarga excesiva. El convertidor de par de torsión realiza automáticamente la selección correcta de potencia, “cambiando” o deslizando la transmisión hacia la relación de reducción apropiada para tomar la carga aplicada. Es, en esencia, similar a las transmisiones hidráulicas o automáticas introducidas en los automóviles después de la segunda guerra mundial.

La transmisión del tipo de convertidor de par de torsión para los equipos de construcción, tiene algunas ventajas clave. Tales ventajas se aprovechan para describir el sistema, y son:

1. Transmite la potencia suavemente desde su fuente hasta la carga, por medios hidráulicos.
2. Mantiene la fuente de potencia constante en correspondencia correcta con la carga variable en todo momento, multiplicando el par de torsión en forma automática, condición que, a su vez, permite variar la velocidad de trabajo.
3. Impide que el motor se fuerce y se pare, dejando trabajar al motor en forma independiente de la variación de la carga. La conversión automática del par de torsión tiene lugar entre el punto de entrega del motor y la carga resistente.
4. Alarga la vida del motor y del equipo, amortiguando las cargas de choque.
5. Reduce la fatiga del operador, eliminando el cambio continuo de velocidades.

A la introducción de la transmisión del tipo convertidor de par de torsión, ocurrida en 1946, ha seguido un periodo de desarrollo evolutivo. Ha sido necesario concentrarse en el diseño de estas transmisiones de manera que combinen la entrega de potencial del motor lo más cercanamente posible con todas las velocidades del eje. Se ha desarrollado un embrague que permite hacer el cambio, a diferentes intervalos de pares de torsión y de velocidades, para lograr la operación óptima bajo condiciones de carga variable.

La variedad existente de transmisiones del tipo de convertidor de par de torsión, conduce a combinaciones de diversos números de intervalos de reducción, en marcha de avance y de retroceso. Una opción puede tener tres velocidades de avance y de retroceso, de iguales relaciones de reducción. Otra puede tener seis intervalos de velocidad para avance y una velocidad de retroceso.

Los diferentes números de intervalos de velocidad se justifican por los ciclos de trabajos de las diferentes aplicaciones en los equipos de construcción. Así:

1. Los tractores, los cargadores y las unidades motrices primarias pueden utilizar en forma óptima la combinación de 3 de avance y 3 de retroceso.
2. Los camiones de volteo, los motoescrepas y los vehículos para tránsito fuera de carretera, utilizan los intervalos de reducción de 4 de avance y 1 ó 2 de retroceso.



3. Los camiones de carretera para acarreos largos, pueden utilizar con mejor éxito la combinación de 6 de avance y 1 de retroceso.

La función principal y característica de un convertidor de par de torsión, es ajustar automáticamente la potencia entregada a la demanda de la carga. En consecuencia, el par de torsión varía a un número infinito de valores con la carga, dentro de la capacidad de un intervalo de reducción. La velocidad varía en razón inversa del par de torsión requerido. Si la demanda de carga pide valores del par de torsión, mayores que los que puede dar un intervalo dado, el operador debe hacer el cambio al intervalo inmediato más potente, y viceversa.

Una de las ventajas reales de la transmisión del tipo de convertidor de par de torsión, es su habilidad de hacer el cambio, estando aplicada la carga, sin vacilación alguna. Esto aporta un beneficio real y representa un ahorro de potencia en el equipo pesado, porque el operador puede cambiar la relación de reducción sin perder momentum, o impulso. Sin embargo, debe asentarse que, en el trabajo general, el equipo que tiene convertidor de par de torsión no trabaja con una eficiencia tan alta como el que tiene una transmisión directa, de engranajes deslizantes.

### **1.2.1 Comparación de la transmisión directa con el convertidor de par de torsión**

Realizando una revisión general con el fin de comparar las unidades de transmisión básicas y sus ventajas, cuando se aplican con los motores de combustión interna a los equipos de construcción se tendrá:

- 1.- La transmisión directa, llamada también “transmisión de engranes”, ofrece bajo costo inicial con eficiencia general más alta.
- 2.- El convertidor de par de torsión, también conocido como “cambiador de poder”, ofrece la selección automática de la potencia correcta para la carga, elimina el paro y la pérdida de impulso durante los cambios, reduce la fatiga del operador y alarga la vida del motor y del equipo.

Con frecuencia, la razón por la que se elige un equipo con motor de combustión interna no es porque ese tipo de unidad motriz sea más barato que otro, sino por una o varias de las siguientes ventajas clave del motor de combustión interna:

1. Generación de potencia integrada para dar la máxima movilidad al equipo.
2. Mayor proporción de potencia a peso para combinar máxima potencia con buena maniobrabilidad.
3. Flexibilidad en la aplicación de la potencia y en la velocidad de trabajo, particularmente, con una transmisión del tipo de convertidor de par de torsión.

### 1.3 Fuerzas que rigen el movimiento del equipo

Un equipo móvil es accionado por su unidad motriz, que puede ser un motor eléctrico o uno de combustión interna, si se trata de un equipo de autopropulsión. O bien, la unidad motriz puede ser un tractor, con el motor necesario para mover también otros equipos. En cualquiera de los dos casos, la unidad motriz debe aplicar una fuerza a la superficie sobre la que esté trabajando el equipo en cuestión.

La fuerza que debe aplicar la unidad motriz, para mover al equipo, debe cubrir las fuerzas de inercia y las resistencias al movimiento.

El motor, de combustión interna o eléctrico, del equipo es la fuente de potencia para el movimiento. A la potencia entregada en las ruedas motrices o en las orugas, se la conoce como esfuerzo tractivo. Esta fuerza debe ser lo suficientemente grande para vencer la resistencia total que se opone al movimiento. Dos límites rigen la fuerza máxima que puede aplicar una unidad motriz en los órganos de propulsión para mover el equipo sobre el terreno, o sobre una superficie preparada. Uno de ellos, es la potencia máxima transmitida por la unidad motriz a los contactos de propulsión, en la superficie de soporte; y el otro, es el límite de tracción entre las superficies de contacto de los neumáticos u orugas, y la superficie de soporte. El menor de estos valores determina la fuerza máxima aplicable. Si rige la tracción, el esquema de la figura 1.1 enseña la relación existente entre las fuerzas involucradas.

La fuerza máxima que puede aplicar un tractor se calcula con la expresión:

$$F_T \leq F_t = W \tan \theta \geq F_R \quad 1.23$$

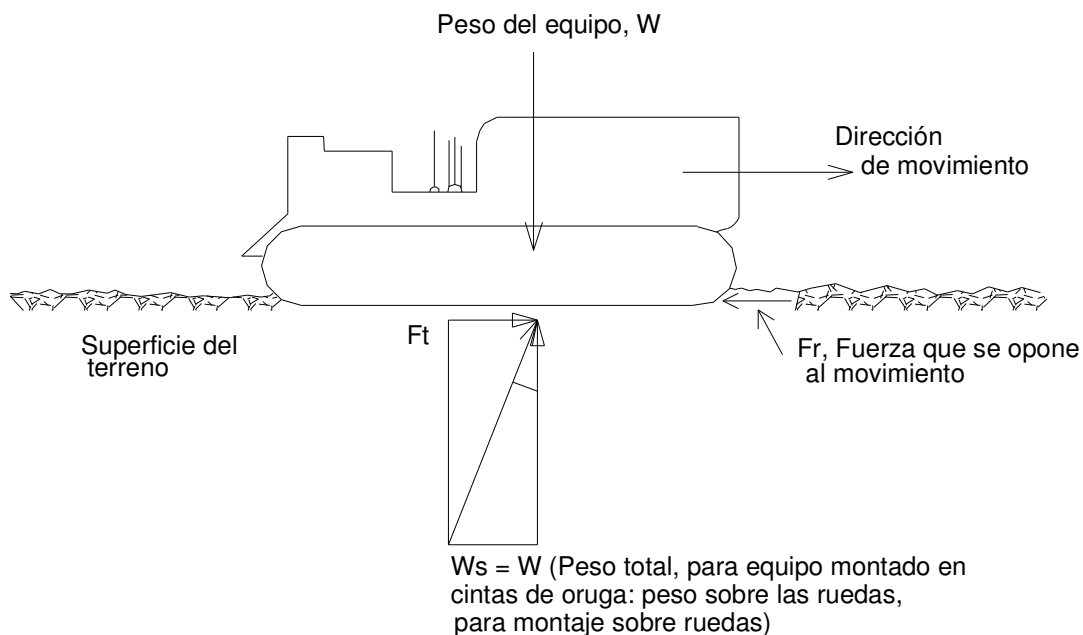


Figura 1.1 Representación de la fuerza de tracción.

El término “ $\tan \theta$ ” se le conoce como coeficiente de tracción ( $C_t$ ), y varía, dependiendo del tipo y estado del material de sostén, en la mayoría de las superficies de soporte, al aumentar la humedad de la superficie, disminuye el coeficiente de tracción. Lo anterior, lo ilustra los valores de la tabla 1.4

Contacto del equipo sobre superficie de	$C_t$ o $\tan \theta$	
	Orugas	Neumáticos de Caucho
Concreto Seco	0.45	0.90
Concreto Mojado	0.45	0.85
Macadam Mojado		0.70
Macadam Seco		0.65
Tierra firme o Limo arcilloso, secos	0.90	0.5-0.7
Tierra firme o Limo arcilloso, húmedo	0.7-0.85	0.4-0.5
Arena Suelta, Seca	0.30	0.2-0.3
Arena Mojada	0.35-0.5	0.35-0.4

**Tabla 1.4** Valores del coeficiente de tracción ( $C_t$  o  $\tan \theta$ )

La humedad hace la superficie más resbalosa, en particular para los equipos montados en neumáticos. Sin embargo debe notarse que esto no sucede cuando el suelo es arenoso. Una cierta cantidad de humedad, da a la arena mayor cohesión aparente, debido a la tensión superficial del agua que recubre a los granos; y con ello, aumenta la estabilidad de la superficie. Al tener la arena suficiente agua para alcanzar la saturación, se pierde su cohesión aparente.

La ecuación 1.23 indica la aplicación del valor apropiado de  $C_t$ , para hallar la fuerza máxima,  $F_t$ , o esfuerzo tractivo. La fuerza  $F_t$  debe ser por lo menos, igual a la resistencia total al movimiento,  $F_R$ .

### 1.3.1 Principales Fuerzas de Resistencias

La resistencia principal que se opone al movimiento de un equipo sobre una superficie horizontal, se llama resistencia al rodamiento. Dicha resistencia es producida el rozamiento o el flexionamiento del mecanismo impulsor que suministra potencia para producir esfuerzo tractivo. Esta causa se presenta en cierto grado, para los sistemas de propulsión de orugas como para las ruedas motrices con neumáticos. La mayor resistencia al rodamiento se debe a que los impulsores tienen que empujar cruzando o pasando sobre la superficie de sostén. Tal efecto lo indica la fuerza  $F_R$ , en la figura 1.1.

La resistencia al rodamiento ( $RR$ ), se expresa en kilogramos de esfuerzo tractivo requeridos para mover cada tonelada bruta, sobre una superficie horizontal de un tipo o condición específico. Aunque es imposible dar totalmente exactos los valores de las resistencias al rodamiento para todos los tipos de caminos y de elementos impulsores o ruedas, excepto mediante pruebas efectuadas en el lugar de las obras, los valores que se presentan en la tabla 1.5, son razonablemente precisos, y pueden usarse para fines de estimación.

La resistencia al rodamiento aumenta aproximadamente 6 kilogramos por tonelada de peso, por cada incremento de penetración de un *cm*. Por lo tanto, si las condiciones del tiempo mantienen la superficie del terreno húmeda y blanda, la resistencia al rodamiento puede ser apreciablemente mayor que para las condiciones de terreno seco y firme. Suponiendo una resistencia media al rodamiento de 75 kilogramos por tonelada, para una ruta de arrastre sobre terreno no preparado, una penetración adicional de 2.5 *cm*, debida a tiempo lluvioso, dará origen a un aumento de 20% en la resistencia del movimiento, sobre terreno horizontal. Debe reconocerse que, utilizando neumáticos, el aumento de penetración, puede reducirse desinflando un poco los neumáticos, para obtener mayor área de apoyo, y en consecuencia, mejor flotación. Sin embargo, al desinflar los neumáticos, se tiende a aumentar la parte de resistencia al rodamiento, causada por el flexionamiento de los neumáticos mismos.

<b>Tipo de Superficie</b>	<b>Tractor de orugas sobre bandas</b>	<b>Llantas de acero, Cojinetes simples</b>	<b>Neumáticos de caucho, cojinetes de antifricción</b>	
			<b>Alta presión</b>	<b>Baja presión</b>
Concreto Liso	27.5	20	17.5	22.5
Asfalto en buen estado	30-35	25-35	20-32.5	25-30
Tierra, compactada y bien conservada	30-40	30-50	20-35	25-35
Tierra, deficientemente conservada, canalada	40-55	50-75	50-70	35-50
Tierra acanalada, lodosa, sin conservación	70-90	100-125	90-110	75-100
Arena y gravas sueltas	80-100	140-160	130-145	110-130
Tierra, muy lodosa, acanalada, blanda	100-120	175-200	150-200	140-170

**Tabla 1.5** Resistencias al rodamiento (*RR*), representativas para diversos tipos de contactos y superficies, en kilogramos por tonelada de carga bruta.

La fuerza real, necesaria para vencer la resistencia al rodamiento de la superficie de soporte es:

$$F_{RR} = RR \times W \qquad 1.24$$

Donde:

$F_{RR}$  en  $kg_f$   
 $W$  peso total del equipo en  $ton$ .

### 1.3.2 Fuerza de resistencia en superficies inclinadas

Todo equipo que se desplaza sobre una superficie inclinada, trabaja contra otra forma de resistencia. A ésta se le llama resistencia por pendiente, y se debe al efecto del peso del equipo se aplica en una pendiente adversa. La figura 1.2 muestra tal efecto.

Se definirá como grado de inclinación, el desnivel que presenta la superficie con respecto a la horizontal, así:

$$G = V/H \times 100 \quad 1.25$$

Donde:

G	pendiente en %
V	distancia vertical
H	distancia horizontal

La pendiente puede hallarse, determinando la elevación vertical,  $V$ , en 100 metros de distancia horizontal. Por ejemplo, una pendiente de 5% ( $G=5$ ) significa que la superficie inclinada se eleva 5 metros verticalmente en una distancia horizontal.

La resistencia de pendiente demanda una fuerza,  $F_{GR}$ , para mover el equipo hacia arriba de la superficie inclinada, contra el efecto del peso,  $W_G$ . Por la geometría de la figura 1.2, puede observarse que  $W_G/W = V/L$ . Por lo que la fuerza necesaria para vencer la resistencia por pendiente, estará dada por la fórmula:

Donde:

V	elevación
L	longitud del tramo recorrido
$W_G$	componente del peso paralelo al plano de inclinación

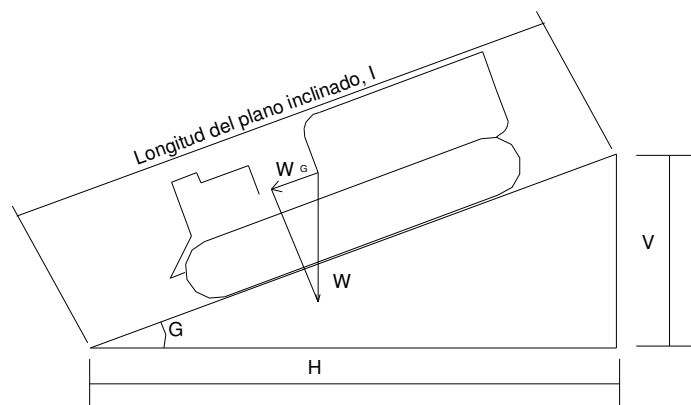


Figura 1.2. Resistencia por pendiente adversa.

$$F_{GR} = W_G = (V / L)W \quad 1.26$$

Pero, para las pendientes comunes, menores del 20%,

$$\frac{V}{L} = \text{sen } \phi \approx \tan \phi = \frac{V}{H} = \frac{G}{100} \quad 1.27$$

Sustituyendo la ecuación 1.27 en 1.26,

$$F_{GR} = W \tan \phi = W \left( \frac{G}{100} \right) \quad 1.28$$

Donde:

- $F_{GR}$  en  $kg_f$
- $G$  Pendiente en %.
- $W$  Peso del equipo en toneladas;

Debe observarse que tratándose de movimiento hacia abajo en una superficie inclinada, se tiene una pendiente negativa (-G), y se requiere una  $F_{GR}$  negativa, por lo que, en tal caso, habrá una ventaja de fuerza para el equipo.

La entrega máxima de potencia de un equipo del tipo de tractor, se expresa a veces como su capacidad para ascender pendientes. Esta es simplemente una forma de convertir su fuerza máxima disponible,  $F_T$ , a la resistencia total que puede vencer. La resistencia al rodamiento y la resistencia de pendiente, pueden combinarse como:

$$F_R = F_{RR} + F_{GR} = (RR) W + (G/100) W = (RR + G/100) W \quad 1.29$$

Al término entre paréntesis se le llama "capacidad para ascender pendientes", el valor de  $RR$  se tendrá que convertir a un valor de pendiente equivalente lo cual se logra dividiéndolo simplemente entre 10 kilogramos por tonelada por % de pendiente. Por ejemplo, si  $RR = 70 \text{ kg}_f / \text{ton}$ , su equivalente en valor de pendiente será:  $70/10$  y si el tractor tiene que ascender por una superficie de 5% de inclinación. La capacidad para ascender pendientes será:  $RR = 7 \text{ G}/100 = 5$  por lo tanto:

$$RR + G/100 = 7 + 5 = 12\%$$

### 1.3.3 Otras fuerzas de Resistencia al movimiento del equipo

Hay otros dos factores significativos que utilizan la potencia generada por un motor de combustión o eléctrico, para propulsión. Uno es de carácter interno al equipo en movimiento, y el otro que también actúa sobre el mismo, pero exteriormente.

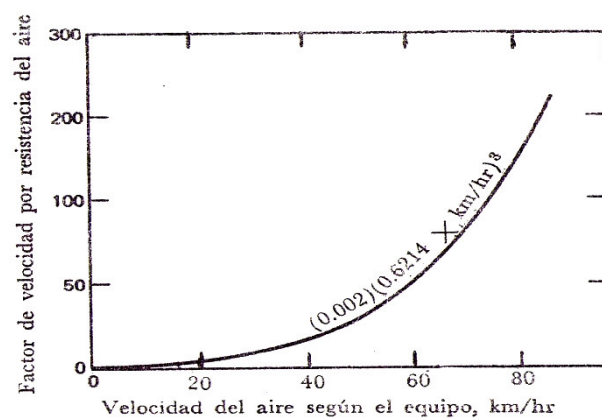
La resistencia interna es una combinación de las pérdidas de potencia debidas a la rotación y movimiento de las partes de la unidad motriz, de sus ejes de transmisión y de impulsión, y al

rozamiento y vibraciones originadas por todos los movimientos. Esta pérdida de potencia es proporcional al peso total del equipo en movimiento y a la velocidad (revoluciones por minuto) de su unidad motriz. En general, la pérdida total asciende a menos del 10% de la potencia disponible. Los cálculos que se presentan en obra, evitarán la determinación directa de la pérdida, ya sea suponiendo una pérdida total interna de potencia, o usando la potencia de entrega disponible en las ruedas u orugas de propulsión.

La fuerza de resistencia externa al movimiento, la presenta el aire, y equivale a una fuerza que actúa contra un cuerpo en movimiento, similar a la resistencia al rodamiento. A las velocidades relativamente bajas de los equipos de construcción, la resistencia del aire no es, por lo general, un consumidor importante de potencia; sin embargo, para los equipos de acarreo de alta velocidad, debe considerarse. También para un equipo en movimiento contra un viento fuerte, la resistencia del aire es un factor significativo. La cantidad determinante es la diferencia proporcional entre la velocidad del equipo en movimiento y la velocidad del aire que se opone al movimiento, o está dirigido contra ese movimiento, es decir, la velocidad neta.

La fuerza de la resistencia del aire, depende de la velocidad neta y del área de sección transversal del equipo en movimiento. Esa área es la superficie del equipo en contacto con el aire. En el caso de un camión, el área es igual al ancho total por su altura. Por supuesto, la forma del cuerpo puede afectar a la resistencia del aire en esa área. En los vehículos de carreras de alta velocidad, las formas aerodinámicas ayudan a reducir la resistencia del aire. En consecuencia, el uso del área de la sección transversal conduce solamente a una aproximación.

La velocidad diferencial, o neta, es el factor primario en la resistencia del aire. Para dar una idea del efecto relativo de la velocidad, puede utilizarse la figura 1.3.



**Figura 1.3** Comportamiento del aire al movimiento de un equipo.

La potencia necesaria para vencer la resistencia del aire, se halla por el producto del factor de velocidad y un factor de área. El factor de área es proporcional al área transversal del equipo, como se mencionó antes. Este factor es sólo 0.155 para un equipo de 2.40 m de altura por 2.40 m de ancho. La resistencia del aire se convierte en un factor significativo, cuando la velocidad neta del aire que se opone al movimiento es de 80 km/h o mayor.

## 1.4 Fuerzas que actúan en los tractores

Los equipos de tipo tractor se utilizan ampliamente en la construcción. Los tractores sirven como unidades motrices primarias para una gran variedad de equipos para movimiento de tierra. Se emplean con todas las variantes de cuchillas, arados, bloques de empuje, de motoescrepas, horquillas de elevación, cargadores y demás dispositivos auxiliares.

Los tractores se utilizan también como unidades motrices para equipos como escrepas, motoconformadoras y aplanadoras. Las aplanadoras se emplean para trabajos de compactación, y debe observarse que los tractores ordinarios de orugas o del tipo de ruedas, se usan con frecuencia, como equipos para compactación de suelos.

### 1.4.1 Fuerza tractiva en los tractores de ruedas.

Un tractor sirve de unidad motriz primaria, aplicando su potencia en la llanta de sus ruedas motrices o en las cintas de las orugas. En el caso de los tractores de ruedas, la potencia se aplica en forma de fuerza tangencial, a la cual se le conoce como fuerza de llanta. A ese tipo de fuerza en la llanta se le denomina tractivo ( $ET$ ), si en su aplicación la fuerza no produce deslizamiento. Este tiro de la llanta, o  $ET$  del tractor, puede plantearse como

$$ET = \frac{4500\eta(bhp)}{v} \quad 1.30$$

Donde

$v$	velocidad del vehículo $m/min$ .
$\eta$	eficiencia mecánica
$bhp$	potencia al freno

Si se conoce la velocidad de trabajo, no se necesita el radio de la rueda motriz. Sin embargo si se conoce esa velocidad, se puede determinar el tiro de la llanta, a partir de la entrega de potencia del motor del tractor y de las relaciones de reducción de la transmisión.

Si se considera que:

$$V = 2\pi N_0 r \quad 1.31$$

Entonces

$$ET = \frac{4500\eta(bhp)}{2\pi N_0 r} \quad 1.32$$

Donde

$N_0$	$rpm$ del eje impulsor
$r$	radio de la rueda o del exterior del neumático en $m$



La velocidad del eje impulsor se conoce con la misma precisión que la velocidad  $v$ . Por lo tanto, para hallar el tiro de la llanta, únicamente a partir de los valores propios del tractor, es necesario trabajar con la entrega del motor y el sistema de transmisión. Se sabe que la entrega del motor a la velocidad gobernada ( $N_g$ ) y el par de torsión ( $T_g$ ), están relacionados a los valores comparables en el eje impulsor, por la expresión  $N_g T_g = N_o T_o$ , suponiendo que no ocurre deslizamiento en los engranes. La relación entre las velocidades (en  $rpm$ ) o entre los pares de torsión, es igual a la relación total de los engranajes de la transmisión. Entonces, la ecuación 1.32 puede escribirse en la forma:

$$ET = \frac{716\eta(bhp)}{rN_g \frac{T_g}{T_o}} \quad 1.33$$

Donde:

$N_g$  velocidad ( $rpm$ ) gobernada del motor.

$\frac{T_g}{T_o}$  relación total de reducción de los engranajes, en la velocidad en cuestión.

Por ejemplo si en la hoja de especificaciones de un tractor se proporciona la siguiente información:

$bhp$	100 a la velocidad gobernada;
$N_g$	2,200 $rpm$ .
Relación total de reducción	200:1 en la primera velocidad.
Relación total de reducción	20:1 en la velocidad más alta.
Velocidades:	primera = 2.6 $km/h$ ;
	máxima = 26 $km/h$ .
Radio exterior del neumático	$r = 24.5'' = 0.622 m$ .
Peso del tractor	4,400 $kg_f$ cuando está trabajando.

Suponiendo que la eficiencia mecánica, desde el eje de entrega del motor hasta la rueda motriz, es de 75%.

- a) Para la velocidad más alta, conociendo la velocidad del tractor y utilizando la ecuación 1.30 se obtiene

$$ET = \frac{4500(0.75)100}{26(16.67)} = 779 \text{ } kg_f$$

Lo mismo resulta, a partir de la transmisión de la potencia interna, utilizando la ecuación 1.32:

$$ET = \frac{716(0.75)100}{0.622\left(\frac{1}{20}\right)2200} = 779 \text{ } kg_f$$

Esta fuerza sería suficiente para vencer una resistencia total al movimiento de 181  $Kg_f / ton$ , compuesta por la resistencia al rodamiento, la resistencia por pendiente, la aceleración y las de arrastre de la carga.

b) Para la primera velocidad, usando la ecuación 1.33

$$ET = \frac{716(0.75)100}{0.622\left(\frac{1}{200}\right)2200} = 7790 \text{ kg}_f$$

Esto no puede aplicarse al movimiento de un tractor por sí mismo, porque no habría suficiente tracción. Si el coeficiente de tracción (tabla 1.4),  $C_t = 0.7$ , el esfuerzo tractivo máximo que puede aplicarse al tractor trabajando, sólo es 0.7 (4,400) = 3,080  $kg_f$ . La fuerza de tiro de la llanta de un tractor de ruedas, es la potencia total aplicable resultante en las ruedas motrices de la unidad motriz primaria. Esta fuerza varía por la velocidad en la que se trabajan los engranajes, y también puede estar limitado por la tracción.

#### 1.4.2 Fuerza de tiro de la barra de tracción en los tractores de orugas.

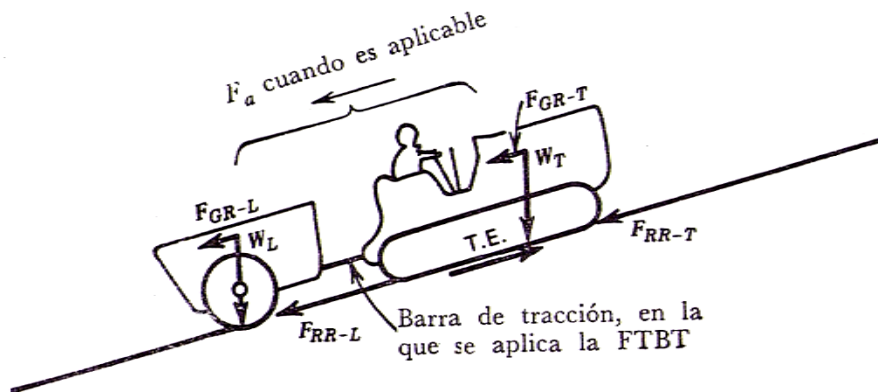
Las mismas determinaciones que se han hecho para el tractor de ruedas, pueden hacerse para un tractor de orugas. Sin embargo, se ha especificado en forma consistente, un valor de utilidad más directa para la potencia de un tractor, al cual se le llama fuerza de tiro de la barra de tracción, y se abrevia *DBPP*. El tiro de la barra de tracción se define como la potencia o fuerza de tiro disponible en el perno de enganche de la barra, cuando el tractor y su carga arrastrada se desplazan sobre terreno horizontal. El uso de un valor *DBPP*, supone que ya ha sido cubierta la resistencia al rodamiento (*RR*) del tractor de orugas, y esta suposición significa que los valores de *DBPP* especificados, deben basarse en una *RR* específica para el tractor.

El empleo generalizado del *DBPP* y esta resistencia específica al rodamiento vienen evidentemente del procedimiento establecido para probar o medir la potencia de un tractor. Los tractores de orugas se han probado por años, en la universidad de Nebraska, mediante una simple determinación cuantitativa del tiro que cada uno da, horizontalmente. El lugar de pruebas es de tierra firme, modestamente conservada, que se considera que tiene una resistencia a las orugas del tractor de 55  $kg_f / Ton$ . Como puede verse, por los valores de la tabla 1.5, los valores de la *RR* pueden variar considerablemente. Al considerar la potencia de un tractor de orugas, se aconseja decidir primero que valor de *RR* es apropiado, y en caso necesario, ajustar el valor *DBPP*.

En resumen el uso de la fuerza de tiro de la barra de tracción para los tractores de orugas. Los componentes de la resistencia, para un tractor que tira un carga (rodillo aplanador, hoja de empuje, etc.) a velocidad uniforme, son:

1. La resistencia al rodamiento del tractor,  $F_{RR-T} = RR_T (W_T)$ , el peso del tractor en toneladas.
2. La resistencia al rodamiento del tractor,  $F_{RR-L} = RR_L (W_L)$ , el peso de la carga que esta arrastrando en toneladas.

3. La resistencia de pendiente del tractor,  $F_{GR-T} = GR(W_T)$ ;
4. La resistencia dependiente de la carga arrastrada,  $F_{GR-T} = GR(W_L)$ .
5. Fuerza para producir la aceleración  $F_a = \left(\frac{W_T + W_L}{g}\right)a$ , tanto para el tractor como para la carga. El régimen de aceleración  $a$  esta en  $m/s^2$ , siendo  $g = 9.81 m/s^2$ . Estas fuerzas se muestran en la figura 1.4



**Figura 1.4** Componentes de la resistencia para un tractor moviendo una carga tirando de ella.

Debe notarse que los valores de la resistencia al rodamiento, pueden ser diferentes para un tractor de orugas ( $RR_T$ ) y para su carga arrastrada ( $RR_L$ ), que para cuando la carga esta montada sobre neumáticos. También, al arrastra una carga el tractor, generalmente acelera, hasta su velocidad de trabajo, antes de comenzar a subir una pendiente por lo que no se necesitará una  $F_a$ , cuando deban vencerse fuerzas de pendiente,  $F_{GR}$ . Por supuesto, la fuerza total que debe aplicar el tractor, no puede ser mayor que la tracción que puede lograr sobre la superficie. En consecuencia

$$ET = \sum F_{RR} + \sum F_{GR} \quad 1.34$$

En donde

$$ET \leq (C_T)W_T$$

Solamente se usa el peso del tractor porque los pernos de enganche de la barra de tracción no están diseñados para transmitir carga vertical desde la carga arrastrada, para conveniencia de los cambios de carga. Si  $RR_T = 55 \text{ kg}_f/\text{ton}$ , entonces :

$$DBPP = F_{RR-L} + F_{GR-L} + F_{GR-T} \quad 1.35$$

Por lo general, es más seguro utilizar la ecuación 1.34 para evitar las equivocaciones por olvido de ajustes, cuando  $RR_T$  no es igual a  $55 \text{ kg}_f/\text{ton}$ , y despreciar la resistencia de pendiente del tractor. Sin embargo, las especificaciones tienden a favorecer el uso de la ecuación 1.35.

### 1.5.- Determinación de rendimientos del equipo de Construcción.

En la industria de la construcción se utiliza la palabra producción con el mismo significado que “rendimiento”, que el diccionario define como “la cantidad o magnitud producida, en un campo determinado”, o dicho de otra manera “es el trabajo útil ejecutado durante las diferentes etapas de la obra”.

El rendimiento se puede expresar cuando menos de tres maneras, la primera es tomando como base los requisitos y programas de la obra, mientras que la segunda, es midiendo o estimando el rendimiento de una máquina cualquiera, para determinar el número necesario que de éstas se necesitarán para obtener la producción requerida.

La tercera manera de expresar la producción es en función del costo, aunque ésta es probable que no sea muy exacta, sino hasta después que se conozcan las características de la obra y el rendimiento del equipo.

En base a este criterio, el estudio de rendimientos, que se enfocará única y exclusivamente sobre maquinaria, podrá ser dividido en forma general y de acuerdo a la forma de trabajo de la máquina en:

- a) Ciclo intermitente
- b) Operación Continua
- c) Operación intermedia

A continuación se explicará brevemente cada una de ellas.

- a) CICLO INTERMITENTE. A este grupo pertenecen las máquinas más importantes que se usan en excavaciones primarias.- Todas ellas tienen un cucharón o caja, que se carga, se mueve y se vacía, para regresar nuevamente al punto de carga.

A cada grupo completo de operaciones se les llama ciclo de trabajo.

La magnitud del rendimiento de estas máquinas dependerá del tamaño y de la eficacia del órgano excavador, ya sea cucharón, caja o cuchilla, y del tiempo que dure su ciclo completo.- La duración del ciclo, a su vez, depende de la rapidez con lo que se carga el órgano de ataque, de la velocidad con que se mueve, se descarga y vuelve al punto de carga.

La distancia a la que se debe mover la carga puede variar desde unos cuantos metros en la mecánica, o varios kilómetros en los acarreos con camión, la distancia es con frecuencia el factor determinante del ciclo de producción.

- b) **OPERACIÓN CONTINUA.** Este tipo de operación de las máquinas, que principalmente se encuentra en los equipos que utilizan bandas, bombas y tubos como son las zanjadoras, los transportadores de cangilones, y otros aparatos que usan numerosos cangilones pequeños, tienen un rendimiento que es igual a multiplicar la capacidad de cada cangilón, por el número de cangilones por minuto. Dicho de otra manera el rendimiento de una máquina de banda se determina, tomando el promedio de varias medidas de la sección transversal de la carga que lleva la banda, y multiplicando esta cifra por la velocidad de la banda en pies por minuto en el sistema inglés. La sección transversal generalmente se mide en pies cuadrados, de manera que el resultado se divide entre 27 para obtener las yardas cúbicas de material suelto.
- c) **OPERACIÓN INTERMEDIA.** Las máquinas que pertenecen a este grupo, son aquellas que presentan una producción continua hasta que terminan de recorrer el tramo en que operan, para luego volver a atacar y convertir entonces su operación en un ciclo común de trabajo.

Por lo que estas máquinas que se consideran entre la producción continua y el ciclo de trabajo, son clasificados como de operación intermedia.

A continuación se presenta una clasificación general de las máquinas en base a los diferentes tipos de operación de éstas.

<b>Por ciclos</b>	<b>Operación intermedia</b>	<b>Operación Continua</b>
-Pala giratoria, con todos los aditamentos	-Perforadoras	-Bandas transportadoras
-Cargador	-Aplanadoras	-Cargadores de banda
-Buldozer	-Desgarradores	
-Escrepa	-Tolvas	-Cargadores de Cangilones
-Tractor empujador		
-Camión		-Trituradoras
-Piloteadora		-Cribadoras
-Excavadora de Cable		-Compresores
-Revolvedoras de Concreto		-Dragas

**Tabla 1.6** Clasificación general de la maquinaria en función a su operación.

### 1.5.1 Factores que intervienen en el cálculo del rendimiento

**Factor Volumétrico de Abundamiento (FV).**- Es la propiedad física que presentan los materiales como la tierra de expandirse al ser removidos de su estado natural o de reposo por medios normales o mecánicos.

El porcentaje de expansión o abundamiento, que dependerá del tipo de material (tabla 1.7), podrá calcularse como:

$$\text{Factor volumétrico} = \frac{100\%}{100 + \% \text{ de abundamiento}} \quad 1.36$$

Por ejemplo para un material cuyo porcentaje de abundamiento es del 25% su *FV* será:

$$FV = \frac{1}{1 + 0.25} = 0.80$$

<b>Clases de Tierra</b>	<b>% de Abundamiento</b>
Arena o grava limpia	5-15
Suelo Artificial	10-25
Lama	10-35
Tierra común	20-45
Arcilla	30-60
Roca sólida	50-80

**Tabla 1.7** Porcentaje de Abundamiento

**Tiempo de un ciclo (t).**- Este concepto principalmente está ligado a las diferentes máquinas que emplean varias operaciones para completar correctamente un trabajo, el cual determina el tiempo total en minutos de los ciclos de trabajo.

Por ejemplo para una escropa su ciclo de trabajo estará definido por:

- Tiempo de llegada al corte (Maniobras)
- Tiempo de espera
- Tiempo de carga Tiempo de demora (Maniobras)
- Tiempo de acarreo
- Tiempo de descarga
- Tiempo de retorno

**Capacidad de los receptáculos (Q).** Este concepto, es sólo un término general que se refiere a las cajas de los camiones, cucharones para excavar y transportar, cucharones de las palas y de las escrepas, y a las hoja o cuchillas del buldózer, angledozer y conformadoras.

La capacidad del receptáculo, que está dada directamente por el fabricante puede ser enrasada o colmada, pero siempre en yardas cúbicas.

Las yardas pueden ser de dos tipos:

**Yardas en el banco.**- Es la cantidad del material contenido en el receptáculo, que puede calcularse por medio de medidas cuidadosas y/o pesando varias cargas individuales o midiendo el banco o terraplén, para encontrar la cantidad de material movido en un número determinado de ciclos.

Yardas sueltas.- Es la cantidad de material medido en el banco, que se encuentra afectada por el coeficiente de abundamiento.

**Factor de eficiencia del cucharón (K).**- La proporción entre la cantidad de material en el receptáculo y la capacidad real en yardas sueltas, es decir:

$$K = \frac{\text{Material cargado por el receptáculo}}{\text{capacidad nominal del receptáculo}}$$

**Factor de eficiencia de la máquina (E)**- Concepto que se conoce también como Factor de rendimiento de trabajo o Eficiencia General.

Básicamente el factor de eficiencia representa las pérdidas del rendimiento en el equipo, las cuales están en función directa de las condiciones mismas de la máquina, de la adaptación que ésta tenga para un cierto trabajo y de las condiciones en que se encuentre la obra.

En general los factores de eficiencia pueden dividirse en dos tipos: de Condiciones de obra y de Administración.

Los de condiciones de obra, son aquellos que dependen de condiciones tales como superficie del suelo, topografía, estación del año y adaptabilidad de la máquina.

Los de administración son aquellos que depende de condiciones tales como coordinación entre máquinas, parado de circulación, calidad de mantenimiento de la máquina, etc.

En la tabla 1.8 se dan los factores de eficiencia en función de las condiciones de obra y de Administración así como los valores del rendimiento general en función de estos últimos.

Cuando la máquina depende única y exclusivamente de los tiempos ociosos, como son los retrasos en mover la máquina, preparaciones menores de ajuste, descansos, parados para pedir instrucciones o para mover las estacas de rasante, etc., no se promedian para determinar la duración del ciclo. Por lo que el cálculo del factor de eficiencia, llamada entonces rendimiento horario, es determinado considerando estas condiciones por separado.

El rendimiento horario es el valor promedio que se toma generalmente cuando la hora es de 50 minutos.

	Condiciones de la Obra	Coeficiente de Administración o Gestión			
		Excelente	Buena	Regular	Mala
Excelentes	1.00	0.84	0.81	0.76	0.70
Buenas	0.95	0.78	0.75	0.71	0.65
Regulares	0.85	0.72	0.69	0.65	0.60
Malas	0.75	0.63	0.61	0.57	0.52

**Tabla 1.8** Factores de rendimiento de trabajo en función de la condición de obras y de la calidad de Administración.

### 1.5.2 Cálculo del rendimiento.

Una fórmula que se puede emplear para determinar el rendimiento de cualquier máquina con ciclo regular en  $m^3$  sueltos por hora es:

$$R = \frac{(Q)(K)(E)(60)(FV)(0.764)}{C_m} \quad 1.37$$

Donde:

$Q$	Capacidad, enrasada o colmada ( $yd^3$ )
$K$	Factor de eficiencia del cucharón o caja
$E$	Factor de eficiencia de la máquina
$60$	minutos de una hora
$FV$	factor volumétrico del suelo
$C_m$	ciclos por minuto

Si el resultado se tiene que dar en metros cúbicos en el banco el  $FV$  tiene un valor que se determina del abudamiento observado, o de la tabla 1.6. Si el resultado se va a dar en metros sueltos,  $FV$  es igual a uno.

El factor  $K$  puede suprimirse cuando se toman cargas completas compactadas.

Si la eficiencia es aproximadamente de 0.80, se usan 50 *min* en lugar de 60, para la hora. Bajo éstas condiciones, se puede usar la siguiente fórmula simplificada en  $m^3$  sueltos por hora:

$$R = \frac{(Q)(50)(E)(0.764)}{C_m} \quad 1.38$$

Si se usa una hora de 45 *min*. Esta fórmula se convierte en:

$$R = \frac{(Q)(45)(E)(0.764)}{C_m} \quad 1.39$$



Cuando se determinan las duraciones de las operaciones de las máquinas cuyo ciclo es menor de un minuto, es más cómodo tomarlas en segundos lo que se hace multiplicando el número de minutos por 60 y usando  $C_s$  (duración del ciclo en segundos) en lugar de  $C_m$ . Haciendo éstas sustituciones la fórmula se convierte en:

$$R = \frac{(Q)(K)(E)(3600)(FV)(0.764)}{C_s} \quad 1.40$$

Que simplificado para la hora de 50 minutos es:

$$R = \frac{(Q)(3000)(E)(0.764)}{C_s} \quad 1.41$$

Para la hora de 45 minutos sería:

$$R = \frac{(Q)(2700)(E)(0.764)}{C_s} \quad 1.42$$

### 1.5.3 Obtención del Rendimiento para las máquinas más usadas

**1. Rendimiento del Bulldozer y Angledozer.** Básicamente el rendimiento de estas máquinas está en función del tipo de la hoja y de su capacidad, así como de la eficiencia del operador y de la clase de material en que trabaja la máquina. Su cálculo se efectúa mediante la ecuación:

$$R = \frac{(60)(E)(Q)(K)(FV)}{t} \quad 1.43$$

Donde

$R$	Rendimiento en $m^3$ /hora
60	Hora de 60 minutos
$E$	Eficiencia general (tabla 1.8)
$Q$	Capacidad de carga de la cuchilla en $m^3$
$K$	Coefficiente de carga para material arrastrado
$FV$	Factor volumétrico del material
$t$	Tiempo de un ciclo

Para obtener la capacidad de carga de la cuchilla se puede utilizar la ecuación:

$$V = \frac{L h^2}{2 \tan \theta} \quad 1.44$$

Donde:

- $L$  Longitud de la hoja en  $m$ .
- $h$  altura de la hoja en  $m$ .
- $\theta$  ángulo de reposo del material.

Lo anterior es para terrenos planos, para terrenos inclinados el rendimiento se calcula de la siguiente manera:

- Pendiente hacia arriba se reduce de 2 a 4 % por cada 1 % de pendiente
- Pendiente hacia abajo se reduce de 2 a 8% por cada 1 % de pendiente según el material.

**2. Rendimiento de los Cargadores.** En función de la siguiente fórmula el rendimiento de los diferentes tipos de cargadores es:

$$R = \frac{(60)(Q)(K)(E)(0.764)(FV)}{t} \quad 1.45$$

Donde:

- $R$  Rendimiento de la máquina ( $m^3/hr$ )
- 60 Minutos en una hora
- $Q$  Capacidad nominal del cucharón ( $yd^3$ )
- $K$  Factor de llenado del cucharón.
- $E$  Factor de rendimiento de trabajo (concepto que incluye los tiempos perdidos).
- $FV$  Factor volumétrico
- $t$  Tiempo del ciclo (minutos).

Los valores de  $t$  y  $k$  se obtienen en las tablas 1.9 y 1.10 respectivamente.

<b>Trabajo Ejecutado</b>	<b>Tipo de transmisión</b>	
	<b>Directa</b>	<b>Servo-Motores</b>
<i>Pala equipada con orugas excavando en:</i>		
Material amontonada	0.35	0.25
Excavación en banco	0.60	0.45
<i>Pala equipada con Neumáticos en</i>		
Excavación de material amontonado		0.20

**Tabla 1.9** Tiempo fijo del ciclo de trabajo de Palas cargadoras en *min*.

<b>Material excavado</b>	<b>Capacidad nominal de cucharón yd<sup>3</sup></b>							
	<b>3/4</b>	<b>1</b>	<b>1.5</b>	<b>2</b>	<b>2.5</b>	<b>3</b>	<b>3.5</b>	<b>4</b>
Arcilla húmeda o arenosa ligera	1.15	1.15	1.15	1.16	1.16	1.16	1.20	1.22
Arena o grava	0.93	0.93	0.96	0.96	0.96	0.98	1.02	1.02
Tierra común compactada	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05	1.08	1.08
Arcilla dura y tenaz	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Arcilla cohesiva húmeda	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Roca bien tronada	0.60	0.70	0.70	0.80	0.80	0.90	0.95	0.95
Escombros con piedras y raíces	0.85	0.85	0.90	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95

**Tabla 1.10** Factor de llenado para cucharones de palas Cargadoras K.

**3. Rendimiento de las excavadoras.** Únicamente se incluyen en éste estudio a los equipos que trabajan con cucharón como son:

- Palas de cucharón
- Draga de arrastre
- Cucharón de almeja
- Retroexcavadoras

Los factores que deben tomarse en cuenta para el cálculo del rendimiento son:

- a) Tipo de material
- b) Profundidad real del corte
- c) Ángulo de giro
- d) Dimensión del equipo frontal
- e) Eficiencia del operador
- f) Condiciones del equipo y obra
- g) Capacidad del vehículo y transporte

Por lo tanto la ecuación con que se calcula el rendimiento teórico de éstas máquinas es:

$$R = \frac{(3600)(Q)(E)(k)(0.764) \times (FV)}{t} \quad 1.46$$

Donde:

- R* Rendimiento en m<sup>3</sup>/hr  
*Q* Capacidad o volumen del cucharón (yd<sup>3</sup>)  
*E* Factor del rendimiento  
*K* Factor de llenado del cucharón (depende de las dimensiones y capacidad del cucharón)  
*FV* Factor volumétrico  
*t* Tiempo empleado en efectuar un ciclo (en segundos)  
 3600 Segundos en una hora.

Un ciclo de trabajo está compuesto por todas las maniobras que se tengan que hacer empleando diferentes tiempos que se pueden considerar de la siguiente manera:

- a) Tiempo en carga del cucharón.
- b) Tiempo empleado en elevar y efectuar un giro para poner el cucharón en posición de descarga.
- c) Tiempo de maniobras de descarga.
- d) Tiempo de regreso del cucharón para ponerse en su posición inicial o de ataque para efectuar la carga.

**4. Rendimiento de las Escrepas.** Para obtener su rendimiento será necesario calcular la velocidad con que se realiza el trabajo, ya que es diferente la velocidad cuando carga o descarga, que cuando transporta.

Una vez conocida la velocidad, la distancia de recorrido, el número de pasadas, y el factor de rendimiento, se podrá determinar el tiempo que tarda la screpa en efectuar su trabajo.

Por lo tanto la siguiente fórmula y de acuerdo al criterio anterior el rendimiento será:

$$t = \frac{NS}{vE} \tag{1.47}$$

Donde:

- $t$  Tiempo en efectuar el trabajo
- $N$  Número de pasadas hasta el término del trabajo
- $S$  Distancia de recorrido por pasadas.
- $v$  Velocidad durante el trabajo
- $E$  Factor de rendimiento

$$R = \frac{(Q)(60)(E)}{t} \tag{1.48}$$

Donde :

- $R$  Rendimiento en  $m^3/hr.$
- $60$  Minutos en una hora
- $Q$  Capacidad de la máquina en  $m^3$ .

**5. Rendimiento de los Transportes.** El rendimiento de los transportes, que incluye en forma general a los camiones para dentro y fuera de las carreteras, puede ser calculado a través de la siguiente fórmula:

$$t = \frac{Q \times 60 \times E}{t} \tag{1.49}$$

Donde:

$R$	Rendimiento en $m^3/hr$
$Q$	Capacidad de la máquina en $m^3$
60	Minutos en una hora
$E$	Factor de rendimiento de trabajo
$t$	Tiempo empleado en un ciclo completo.

El tiempo de un ciclo completo será:

$$t = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 \quad 1.50$$

Donde:

$t_1$	Tiempo empleado en maniobra de acomodo
$t_2$	Tiempo de carga
$t_3$	Tiempo empleado en acarrear el material
$t_4$	Tiempo empleado por la máquina vacía durante el regreso

**6. Rendimiento de las Motoconformadoras.** La forma general de calcular el rendimiento de éstas máquinas se realiza en base al tiempo de trabajo y de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$T = \frac{D \times N}{v \times E} \quad 1.51$$

Donde:

$T$	Tiempo requerido para efectuar el trabajo
$D$	Distancia recorrida en cada pasada ( $km$ )
$N$	Número de pasadas que se requiera para realizar el trabajo
$v$	Velocidad de operación ( $km/hr$ )
$E$	Factor de rendimiento de trabajo

**7. Rendimiento de los Compactadores.** La obtención del rendimiento de estas máquinas en general, se mide a través de un promedio en el que se considera el número de pasadas que necesita hacer una máquina, para obtener la compactación deseada.

$$R = \frac{(A)(v)(e)(C)(10)}{N} \quad 1.52$$

Donde:

$R$	Rendimiento en $m^3/hr$
$A$	Ancho compactado por la máquina en $m$ .
$v$	Velocidad en $km/hr$

<i>e</i>	Espesor de la capa en <i>cm</i>
<i>C</i>	Coefficiente de reducción (0.6 a 0.8)
10	Factor de conversión de unidades
<i>N</i>	Número de pasadas hasta obtener la compactación requerida

## 1.6 Operación económicamente óptima del equipo

En las operaciones de construcción descritas hasta este momento, hay fuerzas en acción, que deben aplicarse para mover el equipo. La fuerza necesaria la genera la unidad motriz del equipo, que suministra su energía al mecanismo de transmisión. El suministro de potencia puede medirse por la fuerza aplicada para producir una cierta velocidad de movimiento. En otras palabras, aplicar una fuerza para mover un cuerpo o peso a una velocidad dada, necesita de cierta cantidad de potencia. La fuerza requerida depende principalmente de la combinación de la resistencia al rodamiento, de la resistencia por pendiente y de las fuerzas de inercia que actúan sobre el equipo.

Como la potencia generada por la unidad motriz del equipo es un gasto de operación, debe considerarse cuidadosamente la potencia requerida. El costo de un motor, (su combustible, de la transmisión, etc.) es, por lo general, directamente proporcional a la potencia máxima requerida y a la potencia total consumida.

Hay cinco principios clave con respecto al equipo relativo a la potencia, cuando se planean trabajos de construcción. Si se siguen tales principios, el equipo que se seleccione y utilice, conducirá a la operación económicamente óptima.

Los principios para reducir al mínimo las necesidades de potencia generada, pueden resumirse de la siguiente manera:

- 1.- Aprovechamiento de la ventaja del movimiento por gravedad, o pendiente abajo (-*G*) para el movimiento de los pesos más grandes.
- 2.- Planeación del movimiento en línea recta y a velocidad constante, para reducir al mínimo la potencia requerida para vencer las fuerzas de inercia.
- 3.- Minimizar la elevación de materiales, tanto como sea posible, porque el movimiento vertical ascendente (contra la fuerza de la gravedad) es el que consume más potencia.
- 4.- Reducción al mínimo de las vueltas o cambios de dirección de los equipos, o de su carga, ya que cada vuelta o cambio requiere potencia para vencer la fuerza centrífuga.
- 5.- Reducción al mínimo de los arranques y paros de los equipos, o de su carga, ya que en cada uno debe vencerse una fuerza de inercia que consume energía y toma potencia.

Si se analizan los principios antes establecidos, en relación con otras operaciones comunes, pueden reconocerse como técnicas de líneas de ensamble. Estas se refieren a las operaciones perfeccionadas en la fabricación industrializada. El mejoramiento tendiente a la optimización de tales

operaciones se debe a la aplicación de los estudios de los tiempos y movimientos. La planeación en cuanto a equipo de construcción, puede mejorarse aplicando técnicas de las líneas de ensamble.

Las técnicas de las líneas de ensamble se han modernizado para eliminar todas las operaciones manuales innecesarias. Esto reduce los paros, arranques, vueltas y cambios de velocidad, que consumen energía y potencia cuando los hace el equipo. Cuando la operación no es sistemática, tales cambios se verifican mediante control manual. Si cada movimiento necesario puede ejecutarse “automáticamente” por hábito, por consiguiente habrá un mínimo de vacilación y de utilización de energía.

Esto es un objetivo importante en la eliminación de los controles manuales.

El medio empleado para reducir el control manual, ha sido la automatización lograda mediante controles eléctricos o hidráulicos aplicados a muchos de los pasos de cada operación. En los equipos de construcción ya se han aplicado los controles automáticos y muchos más podrán ser aplicados. La automatización contribuye a minimizar las necesidades de potencia de los equipos de construcción.

## 2. CIMENTACIONES Y EXCAVACIONES EN PRESAS

La importancia cuantitativa y cualitativa de las excavaciones es más notable en las presas de concreto que en las de materiales sueltos, porque exigen mayor calidad y resistencia en los cimientos. Por ello se les concede prioridad y mayor extensión a las primeras tratando después las particularidades de las segundas.

### 2.1 EXCAVACIONES EN PRESAS DE CONCRETO

Es sabido que en un macizo ideal, homogéneo e isótropo con superficie horizontal, el estado tensional es hidrostático, esto es, que las tensiones alrededor de un punto son iguales a  $\gamma z$  donde  $z$  es la profundidad, y  $\gamma$  es el peso específico. Pero ese estado ideal se da muy raramente y sólo, en general, a grandes profundidades en las que los procesos actuantes han llegado muy amortiguados o han sido superados por el predominio del peso de la masa superior. Lo normal es que los terrenos sean sedimentarios, horizontales o plegados, o de origen volcánico: los primeros con fuerte anisotropía en una orientación, los segundos aún más acosada y variable en dirección, y los últimos con tensiones residuales internas de origen térmico. La anisotropía y la heterogeneidad son frecuentes, sobre todo en la zona superior, que es la que interesa para cimentar la presa.

A las tensiones originales se une el efecto producido por la erosión y meteorización, que da lugar a una forma cerrada distinta a la original, con la consecuencia de que en la nueva superficie la tensión normal será nula, introduciendo una nueva distorsión en el plano tensional anterior, en el que una tensión tendría un cierto valor. El reajuste superficial se transmite hasta una cierta profundidad, siendo máxima la disparidad entre tensiones normales y paralelas en la zona más próxima a la superficie, y por tanto los esfuerzos cortantes, son proporcionales al semidiferencia de las tensiones principales.

En los puntos en que estos esfuerzos son superiores a la resistencia tangencial de la roca, ésta se agrieta. En otras en que se aproximen, sin llegar al límite, no se producirá la fisuración, pero los efectos de la excavación, los explosivos, y luego los transmitidos por la presa pueden provocarla. La meteorización actuará en las zonas fisuradas y puede aumentar el efecto.

El proceso de tensión da lugar a las siguientes generalidades (sin que existen líneas de separación definidas):

- A) Zona fuertemente descomprimida (superficial)  
Fuerte desigualdad de tensiones principales y elevado valor de los esfuerzos cortantes. Si éstos superan la resistencia de la roca, ésta se agrietará en dos o tres direcciones. La meteorización, se facilita por la penetración del aire y agua por las fisuras, agravando el proceso y la debilidad de la roca.
- B) Zona de descompresión inicial (intermedia)  
Las tensiones principales se aproximan más, pero los esfuerzos cortantes se acercan (por debajo) al límite resistente. La roca no está fisurada, pero cualquier cambio en su estado tensional producido por las cargas transmitidas por la presa o por efecto de la propia excavación o los explosivos, pueden provocar el agrietamiento.
- C) Zona inalterada o poco alterada (profunda)



Las dos tensiones principales no son muy diferentes y los esfuerzos cortantes son moderados y lejanos a la ruptura, la roca está entera. La zona exterior, fuertemente descomprimida y fisurada, se aprecia a simple vista no sólo por las grietas, sino en general por su color, que suele ser distinto del de la roca subyacente, debido a la meteorización y a la suciedad que deja el agua en las fisuras. Sigue a ella otra zona con microfisuras que pueden no ser visibles e incluso a veces no detectables con prospección microsismica, pero que suponen una ruptura inicial de la roca. El conjunto de ambas zonas puede tener de 3 a 10 m de espesor y, en general más de 5 m, esto sólo como orden de magnitud, pues varía mucho de unos casos a otros, y en algunos puede ser más reducido.

En las laderas con talud próximo al vertical se pueden producir grietas por tracción. El proceso produce un asiento y, al estar libre de coacción exterior contra la deformación lateral, la roca tiende a esponjarse hacia el valle (efecto Poisson) y, en consecuencia, el estado tensional no sólo presenta compresiones variables alrededor de algunos puntos sino incluso fracciones.

### **2.1.1 Profundidad de la excavación**

Una presa de concreto, no debe cimentarse en la zona descomprimida. Sólo en presas de pocos metros de altura será admisible la cimentación en la zona fisurada (incluso macrofisurada). Por otra parte, puede ser económicamente inaceptable suprimir esa zona para sustituirla por concreto, duplicando o triplicando la altura de la presa, si no es necesario para la seguridad; un tratamiento de la roca puede ser suficiente.

Aunque no haya una regla de aplicación general, puede considerarse razonable que la profundidad de la excavación guarde relación con la altura de la presa en cada zona: las cargas sobre el terreno son proporcionales a la altura del bloque, y el volumen de éste al cuadrado.

### **2.1.2 Tipo y fases de excavación**

Las excavaciones pueden tener peculiaridades por las condiciones de espacio o por exigencias del tratamiento de la roca, así:

- Excavación en zanja o pozo, que limita el espacio de operación, puede ser en tierra o roca.
- Excavación dental, o local, para zonas con falla o zonas débiles, que suelen requerir operaciones y herramientas manuales.
- Excavación final. A veces los últimos metros exigen cuidado especial y voladuras controladas, con menores diámetros de perforación y cuadrícula reducida, normalmente con espacio entre barrenos menor que el espesor de roca a arrancar.
- Estabilización de taludes, que requieren a veces anclaje, o gunitado, con o sin malla, para contener y proteger la roca durante el lapso de tiempo hasta el hormigonado.

- Superficies obtenidas con técnicas especiales. A veces se exige una definición geométrica más perfecta de la superficie después de la excavación lo que requiere técnicas de precorte, recorte o refino.
- Fase particular de la anterior con tratamiento especial de la superficie antes de cimentar. En ocasiones, la roca tiende a descomprimirse rápidamente y se aconseja que los últimos centímetros se excaven solo horas antes de hormigonar, únicamente con martillos, sin explosivos, y a veces con anclaje previo antes de hormigonar (en particular en zonas estratificadas).
- Sin llegar a estos cuidados especiales, antes de hormigonar hay que remover con barras o cuñas, y eventualmente con martillos, el material suelto que, en general hay que cargar a mano. Y al final hacer una limpieza y lavado con agua a presión para dejar la roca limpia.

Aparte de estas fases de ejecución normal, en algunas obras importantes se han realizado las excavaciones en dos fases separadas por un lapso de tiempo. El objetivo es conocer mejor el estado real de la roca de cimentación, pues los sondeos, y prospecciones pueden dar una información insuficiente o imprecisa; lo más completo es realizar una excavación previa hasta descubrir la roca de calidad suficiente para cimentar.

En todo caso, es importante la planificación de las excavaciones, no sólo por su directa influencia en su plazo y costo sino sobre todo por su repercusión en el resto de la obra, que está condicionada a la terminación de aquellas. Normalmente el plazo total para las excavaciones oscila entre los nueve y los dieciocho meses, y su costo entre el 2 y el 10% del total de la presa.

### **2.1.3 Técnica de las voladuras**

La excavación de la roca consistente (que puede estar o no fisurada) suele tener dos fases globales:

En la primera etapa se trata de arrancar un gran volumen con el menor costo posible, sin afinar formas, en la segunda hay que llegar a la forma de la excavación particularmente en su fondo, y se hará con más cuidado para no dañar la roca así como no obtener sobreexcavaciones que luego hay que rellenar con concreto.

La primera etapa se realiza por medio de barrenos verticales que limitan las superficies laterales y llegan hasta una cierta distancia por encima del fondo, cuyo remate es objeto de la segunda fase. Los barrenos se ordenan en filas parciales, con salida hacia la plataforma de carga, y se disparan con microdetonadores sucesivos, según progresa su distancia al frente. Normalmente se disparan dos o tres filas por voladura.

El espesor de fondo que se deja para la segunda fase suele ser de 1.50 a 4 m. Esta zona se perfora con barrenos paralelos a la superficie definitiva del fondo, con el complemento de pequeños barrenos verticales para ayudar en la fragmentación.

El precorte deja bien definida la superficie lateral de la excavación, lo que es útil para no utilizar mas concreto del necesario; además evita que la excavación de un bloque pueda extenderse indebidamente al adyacente y afectar a su cimentación. Esta, tiene el inconveniente de provocar

niveles altos de vibración, lo que puede limitar su empleo en algunos casos, y a veces puede afectar a la roca interior.

El recorte es similar, con la diferencia de que la voladura, también instantánea, de un grupo de barrenos se dispara después de la principal. La superficie tiene peor definición, pero la roca queda poco alterada.

En ambas técnicas los diámetros son de 2½" a lo sumo, y las alturas de barrenos menores de 12 ó 15 m.

La excavación, en sí misma, significa una descompresión adicional del terreno, por el peso de la masa extraída, a la que se añade el traumatismo producido por el explosivo que, si no se controla debidamente, puede afectar a la roca más que la descompresión.

En casos muy extremos, con roca muy rota lo aconsejable será hacer una presa de materiales graduados, que evidentemente permiten ese cimiento, más consistente que la propia presa. Incluso con roca buena, hoy día suele ser más económica una presa de materiales graduados.

La necesidad de llegar a roca entera viene determinada por las cargas que una presa trasmite al terreno. Luego si éste es defectuoso, será preciso que las cargas que inciden sobre él tengan el límite que impone su menor resistencia. Esto se puede conseguir con:

- Zócalos o ensanches en la base de la presa, que repartan las cargas en una mayor superficie o incluso con mayor uniformidad.
- Cambiando la forma o dimensiones de la presa para que las cargas sean menores o mejor repartidas. Por ejemplo, aumentando los taludes en una presa de gravedad, o modificando las curvaturas y espesores en una bóveda.

En cualquier caso, será preciso profundizar la cimentación más de lo normal, para lograr un cierto anclaje en el terreno. Una cimentación profunda, aun en terreno fracturado, tiene la ventaja de poder contar con cierta resistencia pasiva de la cuña de roca aguas abajo.

La superficie de unión entre la presa y roca debe ser sensiblemente plana o compuesta de varios planos con ángulos suaves. Pero conviene que sea rugosa consiguiéndose una mejor resistencia al esfuerzo cortante en la superficie de contacto.

## **2.2 EXCAVACIONES EN PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS**

Como estas presas son heterogéneas en la mayor parte de los casos, las condiciones para la excavación varían si se trata del núcleo, de una pantalla o de los taludes, con menor exigencia para los últimos.

Las presas de materiales graduados, por su propio material constitutivo, no requieren un material de gran resistencia para su asiento, que con frecuencia no es roca. Las obras complementarias en el cimiento son más bien las relativas a la impermeabilización hasta la roca profunda o sólo hasta una capa impermeable.

Cuando la roca o la capa impermeable es relativamente poco profunda, el núcleo se puede llevar hasta ella en trincheras con taludes o con paredes verticales. El comportamiento en la roca o capa impermeable dará lugar a una excavación en el grado necesario para lograr la impermeabilización y consolidación exigibles; al no haber juntas transversales y construirse la presa por juntas horizontales continuas de ladera a ladera, la inclinación del apoyo sobre el terreno tiene poca influencia (salvo en casos extremos), y se deja con su inclinación natural.

En cuanto a la cimentación de las pantallas, los plintos de las de concreto armado requieren condiciones similares a las presas de concreto, aunque con menor exigencia en la calidad de la roca, con tal de que sea consistente (tratada con inyecciones si es necesario); y dan una fácil geometría, con largas alineaciones rectas para acoplarse a las laderas.

Los taludes, en cambio, no necesitan profundización en el terreno, pues no hay por qué exigir a este unas cualidades de impermeabilidad o indeformabilidad que no tienen los propios taludes. Para éstos la excavación se limita a una limpieza o desborde para quitar la vegetación y la tierra con materia orgánica o meteorizable que por su descomposición pudiera dar lugar a asentos.

En los casos de pendientes fuertes o cambios bruscos del perfil puede ser conveniente suavizarlos para el apoyo del núcleo con una trinchera para conseguir mayor uniformidad o menor pendiente, pero también un buen filtro reforzado es la mejor solución para garantizar la integridad del núcleo y su contacto con el terreno.

En las zonas de apoyo de los taludes no importan las discontinuidades ni las fuertes pendientes, pues los asentamientos diferenciales no se traducen en la permeabilidad, podrían tener repercusión negativa, pero el filtro impide la tubificación, y más si esta reforzado.

En todas estas excavaciones importantes próximas a la presa, aunque no constituyan parte específica de ella, hay que tener en cuenta el efecto de la descompresión del terreno y su posible influencia en las cimentaciones de aquélla. Por esto deben situarse a distancias prudentes, dejando un macizo intermedio de 3 diámetros como mínimo, en principio.

Los pozos de gran diámetro suelen apoyarse en un pozo piloto de unos 2 m de diámetro, que se excava, hasta la sección total, utilizando el pozo piloto para evacuar el escombros por gravedad, que se recoge en una galería inferior y se transporta.

### **2.2.1 Control mediante instrumentación**

A continuación se da un ejemplo de instrumentación para control de cimentación:

La observación de control se puede llevar a cabo con cuatro tipos de mediciones:

1. Piezómetros en perforaciones sobre los ejes principales del área excavada con espaciamiento mayores a medida que las distancias a la excavación eran más grandes.
2. Una malla de puntos de nivelación que se extiendan a cierta distancia más allá de la excavación en los cuatro lados.
3. Líneas de puntos sobre los cuatro lados de la excavación para medir movimientos horizontales por colisión. Estas líneas se extienden más allá de la excavación.

4. A las líneas de colimación se conectan otras líneas secundarias para la medición de puntos en el interior de la excavación. Mediciones de verticalidad con hilos de plomada sobre líneas secundarias permiten detectar los movimientos horizontales de las paredes interiores y de las pilas. La nivelación de las cabezas de las pilas permite también el control vertical de las orillas de la excavación.

## **2.3 CIMENTACIONES EN PRESAS**

Los requisitos generales de las cimentaciones en suelos son igualmente aplicables a cimentaciones en roca. Las cimentaciones en ningún caso deberán desplantarse sobre tierra vegetal, materiales sueltos o roca superficial muy alterada.

La profundidad mínima de desplante en roca debe ser de 0.5 m bajo la superficie del terreno, excepto cuando lo anterior implique el uso de explosivos u otros métodos que puedan empeorar las condiciones de la roca superficial.

En general, se requieren la planta y los perfiles geológicos del sitio, en los que se defina la distribución horizontal y vertical de las formaciones y la calidad de las mismas. En particular, es necesario conocer el espesor del material de acarreo y de la zona intemperizada de mala calidad, así como la posición del nivel freático.

El conocimiento del valor de la permeabilidad de la roca bajo el nivel de desplante, obtenido de pruebas de campo, permite detectar zonas de mala calidad y definir la conveniencia de tratamiento con base en inyecciones. Cuando el macizo ha sido inyectado con anterioridad debe tomarse nota de la magnitud de los consumos de lechada, a fin de lograr una mejor idea de su porosidad y agrietamiento.

Deben estudiarse la distribución y el volumen de las corrientes de agua superficiales y la alterabilidad química y mecánica de las formaciones bajo la cimentación para localizar adecuadamente los sitios de desplante y diseñar las obras necesarias de drenaje superficial y subterráneo.

### **2.3.1. Levantamiento geológico**

Las fracturas, estratos, planos de foliación, zonas de deslizamiento antiguos y fallas geológicas en el sitio de una presa demandan especial atención. Su levantamiento y la determinación de sus características se logran a partir de pozos y trincheras a cielo abierto, prospección sísmica y eléctrica, y recuperación de núcleos. En obras importantes se realizan, además, barrenos orientados e integrales, fotografías del interior de los sondeos, lumbreras y socavones.

Para el análisis detallado de estabilidad se requiere la posición y orientación precisa de las superficies potenciales de deslizamiento, presentada en planta y cortes y en gráficas estadísticas.

En las cimentaciones de las presas se ejercen tres tipos de esfuerzos importantes: de compresión, de corte y los debidos a la presencia del flujo de agua.

La presa y los macizos rocosos sobre los que se apoya deben analizarse integralmente.

La pérdida de agua a través de la roca puede ser o no un factor económico importante, en cambio, la magnitud y, sobre todo, la distribución de las presiones hidrostáticas constituyen un parámetro clave en el diseño.

La seguridad contra el deslizamiento es más crítica en ciertos tipos de presas. En presas de tierra y enrocamiento los esfuerzos cortantes inducidos en la cimentación son muy bajos. En las presas de gravedad es condición de diseño evitar el deslizamiento por la base y en las presas de arco el deslizamiento por los estribos y la base.

### **2.3.2 Selección del tipo de cimentación**

#### **a) Zapatas**

Una zapata es la ampliación que se realiza en el apoyo de una columna o de un muro a fin de reducir la presión de contacto con el terreno y no sobrepasar la presión máxima permisible la cual se explicará en el subcapítulo 2.4. Bajo muros se construyen generalmente zapatas largas, rectangulares denominadas zapatas continuas. Bajo columnas se construyen ya sea zapatas aisladas, que pueden ser cuadradas o rectangulares, o zapatas continuas uniendo estructuralmente grupos de columnas.

Las zapatas pueden considerarse estructuralmente como trabes anchas sobre las que actúan la presión del terreno y las cargas del edificio a través de columnas y muros.

Las zapatas aisladas son apropiadas en terrenos de baja compresibilidad y cuando los asentamientos diferenciales entre columnas pueden ser incluidos en el diseño de la obra civil sin incrementar el costo de la estructura.

Las zapatas continuas son recomendables cuando los asentamientos diferenciales en zapatas aisladas son inaceptables, ya que aportan una continuidad estructural entre columnas que reduce este tipo de asentamientos. Son adecuadas, también, cuando las zapatas aisladas quedan muy cercanas. Además, con frecuencia, la excavación de zanjas continuas resulta más económica que la de pozos aislados.

Cuando las cargas son tan grandes que las zapatas continuas, en la etapa de diseño, ocupan casi el 50% del área destinada a la cimentación, resulta generalmente más económico el empleo de una losa continua que cubra todo el espacio. En roca, el uso de la losa de cimentación es excepcional, salvo en estructuras especiales con requisitos de deformación muy estrictos, como los turbogeneradores.

Cuando el terreno cercano a la superficie es muy compresible o poco resistente, o cuando las cargas son muy altas, resulta conveniente cimentar sobre pilas o pilotes para transmitir las cargas hasta un horizonte más resistente y menos deformable.

Los parámetros de la roca que mayor influencia tienen en el diseño de una cimentación en roca son la resistencia al corte, del cual se hablará en el subcapítulo 2.9 y la resistencia a la compresión simple o no confinada. Las tablas 2.1a y 2.1b muestran valores de resistencia de diferentes tipos de roca medidos en el laboratorio y en campo.

Descripción de la discontinuidad	$\frac{\tau}{\sigma_n}$	$\tan^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right)$
	Durante la falla	
Caliza: superficie de estratificación ligeramente áspera (Goodman, 1970)	6.8/1.57	77°
	6.55/2.09	73°
	16.8/6.0	71°
Caliza: superficie de estratificación áspera (Goodman, 1970)	6.8/3.05	66°
	20.7/6.8	72°
Lutita: paquetes de capas delgadas intercalado en estratos de caliza (Goodman, 1970)	0.60/0.21	71°
	0.57/0.21	70°
Cuarcita, gneiss y anfibolita: (Paulding, 1970):		
-juntas bajo tales naturales	-	30°
-juntas bajo taludes excavados	-	75°
Granito: fracturas de tensión, ásperas y onduladas (Rengers, 1971)	4.5/1.5	72°
	9.2/3.5	69°

Donde:  $\tau$  esfuerzo tangencial,  $\sigma_n$  esfuerzo normal

**Tabla 2.1.a** Valores máximos de resistencia al corte de superficies naturales de roca con esfuerzos normales bajos (CFE, 1981).

Roca	Humedad	Esfuerzo normal		Ángulo de fricción
		$\sigma_n$ ( $kg_f / cm^2$ )		básico y residual
				$\phi_u = \phi_r$
Anfibolita	Seca	1-42	(Wallace, 1970)	32
Basalto	Seco	1-85	(Coulson, 1971)	35-38
	Húmedo	1-79	(Coulson, 1971)	31-36
Conglomerado	Seco	3-34	(Krsmanovic, 1967)	35
Yeso	Húmedo	0-4	(Hutchinson, 1972)	30
Dolomita	Seca	1-72	(Coulson, 1971)	31-37
	Húmeda	1-72	(Coulson, 1971)	27-35
Gneiss (esquistoso)	Seco	1-81	(Coulson, 1971)	26-29
	Húmedo	1-79	(Coulson, 1971)	23-26
Granito (grano fino)	Seco	1-75	(Coulson, 1971)	31-35
	Húmedo	1-74	(Coulson, 1971)	29-31
Granito (grano grueso)	Seco	1-73	(Coulson, 1971)	31-35
	Húmedo	1-75	(Coulson, 1971)	31-33
Caliza	Seca	0-5	(Coulson, 1971)	33-39
	Húmeda	0-5	(Coulson, 1971)	33-36
	Seca	1-71	(Coulson, 1971)	37-40
	Húmeda	1-71	(Coulson, 1971)	35-38
	Seca	1-83	(Coulson, 1971)	37-39
	Húmeda	1-83	(Coulson, 1971)	35

**Tabla 2.1.b** Ángulos de fricción básico y residual de juntas limpias (CFE, 1981).

Porfirita	Seca	0-10	(Barton, 1971)	31
	Seca	41-133	(Barton, 1971)	31
Arenisca	Seca	0-5	(Patton, 1966)	26-35
	Húmeda	0-5	(Patton, 1966)	25-33
	Húmeda	0-3	(Ripley, 1961)	29
	Seca	3-30	(Krsmanovic, 1967)	31-33
	Seca	1-70	(Coulson, 1971)	32-34
	Húmeda	1-73	(Coulson, 1971)	31-34
Lutita	Húmeda	0-3	(Ripley, 1961)	27
Limolita	Húmeda	0-3	(Ripley, 1961)	31
	Seca	1-75	(Coulson, 1971)	31-33
	Húmeda	1-72	(Coulson, 1971)	21-31
Pizarra	Seca	0-11	(Barton, 1971)	25-30

**Tabla 2.1.b)** Continuación. Ángulos de fricción básico y residual de juntas limpias (CFE, 1981).

### b) Losas

En este tipo de cimentación se emplea todo el espacio de terreno disponible, para transmitir las cargas, de tal manera, que la presión es mínima. Como consecuencia, el riesgo de falla local disminuye. También disminuyen los asentamientos debidos a la existencia de materiales deformables superficiales. Sin embargo, si los estratos deformables son profundos, los asentamientos estimados no varían y pueden ser ligeramente mayores debido al mayor peso de la losa de cimentación y a la mayor área de influencia.

### c) Pilotes y pilas

La diferencia entre pilotes y pilas es un tanto arbitraria. Los pilotes son miembros estructurales de sección transversal pequeña en comparación con su longitud y son hincados, comúnmente, por medio de un martillo o un vibrador. Se hincan a menudo en grupos aislados bajo columnas y alineados bajo muros. Por otra parte, las pilas son, en general, de sección transversal mayor, cada una capaz de transferir la carga completa de una columna y son generalmente coladas in situ en una perforación previa.

Los pilotes son de varios tamaños, tipos y materiales. Los materiales más usados en la construcción de pilotes son: la madera, el concreto y el acero.

Existen dos procedimientos en la construcción de pilas.

En uno se excava un pozo hasta el nivel de desplante y se construye la pila en el interior. En este procedimiento es necesario prevenir la falla de la excavación mediante ademe o tablaestaca y puntales. En algunas ocasiones el pozo se estabiliza mediante una lechada pesada.

Un segundo procedimiento y construcción consiste en el uso de cajones herméticos que van introduciendo en el terreno hasta el nivel de desplante. Estos cajones forman posteriormente el acabado exterior de la pila. Para facilitar el hincado, la parte inferior de la caja está provista de una orilla afilada. El material que queda en el interior de la caja se va dragando o excavando mecánica o manualmente. La parte inferior de la pila puede ser sellada y llenada con aire a presión, de tal manera que el interior sea accesible aún en presencia de agua.



## 2.4 PRESIONES ADMISIBLES

Para una estimación preliminar de la capacidad de carga y cuando no se justifica una exploración muy elaborada, pueden emplearse los valores de presiones admisibles de la tabla 2.2.

Solamente deben usarse en anteproyectos o en construcciones de poca importancia o provisionales en rocas con características sensiblemente homogéneas.

Para condiciones especiales los valores de las presiones admisibles deberán modificarse con las siguientes especificaciones:

1. La máxima presión transmitida debida a cargas excéntricas que incluyen cargas vivas y de peso propio más cargas laterales permanentes, no deberán rebasar los valores de la tabla 2.2.

Tipo de roca	consistencia	Presiones admisibles <i>kg / cm<sup>2</sup></i>	
		intervalo normal	Valor Promedio recomendado
Rocas ígneas y metamórficas cristalinas: granito, diorita, basalto, gneiss, conglomerado cementado sano (son admisibles grietas pequeñas)	Roca sana y compacta	60 a 100	80
Rocas metamórficas foliadas como pizarras y esquitos (son admisibles grietas pequeñas)	Roca sana, medianamente compacta	30 a 40	35
Rocas sedimentarias: lutitas, limolitas, areniscas y calizas sin cavidades con alto grado de cementación	Roca sana, medianamente compacta	15 a 25	20
Rocas blandas o intemperizadas de cualquier tipo y lutitas compactas	Roca blanda	8 a 12	10
Lutita blanda	Roca blanda	2 a 6	4

**Tabla 2.2** Valores normales de presiones admisibles para zapatas (CFE, 1981).

2. Puede permitirse un exceso de un tercio sobre las presiones admisibles de la tabla 2.2 para cargas vivas transitorias de viento o sismo.
3. Las zapatas en roca blanda o suelo deben desplantarse a una profundidad mínima de 50 *cm* bajo la superficie del piso cercano, cualquiera que sea la de menor elevación de las dos.
4. Incrementar las presiones nominales de la tabla 2.2 en un 5%, por cada metro de profundidad bajo la elevación de la especialización anterior, en pilas desplantadas en roca blanda.

5. Emplear los valores de presiones de la tabla 2.2 correspondientes a las rocas sanas compactas y medianamente compactas cuando se desplanta en la superficie del terreno. Cuando se desplanta bajo la superficie del terreno deberá agregar a los valores nominales un 30% por cada metro de profundidad adicional.
6. En zapatas que tengan cuando menos una dimensión lateral menor de 1 m, los valores de la tabla 2.2 se aplicarán reducidos por un factor igual al ancho menor de las zapatas en metros.

La presión admisible puede ser determinada con base en la compresibilidad de la roca bajo el nivel de desplante. Por otro lado, la compresibilidad de la roca depende en gran parte del número de juntas y zonas alteradas que se reflejan en el índice de calidad de la roca (RQD). Por lo tanto, uno de los criterios para la determinación de la capacidad de carga es que emplea valores de RQD. En la tabla 2.3 se presenta una correlación entre RQD y presiones admisibles. Las cimentaciones basadas en estos valores no deberán experimentar asentamientos mayores de 1 cm. Debe tenerse presente que este método sólo permite una estimación preliminar.

RQD %	Presión admisible <i>kg / cm<sup>2</sup></i>
100	300
90	200
75	120
50	65
25	30
0	10

**Tabla 2.3** Correlación entre presiones admisibles y RQD en macizos rocosos (CFE, 1981).

En las pilas desplantadas sobre rocas intemperizadas o muy fracturadas y sobre rocas blandas en general, puede determinarse la presión admisible mediante ensayos in situ con el presiómetro de Mánard. Cuando estos ensayos se realizan adecuadamente se obtiene un índice de resistencia de la masa rocosa denominado presión límite  $p_\ell$ . A partir de este índice la presión admisible puede calcularse por medio de:

$$q_a = \frac{1}{3}(q_0 + K_b(p_\ell - q_0)) \tag{2.1}$$

Donde:

- $q_a$  Presión admisible en *kg / cm<sup>2</sup>*
- $q_0$  Esfuerzo interno horizontal de la roca en el nivel de desplante anterior a la aplicación de las cargas en *kg / cm<sup>2</sup>*
- $p_\ell$  Presión límite obtenida de los ensayos presiométricos realizados en una zona que se extiende dos diámetros arriba y abajo del nivel de desplante en *kg / cm<sup>2</sup>*
- $K_b$  Coeficiente empírico de capacidad de carga, cuyos valores se indican en la tabla:

$\frac{H}{D}$	0	1	2	3	5	7
$K_b$	0.8	2.8	3.6	4.2	4.9	5.2

$H$  Profundidad de desplante,  $D$  diámetro de la pila

**Tabla 2.4** Coeficiente de capacidad de carga  $K_b$  (CFE, 1981).

## 2.5 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Los ensayos de laboratorio de mayor utilidad en el estudio de la estabilidad de presa son los que permiten la clasificación de las arcillas y materiales milonizados que rellenan las discontinuidades y los ensayos de corte directo.

Cuando el espesor del relleno de la junta es pequeño deben labrarse bloques de roca, que contengan la junta que se desea ensayar, siguiendo los procedimientos descritos, el espécimen de roca, debe consolidarse bajo el esfuerzo normal de diseño hasta que el desplazamiento normal sea menor de 0.05 mm en 10 minutos. Posteriormente, se aplica la carga tangencial que produce un desplazamiento de corte menor de 0.1 mm/min durante los 10 minutos anteriores a la primera lectura de esfuerzos y desplazamientos. Después, se puede incrementar la velocidad de desplazamiento, sin rebasar 0.05 mm/min entre series de lecturas. Deben tomarse aproximadamente 10 series de lecturas antes de alcanzar la resistencia máxima o de pico.

Cuando el espesor del relleno es grande deben labrarse las muestras del material de relleno para obtener los parámetros de resistencia al corte a partir de ensayos de laboratorio del tipo de los de mecánica de suelos. Para representar condiciones de estabilidad, inmediatamente después de la construcción de la presa, se realizan pruebas no consolidadas, no drenas. Las condiciones de estabilidad a largo plazo son representadas por pruebas consolidadas bajo el esfuerzo normal requerido y no drenadas durante la aplicación de esfuerzos cortantes. Estos ensayos pueden realizarse en muestras alteradas e inalteradas cuando sólo se requiere el ángulo de fricción residual.

El tipo de prueba que corresponde a la posibilidad de falla por sismo es la consolidada-no drenada mencionada anteriormente. La prueba consolidada-drenada corresponde a una falla lenta bajo fuerzas externas estáticas.

## 2.6 CAPACIDAD DE CARGA

### a) Roca homogénea sana

Este tipo de material es frecuentemente más resistente y menos deformable que el concreto y por tanto, el calculo de su capacidad de carga es, a menudo innecesario. Sin embargo, se recomienda emplear como capacidad de carga un valor no mayor al cuarenta por ciento de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio en especímenes de roca intacta. El empleo de esta capacidad de carga conservadora se justifica por el efecto de escala,

es decir, por la diferencia que puede existir entre la resistencia de una masa rocosa y la de un espécimen en el laboratorio.

**b) Roca ígnea fisurada**

Se considera la roca que tiene una resistencia a la compresión no confinada igual o mayor a  $10 \text{ kg/cm}^2$  y cuyas discontinuidades tienen una separación mayor de un metro. Cuando la roca reúne estas características, el cálculo de la capacidad de carga es generalmente innecesario, siempre que las discontinuidades estén cerradas y orientadas favorablemente para la estabilidad. Sin embargo, cuando no se tiene mayor información que el valor de la resistencia uniaxial de los núcleos de roca y el valor del espaciamiento promedio de las juntas rocosas en el macizo rocoso, puede aplicarse la siguiente expresión:

$$q = kR_c \tag{2.2}$$

Donde

- $q$  presión de contacto estructura-roca permisible en  $\text{kg/cm}^2$
- $R_c$  Resistencia a la compresión uniaxial, en  $\text{kg/cm}^2$
- $k$  Coeficiente adimensional que depende del espaciamiento de las discontinuidades y la diferencia que puede existir entre la resistencia de la masa rocosa y la de los especímenes ensayados en el laboratorio. Se obtiene de la tabla 2.5.

Espaciamiento de las discontinuidades	$k$
$> 3m$	0.40
$1-3m$	0.25
$0.3-1m$	0.10

**Tabla 2.5** Valores del coeficiente  $k$  (CFE, 1981).

Los valores de  $k$  permiten estimar la carga admisible por la masa rocosa, tomando en cuenta un factor de seguridad de tres contra la falla general de la cimentación cuando el espaciamiento de las juntas es mayor de  $0.30 \text{ m}$ , la abertura de sus discontinuidades es menor de  $0.5 \text{ cm}$  (o menor de  $2.5 \text{ cm}$  si está rellena de suelo o roca triturada) y el ancho de la cimentación es mayor de  $0.30 \text{ m}$ . Cuando estas condiciones no se satisfacen, el macizo se considera como roca muy fisurada y alterada.

En caso de calcular el valor de  $k$  se puede realizar con la ecuación:

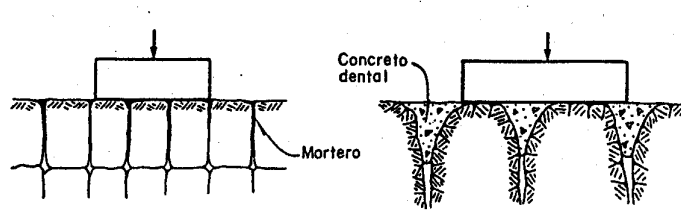
$$k = \frac{3 + c/B}{10\sqrt{1 + 300\delta/c}} \tag{2.3}$$

Donde

- $c$  Espaciamiento de las discontinuidades
- $\delta$  Espesor de las discontinuidades
- $B$  Ancho de la cimentación

**c) Roca con juntas verticales**

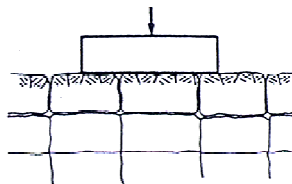
Las juntas verticales de dos a diez centímetros de abertura con o sin relleno de arcilla no afectan la capacidad de carga de la roca. En este caso la capacidad de carga puede considerarse igual al valor de la resistencia a la compresión no confinada de los bloques de roca separados por las juntas o al cuarenta por ciento del valor promedio de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio. Las juntas deben limpiarse y rellenarse con mortero de cemento y arena hasta una profundidad de cuatro a cinco veces su abertura. Si la abertura es mayor, el relleno se efectúa con el llamado concreto dental (fig 2.1.).



**Figura 2.1** Rocas con juntas verticales (CFE, 1981).

**d) Roca con juntas horizontales**

Cuando exista la posibilidad de existencia de juntas horizontales o casi horizontales figura 2.2, se recomienda realizar sondeos de exploración para verificar su presencia. En ocasiones, la roca que sobreyace a las juntas más abiertas, que son las cercanas a la superficie, puede excavar económicamente para desplantar la cimentación a un nivel inferior. La posibilidad de existencia de este tipo de discontinuidades debe tomarse en cuenta empleando como capacidad de carga de la tercera a la quinta parte de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio. La presencia de estas juntas horizontales rellenas de materiales compresibles y de espesor variable, podría provocar asentamientos diferenciales de la estructura.

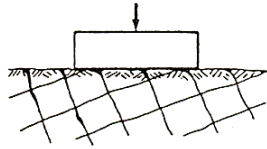


**Figura 2.2** Rocas con juntas horizontales (CFE, 1981).

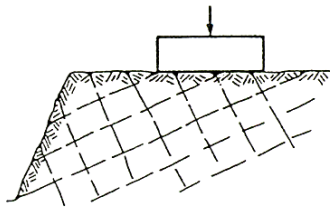
**e) Roca con dos o más familias de juntas**

Cuando la roca de la cimentación no ofrece una superficie perpendicular a las cargas aplicadas sino que su estabilidad está asociada a la falla por deslizamiento de un bloque Figuras 2.3 y 2.4, como sucede con frecuencia en las cimentaciones de presas, la estabilidad debe ser

analizada a partir del equilibrio de las fuerzas que actúan sobre el bloque como se analiza la estabilidad de los taludes en roca.



**Figura 2.3** Cimentación en roca en dos o mas familias de juntas (CFE, 1981).



**Figura 2.4** Cimentación sobre un bloque inestable (CFE, 1981).

#### **f) Roca con cavidades**

Cuando existen cavidades en la roca deben revisarse la estabilidad a corto y largo plazo, considerando el techo como elemento estructural bajo las cargas que le serán impuestas. Si la resistencia no es suficiente, el techo será demolido o se perforará para dar paso a pilas o columnas con la finalidad de desplantar la cimentación en terreno firme.

La exploración en roca con cavidades deberá incluir, por lo menos, un barrenos en cada uno de los sitios en que habrá concentraciones de carga debidas a la estructura.

## **2.7 ASENTAMIENTOS**

En macizos rocosos con dos o más familias de juntas, los parámetros de mayor influencia sobre la distribución de esfuerzos son:

- La dirección de las familias de juntas
- La calidad, forma y arreglo de los bloques que integran el macizo
- La configuración y alteración de las superficies de los bloques
- La resistencia al corte de las juntas
- La deformabilidad y resistencia de los bloques
- La relación entre la deformación de la estructura apoyada y la roca de cimentación
- El número de bloques en contacto con la estructura

Cuando la estratificación es horizontal y la carga vertical, el diagrama de esfuerzos es un bulbo estrecho en la dirección de la carga. A medida que la inclinación es mayor una parte de los

esfuerzos se transmite en el sentido de la estratificación, dando lugar a una bifurcación del diagrama de esfuerzos.

Cuando los estratos son verticales, actúan como si fueran pilas y pilotes, transmitiendo las cargas a mayor profundidad, dando lugar, de nuevo, a un bulbo de presiones estrecho y profundo.

Existen dos hechos importantes: uno, es la concentración de esfuerzos que se generan en los bloques localizados al centro del área cargada que puede alcanzar un valor 2.5 a 4.0 veces el valor de la presión aplicada. Esta concentración es máxima cuando la carga tiene el sentido de los estratos. El segundo hecho importante es la existencia de una amplia zona de esfuerzos de tensión que se genera en el medio, debido a la separación y rotación de los bloques durante la deformación a pesar de que un sistema fisurado o fracturado no es, supuestamente capaz de recibir este tipo de esfuerzos.

Un procedimiento para la estimación de asentamiento de cimentaciones en roca es el que se basa en los ensayos con el presiómetro de Ménard. Este método tiene la limitación de no tomar en cuenta la deformación correspondiente a juntas y lentes horizontales deformables. El método de cálculo de asentamientos, empleando el presiómetro de Ménard descrito a continuación se aplica a masas rocosas homogéneas o estratificadas cuyo módulos no difieran entre sí más que por un factor de 10. A fin de definir la variabilidad de los módulos de elasticidad de la masa rocosa, incluyendo la influencia de juntas y otros tipos de discontinuidades es necesario efectuar un gran número de ensayos. El asentamiento bajo pilas circulares puede calcularse mediante:

$$S = \frac{q_d D}{9\alpha_m E_M} \quad 2.4$$

Donde:

- S      Asentamiento *cm*
- $q_d$     Presión de diseño *kg / cm<sup>2</sup>*
- D      Diámetro de la pila *cm*
- $E_M$     Módulo promedio obtenido por medio de ensayos presiométricos en una zona que se extiende hasta tres diámetros bajo el nivel de desplante de la pila *kg / cm<sup>2</sup>*
- $\alpha_m$     Coeficiente que depende del espaciamiento de las discontinuidades de la masa rocosa (tabla 2.6)

Espaciamiento de las discontinuidades	>3 m	1 m – 3 m	0.3 m – 1 m	8 cm – 30 cm
$\alpha_m$	1	0.75	0.5	0.25

**Tabla 2.6** Valores del coeficiente  $\alpha_m$  (CFE, 1981).

El módulo  $E_M$  empleado en la ecuación es un promedio pesado de los diferentes módulos medidos.

**a) Roca homogénea**

El valor de los asentamientos en roca homogénea no tiene, en general, importancia práctica, pero puede calcularse empleando el módulo de elasticidad obtenido en pruebas de laboratorio y/o de campo y las soluciones de la teoría de la elasticidad utilizadas para el cálculo de los asentamientos inmediatos en suelos.

**b) Roca sana estratificada horizontalmente**

En este tipo de roca se emplea el método de Steinbrenner, para la estimación de los asentamientos. Para la aplicación de este método es necesario contar con el valor de los parámetros elásticos de cada estrato medidos en pruebas de laboratorio. Cuando existen intercalaciones de suelos el asentamiento total es en gran parte debido a la deformación de las intercalaciones.

**c) Roca alterada y/o fracturada**

En estos tipos de roca los asentamientos se calculan como si se tratara de un material homogéneo y continuo, pero empleando parámetros de deformabilidad obtenidos mediante ensayos de campo de gran escala.

Cuando la alteración es muy grande la estimación de los asentamientos puede efectuarse con base en el valor de la compresibilidad de la fracción más alterada, con una corrección eventual para tomar en cuenta la proporción de fragmentos de roca sana.

## **2.8 TRATAMIENTO DE LA ROCA**

En las cimentaciones en roca las formas de tratamiento más utilizadas son las inyecciones de consolidación e impermeabilización bajo el nivel de desplante y el anclaje y drenaje de taludes naturales afectados por la cimentación o de paredes de excavación necesarias para alcanzar el nivel de desplante.

La primera operación para desplantar una cimentación en roca es la remoción de la vegetación, raíces, troncos y de la capa de suelo vegetal. Posteriormente se excavan las zonas de roca de mala calidad (muy deformable y/o de resistencia baja) y se rellenan las oquedades resultantes con mortero o concreto. Cuando los bloques sueltos o potencialmente inestables no pueden removerse, deben asegurarse por medio de anclas.

Si la superficie después de las operaciones anteriores se presenta con salientes y partes profundas inconvenientes para el desplante de la cimentación, se regularizan por medio de precortes, voladuras controladas y relleno de concreto, hasta dejar una superficie uniforme.

En la etapa de construcción, la instrumentación permite controlar el comportamiento, principalmente cuando las condiciones del macizo no son suficientemente conocidas. Esta forma de control permite modificar el diseño a medida que se construye.



La instrumentación comprende desde la observación a simple vista hasta los más complicados instrumentos para la medición de desplazamientos, esfuerzos, presiones hidrostáticas, vibraciones, etc.

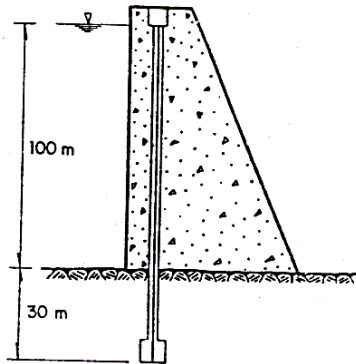
A continuación se describen algunos de los tipos de tratamiento de las juntas.

### **2.8.1 Inyecciones**

Cuando la roca contiene juntas que al cerrarse por efecto de las cargas de la cimentación puede dar lugar a asentamientos inadmisibles, debe recurrirse a la inyección o al relleno de la misma para reducir los espacios vacíos.

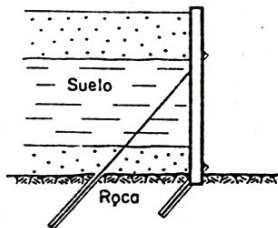
### **2.8.2 Anclaje**

En la figura 2.5 a 2.10 se ilustran algunas formas de empleo del anclaje en cimentaciones en roca. En la figura 2.5 el anclaje permite reducir las dimensiones de diseño del área de apoyo y de la sección transversal de la cortina. El anclaje resiste los esfuerzos de tensión que se generan en el paramento aguas arriba de la presa al reducir el área de apoyo. El funcionamiento de este anclaje es tan importante en la estructura que debe efectuarse la medición de tensión en los cables y tomarse las medidas correctivas contra la erosión, relajación o falla del anclaje.



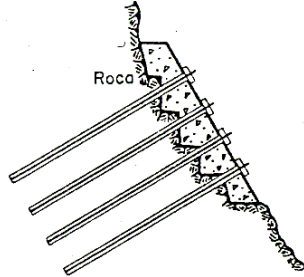
**Figura 2.5** Anclaje en la cimentación de una presa (CFE, 1981).

En la figura 2.6 se muestra el uso de anclaje para sostener un muro de retención. En este caso, por lo general, se requiere un complicado sistema de soportes y puntales que puede evitarse mediante el anclaje.



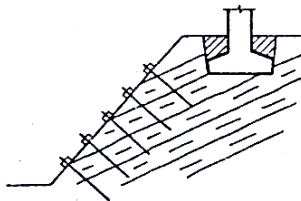
**Figura 2.6** Anclaje en muros de retención (CFE, 1981).

La figura 2.7 muestra otro de los usos del anclaje para evitar el desprendimiento de bloques de las paredes de las excavaciones para la cimentación de presas. Primero, se recubre la zona con concreto y después se realizan las perforaciones para alojar anclas pre-tensadas.

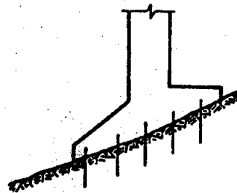


**Figura 2.7** Anclaje para evitar desprendimientos de bloques (CFE, 1981).

Las figuras 2.8 y 2.9 muestran gráficamente otras aplicaciones de anclaje en cimentaciones asociadas con taludes inestables.



**Figura 2.8** Cimentaciones en taludes con echados desfavorables (CFE, 1981).



**Figura 2.9** Anclaje para prevenir deslizamiento (CFE, 1981).

La figura 2.10 muestra la estabilización mediante anclaje y drenaje de la cimentación de una presa en roca.

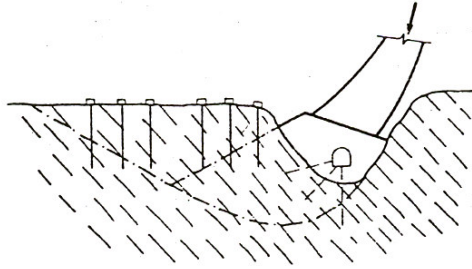


Figura 2.10 Estabilización utilizando anclaje y drenaje (CFE, 1981).

## 2.9 PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE

El valor de la resistencia al corte de juntas limpias con ondulaciones o irregularidades depende, además del ángulo de fricción de la superficie rocosa plana,  $\phi_u$  (ángulo de fricción básico), de la inclinación de las irregularidades a bajas cargas normales, y del corte cada vez mayor de las ondulaciones a medida que la carga normal es mayor. Este modo de falla múltiple da lugar a una envolvente de falla curva en el plano Mohr-Coulomb.

El ángulo básico  $\phi_u$ , puede suponerse en estimaciones preliminares de 30 a 35° en rocas duras y bien cementadas (arenisca, basaltos, granitos, gneiss, calizas, etc.); de 25° a 30° en rocas duras laminadas (margas, esquistas, pizarras, etc); y de 20° a 25° en rocas blandas laminadas (lutitas, cloritas, talcos, etc).

Cuando las juntas están rellenas, la determinación de la resistencia al corte puede efectuarse tanto en el laboratorio como en el campo. La resistencia al corte de juntas rellenas depende principalmente de las características del material de relleno. La gráfica esfuerzo-desplazamiento de estas pruebas, en materiales que rellenen fallas, presenta un incremento muy pequeño sobre el ángulo de fricción residual, aún en muestras inalteradas.

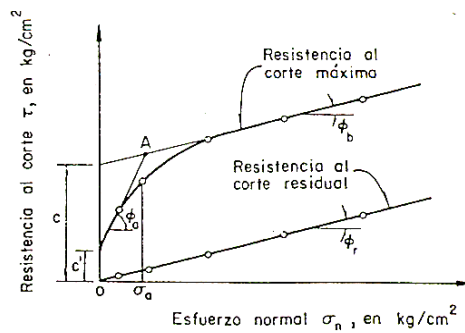


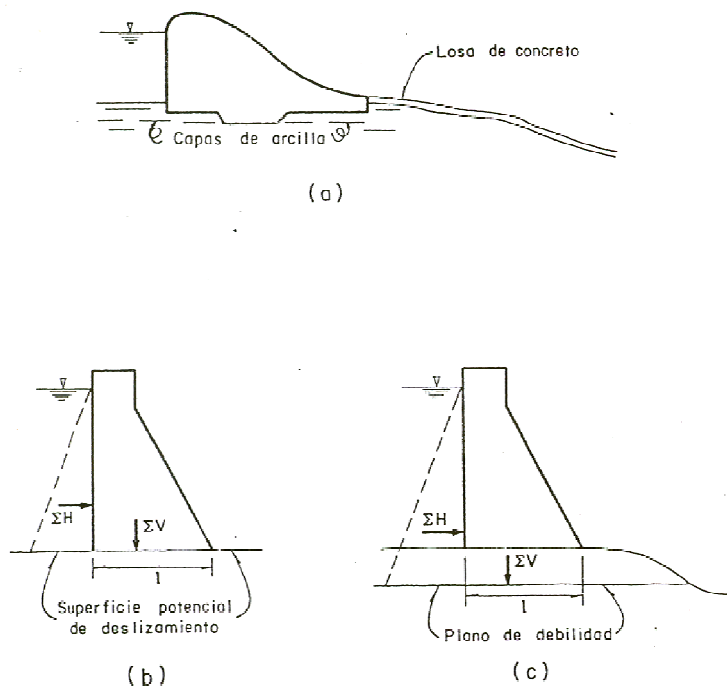
Figura 2.11 Gráfica resistencia al corte contra esfuerzo normal (CFE, 1981).

## 2.10 CIMENTACIONES SOBRE SUPERFICIES DE DEBILIDAD HORIZONTALES

### 2.10.1 Planos de debilidad aflorando aguas abajo

Cuando existe una superficie potencial de deslizamiento bajo el nivel de desplante de una presa, como se muestra en la figura 2.12 se calcula el factor de seguridad mediante la fórmula:

$$FS = \frac{\sum V \tan \phi + c \ell}{\sum H} \quad 2.5$$



**Figura 2.12** Deslizamiento sobre un plano de debilidad horizontal (CFE, 1981).

- a) Capas de arcilla aflorando aguas abajo
- b) Deslizamiento en el contacto concreto-roca
- c) Deslizamiento en un plano de debilidad

Donde:

- $\phi$  Ángulo de fricción en la superficie potencial de deslizamiento
- $\ell$  Longitud de la superficie de deslizamiento
- $c$  Cohesión de la superficie potencial de deslizamiento
- $\sum H$  Sumatoria de fuerzas horizontales
- $\sum V$  Sumatoria de fuerzas verticales

Los parámetros de resistencia al corte  $c$  y  $\phi$  del plano potencial de falla se obtienen de la combinación racional de resultados de pruebas de corte directo de campo y de laboratorio.

La cohesión  $c$  se considera nula y se toma el valor residual del ángulo de fricción  $\phi$ , si existen evidencias de deslizamiento anteriores.

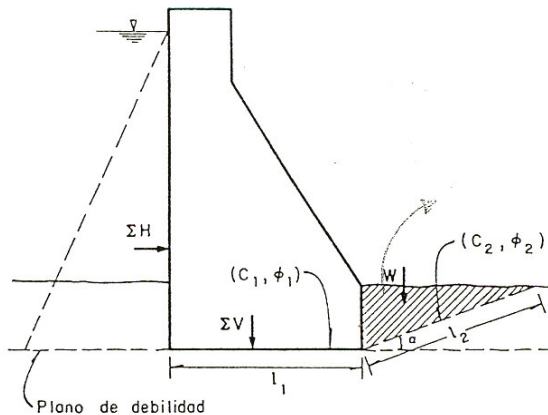
### 2.10.2 Deslizamiento sobre un plano de debilidad y una superficie de falla en la roca de apoyo aguas abajo

Cuando la superficie potencial de deslizamiento no aflora en la cercanía del paramento de aguas abajo de la presa, debe tomarse en cuenta la resistencia "pasiva" de una cuña como se muestra en la figura 2.12. En este caso se deberá analizar la estabilidad calculando el factor de seguridad por medio de la fórmula:

$$FS = \frac{(\sum V \tan \phi_1 + c_1 l_1) + \frac{c_2 l_2}{\cos \alpha (1 - \tan \phi_2 \tan \alpha)} + W \tan(\alpha + \phi_2)}{\sum H} \quad 2.5$$

Donde:

- $\phi_1$  y  $c_1$       Parámetro de resistencia al corte del plano de debilidad
- $\phi_2$  y  $c_2$       Parámetro de resistencia al corte de la superficie potencial de falla de la cuña situada en el paramento de aguas abajo
- $\alpha$                 Echado de la superficie potencial de falla de la cuña situada en el paramento de aguas abajo
- $l_1$  y  $l_2$         Longitudes del plano de debilidad y de la superficie potencial de falla bajo la cuña, respectivamente
- $\sum H$              Suma de fuerzas horizontales
- $\sum V$              Suma de fuerzas verticales
- $W$                 Peso de la cuña



**Figura 2.13** Deslizamiento sobre un plano de debilidad horizontal y sobre una superficie de falla en el macizo de apoyo de aguas abajo (CFE, 1981).

El ángulo  $\alpha$  es igual a  $45^\circ - \phi_2/2$  debido a que es un empuje pasivo, sin embargo es usual suponer  $\alpha = 45^\circ$ . Los parámetros de resistencia al corte  $c_1, \phi_1, c_2, \phi_2$  se obtienen de la interpretación adecuada de los resultados de pruebas de corte directo de campo y de laboratorio.

La cohesión  $c_1$  se considera nula y se emplea el valor residual del ángulo  $\phi_1$ , si existen evidencias de deslizamientos anteriores. El término  $c_2 l_2 / [\cos \alpha (1 - \tan \phi_2 \tan \alpha)]$  es nulo si existe en el macizo una familia de juntas paralelas a la superficie potencial de deslizamiento de la cuña.

Las resistencias de pico del plano de debilidad y de la superficie de desplazamiento de la cuña, no son sumables debido a que tienen relaciones esfuerzo-deformación diferentes.

### 2.10.3 Falla de la cimentación por flexión de los estratos situados aguas abajo de la presa

El análisis de estabilidad de una presa desplantada sobre un material estratificado y con intercalaciones o rellenos poco resistentes figura 2.13 puede realizarse utilizando la ecuación siguiente:

$$FS = \frac{\sum \tan \phi + c l_1 + (\text{Resistencia a la flexión})}{\sum H} \quad 2.6$$

Donde:

- $\phi$  y  $c$  parámetros de resistencia al corte de la superficie potencial de deslizamiento
- $l_1$  longitud de la cimentación
- $\sum H$  Sumatoria de fuerzas horizontales
- $\sum V$  Sumatoria de fuerzas verticales

La resistencia por flexión de los estratos es función directa del cuadrado del espesor del conjunto de estratos involucrado. Esta resistencia se debe a la combinación de la resistencia a la flexión más la resistencia al deslizamiento, a la compresión y a la orientación desfavorable de los estratos.

La resistencia a la flexión puede incrementarse por medio de anclas de tensión profundas que aumenten el espesor del macizo que actúa como soporte.

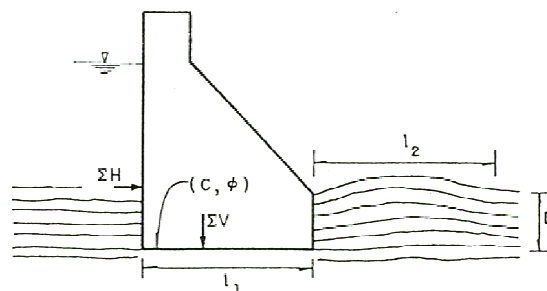
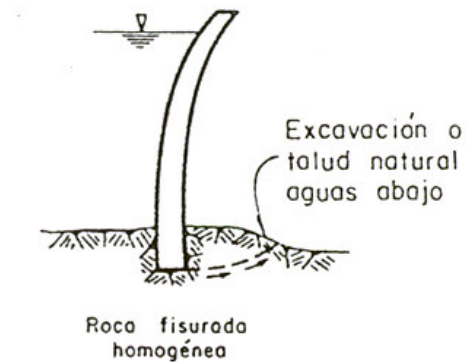


Figura 2.13 Falla por deslizamiento y flexión de una presa desplantada en una formación de estratos delgados (CFE, 1981).

#### 2.10.4 Presencia de un talud aguas abajo de la presa

La presencia de un talud inmediatamente aguas abajo de la cimentación de la presa figura 2.14, aun cuando la roca sea de buena calidad, homogénea y con una fisuración limpia y cerrada, constituye una condición de estabilidad crítica debido a la corta extensión de la superficie potencial de falla. Con el objeto de estimar la resistencia al corte del macizo deberá efectuarse la caracterización de las fisuras, tomando especial atención de su configuración y continuidad



**Figura 2.14** Talud natural o corte aguas debajo de una cortina (CFE, 1981).

Para análisis definitivos de esta condición deben realizarse ensayos in situ. Es aceptable un factor de seguridad de 1.5 a 2, empleando el ángulo de fricción pico (máximo) y la cohesión obtenida de las pruebas de corte siempre que no rebase el valor de  $c=1 \text{ kg / cm}^2$ .

### 3. CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO EN LAS PRESAS

El concreto también denominado hormigón, es el material resultante de la mezcla de cemento (u otro conglomerante) con materiales agregados (grava y arena) y agua. La mezcla de cemento con arena y agua se denomina mortero.

El cemento, mezclado con agua, se convierte en una pasta moldeable con propiedades adherentes, que en pocas horas fragua y se endurece tornándose en un material de consistencia pétreo.

La principal característica estructural del concreto es que resiste muy bien los esfuerzos de compresión, pero no tiene buen comportamiento frente a otros tipos de esfuerzos (flexión, cortante, etc), por este motivo es habitual usarlo asociado al acero, recibiendo en nombre de concreto armado, comportándose el conjunto de manera favorable ante las diversas sollicitaciones.

Además, para modificar algunas de sus características o comportamiento, se pueden añadir aditivos existiendo una gran cantidad de ellos: colorantes, aceleradores, retardadores de fraguado, impermeabilizantes, fibras, etc.

#### 3.1 Cualidades y características del concreto de presas

Al concreto de una presa se le exige fundamentalmente las siguientes cualidades: durabilidad, pues estará sometido a la intemperie durante un largo tiempo, impermeabilidad, ya que estará en contacto directo con el agua, a veces con altas presiones y la resistencia debida a las diferentes fuerzas y momentos. Todas estas condiciones se integran en otra sintética, que es la compacidad. Además el concreto deberá ser uniforme en toda la presa.

Aunque pudiera parecer extraño, la resistencia suele ser, en general, la condición menos exigente. En una presa de gravedad de 100 m de altura las compresiones máximas son del orden de 30  $kg/cm^2$ , que se resisten de sobra por cualquier concreto, y más en las de menor altura, que son la mayoría. Solo las presas de bóveda o de contrafuertes, que concentran las tensiones y las de gravedad superiores a los 150 m pueden exigir una resistencia que condicione las características del concreto. Lo más frecuente es que la buena resistencia del concreto, más que una cualidad deseable por sí misma, sea conveniente como índice de su calidad general en cuanto a compacidad, impermeabilidad y durabilidad.

En primer lugar está la necesidad de fabricar y poner en obra grandes cantidades de concreto con un ritmo uniforme para conseguir ejecutar la presa en un plazo aceptable, que puede ser 2 a 5 ó más años, una alta mecanización, tanto de la fabricación como del transporte y colocación en obra del concreto fresco y sus componentes. Esta mecanización, impuesta por los volúmenes a mover y el ritmo de trabajo, consigue un concreto uniforme en sus características.

Para su correcto transporte, manipulación y colocación en obra el concreto fresco debe tener una buena trabajabilidad. Esta condición, que parecería accidental a primera vista, es fundamental, y no solo para la facilidad de la obra, si no para la calidad del concreto, pues un concreto de granulometría y dosificación teóricamente perfectas, pero poco trabajable, corre el riesgo de disgregarse en el transporte o en la colocación o de no adaptarse a las formas del cimbrado, con los



que pudiera resultar heterogéneo con huecos que mermarían su impermeabilidad, durabilidad y resistencia. La trabajabilidad se convierte así en una cualidad determinante, no solo para la eficacia operacional, sino para la calidad del concreto definitivo.

El concreto de presas ha sufrido una importante evolución en el curso del tiempo. Al principio se daba preferencia a la facilidad de manipulación y transporte, por lo que los concretos eran sueltos, con bastante agua y se transportaban por canaletas de gran pendiente o por tubería articulada que hacían muy fácil su transporte, pero se disgregaba mucho. Esos métodos ya no son utilizados desde hace unas cuatro décadas.

Otra condición importante para el concreto fresco es limitar en lo posible la elevación de la temperatura debida al fraguado del cemento, lo que lleva a tratar de reducir la proporción de éste, sustituyéndolo por aditivos idóneos.

El concepto actual del concreto fresco para presas se basa en conseguir uno que sea manejable, con bajo calor de fraguado y que, endurecido tenga las características requeridas.

Algunas mejoras se logran con:

- El uso de puzolanas y cenizas volantes, permiten disminuir la cantidad de cemento y, con ello, aparte de la economía se consigue una reducción del calor de fraguado, mejorar la manejabilidad e incrementar la durabilidad del concreto final.
- Un cambio en la granulometría respecto a la clásica con un refuerzo en la proporción de los tamaños menos gruesos y selección de los finos. Además de la ganancia de docilidad, el exceso de la porción menos gruesa hace que, con el vibrado, puedan compensarse eventuales efectos de disgregación, lo que permite emplear elementos de transporte del concreto de gran capacidad, como las cintas.

### **3.1.1 Materiales Agregados**

Los agregados pueden proceder de canteras. Los materiales más adecuados son las calizas y granitos. Los primeros, además de ser más fácil su trituración y excavación (si son de cantera) suelen dar mejor resistencia, pues los cristales de caliza reaccionan con el silicato del cemento y quedan adheridos a él. Los granitos suelen precisar un poco más de cemento y son de buen resultado, siempre que tengan una reducida proporción de elementos en descomposición, como la mica. Y a veces se emplean mezclas de calizas y granitos.

Las cuarcitas, que suelen ser muy resistentes, son menos convenientes a causa de su dureza y abrasividad, que desgasta las piezas del triturador y los barrenos de la cantera. Si se dispone de algunos tamaños de ella, pueden utilizarse complementándolos con los de caliza o granito.

En principio no son convenientes los materiales de naturaleza esquistosa, como las pizarras y gneis, pues su forma lajosa es desfavorable para la compacidad y trabajabilidad y tienden a romperse por los planos de esquistosidad, en deterioro de la resistencia, impermeabilidad y durabilidad. Por eso es

preferible no usarlos, e incluso traer otros mas lejanos; pero cuando no hay otros a una distancia razonable, pueden usarse los materiales esquistosos disponibles adoptando las disposiciones adecuadas en obra y, si es preciso, en el proyecto mayores espesores o taludes, o cambio del tipo de cortina.

Tampoco suelen ser convenientes algunas areniscas, por su debilidad y su tendencia a la disgregación.

Es importante analizar si los materiales finos tienen algún componente que pueda producir alguna reacción negativa con el cemento, como ocurre con algunas dolomitas y otros materiales con magnesio, que dan fenómenos expansivos que deterioran el cemento y el concreto. Este defecto se ha observado en algunas presas, y ha aparecido al cabo de varios años de explotación.

Las granulometrías usadas en las presas son en general continuas, pues producen un material más trabajable y uniforme. Las granulometrías discontinuas teóricamente dan mayor densidad, pero su manejabilidad empeora y existe mayor tendencia a la segregación. En principio, una graduación discontinua sólo puede ser admisible por razones económicas.

En general, en grandes presas se usan dos tamaños de arena y tres o cuatro de grava. En las de menor importancia puede bajarse a dos de grava, si la disponible da un resultado aceptable.

En la tecnología del concreto se definen como finos los que pasan por el tamiz de  $5 \times 5 \text{ mm}$ . Grosos los retenidos por él. El concreto es muy sensible a pequeños cambios de granulometría en los finos y en general el defecto más frecuente suele ser la falta de elementos menores que  $0.5 \text{ mm}$  en la arena.

Como es imposible conseguir una granulometría exacta, se admiten tolerancias: es práctica común definir como rechazables los tamaños que pasan por una malla  $5/6$  de la nominal mínima y los retenidos por una malla  $7/6$  de la máxima normal.

En el concreto de las presas se utiliza un tamaño máximo de agregado superior al de otras estructuras, porque su carácter masivo lo permite y su consecuencia en la reducción de cemento lo aconseja. El límite máximo viene dado por la vibración y es de  $150 \text{ mm}$ . Por eso es normal fijarlo entre  $100$  y  $150 \text{ mm}$ , y sólo se baja en algunas presas delgadas o cuando los agregados tienen un bajo coeficiente de forma, en cuyos casos se limita incluso a  $80 \text{ mm}$ .

La forma tiene un efecto decisivo en la manejabilidad: cuanto más lejana de la esférica, mayor cantidad de mezcla se requiere para cubrir la superficie de los agregados. En general, se aceptan coeficientes volumétricos mínimos de  $0.18$  para el  $83\%$  de los materiales gruesos; por debajo de  $0.15$  el concreto es inmanejable. Cabe recordar que el coeficiente volumétrico es la relación entre el volumen del elemento y el de la esfera circunscrita a él.

Los agregados extraídos se transportan por diversos medios hasta las instalaciones de trituración y clasificación.

Una vez clasificados, se llevan normalmente a silos, uno por cada tamaño; los gruesos, a veces se acumulan en depósitos, cubiertos o no, pero la arena debe conservarse en silos. Estos cumplen dos

funciones principales: disponer de una reserva que garantice la regularidad del suministro, incluso en caso de avería en la extracción, transporte o clasificación y preservan los agregados de la intemperie además de corregir la humedad en exceso. Esto es de particular interés para la arena.

### **3.1.2 Cemento y aditivos**

El cemento se suministra habitualmente a granel, en la mayor parte de las presas la resistencia necesaria es moderada, por lo que la dosificación de cemento puede ser baja, y en cambio tiene importancia la buena trabajabilidad. El cambio tecnológico con el empleo de aditivos al cemento ha permitido mejor calidad del concreto.

Los más eficaces y usados son las puzolanas naturales y las cenizas volantes (de alto horno o de centrales térmicas), estas últimas son más usadas, pues por su origen artificial son más uniformes y disponibles.

Las puzolanas y cenizas producen los siguientes efectos favorables:

- Una reducción sustancial del cemento, con la consiguiente disminución del calor de fraguado y retracción, además de un menor costo.
- Las puzolanas y cenizas no tienen por si mismas poder aglomerante, pero finamente divididas y en presencia del agua, su sílice amorfa, que es su elemento activo fundamental, se combina con la cal libre de la reacción de fraguado del cemento y da componentes estables, proporcionando una mayor durabilidad del concreto.

La reducción del calor de fraguado y de la retracción es un resultado de gran trascendencia, pues la tendencia del concreto a fisurarse es uno de los problemas más importantes de las presas, que además de afectar a su comportamiento futuro, exige una serie de medidas preventivas que coartan la construcción e influyen en las variables tiempo y costo.

Con los materiales agregados redondeados la dosificación mínima suele ser de 140-160  $kg/m^3$  (cemento y cenizas) y suele subir a 150-170  $kg/m^3$  con agregados angulosos de 150-120  $mm$ . Con tamaños menores la dosificación aumenta. En algunas presas construidas con concreto compactado las dosificaciones han sido menores que las indicadas; pero la tendencia es a no bajar excesivamente el contenido global de aglomerante, sustituyendo un mayor porcentaje de cemento por cenizas.

Las cenizas volantes suelen tener el tamaño adecuado para utilizarlas directamente en la obra pero a veces se someten a molienda para romper la cascarilla aluminosa que impide el contacto entre la sílice interna y la cal libre.

Se usan también plastificantes, como los aereantes, que producen minúsculas burbujas de aire en el interior de la masa que aumentan la trabajabilidad del concreto fresco y la durabilidad e impermeabilidad del endurecido. La proporción de aereantes se establece en función de la cantidad de aire incluido en el concreto, que reduce la densidad, por lo que suele limitarse al 2% de huecos.

Otros aditivos como los aceleradores o retardadores de fraguado sólo deben usarse cuando no hay otro remedio en casos de clima muy severo.

### **3.1.3 Fabricación y Transporte del Concreto**

El conjunto de los medios de obra (instalaciones fijas y elementos móviles) debe abarcar la realización conjunta y coordinada de las siguientes actividades:

- Extracción, selección, trituración, transporte, clasificación y ensilado de agregados.
- Recepción y ensilado del cemento y los aditivos.
- Instalación de cimbras.
- Fabricación de concreto.
- Transporte del concreto fresco a la obra y vertido en él.
- Manipulación del concreto fresco: extensión, vibrado, curado y tratamiento de la junta.

La instalación principal del concreto suele ser única. Si existen dos instalaciones paralelas, una en cada margen, pueden ahorrar transportes, pero incrementan el costo. La instalación única, además, permite concentrar en ella la atención con ganancia de eficacia y de control de calidad. La ubicación de las instalaciones debe estudiarse para lograr la máxima economía y con la condición de que la suma de los tiempos de transporte desde el sitio de elaboración del concreto al punto más alejado de la presa, más el de colocación del mismo, sea menor que el plazo de iniciación del fraguado.

Hay dos tipos fundamentales de instalaciones, según la disposición general de los elementos de la cadena de producción del concreto y el movimiento de los elementos constituyentes para fabricar éste: horizontal y vertical. La más usada es la vertical, en forma de torre que en cascada descendente realiza todo el proceso de fabricación del concreto fresco.

La clasificación y dosificación de los componentes se hace siempre por eso. En algunas obras se usa el control electrónico, que da mayor exactitud.

Hay varios sistemas de transporte desde el sitio de elaboración del concreto a la presa que fundamentalmente pueden agruparse en dos: el transporte de unidades discretas de amasado (cazos) y el transporte continuo. Estas últimas de gran capacidad, son propias de presas de gran volumen y, sobre todo, en los métodos de concreto continuo.

El sistema de transporte y colocación de concreto más usado y que da plena garantía de mantenimiento de la trabajabilidad y características del concreto y de no disgregación es el de cazos, que son cilindros verticales, abiertos por arriba para su carga y con una trampilla de dos puertas simétricas abajo, para verter el concreto verticalmente, por gravedad. La apertura de la trampilla se hace manualmente en los cazos de menor tamaño y por aire comprimido en los grandes. La capacidad varía entre 0.5 y 9 m<sup>2</sup>.

El cazo se puede llevar desde la hormigonera a un lugar de la presa por medio de plataformas móviles sobre vía, y allí otro medio o instalación lo toma y lleva hasta la zona de trabajo, en donde se abre y vierte su contenido. Otro procedimiento es el transporte por silobuses, que son trenes de

unidades volquete sobre vía o neumáticos que cargan el concreto del sitio de elaboración y lo llevan a una terminal de descarga en la presa, en donde cada unidad vierte lateralmente a un cazo. Al final este se vierte en el bloque que se está trabajando. En general el silobús proporciona mayor capacidad y continuidad además de ahorrar el transporte de los cazos vacíos y el enganche y desenganche de los mismos para pasar desde el soporte móvil a las grúas o blondinas que los distribuyen en la presa, los silobuses vierten en el cazo, que en este caso está fijo a este elemento de distribución en la presa. En cambio, la instalación es más costosa por lo que el sistema es propio de obras con gran volumen.

Situado el cazo junto a la presa, hay que llevarlo hasta el bloque en el que ha verterá su carga. Esta distribución desde el punto de descarga de la plataforma o silobús a los bloques de concreto de la presa puede hacerse por medio de cables o grúas.

Los cables, blondinas son instalaciones fijas que atraviesan de lado a lado la ladera y se sitúan por encima de la cota máxima de la presa por lo que la dominaran en toda su altura y longitud.

El blondín toma con su gancho el cazo en la plataforma de descarga de los camiones o lo lleva a cargar en los volquetes de los silobuses, lo levanta hasta la vertical del bloque que se está trabajando y lo baja para descargar la mezcla.

La vida de un blondín suele estar entre 1 a 1.5 millones de metros cúbicos de concreto trasportado. Los cables tractores y otros elementos tienen una vida mas corta.

Las grúas dominan un círculo, o más bien un amplio sector, y pueden ser fijas o móviles. Las fijas son las de mayor tamaño, y para cubrir la mayor parte de la obra y en principio suelen necesitar el complemento de otras menores móviles para rellenar las zonas muertas. Los derricks pueden llegar a un gran alcance y capacidad hasta 80 ó 120 m de brazo con cargas de 12 a 20 toneladas.

Las cintas proporcionan un suministro continuo de concreto fresco con una alta capacidad de transporte, normalmente hasta 380 m<sup>3</sup>/h. Pueden emplearse con tamaños máximos de 150 mm, pero es más normal limitarlo.

El inconveniente principal de las cintas es su tendencia a la disgregación, debida a las vibraciones, pendientes, paso de un tramo de cinta a otra, descarga, paradas y arranques. Esto ha llevado a restringir su uso, pero en los últimos 15 años se ha renovado su empleo en presas de gran volumen en las que la capacidad de transporte es fundamental. El problema de la disgregación se ha reducido notablemente gracias a una tecnología de cintas mas estables: pendientes moderadas, cintas anchas (normal 60 cm) y rígidas, tramos largos (100 a 150 m) para reducir los pasos de uno a otro y sistemas de premezclado en cambios de cinta y en la descarga. Esta se hace lateralmente a otra perpendicular por medio de una chapa deflectora. Gracias a estos dispositivos y precauciones se consigue un aceptable control de segregación pero hay algunos ingenieros que no las admiten cuando se requiere un concreto de alta calidad. Por eso su uso principal puede ser en las presas de gran volumen y en las de concreto compactado en el que no se exige calidad específica y cuyo extendido mecanizado ayuda a corregir eventuales defectos de disgregación.

## 3.2 Especificaciones para el concreto

A continuación se mencionan dos especificaciones diferentes para concreto, una para cantidades pequeñas de concreto, cuando las estructuras son relativamente sencillas, y otra para los trabajos más complicados que requieren una cantidad mayor de concreto y en los que las estructuras son de tal naturaleza que hay que detallar más la obra y la manera en que se ejecute. Las especificaciones para las obras que requieren un control detallado, no incluyen todos los conceptos que se necesitarían para una gran presa de concreto simple, de gran masa, como podría ser de 100 000 o más yardas cúbicas (76,924 m<sup>3</sup>) de concreto.

Todas las referencias a “las designaciones” se refieren a las designaciones que aparecen en el apéndice del Bureau of Reclamation Concrete Manual, de la sexta edificación.

Las especificaciones que se dan aquí se aplican, principalmente, al concreto fabricado en lugar de obra. Sin embargo, todos los requisitos se aplican también a los concretos mezclados.

### 3.2.1 Especificaciones del concreto para obras pequeñas. (Para menos de 200 yd<sup>3</sup> ó 154 m<sup>3</sup> de concreto.)

#### 3.2.1.1 Materiales

El *concreto* se compondrá de cemento, arena y agregado grueso, agua, incluso de aire y cloruro de calcio cuando se requiera, el cementoso, el inclusor de aire, y los compuestos impermeabilizantes se aceptarán, con la certificación de los fabricantes de que cumplen con los requisitos de las especificaciones. El permiso para proteger un embarque con la certificación del fabricante, no releva en ninguna forma al contratista de hacer el suministro de materiales que satisfagan los requisitos de las especificaciones.

El *Agua* no debe contener cantidades perjudiciales de limo, materia orgánica, álcalis, sales u otras impurezas.

La *arena* y el *agregado grueso* debe suministrarlos el contratista de un banco aprobado. Las partículas de arena deberán ser fragmentos de roca duros, densos, durables, que no estén cubiertos de polvo, que pasen por una criba de 3/16 plg ó 1/4 plg, con aberturas cuadradas.

Al agregado grueso deberá ser de grava natural o piedra triturada, o mezcla de ambos y ser dura, densa, durable, sus fragmentos no deberán estar cubiertos, y no contendrá cantidades dañinas de fragmentos en forma de lascas, materia orgánica, ni otras sustancias dañinas. El agregado grueso debe estar razonablemente bien graduado de 3/16 plg a 1/2 plg, y deberá estar separado en dos tamaños por una criba intermedia con aberturas cuadradas de 3/4 plg. Pueden usarse cribas con otros tamaños y formas, si los resultados que se obtienen son equivalentes. Las especificaciones pueden pedir que los agregados se ajusten a las “Standard Specifications for Concrete Aggregates” de la American Society for Testing Materials.

El *inclusor* de aire se ajustará a lo estipulado en la ASTM Designation.

Las *varillas de refuerzo* deberán satisfacer las especificaciones Federales No. QQ-S-632, tipo II, grado C al G. Si es necesario doblar todas las varillas en curvas de 50 diámetros o menos deberá ser acero de lingote de grado intermedio (grado C). Las *telas metálicas* deberán ser de alambre soldado eléctricamente de acuerdo con la ASTM Designation A 185.

### **3.2.1.2. Transporte**

Los métodos y el equipo usado para el transporte del concreto, y el tiempo que transcurre durante el transporte, deberá ser el que no produzca ninguna segregación apreciable del agregado grueso, o una reducción del revenimiento superior a una pulgada en el concreto al entregarse en la obra. No se permite el retemplado del concreto. El concreto se vibrará hasta que se haya consolidado a la mayor densidad que sea posible, que no tenga bolsas de agregado grueso suelto, y que se ajuste completamente contra todas las superficies de los moldes y materiales ahogados en él. Las superficies expuestas del concreto se conformarán en superficies uniformes y se trabajarán con las herramientas apropiadas para obtener el acabado parejo de una llana de madera o el acabado con llana de acero, de acuerdo a lo que se ordene.

### **3.2.1.3 Curado**

El concreto se curará con agua o por medio de una membrana impermeable. Si el concreto se cura con agua, deberá mantenerse continuamente húmedo durante por lo menos 14 días después de colado, mediante rociadores u otros métodos apropiados por la autoridad contratante. El curado con membranas se obtendrá por la aplicación de un compuesto impermeable, y su aplicación será de acuerdo con los procedimientos contenidos en el Bureau of Reclamation Concrete Manual. Cualquier concreto que se encuentre dañado o defectuoso, debido a las operaciones del contratista, en cualquier tiempo antes de la recepción de la obra, se quitará y se reemplazará por el contratista con concreto aceptable sin ningún costo adicional.

Antes de colocar el refuerzo, las superficies deberán limpiarse del óxido grueso, de las escamas de laminado, de la suciedad y grasa.

## **3.2.2 Especificaciones para el concreto de las grandes obras**

### **3.2.2.1 Materiales**

El tamaño máximo del *agregado grueso* del concreto para cualquier parte de la obra será el mayor de los tamaños especificados, cuyo uso resulte práctico bajo el punto de vista de la buena consolidación del concreto por vibrado. Se usará un agregado de tamaño máximo de 3 *plg* (7.62 *cm*) en los muros que tengan un espesor de 15 *plg* (38.1 *cm*) o más y en las losas que tengan un espesor de 8 *plg* (20.3 *cm*) o más, excepto donde el refuerzo resulte muy tupido, en donde deberá usarse un tamaño máximo menor del agregado que resulte apropiado.

Las proporciones en las que se usan los diferentes ingredientes en las diversas partes de la obra serán las determinadas durante el avance de la obra, y conforme se vayan ejecutando pruebas de

las muestras de los agregados y de los concretos resultantes. Las proporciones de la mezcla y la relación agua-cemento apropiada, se determinarán teniendo como norma el obtener un concreto que tenga una manejabilidad adecuada, densidad, impermeabilidad, durabilidad y la resistencia necesaria, sin tener que usar una cantidad excesiva de cemento. La relación agua-cemento neta del concreto (sin tomar en cuenta el agua absorbida por los agregados) no deberá exceder de 0.60 por peso.

Las pruebas del *concreto* las hará la autoridad contratante, y las proporciones de la mezcla se ejecutarán donde sea necesario con el objeto de obtener la economía que se requiere, manejabilidad, densidad, impermeabilidad, durabilidad o resistencia. Se debe advertir al contratista que no se le harán compensaciones adicionales debido a estos ajustes.

La cantidad de *agua* usada en el concreto se variará según sea necesario, para que el concreto tenga la consistencia apropiada y para compensar cualquier variación de la humedad de los agregados cuando se introducen en la mezcladora. La adición de agua para contrarrestar el endurecimiento del concreto antes de colarlo no se permitirá. Se exigirá que la consistencia del concreto en las diferentes revolturas sea uniforme. El revenimiento del concreto después de que se ha depositado, pero antes de que se haya consolidado, no excederá de 2 *plg* (5.08 *cm*) en el concreto de los remates de muros, pilas, parapetos y guarniciones, y en las losas que son horizontales o casi horizontales; de 4 *plg* (10.2 *cm*) en el concreto de las paredes laterales y en el arco del revestimiento del túnel, y de 3 *plg* (7.62 *cm*) en el resto del concreto.

La autoridad contratante determinará la resistencia a la compresión del concreto por medio de pruebas en cilindros de 6 *plg* (15.24 *cm*) por 12 *plg* (30.5 *cm*) hechos y probados de acuerdo con el Bureau of Reclamation Concrete Manual las muestras de concreto de la que se van a colocar cilindros, las piezas de agregado grueso mayores de 1½ *plg* (3.8 *cm*) se quitarán por cribado o a mano. El contratista hará las pruebas de revenimiento .

Para evitar un envejecimiento indebido del *cemento* en sacos después de recibirlo, el contratista usará el cemento en sacos en el orden cronológico en el que se reciba en la obra. Cada envío de cemento se almacenará de manera que se pueda identificar fácilmente de los demás envíos. Los silos en los que se almacene el cemento a granel serán a prueba de intemperie. Cuando así se ordene, el contratista vaciará y limpiará los silos; sin embargo, los intervalos necesarios entre las limpiezas normalmente no serán menores de 4 meses. El cemento estará exento de terrones y no deberá estar dañado en ninguna otra forma cuando se use en el concreto. Si el cemento se envía en sacos de papel, los sacos vacíos deberán quemarse.

Si lo ordena la autoridad contratante, el cemento se muestreará y probará por el gobierno.

Para los aditivos, en este caso el acelerador, el contratista deberá usar 1% de cloruro de calcio, del peso de cemento, en todo el concreto colado cuando la temperatura media diaria en la vecindad del lugar de la obra sea inferior a 40°F (4.4°C). El cloruro de calcio no se usará en otra forma, excepto con aprobación escrita. Las solicitudes para hacerlo deberán especificar la razón para usar cloruro de calcio y el porcentaje que se pretenda usar, y el lugar en donde se encuentra situado el concreto en el que el contratista desea usar el cloruro de calcio. El cloruro de calcio no se usará en proporciones mayores de 2%, en peso del cemento. El cloruro de calcio se medirá con precisión y se añadirá a la mezcla en una porción del agua de mezcla. El uso del cloruro de calcio en el concreto



no releva en ninguna forma al contratista de la responsabilidad de cumplir con los requisitos de estas especificaciones que se refieren a la protección y curado del concreto. El cloruro de calcio no se usará en concreto que contenga cemento del tipo V. Cuando se especifique cemento del tipo V, se suprimen los requisitos para el uso del cloruro de calcio.

El contratista usará un *inclusor de aire* en todo el concreto. La cantidad de inclusor de aire usada en cada revoltura de concreto será con la que se obtenga el porcentaje de aire incluido que aparece en la Tabla 3.1, en el concreto descargado de la mezcladora:

Tamaño máximo del agregado grueso <i>plg</i>	% total de aire en volumen de concreto
3/4	6 ± 1
1½	5 ± 1
3	4½ ± 1

**Tabla 3.1** Tamaño de agregado y porcentaje de aire en volumen de concreto

El inclusor en solución se mantendrá a una concentración uniforme a la revoltura en una porción del agua de mezcla. Esta solución será cuantificada por medio de un dosificador mecánico capaz de hacer medidas seguras. Cuando se usa el cloruro de calcio en el concreto, la porción del agua de mezcla que contiene el inclusor de aire se vaciará separadamente en la mezcladora.

El agua usada en el concreto, mortero y lechada, no deberá contener cantidades dañinas de limo, materia orgánica, álcali, sales y otras impurezas.

La arena para el concreto, mortero y lechada deberá ser arena natural, excepto que se use arena triturada para subsanar las deficiencias.

La calidad de la *arena* deberá consistir en fragmentos de roca que no estarán cubiertos de polvo, y serán duros, densos y durables. Los porcentajes máximos de sustancias perjudiciales en la arena, como se entregan en la mezcladora, no deben exceder de los siguientes valores:

Material	% por peso
Materiales que pasan por la criba No. 200 (designación 16)	3
Esquisito arcilloso (designación 17)	1
Carbón de piedra (designación 17)	1
Terrones de arcilla (designación 13)	1
Total de otras sustancias dañinas (como álcali, mica, granos cubiertos, partículas blandas en forma de laminillas, y migajón)	1

**Tabla 3.2** Relación de materiales por porcentaje de peso.

La suma de los porcentajes de todas las sustancias perjudiciales no debe exceder del 5%, en peso. Puede rechazarse la arena que produzca un color más oscuro que el estándar en la prueba colorimétrica para impurezas orgánicas (designación 14). Puede rechazarse la arena que tenga un peso específico menor de 2.60. La arena se puede rechazar si la porción retenida en la criba No. 50

cuando se sujete a 5 ciclos en la prueba del sulfato de sodio para la inalterabilidad, dé una pérdida de peso de más del 8%, en peso.

### 3.2.2.2 Granulometría

La arena, al dosificarse, estará bien graduada, y cuando se pruebe por medio de las cribas estándar, quedará dentro de los siguientes límites:

<b>Criba No.</b>	<b>% Individual en peso, retenido por la criba</b>
4	0 a 5
8	5 a 15
16	10 a 25
30	10 a 30
50	15 a 35
100	12 a 20
Charola	3 a 7

**Tabla 3.3** Por ciento de peso por tamaño de criba.

*Agregado grueso.* El término “agregado grueso” se usa para designar el agregado graduado de 3/16 plg, y los fragmentos de cualquier tamaño o variación de tamaños que queden dentro de estos límites.

El agregado grueso para el concreto debe consistir en grava natural o roca triturada, o de una mezcla de ambas. El agregado grueso, al entregarlo en la planta dosificadora, deberá tener una humedad uniforme y estable.

El agregado grueso debe consistir en fragmentos de roca que no estén cubiertos de polvo, y que sean duros, densos y durables. Los porcentajes de sustancias dañinas en un agregado de cualquier tamaño, al entregarse en la mezcladora, no deberá exceder de los siguientes valores:

<b>Material</b>	<b>% por peso</b>
Materiales que pase por la criba No. 200 (designación 16)	1
Esquisito arcilloso (designación 18)	1
Carbón de piedra (designación 18)	1
Terrones de arcilla (designación 13)	½
Otras sustancias dañinas	1

**Tabla 3.4** Porcentaje de materiales dañinos permitidos en el concreto.

La suma de los porcentajes de todas las sustancias dañinas en cualquier tamaño, al entregarlo en la mezcladora, no deberá exceder del 3%, en peso. El agregado grueso puede rechazarse si deja de satisfacer los siguientes requisitos de las pruebas:

- La prueba de desgaste de Los Angeles (designación 21). Si la pérdida usando la granulometría A, excede del 10% en peso, a 100 revoluciones o 40% en peso a 500 revoluciones. La prueba de inalterabilidad del sulfato de sodio (designación 19). Si el promedio del peso de la pérdida, después de cinco ciclos, es mayor del 10%, en peso.
- Si el peso específico (del agregado saturado superficialmente seco), es menor de 2.60.

### 3.2.2.3 Clasificación

El agregado grueso deberá clasificarse en los tamaños nominales, y deberá estar graduado como sigue:

<b>Designación del tamaño en pulgadas</b>	<b>Variación nominal de tamaños, en pulgadas</b>	<b>Porcentaje mínimo retenido en las cribas</b>
3/4	3/16 a 3/4	50% en 3/8 plg.
1½	3/4 a 1½	25% en 1¼ plg.
3	1½ a 3	25% en 2½ plg.

**Tabla 3.5** Clasificación en función de la graduación del agregado grueso.

El agregado grueso debe cribarse en los silos de la dosificadora sobre cribas estacionarias inclinadas con aberturas alargadas de tres dieciseisavos de pulgada en la menor dimensión. Cuando en la obra tienen que emplearse grandes cantidades de concreto, normalmente mayores de 10 000 yd<sup>3</sup> (7,692.3 m<sup>3</sup>), las especificaciones serán, que en lugar de exigir el cribado del agregado grueso en cribas inclinadas estacionarias, exigirán que el agregado grueso se cribará en cribas vibratorias en la planta dosificadora, a opción del contratista, o montadas en el terreno adyacente a la planta dosificadora. Cuando se especifica un cribado final, las especificaciones deben estipular las cribas con el que se debe hacer, si se instalan en la planta dosificadora, deben montarse de manera que la vibración de las cribas no afecte la precisión de las básculas dosificadoras y que los productos terminados, después del cribado final, deberá pasar directamente a los silos de la planta dosificadora.

En estos casos, el porcentaje de material que pasa la criba para ver si tiene fragmentos de tamaño inferior no debe exceder del 2%, en peso.

La clasificación del agregados grueso en los tamaños especificados deberá hacerse de manera que, cuando se dosifique el agregado, se pruebe en las cribas que se proponen en la tabla 3.6, el material que pase la criba del tamaño inferior no deberá exceder del 3% en peso, y todo el material deberá pasar por la criba de tamaño superior:

<i>Tamaño del agregado, en pulgadas</i>	<i>Tamaño de las aberturas cuadradas de la criba</i>	
	<i>Para la prueba que determina la cantidad de material de tamaño menor</i>	<i>Para la prueba que determina la cantidad de material de tamaño mayor</i>
3/4	Malla número 5 (de las cribas estándar de los EE. UU.)	7/8 plg
1½	5/8 plg	1¾ plg
3	1¼ plg	3½ plg

**Tabla 3.6** Tamaño de la abertura de la criba.

### 3.2.2.4 Dosificación

En general el contratista debe proporcionar el equipo, lo mantendrá y operará, según sea necesario, para determinar y controlar con precisión la cantidad de cada ingrediente separado que entre en el concreto. Las cantidades de cemento suelto, arena, y de cada tamaño del agregado que entre en cada mezcla de concreto se determinará por peso, y la cantidad de agua se determinará por peso o por volumen. Cuando se use cemento en sacos, el concreto se dosificará con la base de sacos enteros de cemento, a menos de que se pese el cemento.

Cuando se acarrea el cemento suelto y los agregados desde una planta dosificadora central a las mezcladoras, el cemento para cada revoltura, se puede colocar en un compartimiento individual el cual, durante el tránsito, evitará que se revuelva con los agregados disminuyendo la pérdida de cemento, o puede ir completamente revuelto y cubierto por los agregados para cada mezcla en un departamento para mezclas. Cada comportamiento debe tener suficiente capacidad para evitar las pérdidas en el tránsito, los derrames y la mezcla de elementos cuando se vacían los comportamientos. Si el cemento va junto con agregados que contengan humedad, y se producen retrasos entre el llenado y el vaciado de los compartimientos, el contratista, por su propia cuenta añadirá una cantidad de cemento extra a cada mezcla, de acuerdo con la siguiente relación:

<i>Horas de contacto entre el cemento y los agregados mojados:</i>	<i>Porcentaje adicional necesario de cemento</i>
De 0 a 2	0
De 2 a 3	5
De 3 a 4	10
De 4 a 5	15
De 5 a 6	20
Más de 6	Se rechazará la mezcla

**Tabla 3.7** Relación entre tiempos de retraso y cantidad de concreto por añadir.

El equipo dosificador se construirá y operará de manera que la falta de precisión combinada en la alimentación y medida de los materiales no exceda de 1.5 % para el agua o para el cemento pesado y 2% para cada tamaño de agregado.

El cemento suelto se pesará en una tolva individual y se mantendrá separada de los agregados hasta que el conjunto de ingredientes que constituyen una mezcla se descarguen de la tolva dosificadora.

El equipo para pesar y para medir el agua estarán completamente a la vista del operador.

El contratista debe proporcionar pesas estándar y el equipo auxiliar necesario para comprobar el funcionamiento de cada báscula, o de cualquier otro aparato para pesar y hará pruebas periódicas dentro de la variación de medidas que implica las operaciones de dosificación. Las pruebas se harán en presencia de un representante de la autoridad contratante, y serán las adecuadas para probar la precisión de los aparatos de medida. A menos de que se ordene otra cosa, las pruebas del equipo en operación se harán cuando menos una vez al mes. El contratista debe hacer los ajustes, reparaciones o cambios según sea necesario para satisfacer los requisitos especificados para la presión de las medidas.

Los ingredientes del concreto deberán mezclarse de manera intermitente durante no menos de 1½ *min* después de que todos los ingredientes, excepto la cantidad total del agua esté en la mezcladora el peso unitario del mortero sin aire incluido en muestras tomadas de la primera y última porción de la revoltura, como se descarga de la mezcladora no varían más de 0.8% del promedio de los dos pesos del mortero, el promedio de variabilidad para seis revolturas no excede de 0.5%, y el peso del agregado grueso por pie cúbico no varía más de 5.0% del promedio de los dos pesos de agregado grueso.

El concreto, como se descarga de la mezcladora, deberá ser de composición y consistencia uniformes en toda la mezcla, excepto cuando son necesarios cambios en la composición o en la consistencia.

El agua se añadirá antes durante y después de cargar la mezcladora. No se permitirá un exceso de mezclado que requiera la adición de agua para conservar la consistencia requerida en el concreto. Solamente se permitirán las revolventoras montadas en caminos, cuando las mezcladoras y su operación sean tales que el concreto de una mezcla de acuerdo a la consistencia y granulometría.

Las mezcladoras no se cargarán en exceso de su capacidad de régimen, a menos de que se autorice específicamente. Cada mezcladora estará equipada con un dispositivo sincronizador y de señales, que indique y asegure la duración del periodo de mezcla necesario y que lleve el registro del número de mezclas.

### **3.2.2.5 Temperatura del concreto**

La temperatura del concreto, cuando se cuele, no debe ser mayor de 90°F (32.5°C), en tiempo moderado, o de 50°F (10.0°C) en épocas en las que la temperatura media puede descender a menos de 40°F (4.5°C). Los ingredientes del concreto no se deben calentar a una temperatura más elevada que la necesaria para mantener la temperatura del concreto mezclado y colado sobre los 50°F (10.0°C) especificados. Los métodos que se empleen para calentar los ingredientes del concreto deberán estar sujetos a aprobación.

Cuando la temperatura del concreto, al colarse, pueda estar entre 80°F (26.7°C) y 90°F (32.5°C), el concreto se mezclará en la obra y se descargará inmediatamente después de mezclarlo. Si el concreto se cuela cuando el tiempo es tal, que la temperatura del concreto exceda la de 90°F (32.5°C), según lo ordene la autoridad contratante, el contratista deberá emplear medios efectivos, como el de enfriar antes los agregados y el agua de mezcla y colocar en la noche, según sea necesario para conservar la temperatura del concreto, cuando se cuela, debajo de 90°F (32.5°C). Debe advertirse al contratista que no se le hará ninguna compensación adicional por satisfacer los requisitos anteriores.

### **3.3 Cimbrado**

Se usarán cimbras, donde sea necesario, para confinar y darle la forma requerida al concreto. Las cimbras deben tener la resistencia suficiente para soportar la presión resultante del colado y de la vibración del concreto, y se mantendrán firmemente en su posición. Las cimbras deben ser suficientemente cerradas para evitar que se salga el mortero del concreto. En las aristas de los moldes se colocarán tiras de madera para que en el concreto que va a quedar expuesto se formen chaflanes.

Los forros o recubrimientos de las cimbras de madera deberán ser de una calidad y clase, o estarán de tal manera tratados o recubiertos, que no se produzca deterioro o decoloración química en las superficies del concreto colado.

Al colar el concreto en las cimbras, éstos deberán estar exentos de incrustaciones de mortero, lechada, o de otras materias extrañas. Antes de colocar el concreto, se deberán aceitar las superficies de las cimbras, con un aceite comercial que evite efectivamente el que el concreto se pegue y que no manche las superficies del concreto. Para las cimbras de madera, el aceite consistirá en vaselina pura, refinada, pálida. Para las cimbras de acero, será un aceite mineral refinado, compuesto con uno o más ingredientes adecuados para este fin.

Para facilitar el avance satisfactorio con el curado específico, que permita la más pronta reparación de las imperfecciones de la superficie, las cimbras se deberán quitar tan pronto como el concreto haya endurecido suficientemente para que no se produzcan daños quitando cuidadosamente las cimbras. Las cimbras en la parte superior de los paramentos inclinados de concreto, como las cimbras del lado del agua, de las transiciones en contacto con el agua, de las transiciones alabeadas, se quitarán tan pronto como el concreto haya endurecido lo suficiente para que no se corra. Cualquier reparación o tratamiento necesario se ejecutará enseguida.

Para evitar los esfuerzos excesivos en el concreto que pueden provenir del hinchamiento de las cimbras, las cimbras de madera para las aberturas de los muros se deberán aflojar tan pronto como esto se pueda hacer, sin dañar el concreto. Las cimbras para las aberturas se construirán de manera que se puedan aflojar con facilidad. Las cimbras para los conductos y los revestimientos de los túneles no se quitarán, hasta que la resistencia del concreto sea suficiente para impedir la formación de grietas perceptibles, la ruptura de aristas o paramentos, u otros daños al concreto.

### **3.4 Colocación de refuerzo**

El acero de refuerzo se colocará en el concreto donde lo indiquen los planos, o donde se ordene. A menos de que se indique otra cosa, las medidas para colocar las varillas será en el eje centroidal de las varillas. El refuerzo se inspeccionará para verificar si se cumple con los requisitos respecto a diámetro, forma, longitud, empalmes, posición y cantidad después de que ha sido colocado.

Antes de colocar el refuerzo, se deberán limpiar de óxido, las superficies del refuerzo y la superficie de cualquier soporte metálico, lo mismo que de escamas de laminación, suciedad, grasa, o de otras sustancias extrañas que, en opinión de la autoridad contratante, perjudiquen. Las escamas gruesas de óxido se pueden quitar tallándolas con fuerza con pedazos de yute o con un tratamiento semejante, si se considera perjudicial. Después de colocado, el refuerzo se mantendrá limpio hasta que esté completamente ahogado en el concreto.

El refuerzo se colocará con precisión y se sujetará firmemente en su sitio, de manera que no se mueva durante el colocado del concreto, y se tendrá un cuidado especial para evitar cualquier movimiento del refuerzo del concreto que ya esté colado. El contratista puede suministrar silletas metálicas soportes colgantes metálicos satisfactorios; y usarlos para soportar el refuerzo. El refuerzo en las estructuras se colocará de tal manera que habrá una distancia libre de cuando menos 1 plg entre el refuerzo y cualquier perno de anclaje o de cualquier otra pieza metálica ahogada.

### **3.5 Colado**

No se colocará ningún concreto hasta que se hayan aprobado todas las cimbras, la instalación de las partes que van a quedar ahogadas, y la preparación de las superficies que abarca el colado. Ningún concreto se colará en agua, excepto con permiso escrito de la autoridad contratante, y el método para depositar el concreto se sujetará a su aprobación. El concreto no se colará en agua corriente y no se sujetará al efecto de la misma hasta que haya endurecido. Todas las superficies de las formas y los materiales que van a quedar ahogados, que se hayan cubierto con mortero seco o lechada de concreto colado anteriormente, se limpiarán, antes de que se cuele concreto alrededor o adyacente.

Inmediatamente antes de colar concreto, todas las superficies de la cimentación sobre o contra las cuales se vayan a colar el concreto, no deberá contener agua estancada, lodo ni basuras. Todas las superficies de la roca sobre o contra las que se vaya a colar, deberán además de los requisitos anteriores, estar limpias y libres de aceite, revestimientos perjudiciales y de fragmentos sueltos, medio despegados o alterados. La cimentación de tierra no deberá estar congelada o contener hielo cuando el concreto se cuele sobre ellas. Las superficies de las cimentaciones absorbentes contra las que se vaya a colar concreto deberán humedecerse bien, para que no vayan a absorber agua del concreto fresco.

Las superficies de concreto, sobre o contra las cuales se va a colar concreto y a las cuales se debe adherir el concreto nuevo, que se han hecho tan rígidas que el concreto nuevo no se puede incorporar integralmente con el anteriormente colocado, se definen como juntas de construcción. Las superficies de las juntas de construcción deberán estar limpias y mojadas cuando se cubran con concreto o mortero frescos. La limpieza consistirá en quitar la capa vieja del concreto, el concreto

suelto o defectuoso, recubrimientos, arena, compuestos impermeables si se usan, y otras materias extrañas.

Las superficies de las juntas de construcción deben limpiarse con un chiflón con arena y agua, y luego lavarlas cuidadosamente. El sopleado y lavado se ejecutará hasta lo último antes de colar el concreto. Las superficies de todas las juntas de construcción se lavarán cuidadosamente con chiflones de agua y aire, inmediatamente antes de colocar el concreto adyacente. Se quitarán todos los charcos de agua de las superficies de las juntas de construcción antes de colar el concreto nuevo. Las superficies de todas las juntas de construcción se limpiarán cuidadosamente del chorreamiento del concreto o de cualquier otro material extraño raspando, golpeando, o por cualquier otro medio aprobado por la autoridad contratante.

Los métodos y equipo usado para el transporte del concreto y el tiempo que transcurre durante el mismo deben ser tal, que no produzca una segregación apreciable del agregado grueso, o una pérdida de revenimiento mayor de 1 *plg*, en el concreto al entregarlo en la obra.

Después de que se han limpiado las superficies y mojado como se ha especificado, las superficies de la roca y las juntas de construcción sin cimbra se cubrirán, siempre que sea posible, con una capa de mortero de aproximadamente  $\frac{3}{8}$  *plg* de gruesa. El mortero deberá tener las mismas proporciones de agua, inclusión de aire, cemento y arena que la revoltura regular de concreto, a menos de que ordene otra cosa. La relación agua-cemento del mortero en el lugar no deberá superar a la del concreto colocado encima del mismo, y la consistencia del mortero será la adecuada para el colado y para trabajarlo de la manera que se especifica. El mortero deberá extenderse uniformemente y se trabajará cuidadosamente en todas las irregularidades de la superficie. El concreto se colocará de inmediato sobre el mortero fresco.

No se permitirá el reemplado del concreto. Cualquier concreto que se haya endurecido hasta no poder asegurar su colado correcto, se desechará. En todos los casos, el concreto se depositará tan cerca como sea posible, directamente en su posición final y no se correrá, de manera que su movimiento lateral permita o cause segregación del agregado grueso, del mortero, o del agua de la masa de concreto. Los métodos y el equipo empleando para depositar el concreto en las cimbras serán los que no permitan que el agregado grueso no forme acumulaciones separadas de la masa de concreto, y en el caso de que ocurran, deberán quedar diseminadas antes de vibrar el concreto. Unos cuantos fragmentos aislados de agregado grueso que pueden incorporarse en la masa con el vibrado no tienen importancia.

El concreto del revestimiento de los túneles puede colocarse por bombeo o por cualquier otro método aprobado. El concreto de la cubeta no se colocará con el equipo usado para colar el concreto, y el método que se emplee en su operación, deberá ser el que permita la introducción del concreto en las cimbras y que descargue lentamente para que no se segregue. Después de que el concreto se ha acumulado sobre el arco, al principio de un colado, el extremo de la tubería de descarga se mantendrá introducido en el concreto durante el colado del arco y las paredes laterales, para tener la seguridad de se llenen completamente. El extremo del tubo de descarga deberá estar graduado para saber a qué profundidad está sumergido en cualquier tiempo. Debe tenerse un cuidado especial para que el concreto penetre en todas las irregularidades de la superficie de la roca y que se llene completamente el arco del túnel. Deberán operar el equipo de colado solamente personal experimentado. En el revestimiento de los túneles deben evitarse las juntas por interrupción



de las operaciones de colado, siempre que sea posible. En el caso de descompostura del equipo, o en el que se interrumpa por cualquier otra razón el colado continuo, el contratista debe consolidar con escrúpulo el concreto en esas juntas a un talud razonablemente uniforme y estable mientras el concreto está blando. El concreto de la superficie de estas juntas involuntarias de construcción debe limpiarse y mojarse, como es necesario para las juntas de construcción, cubrirlas con mortero fresco y concreto.

Excepto por las intercepciones formadas por las juntas, todo el concreto que se vaya a vaciar en moldes, excepto el revestimiento de los túneles, debe colocarse en capas continuas aproximadamente horizontales, cuyo espesor, en general, no debe exceder de 20 *plg* (50.8 *cm*). Será necesario colar capas de menor espesor, cuando las de 20 *plg* (50.8 *cm*) no se puedan colocar de acuerdo con los requisitos de estas especificaciones. Todas las intersecciones de las juntas de construcción con las superficies de concreto que queden visibles, deberán hacerse rectas y a nivel o a plomo.

### **3.5.1 Consolidación**

El concreto deberá consolidarse a la mayor densidad que sea prácticamente posible, de manera que no contenga acumulaciones de agregado grueso ni huecos llenos de aire, y que quede apretado en contacto con todas las superficies de las cimbras y las de los materiales ahogados en él. La consolidación del concreto de las estructuras y en la cubierta de los revestimientos de los túneles se hará mediante vibradores eléctricos o neumáticos del tipo de inmersión. La consolidación del concreto de las paredes laterales y el arco del revestimiento de los túneles se hará por medio de vibradores eléctricos o neumáticos del tipo para usarse en los moldes, ayudados, cuando sea posible, por otros del tipo de inmersión. Los vibradores de concreto se operarán a velocidades de cuando menos 7000 *rpm* cuando sean de inmersión. Los vibradores para las cimbras, deberán estar unidos rígidamente a ellos, y deberán operar a velocidades de cuando menos 8000 *rpm* cuando estén vibrando concreto. Al consolidar cada capa de concreto, el vibrador debe operarse en una posición aproximadamente vertical y se debe permitir que el bulbo del vibrador penetre y vuelva a vibrar la porción superior de la capa anterior. Cada capa de concreto no se debe colocar hasta que el anterior se haya vibrado completamente como se ha especificado. Debe tenerse cuidado en que el bulbo del vibrador no quede en contacto con las superficies de las cimbras.

### **3.6 Juntas**

La presa requiere un material homogéneo para lograr zonas de igual resistencia e impermeabilidad isótropas y continuas. Pero es imposible trabajar una masa tan grande sin discontinuidad, porque la jornada laboral impone, en general, unas horas y días de descanso; pero aun con trabajo en tres turnos hay interrupciones accidentales o estacionales por condiciones climáticas extremas. Pero, sobre todo, el concreto se retrae y se fisura, por lo que por necesidad funcional hay que poner juntas o dispositivos para evitarlos.

Por lo anterior se realiza una división de la presa en unidades de concreto independientes que después hay que tratar para que queden trabadas y unidas entre sí y la presa funciones estructuralmente como una masa continua.

En primer lugar, la presa se divide en áreas verticales de ancho uniforme y caras planas verticales normales al eje de la corona. En las de gravedad, tanto macizas como aligeradas, las caras verticales constituyen unas juntas permanentes que permiten que las áreas puedan seguir las oscilaciones térmicas sin coacción ni agrietamiento, e incluso otros movimientos relativos, con independencia. Evidentemente, deben ir provistas de un elemento de “estanqueidad” flexible en toda su altura que impida el paso del agua dejando libre el movimiento relativo entre las áreas adyacentes.

El ancho normal de las áreas es de 15 m, que la práctica ha dado como bueno para evitar la fisuración, pero hay una tendencia a aumentarlo en grandes obras, normalmente con un límite de 20 m.

Desde el punto de vista del concreto, y con independencia de que las juntas se sellen o no posteriormente, las juntas separan y definen grandes bloques que, a su vez, hay que trabajar por unidades parciales, pero de forma que luego se traben entre sí para constituir bloques de corta altura para facilitar el extendido del concreto fresco y su enfriamiento posterior antes de extenderse sobre el bloque horizontal siguiente.

La altura del bloque horizontal es de 2 m con enfriamiento natural o de 3 m con refrigeración artificial.

Normalmente cada bloque horizontal se trabaja por capas sucesivas y superpuestas de 40 a 75 cm de espesor; cada capa se extiende de aguas abajo hacia aguas arriba y se vibra sobre la anterior. El concreto de cada capa no debe comenzar a fraguar hasta que la capa siguiente haya sido completamente extendida y vibrada, para que la adherencia entre ambas sea completa; de otra forma quedaría una junta imperfecta, de menos resistencia y con riesgo de facilitar la filtración desde el embalse.

### **3.6.1 Tratamiento de las juntas horizontales de concreto**

Al terminar de vaciar el concreto de un bloque horizontal hay que someter su superficie a un tratamiento para dejarla en condiciones de que traben con el siguiente bloque, que se echará unos días más tarde; y por otra parte, a un proceso de curado, para mantener el debido grado de humedad.

El tratamiento de la superficie recién trabajada se basa en que el aglomerante se adhiere a los agregados limpios, pero traba mal con los que no lo están; por eso, para que una mezcla fresca se una a otra ya endurecida es preciso que esta última esté libre de la capa superficial; librada de ella, la adherencia es similar a la que se obtiene con agregado limpio. Por supuesto, dos masas frescas de concreto traban bien entre sí, como sucede con dos capas del mismo bloque, siempre que se cumpla la condición de fraguado. El tratamiento superficial solo se refiere a la superficie final de bloque, por que estará ya endurecida cuando fragüe sobre ella el siguiente bloque.

La buena unión entre el concreto de distintas edades de dos bloques sucesivos exige, que el más antiguo esté totalmente limpio y desprovisto de la capa superficial mal fraguada que refluye del vibrado. Conseguir todo esto es el objeto de los tratamientos que, expuestos en grado creciente de intensidad y costos son:

- Chorro de agua y aire a presión.
- Chorro de arena.
- Cepillado o picado.
- Chorro de agua a muy alta presión.

El primero, muy económico y muy eficaz, es universalmente usado para el tratamiento rutinario de juntas horizontales. El segundo mas costoso, se utiliza en circunstancias especiales y los otros dos como complemento de los anteriores, localmente o en situaciones específicas.

El chorro de agua y aire se lanza sobre la superficie del concreto con una presión mínima de cuatro a cinco  $kg/cm^2$ , lo que proporciona un buen grado de erosión.

Este tratamiento es el más económico y fácil de emplear, pues los materiales que usa son elementales, y más en un río, en donde se dispone de agua. El desgaste de las boquillas lanzadoras es también mínimo. Su gran virtud consiste en que tiene el suficiente poder erosivo para remover lo que sobra que es lo más débil, pero insuficiente para moverlo conservable.

### **3.6.2 Concreto de la cimentación**

Al cimentar un bloque hay que tomar ciertas precauciones, ya que no se trata de trabajar sobre una superficie lisa horizontal, sino sobre roca irregular rugosa y más o menos inclinada.

El bloque de arranque se hace con menor altura para acoplar mejor el bloque a la irregularidad del terreno, acelerar su enfriamiento y servir de transición al concreto normal, es recomendable que en el arranque se quite la fracción más alta del material grueso. Si dada la inclinación o la irregularidad de la roca el bloque de espesor reducido no llegara a cubrir toda la base del bloque, los bloques siguientes se harán de igual forma, hasta cubrir totalmente el cimientado del bloque con ese espesor mínimo, a partir del cual se continua con los bloques normales.

### **3.6.3 Tratamiento de las juntas endurecidas**

En esos casos se acude al chorro de arena. Este es más enérgico, pues el material es abrasivo y tiene más masa y energía cinética. Además, al producir impactos puntuales, el efecto erosivo se concentra y es más eficaz. Por ello el chorro de arena puede levantar y quitar la película ya fraguada.

Para asegurar la unión de dos concretos de distinta edad se acude con frecuencia a las resinas epóxicas, cuyas características hay que estudiar para que se ajusten a las del concreto. En las juntas horizontales de larga interrupción es aconsejable poner además, una banda transversal (vertical) de PVC para impedir la filtración de agua desde el embalse.

### **3.6.4 Juntas de larga interrupción de concreto**

Las interrupciones de concreto programadas o previsibles, sea por causas climáticas o estructurales, se proyectan de forma que la superficie provisional tenga una forma adecuada para facilitar el enlace con el concreto posterior y el trabajo estructural conjunto: se cuenta con que su tratamiento producirá una aceptable adherencia con el concreto posterior, pero previendo posibles defectos se diseñan de forma que los esfuerzos en las caras sean de compresión, y en lo posible dentro del ángulo de fricción, para no tener que contar con la cohesión.

Las juntas producidas por interrupciones inesperadas no pueden, evidentemente, dejarse con la forma idónea y sólo cabe tratarlas después adecuadamente, reforzando su adherencia con resinas epóxicas o incluso con armaduras, si fueran necesarias. En casos intermedios, de sucesos previsibles, pero indeterminados (por ejemplo, avenidas en época próxima), cabe preparar mas o menos la superficie con una forma adecuada.

### **3.6.5 Juntas verticales en las presas de arco**

Las presas en arco también se pueden construir por bloques, como las de gravedad. En cañones estrechos se suelen construir arcos enteros en la parte baja hasta que el ancho sea del orden de 20 a 30 m, a partir del cual se va dividiendo en ménsulas.

El menor espesor de las presas bóveda permite, en general, prescindir de las juntas de construcción longitudinales paralelas a la corona y los bloques de concreto abarcan de uno a otro paramento, sin división.

Las juntas transversales de las presas arco son radiales; pero no pueden permitir el juego de dilataciones y contracciones que ocurren por efecto de los cambios de temperatura, porque la presa arco debe funcionar como tal, y eso obliga a que sus secciones horizontales obviamente no puedan tener discontinuidad radial.

Antiguamente se usaban juntas abiertas, con secciones horizontales similares para garantizar la unión de la junta. Pero el problema es esencialmente distinto en una presa arco que en una de gravedad: en ésta ya se ha dicho que los esfuerzos tangenciales en una junta vertical son importantes respecto a los normales, por lo que la cohesión es imprescindible; por el contrario, en las juntas radiales verticales de una presa arco los esfuerzos normales son notables, y la resultante no suele estar, muy inclinada respecto a la normal, por lo que el rozamiento absorbe todo el esfuerzo tangencial o menos, la mayor parte. Por ello, la adherencia en la junta conveniente, no es tan imperativa como en una de gravedad.

Para mayor garantía de impermeabilidad es aconsejable colocar cerca del parámetro mojado una banda trasversal de impermeabilización en toda la altura de la junta.

Las juntas verticales de las presas arco se convierten en inclinadas con frecuencia, en las proximidades del cimientto para buscar una incidencia normal a esto, acercándose a la transmisión de los esfuerzos, y para evitar las fisuras que, de no hacerlo, tendería a producirse en esta dirección.

### **3.6.6 Observaciones sobre la inyección de juntas**

La inyección de las juntas persigue los siguientes objetivos:

- Rellenar los huecos que puedan quedar entre dos bloques.
- Dar cohesión entre las dos superficies.
- Proporcionar una compresión inicial (solo en juntas radiales).

Para conseguir una buena penetración en la junta que llegue a todos los puntos de ella la inyección debe tener una cierta fluidez. Para conseguir un buen fraguado que asegure la calidad y cohesión la mezcla debe tener, por el contrario, una adecuada y baja proporción agua/cemento.

Ambas exigencias contrapuestas pueden hacerse compatibles por medio de un tratamiento operativo en dos fases.

Se inyecta una mezcla suficientemente fluida para que pueda penetrar por toda la superficie a inyectar. El área total de ésta se fracciona en áreas parciales para facilitar la penetración y el control de la operación.

Alcanzada por la inyección toda la superficie a inyectar, el mantenimiento de la presión hace que el agua sobrante, dañina para el fraguado, vaya fluyendo hacia el exterior a través de unos filtros instalados en el contorno, que dejan pasar el agua, pero no el cemento. De esta forma la mezcla se va enriqueciendo progresivamente hasta lograr la dosificación deseable.

A veces conviene adelantar el cierre de las juntas a una época poca adecuada ( con la presa aún no enfriada suficientemente), para adelantar la explotación parcial del embalse o por que se prevé su puesta en carga accidental e inevitable por una avenida que supere la capacidad del túnel de desvío. En este caso, de no hacer el sellado de las juntas, existe el riesgo de que el empuje hidrostático se aplique sólo sobre las áreas separadas (al no estar aún formados los arcos) y éstas pueden no ser capaces por si solas de resistirlo, aunque la altura de agua sea parcial. Se puede hacer un primer sellado suficiente para trabar los arcos (aunque sea imperfecto en cuanto a permeabilidad), y mas tarde, con la presa fría y contraída se hace una segunda inyección para completar la primera y compensar la contracción que, entre tanto, habrá sufrido la presa.

Según la importancia de la obra, los medios disponibles y la tecnología del constructor el proceso de inyección puede presentar variantes. En las presas menores se suele preferir una inyección por sectores individualizados, con lo que se logra un mayor control. En presas grandes se suelen inyectar varias superficies simultáneamente por medio de una red controlada, y luego se reinyectan las partes que hayan quedado defectuosas.

Las juntas de contracción permitirá la libre dilatación y contracción longitudinal de la presa. Para ello se hacen de forma que los hormigones adyacentes no peguen, y se añade un dispositivo para que no pueda penetrar el agua del embalse.

Este dispositivo se sitúa aguas arriba, a poca distancia del parámetro (1 a 2 m), y consta de una o dos bandas de cloruro de polivinilo o de neopreno paralelas y transversales a la junta y empotradas

unos 25 a 40 cm en los hormigones de cada lado, figura 3.1. La banda es flexible, y eso le permite seguir los movimientos térmicos relativos de los bloques. La flexibilidad se refuerza con un bulbo central de la banda. Para dificultar que el agua pueda contornear la banda mermando su eficacia, esta provista de unas salientes. Las dos bandas duplican su efecto y hacen que la segunda pueda detener la filtración que pudiera pasar por la primera y hacen que la segunda pueda detener la filtración que pudiera pasar por la primera.

Una inyección entre ambas completa la impermeabilidad. Rara vez se colocan tres bandas, con lo que la garantía es aún mayor. Aguas abajo del conjunto debe ponerse un dren vertical que enlace con las galerías de control.

Al hormigonar, la banda se suele doblar en ángulo recto, con la mitad sujeta al encofrado o cimbra y la otra normal, para quedar embutida en el concreto. Una vez endurecido el bloque y quitada la cimbra, la mitad plegada recupera su forma y queda preparada para hacer englobada por el concreto adyacente. También es frecuente que el cimbrado albergue la banda en una junta para evitar su doblado. Las bandas de polivinilo se usan también como elementos impermeabilizantes en juntas de construcción en contacto con el embalse aunque no estén sometidas a movimientos térmicos.

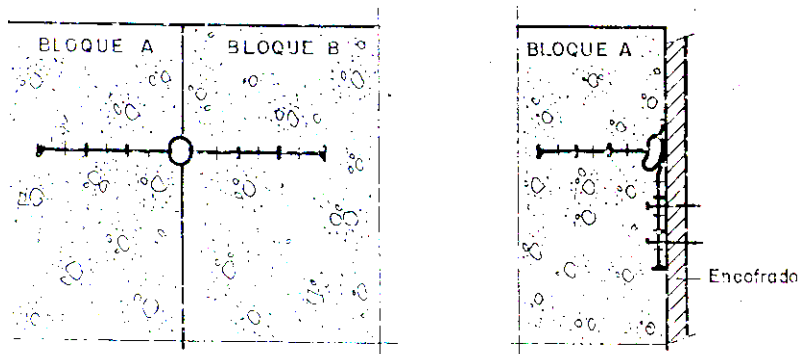


Figura 3.1 Esquema de la posición de las bandas de polivinilo o neopreno

### 3.7 Acabados de la superficie de concreto

Las clases y los requisitos para los acabados de las superficies de concreto deben ser las que se especifican. Las superficies de concreto las debe revisar un representante de la autoridad contratante, cuando sea necesario determinar si las irregularidades de la superficie quedan dentro de los límites especificados.

#### 3.7.1 Superficies Cimbradas

Las desviaciones causadas por movimientos de las cimbras o por defectos de colocación de los forros o revestimiento de las cimbras, o por nudos sueltos de las cimbras o madera defectuosa de los mismos, se considerarán como irregularidades abruptas y se probarán por medio de medidas directas. Todas las demás irregularidades se considerarán como graduales, y se probarán por medio

de plantillas con una regla o un instrumento equivalente en las superficies curvas. La longitud de la plantilla será de 5 ft (1.524 m) para probar las superficies curvas y de 10 ft (3.05 m) para probar las superficies formadas sin cimbras.

Las clases de acabados en las superficies de las cimbras se designan por el uso de los símbolos *F1* y *F2* las cuales se describirán mas adelante. No es necesario frotar con sacos ni sopletear con arena las superficies moldeadas. No se hará otro raspado a las superficies moldeadas que el necesario para reparar las imperfecciones de las superficies. A menos que se especifique otra cosa.

### **Acabado *F1***

El acabado *F1* se aplica a las superficies moldeadas sobre o contra de las cuales se va a colocar un material de relleno o concreto, y a la porción del paramento mojado de una presa de concreto que estará cubierta por agua durante la mayor parte de la vida de la presa. Las superficies no requieren tratamiento después de quitar las cimbras, excepto para reparar el concreto defectuoso y llenar los agujeros que dejan los sujetadores de los extremos de los tirantes, y el curado especificado. La corrección de las irregularidades de la superficie será necesario hacerla en las depresiones únicamente, y solamente cuando éstas excedan de 1 *plg*.

### **Acabado *F2***

El acabado *F2* se aplica a todas las superficies moldeadas que no quedan ocultas permanentemente por material de relleno o por concreto, o que no requieran recibir el acabado *F1*, como las superficies interiores de los revestimientos de los túneles; muchas de las estructuras auxiliares de las presas de tierra, incluyendo las superficies de las obras de toma y las de los vertedores de demasías abiertos; las galerías y túneles de las presas; y las presas de concreto. Las irregularidades de la superficie no deberán exceder de 1/4 *plg* en las irregularidades abruptas, y de 1/2 *plg* para las irregularidades graduales. Si la obra en cuestión incluye superficies de estructura que se consideren de importancia especial como las que queden muy expuestas a la vista del público, o superficies en las que la precisión del alineamiento y lo parejo de su superficie se consideren de importancia capital, desde el punto de vista de la eliminación de los efectos destructores del agua, las irregularidades admisibles deben reducirse. Además, cuando las velocidades aguas abajo de las compuertas de una obra de toma mayores de 40 ft/seg (12.19 m/s), las irregularidades abruptas dentro de las superficies de las cimbras aguas abajo de las compuertas que no son paralelas a la dirección de la corriente y están desviadas dentro del cauce, deberán eliminarse completamente por raspado en una distancia aproximada de 15 ft (4.57 m) aguas abajo de la compuerta, como una pendiente de 1:20, y todas las demás irregularidades abruptas deben reducirse para que no pasen de 1/4 *plg*, en las irregularidades paralelas a la dirección de la corriente, y de 1/8 *plg* en las irregularidades que no sean paralelas a ella.

### 3.7.2 Superficies sin cimbra

Las clases de acabados para las superficies sin cimbra se designan por los símbolos *U1* y *U2*. Las superficies interiores deberán tener un talud para drenaje cuando así aparezca en los planos o se ordene. Las superficies que van a quedar expuestas a la intemperie y que normalmente quedarían a nivel, se inclinarán para drenaje. A menos de que se ordene lo contrario el uso de otros taludes o de superficies a nivel o que estén indicados, a las superficies angostas, como los coronamientos de los muros, se les dará un talud aproximado de  $3/8$  plg/pie de ancho; a las superficies más anchas, como las plataformas y cubiertas, se les dará un talud aproximado de  $1/4$  plg/pie. A menos que se especifique otra cosa, estas clases de acabados se aplicarán como se describe a continuación.

#### Acabado *U1*

El acabado *U1* (acabado a regla) se aplica a las superficies que no se moldean que van a ir cubiertas por material de relleno o por concreto. El acabado *U1* se usa también como primera etapa del acabado *U2*. Las operaciones de acabado deberán consistir en nivelar y usar la regla para producir superficies parejas, uniformes. Las irregularidades de la superficie no deberán exceder de  $3/8$  plg.

#### Acabado *U2*

El Acabado *U2* (acabado con la llana) se aplica a las superficies que no se moldean, que no quedan permanentemente ocultas por material de relleno o concreto, como las cubetas de los túneles; los pisos de los vertedores, las obras de toma y tanques amortiguadores; pisos de servicio de los túneles, y conductos provisionales de derivación; y los coronamientos de los muros. El aplanado puede ejecutarse por medio de equipo de mano o mecánico. El aplanado puede comenzarse tan pronto como la superficie trabajada con la regla ha endurecido lo suficiente, y será el mínimo necesario para producir una superficie exenta de marcas de la regla y de textura uniforme. Las irregularidades de la superficie no deberá exceder de  $1/4$  plg.

Si es necesario alisar una superficie con la llana de acero, los acabados *U1* y *U2* se ejecutarán como las primeras etapas para el acabado con la llana de acero, el alisado con la llana de acero se ejecutará inmediatamente después de que la superficie haya endurecido lo suficiente para evitar que salga a la superficie un exceso de material fino; el alisado con la llana debe ejecutarse con presión firme, para que empareje la textura arenosa de la superficie alisada y produzca una superficie uniforme, densa, exenta de los defectos y marcas de la llana. Cuando las velocidades aguas abajo de las compuertas de una obra de toma vayan a ser mucho mayores de  $40$  ft/seg ( $12.192$  m/seg), las irregularidades en las superficies interiores que no son moldeadas en una distancia de aproximadamente  $15$  ft ( $4.57$  m) aguas abajo de las compuertas, que no son paralelas a la dirección de la corriente y que sobresalen al interior de la misma, como puede suceder en las juntas de construcción, o en cualquier otra parte, deben eliminarse completamente por raspado con un talud de 1:20.



### 3.8 Reparación del concreto

La reparación del concreto deberá ejecutarse por trabajadores especializados. El contratista debe corregir todas las imperfecciones de la superficie del concreto, según sea necesario para producir superficies que se ajusten a los requisitos especificados para los acabados y la forma de hacerlos. A menos de que se apruebe lo contrario, la reparación de las imperfecciones formadas en el concreto deberán completarse dentro de las 24 *hr* después de haber quitado las cimbras. Las escamas y costras deberán quitarse perfectamente de las superficies para las que se haya especificado un acabado *F2*, y las costras deberán quitarse de las superficies en las que se haya especificado un acabado *U2*.

El concreto que se haya dañado por cualquier causa, el concreto que resulte con estructura alveolar, fracturado, o con cualquiera otro defecto, y el concreto que, debido a las grandes depresiones en su superficie, debe excavar y volverse a construir, para que su superficie quede a las líneas prescritas, se quitará y se reemplazará con rellenos de mortero compactado, mortero, o concreto. Si al quitar los extremos de los tirantes de las cimbras, quedan agujeros de más de  $\frac{1}{4}$  *plg* de diámetro o en menor dimensión, los agujeros deberán llenarse con mortero retacado, el relleno de los agujeros de las superficies que van a recibir el acabado *F1* se requiera solamente cuando es necesario revestirlas con impermeabilizantes, y cuando los agujeros tienen una profundidad mayor de 1 *plg* (2.54 *cm*), en muros con un espesor menor de 12 *plg* (30.5 *cm*).

Cuando los salientes e irregulares abruptas sobresalen fuera de los límites especificados para acabados, y de los acabados, hechos en superficies moldeadas en las que se va a hacer un acabado *F2*, los límites deberán reducirse rebajándolos, para que las superficies queden dentro de los límites especificados. Los rellenos de mortero compactado se usarán para llenar agujeros que tengan cuando menos una dimensión pequeña en la superficie, si tienen alguna mayor que la profundidad del agujero; en las grietas angostas hay que cortarlas para repararlas; los agujeros de los tubos para las inyecciones; y los que dejan los extremos de los tirantes de las cimbras también. Los rellenos de mortero no se deberán usar atrás de las varillas de refuerzo, ni para llenar agujeros que atraviesen la sección de concreto. Los rellenos de mortero, colocados por impacto usando un soplete para mortero, se pueden usar para reparar defectos en las superficies designadas para recibir acabados *F1* y *F2*, en las que los defectos son muy anchos para hacer rellenos de mortero retacado y que no tienen una profundidad mayor que la del costado más alejado del refuerzo más próximo a la superficie.

Los rellenos de concreto se usarán en los agujeros que atraviesan todas las secciones de concreto; en los agujeros en los que no se encuentre refuerzo y que tengan un área mayor de 1 *ft*<sup>2</sup>, y una profundidad mayor de 4 *plg* (10.2 *cm*); y en los agujeros del concreto reforzado que tengan una área mayor de  $\frac{1}{2}$  *ft*<sup>2</sup> y que se extiendan más allá del refuerzo. Todos los materiales usados en la reparación del concreto, deberán estar de acuerdo con los requisitos de estas especificaciones, y las reparaciones se harán de acuerdo con los procedimientos del Bureau of Reclamation Concrets Manual. Todos los rellenos se ajustarán apretados a las superficies de los agujeros, serán de buena calidad, y no tendrán grietas de contracción ni áreas que al golpearse suenen como si estuvieran huecas, después de que los rellenos se hayan curado y secado.

El contratista debe proteger todo el concreto contra daños hasta la recepción final por la autoridad contratante. Inmediatamente después de la primera helada, el contratista debe prepararse para

proteger todo el concreto contra las heladas. Después de la primera helada, y hasta que la temperatura media diaria en la vecindad de la obra baje de  $40^{\circ}\text{F}$  ( $4.48^{\circ}\text{C}$ ) por más de un día, el concreto se protegerá contra las temperaturas de congelación durante no menos de 48 *hr* después de colado. Después de que la temperatura media diaria en la vecindad del sitio de la obra descienda abajo de  $40^{\circ}\text{F}$  ( $4.48^{\circ}\text{C}$ ) durante más de un día, el concreto se mantendrá a una temperatura no inferior de  $50^{\circ}\text{F}$  ( $10^{\circ}\text{C}$ ) por 72 *hr* por lo menos después de colado.

El concreto curado con membranas impermeables no requerirá protección adicional de la helada, si la protección a  $50^{\circ}\text{F}$  ( $10^{\circ}\text{C}$ ) durante 72 *hr* se obtiene por medio del aislamiento aprobado en contacto con las cimbras o con las superficies del concreto; en caso negativo, el concreto deberá protegerse contra las temperaturas de congelación durante 72 *hr*, inmediatamente después de las 72 *hr* de la protección a  $50^{\circ}\text{F}$  ( $10^{\circ}\text{C}$ ). El concreto curado al agua deberá protegerse contra las temperaturas de congelación durante los 3 días siguientes a las 72 *hr* de la protección a  $50^{\circ}\text{F}$  ( $10^{\circ}\text{C}$ ).

La interrupción de la protección contra las temperaturas de congelación deberá ser en tal forma que el descenso de temperatura en cualquier porción del concreto sea gradual, y que no exceda de  $40^{\circ}\text{F}$  ( $4.48^{\circ}\text{C}$ ) en 24 *hr*. Cuando la temperatura media diaria sube arriba de los  $40^{\circ}\text{F}$  ( $4.48^{\circ}\text{C}$ ) durante más de tres días sucesivos, la protección especificada de 72 *hr* a una temperatura no inferior de  $50^{\circ}\text{F}$  ( $10^{\circ}\text{C}$ ) puede interrumpirse mientras la temperatura media diaria permanezca arriba de  $40^{\circ}\text{F}$  ( $4.48^{\circ}\text{C}$ ). Se deberá proteger el concreto contra las temperaturas de congelación durante no menos de 48 *hr* después de colado. Cuando se emplee calor artificial, debe tenerse cuidado en evitar que el concreto se seque.

### **3.9 Curado**

El concreto debe curarse con agua, de acuerdo a lo planteado anteriormente, excepto que se ordene lo contrario. Las superficies de los remates sin moldear de muros y pilas deben humedecerse cubriéndolas con materiales saturados con agua, o por otros medios efectivos, tan pronto como el concreto haya endurecido lo suficiente para evitar que el agua lo perjudique. Las superficies muy inclinadas, y las cimbras verticales, deben mantenerse completa y continuamente húmedas, antes y durante la remoción de las cimbras, con agua aplicada en las superficies superiores que no se han moldeado, que se deja escurrir entre los moldes y las superficies moldeadas del concreto.

El concreto *curado con agua* debe mantenerse mojado durante 14 días por lo menos, inmediatamente después de haber colado el concreto o hasta que se cubra con concreto fresco. El curado del concreto se pueda reducir a 6 días durante los periodos en los que la temperatura media diaria, en la vecindad de la obra, sea menor de  $40^{\circ}\text{F}$  ( $4.48^{\circ}\text{C}$ ). Durante el periodo prescrito del curado con agua, cuando las temperaturas sean tan bajas que las superficies del concreto se pueden llegar a congelar, se suspenderá temporalmente el curado con agua. El concreto se mantendrá mojado cubriéndolo con materiales saturados con agua, o con un sistema de tubos perforados, rociadores mecánicos, manguera porosa, o por cualquier otro medio aprobado con el que se mantengan todas las superficies que se van a curar continuamente (no periódicamente) mojadas. El agua para el curado deberá satisfacer los requisitos de estas especificaciones para el agua usada en la mezcla del concreto.

El *curado con membranas* se obtendrá con la aplicación de un compuesto impermeable que forme una membrana que retenga el agua en las superficies del concreto. El compuesto impermeable llevará un pigmento blanco y se ajustará a las "Tentative Specifications for Liquid Membrane Forming Compounds for Curing Concrete", ASTM Designation C 309-58. El compuesto tendrá una consistencia y calidad uniformes dentro de cada envase y en los diferentes embarques.

Los compuestos impermeables se aplicarán a las superficies del concreto por riego en una capa para producir una membrana continua y uniforme sobre todas las áreas. El cubrimiento no excederá de 150 *ft<sup>2</sup>/gal*, y en las superficies ásperas el cubrimiento se reducirá lo necesario para obtener la membrana continua necesaria. La reparación de las imperfecciones de la superficie no se hará hasta después de haber aplicado el compuesto impermeable.

Cuando se utilice el compuesto impermeable en las superficies que no se han moldeado, la aplicación del compuesto comenzará inmediatamente después de que se hayan terminado las operaciones de acabado. Cuando se vaya a utilizar el compuesto impermeable en las superficies de concreto moldeadas, las superficies se mojarán con un riego ligero de agua inmediatamente después de que se hayan quitado las cimbras y se mantendrán mojadas hasta que las superficies no absorban más agua. Tan pronto como desaparezcan la película superficial de agua, pero cuando todavía tenga una apariencia húmeda, se aplicará el compuesto impermeable. Deberá tenerse un cuidado especial de que quedan bien cubiertas con el compuesto, las aristas, esquinas, y los lugares irregulares de las superficies moldeadas. Después de que la aplicación del compuesto impermeable se haya terminado, y de que el recubrimiento esté seco al tacto, se ejecutará cualquier reparación necesaria a las superficies del concreto. Cada reparación, después de terminarla, se mojará y se cubrirá con el compuesto impermeable, de acuerdo con los requisitos anteriores.

El equipo para aplicar el compuesto impermeable y el método de aplicación, deberá ser de acuerdo con las indicaciones del Bureau of Reclamation Concrete Manual. El tránsito y otras operaciones del contratista deberán ser de tal forma que se eviten daños a los recubrimientos impermeables en un periodo no menor de 28 días. Cuando es imposible, debido a las operaciones de la construcción, evitar el tránsito sobre las superficies cubiertas con el compuesto impermeable, la membrana debe protegerse con una capa de arena o tierra con un espesor no menor de 1 *plg* o por otros medios efectivos. La capa de protección no se colocará hasta que la membrana impermeable esté completamente seca. Antes de la recepción final de la obra, el contratista deberá quitar toda la arena o tierra de protección en la forma aprobada. Cualquier membrana impermeable que se rompa o se pele de las superficies de concreto dentro de los 28 días después de su aplicación, deberá ser reparada sin demora, y en la forma aprobada.

### 3.10 Métodos de enfriamiento

#### 3.10.1 Enfriamiento superficial

Al fraguar el cemento, el concreto sufre una fuerte elevación de temperatura que, de no tomar precauciones (aditivos) puede alcanzar unos 30°C. Aparte de las cenizas, se verá la influencia de otras medidas, como el mantenimiento de los agregados en la sombra, su enfriamiento con agua o la mezcla de hielo en el agua de mezclado, todo lo cual conduce a disminuir la temperatura máxima alcanzada. Se trata ahora del proceso de enfriamiento natural, pues la solución definitiva es la refrigeración artificial, sólo aplicable en grandes obras, por más costosa.

La ecuación diferencial que define la transmisión de temperatura  $\theta$  desde la superficie a un punto de profundidad  $z$  en un tiempo  $t$  es:

$$m^2 \frac{d^2\theta}{dz^2} = \frac{d\theta}{dt} \quad 3.1$$

$$m^2 = \frac{k}{c\gamma} \quad 3.2$$

Para el concreto, los valores medios de las constantes suelen ser:

$k$  coeficiente de conductibilidad térmica = 1.5 cal/m/hora/°C.

$c$  calor específico = 0.25 cal/kg/°C.

$\gamma$  peso específico = 2,400 kg/m<sup>3</sup>

La solución general de la ecuación diferencial es

$$\phi = A \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int e^{-\alpha^2} d\alpha + B \quad 3.3$$

$$\alpha = \frac{z}{2m\sqrt{t}} \quad 3.4$$

Que es la función de error de Gauss.

Para el caso de las presas se supone inicialmente ( $t=0$ ) una temperatura interior uniforme  $T_0$  y una temperatura exterior de 0°, con un salto brusco inicial de  $T_0$  en la superficie del bloque. Planteando estas condiciones se obtienen las constantes  $A$  y  $B$ , y resulta la siguiente ley de temperaturas en el interior del bloque por la acción del enfriamiento exterior.

$$\theta = T_0[\phi(\alpha) - 1] \quad 3.5$$

A esta ley hay que añadirle la elevación de la temperatura debida al fraguado, pero como ésta es mucho más rápida (unas 48 horas) puede suponerse que en el instante inicial se tiene la temperatura máxima  $T_0$  debida al fraguado.

En la superficie exterior la transmisión de temperatura no es inmediata, sino que se produce un salto térmico entre el concreto y el aire que equivale a unos 12.5 cm más de espesor de concreto. Por ello, para aplicar correctamente la fórmula deberá operarse incrementando la profundidad real  $z$  en 0.125 m.

### **3.10.2 Métodos de refrigeración artificial**

Para acelerar el enfriamiento del concreto se usan procedimientos que en mayor o menor grado prevén el efecto de la reacción del fraguado o contrarrestan el calor producido en el interior de los bloques. Algunos de los procedimientos empleados:

- Enfriamiento del agua de la mezcla.
- Enfriamiento o protección de los materiales agregados.
- Concreto nocturno.
- Cementos fríos, puzolanas o cenizas volantes.
- Refrigeración interna de los bloques por circulación de agua fría.

Los tres primeros actúan de forma preventiva sobre la temperatura de los componentes o del ambiente, el cuarto reduciendo el calor de fraguado y el último con un control directo de la temperatura durante el proceso.

#### **3.10.2.1 Enfriamiento del agua de mezclado**

El efecto que produce es relativamente limitado, pues el agua representa una baja proporción de la masa. El contenido en agua varía entre 70 y 140  $l/m^3$ , de la que debe descontarse, el contenido de los materiales pétreos, quedando para la actuación de un posible enfriamiento unos 36 a 100  $l/m^3$ .

El agua se enfría en un circuito de evaporación de amoníaco hasta unos 4°C y suele llegar a la instalación del concreto a unos 5°C, con lo que el descenso de la temperatura producido en el concreto es solo de 1°C.

En el enfriamiento por hielo el calor de fusión del mismo es de 80  $cal/g$ , con lo que se puede reducir la temperatura del concreto fresco en 1°C por cada 7.5 kg de hielo. Con proporciones de 35 a 100 kg de hielo por metro cúbico de concreto la temperatura de éste es de 6 a 16°C, que es ya un efecto sensible.

### 3.10.2.2 Enfriamiento y protección de los materiales agregados

El primer tipo de tratamiento es el pasivo, de protección contra el sol; para evitar el sobrecalentamiento de los materiales deben situarse en zona de sombra predominante o protegerlos con coberturas aislantes si están al aire, y pintar de blanco los silos.

Otro paso más definitivo es enfriarlos artificialmente. En primer lugar, se sabe que hay de 3 a 3.5 veces más peso de materiales gruesos que de arena, por lo que es en los primeros en los que será mayor el rendimiento térmico. Por otra parte, la arena tiene poca inercia térmica y recupera la temperatura con relativa rapidez en cuanto cesa el tratamiento. Por ello, éste se ciñe a los elementos gruesos.

El enfriamiento de éstos se consigue por tres procedimientos aislados o combinados:

- Evaporación del agua superficial
- Inmersión en agua o aspersión
- Aire frío

El primero es el más simple y apto sobre todo en climas cálidos y secos: los agregados se van colocando en capas, que se rocían parcialmente con agua y se deja evaporar antes de colocar y tratar el siguiente bloque. El tratamiento con agua fría puede hacerse según los dos sistemas enunciados: inmersión o aspersión. En el primero, los agregados se colocan en un tanque por el que circula el agua a unos 5°C y se mantiene en ella durante unos 25 minutos. En el segundo, pasan en una cinta móvil por un túnel y se mojan por medio de un aspersor con agua a 2.5°C; la travesía suele durar de 4 a 5 minutos y la temperatura de los materiales se reduce en unos 9°C. Estos dos sistemas son los más empleados.

Si aún se desea un mayor enfriamiento, se hace circular aire frío sobre el material mayor de 20 mm (para evitar que los menores puedan helarse y formar bloques). El aire entra a 17°C en el silo y sale a unos 3°C y la temperatura de los agregados puede llegar a ser de -2°C a -7°C, al final de la operación.

Con todos estos tratamientos se puede conseguir un resultado conjunto de un descenso en unos 10°C en la temperatura del concreto al fraguar, que es una reducción sensible.

### 3.10.2.3 Refrigeración artificial interna de los bloques

En este sistema se hace circular agua por una red de tubos previamente introducida en la masa del concreto, con lo que se produce un intercambio térmico: el agua enfría el concreto, y el calor que ha recibido de éste es llevado por el agua al exterior, ya sea reintegrándola al río o llevándola a un órgano de enfriamiento, retornando al concreto en circuito cerrado.

Los tubos se colocan directamente sobre la superficie horizontal del concreto endurecido, en forma concéntrica o de parrilla, con los elementos tubulares rectos unidos por codos simples o en T, y una equidistancia entre ellos igual o ligeramente superior al espesor de los bloques. Así, la capa superior se hormigona sin estorbo alguno, pues los tubos quedan debajo, en el contacto entre bloques. Cada

bloques queda, pues, enfriado desde sus dos superficies horizontales, salvo la que se está hormigonando, que sólo los tiene en la cara inferior.

La intensidad del enfriamiento depende de la temperatura del agua, su caudal y la separación de los tubos, es decir, el caudal específico, que suele ser, como máximo, de  $0.5 \text{ cm}^3/\text{s}$  por metro cúbico del bloque. El efecto marginal obtenido por encima de esta cifra es pequeño, por lo que no tiene interés en superarla. El diámetro de los tubos no influye prácticamente, por lo que se adopta un mínimo posible que dé una pérdida de carga hidráulica aceptable: normalmente suele ser de 1" a 1 1/2". Los tubos son de acero normal de 1 mm de espesor; los aceros especiales no son necesarios, y encarecen.

Para conseguir la mejor distribución del agua y del enfriamiento la longitud total de cada circuito de tubos se limita a unos 300 m.

Para garantizar la uniformidad del enfriamiento, cada cierto tiempo se invierte el sentido de circulación del agua. Cada 24 ó 48 horas debe hacerse un control de temperatura del concreto, para lo que se interrumpe la circulación de agua hasta que ésta adquiera una temperatura estable, que es la del concreto.

Las tuberías externas de alimentación deben ir convenientemente aisladas para evitar el calentamiento prematuro del agua. Pueden ir por las galerías de la presa apoyadas en los paramentos.

Con este sistema se logra una gran eficacia y un control completo de la temperatura interna en el volumen total de la presa y durante todo el tiempo que sea necesario. Con esto el proceso de la obra queda liberado de las limitaciones de enfriamiento natural pues:

- No solo se enfría desde la superficie libre del bloque, sino también, desde abajo de ella.
- El enfriamiento puede prolongarse indefinidamente y en pocos días.
- Puede controlarse a voluntad su intensidad, actuando sobre la temperatura y caudal del agua, mientras que el enfriamiento natural depende de la temperatura ambiente.
- En consecuencia, los bloques pueden ser más altos y el intervalo de concreto entre ellos puede ser menor, liberando el plan de trabajo de la obra de una de sus limitaciones más críticas.

En contrapartida, la instalación y su mantenimiento son costosos y solo aplicables en presas cuyo gran volumen prácticamente lo exige o económicamente lo justifica por la disminución de plazo.

La temperatura del agua debe ser tal que no produzca una excesiva caída térmica en el concreto susceptible de producir fisuras. Por ello, durante las primeras 3 ó 4 semanas después de colado el concreto la caída de temperatura no debe ser superior  $0.5^\circ\text{C}$  por día, para lo que suele bastar el agua natural, sin enfriar. El enfriamiento del concreto es más lento, pero más eficaz pues además de las fisuras se evitan defectos de fraguado en la inmediación de los tubos.

El momento del comienzo del enfriamiento artificial es asunto discutido. Es normal empezar alrededor de 24 horas después del comienzo de la colocación del concreto con lo que se consigue reducir temperatura de 5 a 10°C. La fase de enfriamiento con agua natural suele durar de 2 a 3 meses, según la estación del año y la temperatura exterior.

En la segunda fase se emplea agua enfriada a una temperatura de 2.5°C. Esta fase suele comenzar cuando el concreto está a unos 25°C pero la decisión depende de lo que sea más económico, dentro lo deseable. Esta parte del tratamiento suele durar 3 meses.

### **3.10.3 Precauciones en tiempo de frío o lluvioso**

Las bajas temperaturas retardan el proceso de fraguado y puede llegar a paralizarlo, por lo que hay que adoptar procedimientos adecuados para evitarlos.

El costo del concreto con temperaturas ambientes por debajo de 0°C es alrededor del doble que el de colocación y protección en tiempo cálido, se deduce que el frío extremo es más costoso que el caliente. Por ello la primera decisión es si se interrumpe o no la obra, cuando se llega a ese límite, la decisión depende de la duración previsible de ese régimen térmico extremo y de la envergadura y condiciones de la obra, así como de la influencia económica, de una demora en su terminación.

Algunas precauciones son similares a las apuntadas contra el calor; cubrir los materiales agregados y las bandas transportadoras, incluso calentarlos con agua y vapor, aislar las conducciones de agua etc. Otras precauciones específicas son calentar el agua de mezclado a una temperatura de 40°C, acelerar los transportes evitando paradas, cubrir los bloques para que conserven el calor de fraguado y se beneficien del bloque inferior, dejar las cimbras para preservar los bloques lateralmente y comenzar el vibrado en seguida de colocar el concreto.

Se usan también generadores de vapor individuales para eliminar el hielo que pueda formarse en la roca, concreto o cimbrado. Al terminar un bloque debe cubrirse con materiales aislantes y colocarse termómetros en diferentes profundidades para controlar la temperatura de fraguado. Y a veces se usan tubos de agua caliente o vapor adheridos a las cimbras para calentarlos.

Como el frío retarda el fraguado, se usan a veces aceleradores. En climas templados lo normal es interrumpir la obra en la época más fría; las superficies deben protegerse con mantas de poliuretano, y algunos casos se han utilizado mantas eléctricas. El objetivo debe ser mantener la temperatura superficial alrededor de 10°C durante la parte más cruda del invierno.

## **3.11 Concreto compactado**

El mayor costo del concreto procede del cemento y de la puesta en obra a lo que se añade el costo de los elementos complementarios: cimbrado, enfriamiento, tratamiento de juntas, juntas de contracción etc. La presa de materiales sueltos es de ejecución mas simple y permite emplear cualquier material disponible en el entorno para la mayor parte del volumen de la presa, con solo una



selección también relativamente simple para un 10 ó 20% de éste y solo un vertido, extendido y compactado con grandes maquinas con gran simplicidad y rapidez.

Por eso la idea central de los nuevos métodos de concreto sea ha inspirado en, utilizando en lo posible los grandes medios de puesta en obra de los materiales sueltos, junto con una simplificación de los componentes y procesos de hormigonado.

El concepto de Roll Compacted Concrete, o rollcrete o por sus siglas RRC, de momento, no hay mas traducción directa que la de concreto compactado con rodillo (HCR) o mas usual y brevemente concreto compactado (HC). Su idea básica es fabricar un concreto con muy bajo contenido de cemento, complementado con cenizas, que se extiende y compactan como las tierras, de forma continua, sin preparación en bloques o con juntas verticales muy distantes que a veces se hacen a posteriori. La reducción del cemento se traduce directamente en el costo, pues el elemento es mas caro, añadiéndose otra reducción aún más importante por la facilidad operativa, además, se aminoran considerablemente los problemas creados por el calor de fraguado.

La primera presa de concreto compactado fue la de Simagigowa (Japón) en 1980. Durante esa década fue extendiéndose ésta técnica, principalmente en USA y Japón con tecnologías algo diferentes: la japonesa, llamada RCD (rolled compacted dam) se dirige a obtener la misma calidad que un concreto normal reduciendo la dosificación y simplificando la puesta en obra; el RCC americano centra la atención en simplificar la obra y en el uso de conglomerantes de bajo calor de fraguado. A su vez, dentro de la tecnología americana hay dos tendencias: la primera emplea un bajo contenido conjunto de cemento y cenizas aún a costa de la calidad y resistencia; la segunda utiliza mezclas más ricas en pasta con fuerte proporción de cenizas volantes frente al cemento, y esta es la tendencia mas generalizada en la actualidad.

### **3.11.1 Condiciones y propiedades del HC**

En principio el HC requiere mayor atención que el ordinario, precisamente porque su ejecución es más simple y se disminuye radicalmente el cemento.

El concreto fresco se extiende con bulldozers, formando una capa de 30 a 35 *cm* para que pueda ser compactada con rodillo vibrante. Después de compactada una capa debe echarse otra encima y compactarse sin interrupción entre ambas, hasta tres o cuatro, es decir, hasta un espesor máximo de aproximadamente 1*m*.

Ese conjunto de capas (que en el RCD puede ser una) constituye un bloque, como se ve, mas baja que la del concreto ordinario; la superficie del bloque es la que suele someterse a tratamientos similares al de una de concreto normal para que pegue a la parte superior después del periodo de enfriamiento. Las capas, como sea dicho, solo son elementos de compactación, pero no de enfriamiento ni tratamiento.

Entre dos capas consecutivas no debe transcurrir un tiempo superior a la de la iniciación del fraguado para que el sellado sea correcto sin necesidad de ningún tratamiento.

Este lapso es de unas 12 hrs para cementos hipocalóricos con altos contenido de cenizas. Si por cualquier circunstancia se superara, la junta entre capas deberá tratarse como una junta fría entre bloques. Las cifras son indicativas, ya que, dada la novedad de esta tecnología, hay una gran variación en los métodos.

Una forma de medir la densidad del concreto compacto es medir el espesor del bloque antes y después de la operación. También se emplea la medición en los isótopos. Las probetas extraídas de las capas compactadas permiten, además de medir la densidad conocer la resistencia.

Las juntas verticales longitudinales paralelas a la corona no existen por esencia en el HC, pues son innecesarias y estorbarían la ejecución.

Las únicas juntas verticales que se dejan son las transversales, para prevenir la oscilación térmica o por las condiciones del terreno. Estas juntas son de dos tipos: las más separadas que vienen definidas por la longitud del bloque, hormigonado, y se hacen en sus extremos con cimbrado convencional; su impermeabilización se hacen con una banda de PVC o de neopreno, como una presa normal, como estas juntas dependen de la capacidad de los equipos, que es la que define la longitud del bloque, pueden estar muy distantes: entre 50 y 200 m. Esta distancia puede ser excesiva para la movilidad térmica aunque esta es menor en estas presas o por las condiciones del terreno, por lo que se suelen complementar con otras a distancia de 20 a 50 m que se abren a posteriori, hincando en el concreto fresco, antes de la compactación, una chapa metálica de una altura igual a los 2/3 de espesor de la capa, que se abandona. Esta técnica de corte con hincamiento a sustituido al corte con sierra, que fue la usada en Alpe Gera y otras presas. Las juntas cortadas se impermeabilizan igual que las otras.

El curado y la protección de las superficies libres contra la lluvia y la nieve son como en el concreto ordinario. El HC puede colocarse bajo lluvia ligera con tal de que la mezcla no se vea alterada tanto en su calidad como resistencia

### 3.12 Valores de Tolerancia en Presas y Obras Auxiliares.

a) En todas las estructuras

Variación en el contorno lineal construido de puntos establecidos en la planta.	En 6.9 m. ....1.3 cm. En 12.2 m.....1.9 cm.
Variación de dimensiones en detalles individuales de las estructuras en relación a puntos establecidos.	En 24.4 m. o mas .....1.2 cm En construcción enterradas, el doble de las cantidades anteriores.
Variación con respecto a la plomada, de un escarpe especificando, o de las superficies curvas de todas las estructuras, incluyendo las líneas y las superficies de las columnas, muros pilas, estribos, secciones de arcos, ranuras para las juntas verticales, y cantos visibles Variación del nivel o de las rasantes indicadas en los dibujos, en losas, vigas, intradós, ranuras de las juntas horizontales y cantos visibles.	En 24.4 m.....1.3 cm En 6.9 m.....1.9 cm En 12.2 m o mas ...3.2 cm En construcción enterradas, el doble de las cantidades anteriores  En 3.0 m.....1.3 cm. En 9.1 m o mas.....1.3 cm En construcción enterradas, el doble de las cantidades anteriores
Variación en las dimensiones de la sección transversal de columnas, vigas, estribos, pilas y miembros semejantes.	En menos.....0.6 cm En mas.....1.3 cm
Variación en espesor de losas, muros, secciones de arcos y miembros semejantes.	En menos.....0.6 cm En mas.....1.3 cm

b) En zapatas para columnas, pilas, muros, contrafuertes y miembros semejantes.

Variación de dimensiones en planta	En menos.....1.3 cm En mas.....5.1 cm
Error en excentricidad	2% de la anchura de la zapata en la dirección del error pero no mayor de 5.1 cm
Reducción en espesor	5% del espesor especificado

c) Umbrales y muros laterales para compuertas radiales y Juntas estancias semejantes

Variación de la plomada y del nivel	No mayor de 0.32 cm en 3.0 m.
-------------------------------------	-------------------------------

d) Valores de tolerancia para los revestimientos de concreto de los Túneles y conductos monolíticos

Desviación del alineamiento establecido o de la rasantes establecida	Túneles y conductos de circulación libre 2.54 cm Túneles y conductos de alta velocidad 1.3 cm. Túneles de ferrocarril .....2.54 cm.
Variación de espesor en cualquier punto	En el revestimiento de: Túneles En menos 0 Conductos En menos 21% ó 0.6 cm el que resulte mayor. Conductos En más 5% o 1.3 cm, el que sea mayor
Variación en las dimensiones interiores	½ de 1 %

e) Valores de Tolerancias en la colocación del acero de refuerzo

Variación del recubrimiento	En los recubrimientos de 5.1 cm.....0.6 cm En los recubrimientos de 7.6 cm... 1.3 cm
Variación en la separación indicada	2.54 cm

### 3.13 Guía para el control del proceso constructivo de una Presa.

A. F. Johnson en la publicación, Diseño de Presas pequeñas (1985) sugiere la siguiente presentación:

#### **NOMBRE DEL PROYECTO**

#### **VIABILIDAD (O ESPECIFICACIONES) DE PROYECTO Y PRESUPUESTO PARA LA PRESA ...**

##### **A. Ubicación y finalidad:**

1. Sección, distancia, meridiano principal, condado, estado, municipio, ciudad más cercana.
2. Localización con respecto a otros detalles.
3. Accesibilidad.
4. Objeto:
  - a) Volumen de almacenamiento – activo, muerto.
  - b) Tipo de almacenamiento – para riego, para avenidas, fuerza motriz, servicios domésticos, etc.

c) Elevaciones de la superficie del agua.

5. Posibles alternativas, si las hay.

**B. Compendio del proyecto:**

1. Capacidad de almacenamiento	volumen
2. Capacidad del vertedor	m <sup>3</sup> /s a la elevación del agua de
3. Capacidad de la obra de toma	m <sup>3</sup> /s a la elevación del agua de
4. Capacidad de la obra de toma para fuerza motriz	m <sup>3</sup> /s a la elevación del agua de
5. Corona de la presa	Elevación
6. Superficie normal del agua	Elevación
7. Máximo nivel del agua	Elevación
8. Nivel mínimo del agua	Elevación
9. Bordo libre arriba del nivel máximo	m
10. Altura máxima de la presa arriba del lecho del río	m
11. Costo estimado de la presa (o de la presa y el vaso)	\$
12. Costo estimado por m <sup>3</sup>	\$
13. Presupuesto total, del proyecto	\$
14. Planos generales y secciones	Dibujo No.

**C. Datos del proyecto**

1. Topografía:
  - a. Escala
  - b. Intervalo entre curvas de nivel.
  - c. Números de las hojas de plancheta.
  - d. Levantados por.
  - e. Fecha de levantamiento.
2. Informe geológico – Autor y título-
3. Registros de los pozos de prueba y de los sondeos.
4. Datos hidráulicos, capacidades , requisitos y quién lo estableció:
  - a. Almacenamiento, riego, avenidas y fuerza motriz.
  - b. Obra de excedencia.
  - c. Obra de toma.

- d. Obras de derivación.
  - e. Curvas de almacenamiento para varias elevaciones del nivel de la superficie de agua.
5. Datos hidrológicos:
- a. Hidrogramas.
  - b. Avenida máxima registrada.
  - c. Avenida del proyecto.
  - d. Escurrimiento medio anual de la cuenca.
  - e. Curva del agua de descarga.
  - f. Secciones transversales de la corriente
  - g. Valores del proyecto.
  - h. Condiciones climáticas.
6. Localización de bancos de préstamo y de los depósitos de agregados, servicios de transporte disponibles.
7. Datos sobre el derecho de vía.
8. Fotografías

**D. Datos del vaso:**

- 1. Capacidades propuestas con las correspondientes elevaciones de la superficie del agua.
- 2. Dimensiones generales.
- 3. Estructura existentes afectadas.
- 4. Naturaleza de los terrenos inundados y desmonte necesario.
- 5. Cambios de localización: ferrocarriles, carreteras, líneas telefónicas, oleoductos y líneas de transmisión.
- 6. Limitaciones a la línea de embalse.
- 7. Geología:
  - A. Formaciones generales.
  - B. Factores relativos a las pérdidas en los vasos.
  - C. Manantiales tributarios.
  - D. Depósitos perjudiciales minerales y salinos.
- 8. Derecho de vía.

**E. Datos sobre el emplazamiento de la presa:**

1. Detalles geológicos
  - a. Naturaleza del lecho del río y de las riberas.
2. Interpretación de los pozos de prueba y de los sondeos.
3. Pruebas de filtración, agua subterránea.

**F. Proyecto de la presa:**

1. Número y tipo de los presupuestos preparados.
2. Detalles que controlan el proyecto.
3. Número de dibujos.
4. Elevación de la superficie del agua, capacidad de almacenamiento, bordo libre.
5. Dimensiones generales:
  - a. Ancho de la corona.
  - b. Descripción de la sección – taludes, altura, zonas etc.
  - c. Longitud de la corona; camino en la corona.
  - d. Longitud de la base en la sección máxima.
6. Factor de filtración; factor de deslizamiento.
7. Cepa para el dentellón y dimensiones del muro para el mismo.
8. Necesidad de inyecciones de cemento.
9. Drenes del pie del talud de aguas abajo.
10. Parapeto y guarniciones.
11. Galerías.
12. Escaleras para peces, pasos para troncos, etc.

**G. Proyecto de las obras de toma:**

1. Requisitos:
  - a. Curvas de descarga.
  - b. Capacidades de derivación y elevaciones de la superficie del agua.
2. Factores que afectan la localización.
3. Dimensiones del túnel – Material encontrado; placas de revestimiento.
4. Dimensiones del conducto.
5. Cámaras de compuertas:
  - a. Dimensiones.
  - b. Localización.
  - c. Accesibilidad
6. Compuertas, válvulas y tubos:
  - a. Dimensiones.
  - b. Elevaciones.
7. Accesos, lumbreras, socavones, taponos.
8. Localización de los controles.
9. Rejillas.
10. Estanques amortiguadores.

**H. Proyecto de vertedores de demasías:**

1. Requisitos.
2. Factores que gobiernan el proyecto y su ubicación.
3. Tipo y descripción:
  - a. Controlados y sin control.
  - b. Revestimiento.
  - c. Dimensiones.
  - d. Elevaciones.
4. Compuertas, estructuras de las compuertas:
  - a. Dimensiones.
  - b. Operación.
5. Tanque amortiguador:
  - a. Descripción general.
  - b. Dimensiones.
6. Canales de acceso y de descarga.

**I. Servicios auxiliares para la construcción:**

1. Tiempo estimado para terminar la obra.
2. Potencia disponible.
3. Ferrocarril para la construcción.
4. Campamento de Construcción.
5. Condiciones locales.

**J. Materiales y precios unitarios**

1. Localización de los prestamos, acarreos.
2. Depósitos de agregados, acarreos.
3. Cemento, fábrica más cercana, acarreos.
4. Ferrocarriles, terminales.
5. Bases para los precios unitarios.



## 4. EQUILIBRIO ESTRUCTURAL EN LAS CORTINAS Y OBRAS DE EXCEDENCIA

La función principal de una cortina es elevar el nivel del agua; por lo tanto, la fuerza externa principal que debe resistir la cortina es la presión del agua almacenada. Sin embargo, también actúan otras fuerzas en la estructura. Estas fuerzas se muestran en la figura 4.1 y son:

- La presión interna y externa del agua
- Presión de los azolves
- Presión del hielo
- Fuerzas sísmicas

En la cortina de concreto, su peso es la fuerza principal que resiste la presión del agua. En las cortinas de contrafuertes con paramento mojado inclinado, parte de la carga del agua estabiliza la estructura. En las cortinas de arco, la carga se transmite por el efecto de arco a la cimentación; disminuyendo la importancia del peso como componente que influye en la estabilidad.

Las fuerzas principales tienen ciertos valores que deben considerarse en cualquier proyecto. Con el tipo de proyecto se modifica la transmisión de las fuerzas y los factores de seguridad.

Las cortinas y obras de excedencias deben ser lo suficientemente estables para que no se vuelquen, deslicen, ni tengan que soportar esfuerzos excesivos y cualquier erosión secundaria que pueda producir el deslizamiento de la cimentación. Se deberá considerar cuidadosamente las fuerzas que intervienen en el proyecto para determinar el tipo de cortina y obra de excedencia que se necesita y las fuerzas que se aplicarán a la estructura.

### 4.1 Empuje hidrostático

La presión del agua aumenta, de acuerdo a la ley de Pascal, en proporción directa a su profundidad. Siendo perpendicular a la superficie en contacto y puede representarse por una distribución de presiones triangular o trapezoidal según sea el caso.

La fuerza resultante de la distribución de presiones se conoce como empuje hidrostático y el punto de ubicación de dicha fuerza se conoce como centro de presiones el cual se ubicará en el centro de gravedad de la cuña de distribución de presiones.

Cuando el paramento aguas arriba no es vertical el empuje del agua se descompone para efectos de cálculo en un empuje horizontal y una componente vertical la cual viene siendo el peso de la cuña de agua. Es claro que el peso del agua se elimina cuando se tiene un talud vertical.

El cálculo del empuje puede realizarse como:

$$E = \gamma Z_G A \quad 4.1$$

Donde

- $E$  Empuje hidrostático
- $\gamma$  Peso específico del agua
- $Z_G$  Profundidad del centro de gravedad
- $A$  Área en contacto con el agua

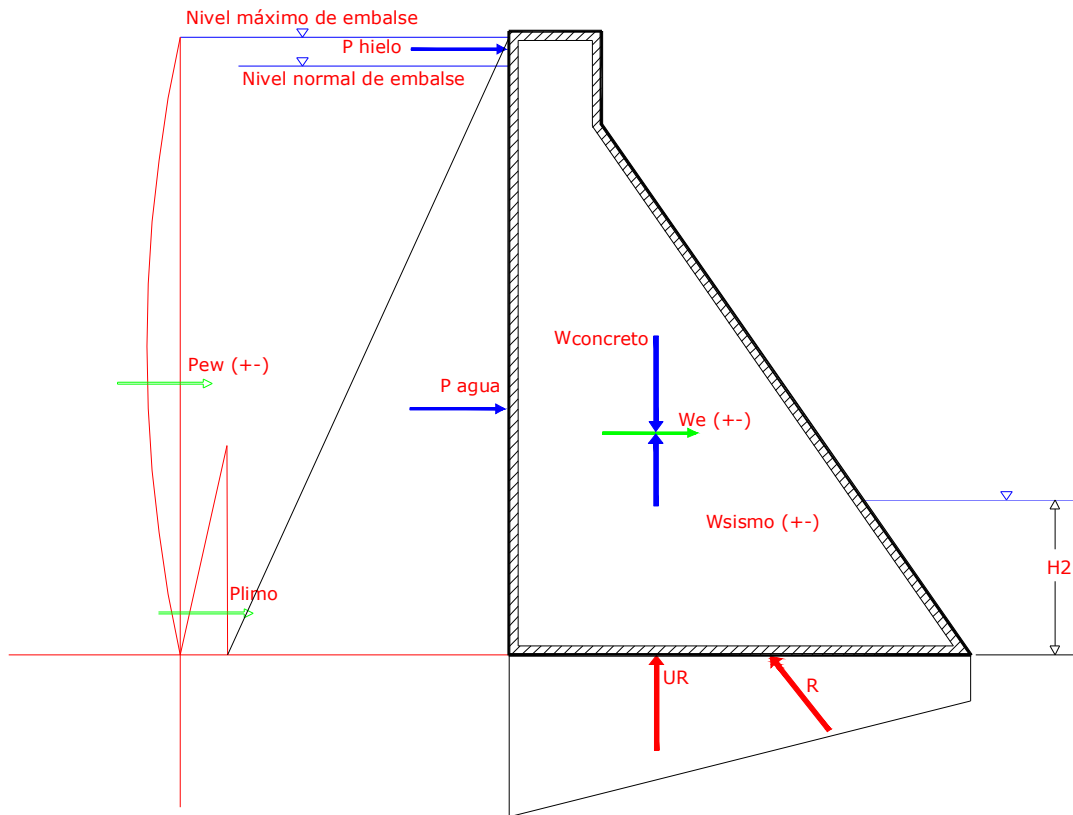


Figura 4.1 Fuerzas actuantes en la Cortina

En las cortinas de gravedad pequeñas el paramento mojado es casi siempre vertical. Al aumentar la altura del agua generalmente se usa una cara vertical ligeramente inclinada. La carga vertical del agua en esas secciones está representada por el peso del volumen del agua que está verticalmente arriba de esa sección. La resultante de la carga vertical del agua pasa por el centroide de esa área. En las cortinas pequeñas no se toma en cuenta esta carga estabilizadora.

En el proyecto de las cortinas de contrafuertes la carga del agua estabiliza el paramento que está inclinado varios grados con respecto a la vertical. En este caso, la carga del agua se transmite a la superficie plana y los incrementos de la carga que resulten deben calcularse para los incrementos de profundidad.

## 4.2 Fuerzas de Filtración

Las cortinas en los materiales de cimentación blandos deben estar seguras contra las fuerzas que experimenta al igual que las obras en cimentaciones de roca. Además se debe considerar los efectos de la filtración, la tubificación bajo la estructura, y el asentamiento o consolidación de los materiales de la cimentación.

Los materiales de cimentación blandos incluyen arcillas, arenas, gravas aluviales, rocas fracturadas, brechas blandas, y lutitas laminares (así como otras rocas de baja capacidad de carga y poca resistencia al deslizamiento).

Desde el punto de vista de la ingeniería, el movimiento del agua a través o abajo de una estructura no es objetable si no excede los límites de seguridad del proyecto. Sin embargo, el gasto total puede ser lo suficientemente grande para que sea económicamente conveniente impermeabilizar la zona permeable. El sistema pierde el agua que pasa por abajo de la cortina y obra de excedencias; sin embargo, el flujo de la corriente puede permitir reducir los costos de construcción permitiendo algunas filtraciones dentro del límite de seguridad. Estos límites pueden resumirse para las cimentaciones permeables como:

1. Limitar las velocidades y presiones de filtración en el material de cimentación, de manera que no muevan las partículas del suelo produciendo tubificaciones, socavación de la cimentación, o arrastre en masa del material.
2. Limitar la subpresión bajo la cimentación de manera que no ocurran momentos de volteo y deslizamientos perjudiciales en la cimentación.

Las propiedades técnicas del suelo son importantes para el estudio de las presas sobre cimentaciones permeables. Las técnicas modernas de construcción permiten colocar las presas sobre materiales blandos y permeables sobre la cimentación.

### 4.2.1 Flujo del agua en los materiales porosos

El agua que pasa por un material poroso puede estimarse por medio de la ecuación de Darcy:

$$Q = kiA \quad 4.2$$

Donde:

- |   |  |
|---|--|
| Q | Gasto  |
| k | Coefficiente de permeabilidad para la cimentación, es decir, es el gasto a través de un área unitaria bajo un gradiente hidráulico unitario. |
| i | Gradiente hidráulico, igual a la diferencia de carga dividida por la longitud del recorrido, $(h/l)$   |
| A | Área bruta de la cimentación a través de la cual fluye el agua.  |

El coeficiente  $k$ , se determina por varios métodos. El mejor y el mas económico para presas pequeñas es la prueba con bombeo. En esta prueba se inyecta agua en un barreno o pozo de prueba y se determina el gasto filtrado, bajo una carga hidráulica determinada.

La prueba de extracción con bombeo es relativamente costosa y sus resultados son mas difíciles de interpretar. Con esta prueba se mide la permeabilidad global extrayendo agua de un agujero en forma constante y midiendo el abatimiento del nivel freático en pozos de observación a distancias diferentes del pozo bombeado.

La prueba con colorantes estima el gasto de un color o electrolito, del punto de inyección a un pozo de observación. En esta prueba hay que hacer varios tanteos, ya que la dirección supuesta para la corriente del color puede o no coincidir con las rutas reales del flujo. Pueden ser necesarios varios tanteos (cambiando la localización de los pozos de observación) para estimar correctamente la permeabilidad.

Con las pruebas de inyección se obtienen resultados seguros en las cimentaciones estratificadas. Ya que, se estiman las permeabilidades en cada capa de material al ir perforado el pozo. La precisión del cálculo de las filtraciones subterráneas (determinadas con la fórmula de Darcy) depende de la homogeneidad del material de la cimentación y de la seguridad del coeficiente de permeabilidad determinado. A una cimentación heterogénea debe aplicarse un coeficiente pesado. Normalmente, la permeabilidad horizontal es mucho mayor que las permeabilidades verticales.

Las fuerzas de filtración existen en todos los movimientos gravitacionales del agua a través de los suelos. Sus efectos en la estabilidad de la masa de suelo y en cualquier estructura colocada sobre las partículas del suelo necesitan ser determinados. Para impedir las fallas por tubificación, la fuerza que impulsa el agua debe disiparse casi por completo por las fuerzas de fricción en la longitud de la base de la cortina y obra de excedencia.

La magnitud de las fuerzas de filtración a través de la cimentación y en el pie de la estructura depende de la tasa de pérdida de carga del agua en movimiento. Los suelos impermeables no son muy susceptibles a la tubificación porque ofrecen gran resistencia a la circulación, y la carga hidráulica se disipa en su mayor parte por fricción. Por otra parte, los suelos permeables (y la roca estratificada o fracturada) pueden permitir la circulación de volúmenes sustanciales en el pie sin grandes pérdidas por fricción.

Otro tipo de falla se debe a la erosión interior por manantiales que se formen cerca del pie, continuando hacia aguas arriba a lo largo de la base de la presa, las paredes de un conducto, de un plano de sedimentación, u otro tipo de zona debilitada. Este tipo de falla se debe a la erosión o arrastre subterráneo.

La magnitud y distribución de las fuerzas de filtración pueden determinarse haciendo un análisis por medio de las redes de flujo. Una red de flujo es una representación gráfica de los recorridos del agua que se filtra y de las líneas de igual potencial (presión sobre un plano de referencia) en la circulación subterránea. Las redes de flujo que se usan para determinar la estabilidad estructural tiene algunas limitaciones serias. Por una parte, el método de análisis de redes de flujo es virtualmente independiente del tamaño del grano; teóricamente, la falla ocurre inmediatamente después de llenar el vaso. La experiencia demuestra que esto no es completamente cierto. El tamaño y la

granulometría tienen influencia en las fallas por tubificación que ocurren después que la cortina a estado en servicio. La red de flujo no es efectiva para el análisis de problemas de circulación estratificada o problemas de falla por erosión debida a formación de manantiales. Además, para dibujar un diagrama de redes de flujo preciso se requiere mucha experiencia, especialmente cuando se usan dentellones y los suelos heterogéneos forman parte de la cimentación.

El problema de construir cortinas y obras de excedencia sobre cimentaciones blandas es evitar la tubificación, al mismo tiempo que se mantiene una estructura económica y segura. Una cortina de concreto que se desplanta sobre una cimentación permeable puede considerarse como una estructura que crea un conducto para que corra el agua del vaso hacia aguas abajo. El objetivo del diseño para evitar la tubificación es doble: se pretende hacer este conducto lo suficientemente largo; y crear fricción suficiente dentro del material para reducir las velocidades a valores inferiores a las capaces de mover las partículas del suelo. El controlar el movimiento de las partículas en el pie o en el extremo de aguas abajo de la línea de flujo es muy importante.

Ocurre tubificación incipiente cuando la presión ejercida en el suelo por el agua en movimiento excede de la fuerza de resistencia ofrecida por el suelo. La fuerza de filtración,  $P_f$ , ejercida por el agua en el suelo, iguala al peso específico del agua  $\gamma$ , multiplicado por el gradiente hidráulico,  $i$ , que obra en un volumen unitario de suelo. Si el suelo es homogéneo, la fuerza obra uniformemente en el total de la masa del suelo. El punto crítico para que comience la tubificación es el talón de la cortina o vertedor.

La ley de Darcy permite una base teórica para escoger la longitud adecuada del recorrido del agua abajo de la cimentación.

El gasto puede obtenerse partiendo de la ecuación 4.2 como:

$$Q = kiA = C_1 \frac{HA}{L} \quad 4.3$$

Donde:

$Q$	Gasto, en $m^3/s$
$H$	Profundidad del vaso $m$
$L$	Longitud del recorrido $m$
$C_1$	Coefficiente que depende del material

Por continuidad,  $Q = AV$ ; por lo que:

$$L = \frac{C_1 H}{V} \quad 4.4$$

Para un material dado, existe una velocidad máxima,  $V$ , a la que el agua puede brotar debajo de la estructura sin producir falla por arrastrar el material de la cimentación. La longitud del recorrido se fija por la línea de corrimiento pesada, como la propone Lane.

En el procedimiento de Lane se da mayor importancia al recorrido vertical que en el sentido horizontal (en contraste con los valores de igual peso de Bligh). Al calcular la línea de corrimiento por el procedimiento de Lane, las distancias horizontales de recorrido se toman como un tercio del valor de las distancias verticales. Las distancias verticales, y también las inclinadas hasta 45 grados, se toman con su valor total para la estimación de la distancia de corrimiento.

Un factor que no se evalúa completamente en ninguno de los dos procedimientos se refiere a la tubificación incipiente abajo de la obra. Ambos autores reconocen el aumento en el gradiente hidráulico en el pie de la obra, lo que requiere que se coloquen en el pie dentellones y filtros de drenaje. En este punto crítico debe asegurarse un gradiente de presión de seguridad. Cuanto más rápida sea la reducción de presión hacia arriba, menos estable será el material, hasta que, a un valor crítico, el material se mueve, saliéndose. Este valor crítico se expresa como

$$\frac{H}{L} = (\gamma_m - 1)(1 - P) \quad 4.5$$

Donde

$\gamma_m$       Peso específico del material  
 $P$          Porcentaje de huecos en el material expresado como decimal

La seguridad contra flotación en el pie puede efectuarse mejor construyendo un dentellón y un filtro invertido de arena aguas arriba del dentellón, con drenes tubulares que lleven el agua a la superficie. Esto reduce en forma efectiva la subpresión y elimina la tubificación. Este tipo de dentellón debe hacerse en combinación con un dentellón aguas arriba que reduzca las fuerzas de la subpresión.

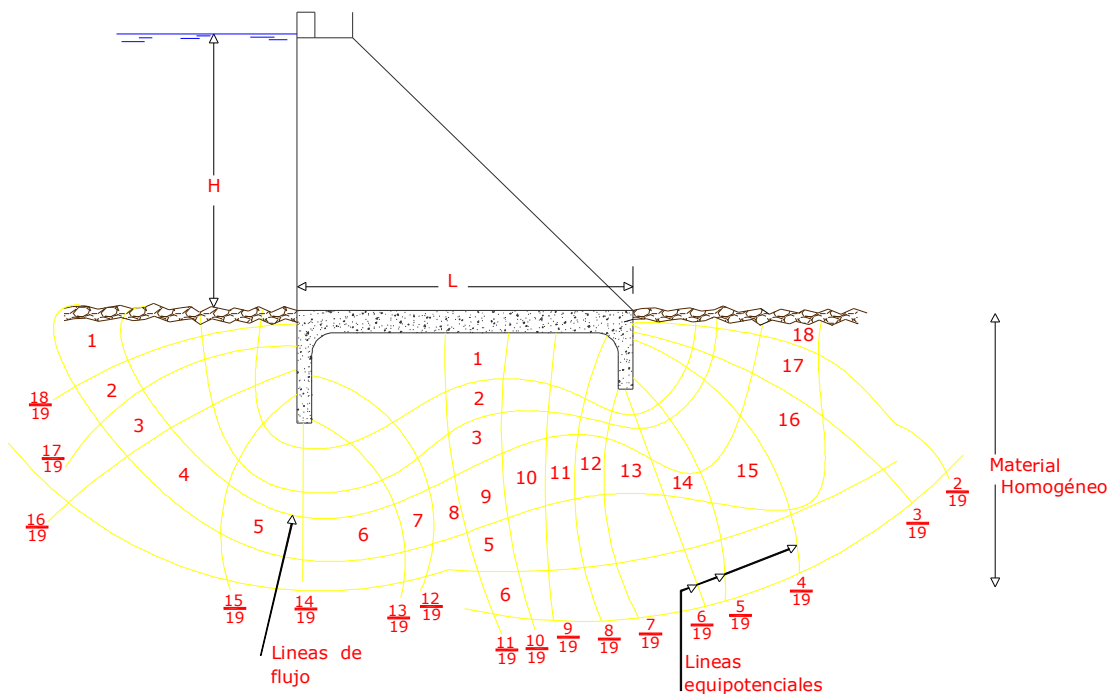
El dentellón de aguas arriba debe ser igual o tener una profundidad mayor que la longitud de la base de la presa.

Pueden usarse dentellones menos profundos, pero las fuerzas de subpresión y filtración no se reducirán tanto en las cimentaciones permeables. Los dentellones en el paramento aguas arriba deben colocarse a través del material permeable hasta el impermeable, para reducir tanto la subpresión como las fuerzas de filtración. Esta condición no siempre es económicamente factible. Sin embargo los adelantos logrados en las técnicas de inyección a presión y en la construcción de dentellones permiten considerar el uso de más cortinas de concreto sobre materiales permeables.

La analogía eléctrica es un método rápido y económico para analizar las condiciones críticas de la circulación del agua. En la figura 4.2 se ilustra una red de flujo típica. Las redes de flujo pueden también construirse por un método matemático, uno gráfico, o haciendo experimentos con modelos.

La red de flujo esta compuesta de líneas de flujo y de líneas equipotenciales. Las líneas de flujo indican los recorridos que hace el agua desde el vaso hasta la descarga. Las líneas equipotenciales se refieren a los planos de igual presión. La tasa de flujo se refieren a los dos planos de igual presión.

La pérdida de energía lo muestran las líneas equipotenciales. En la base de cada dentellón se produce una concentración del flujo, que se muestra cuando las líneas de flujo están más juntas (el gasto es igual entre las líneas de flujo). Desde la superficie del suelo de aguas arriba hasta la base del dentellón se disipan aproximadamente  $14/19 H$ ; sobre la línea equipotencial localizada cerca del centro de la presa se disipan aproximadamente  $10/19 H$ , casi 50% de la carga  $H$  en el vaso. Puede hacerse un análisis semejante en el dentellón de aguas abajo. Si no se construye un dentellón o filtro aguas abajo, las líneas de flujo se concentrarían en el pie de concreto. La disipación de 50 por ciento de la carga del vaso significa también que la subpresión se reduce en forma semejante. La subpresión está directamente relacionada a la carga del vaso.



**Figura 4.2** Diagrama típico de red de flujo.

### 4.2.2 Subpresiones

Existen también fuerzas internas o de subpresión en los poros, grietas y hendiduras, tanto en la cortina y obra de excedencias como en su cimentación. Los espacios huecos dentro del concreto y del material de cimentación están llenos de agua que ejercen presión en todas direcciones. La intensidad de la subpresión depende de las cargas hidráulicas, es decir, de la profundidad del vaso y de la distancia del paramento mojado al punto de interés. La subpresión ocurre en el concreto y en las cimentaciones de roca, así como en las cimentaciones blandas permeables. El valor total de la subpresión que se usa en el proyecto es en gran parte cuestión del criterio basado en el tipo de

cimentación empleada, las medidas que se tomen para evitar la filtración, la probable deficiencia de los drenes de la cimentación, y de los métodos de construcción.

En las cortinas huecas y de contrafuertes, los espacios entre los mismos disminuyen las subpresiones. Sin embargo, cuando estas cortinas se colocan sobre cimentaciones blandas y permeables, debe tenerse cuidado en evitar la tubificación del material de la cimentación a través de los drenes.

Las subpresiones abajo de las cortinas de concreto y obras de excedencias sobre cimentaciones blandas están relacionadas con las filtraciones a través de los materiales permeables. El agua que pasa a través de materiales permeables lo hace lentamente debido a la resistencia por la fricción. La cantidad e intensidad de este flujo por abajo de la obra civil debe tomarse en consideración cuando las obras se construyen sobre cimentaciones permeables.

En todos los tipos de cimentaciones se aplican los mismos métodos para reducir la subpresión. Entre estos métodos se incluyen el colado de un muro interior casi impermeable cerca del paramento mojado de la obra, colocando drenes cerca del paramento mojado para proporcionar una vía libre al agua, varios dentellones, o combinaciones de medidas de seguridad.

La presencia de hendiduras, fisuras en las cimentaciones de roca, y el paso del agua abajo de la estructura en cimentaciones permeables requieren que se hagan ciertas suposiciones para la subpresión. En una cimentación de roca, es seguro suponer que las subpresiones varían linealmente teniendo la mayor magnitud en el punto que se encuentra ubicado junto al vaso disminuyendo conforme se avanza hacia aguas abajo. Esta presión se aplicará a toda la superficie de la obra. Cualquier otra variación que se suponga deberá comprobarse utilizando métodos en los que se emplee la analogía eléctrica o haciendo análisis comparativos con estructuras semejantes ya construidas. Los detalles de la subpresión para estructuras que descansan en cimentaciones permeables deben determinarse con un análisis de redes de flujo que incluya el empleo de zampeados, dentellones, drenaje y de otros dispositivos para controlar la intensidad de la subpresión.

La subpresión en cualquier punto de una superficie, se puede calcular con la ecuación de Westergaard la cual se expresa como:

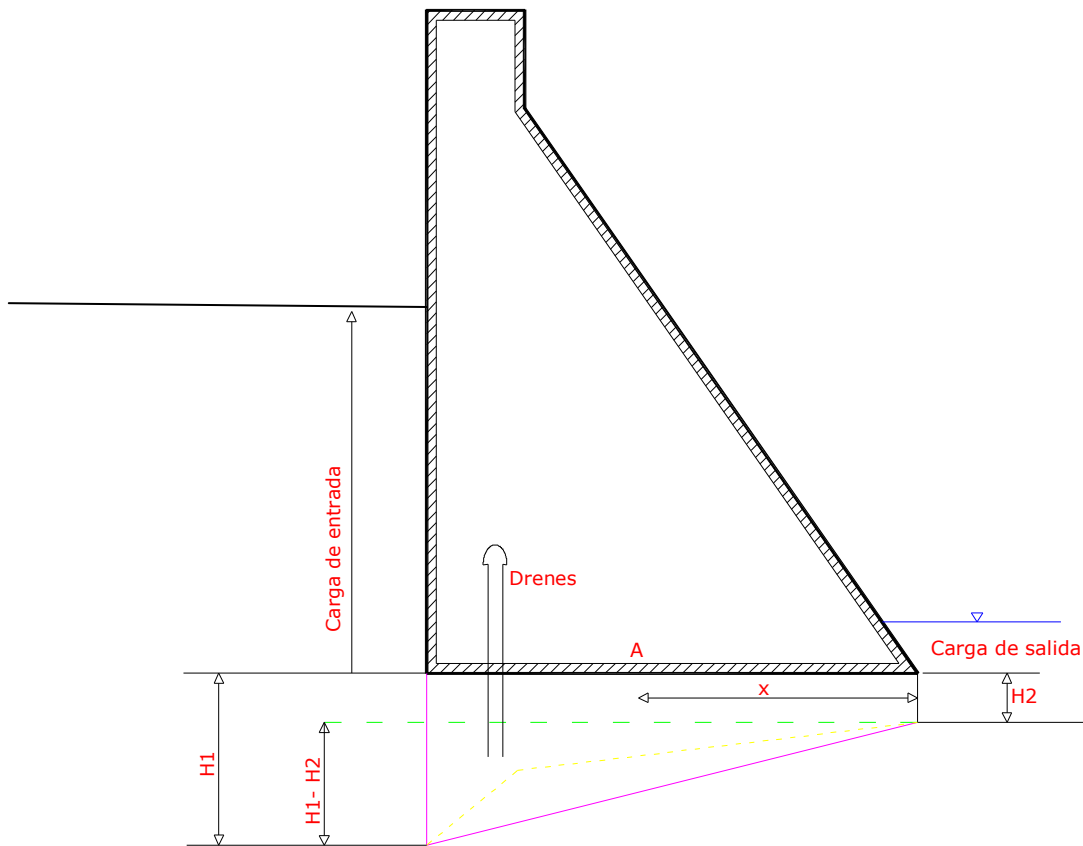
$$P_u = H_2 + \frac{kx}{L}(H_2 - H_1) \quad 4.6$$

Donde

- $P_u$  Subpresión
- $k$  Coeficiente de subpresión (1.0 si no existen drenes; 0.5 si hay drenes)
- $H_1$  Tirante aguas arriba de la obra
- $H_2$  Tirante aguas debajo de la obra
- $x$  Distancia al centroide de la base de la cimentación
- $L$  Longitud de la base de la cimentación de la obra



En la figura 4.3 se muestra gráficamente las variables antes citadas.



**Figura 4.3** Variables actuantes en el cálculo de la subpresión.

Los drenes se colocan cerca del paramento mojado.

El drenaje de las cimentaciones en presas pequeñas rara vez es factible, en términos económicos. Sin embargo, obras de altura moderada, se debe considerar el empleo de una galería de inspección con los drenes adecuados de alivio. La galería de drenaje se coloca verticalmente a distancias aproximadas de 3 m.

### **4.3 Fuerza debida a la presencia de azolves**

Casi todas las corrientes llevan limo cuando se presenta el gasto de la avenidas depositándose en el vaso. Si se permite que se acumule en el paramento mojado de la cortina produce cargas mayores que la presión hidrostática. En las presas pequeñas es más seguro suponer que la carga del limo tiene una presión unitaria equivalente a la de un líquido que tenga un peso específico de  $1362 \text{ kg/m}^3$  y un peso de  $1922 \text{ kg/ m}^3$ . Algunas veces el limo suspendido en el agua se lleva a través de la cortina por conductos especiales, evitando así que se deposite en el paramento mojado de la obra.

Conforme se vaya aumentando el control del gasto del río, la carga de limo será menos importante. En general las cargas del limo se desarrollan lentamente sobre el paramento de la presa. Esto da por resultado que los depósitos de limo tienden a consolidarse y a soportarse parcialmente en el vaso. En la mayor parte de las cortinas pequeñas de gravedad y de arco, la carga del limo no es importante. Sin embargo, en las cortinas de contrafuertes de paramento inclinado, esta acumulación puede aumentar mucho las presiones.

### **4.4 Fuerza provocada por la presencia de hielo**

Las presiones que produce el hielo se deben a la dilatación térmica de una capa de hielo y al arrastre que en el mismo produce el viento. Cuando el hielo se calienta, éste se dilata y ejerce un empuje contra el paramento mojado de una cortina u obra de excedencia. Según sea la rapidez de los cambios de temperatura, del espesor del hielo, y de otras condiciones ambientales, ordinariamente se supone una presión del hielo para proyecto de 12 a 30 toneladas por metro lineal.

Las presiones que ejerce el hielo son importantes en todos los tipos de proyectos de presas. En las cortinas de gravedad y de contrafuertes en las que son mas comunes los vertedores con compuertas, las compuertas deben calentarse para evitar la formación de hielo. El espesor estructural de la corona de la cortina debe ser suficiente para soportar los esfuerzos producidos por la capa de hielo.

La fuerza, ejercida al dilatarse la lámina de hielo depende de su espesor, de la rapidez de la elevación de la temperatura en el hielo de las fluctuaciones del nivel de agua, y de los extremos del vaso, del talud del paramento mojado de la cortina y vertedor, y del arrastre del viento.

La rapidez del incremento de la temperatura en el hielo es función de la rapidez de la elevación de la temperatura en el aire y de la cubierta que forme la nieve sobre el hielo. El confinamiento lateral de la lámina de hielo depende del carácter de los extremos del vaso y del talud del paramento mojado de la presa. Las obras con taludes ligeramente inclinados tienden a resistir mejor la presión del hielo que la de los paramentos verticales. Las superficies extendidas del vaso tienden a sujetar la lámina de hielo para que no se mueva, lo que puede disminuir el empuje sobre la presa. En las presas pequeñas el problema del hielo es importante para proyectar las estructuras de control, obras de excedencias, y dispositivos con compuertas.

## **4.5 Fuerzas sísmicas**

Las cargas dinámicas generadas por las perturbaciones sísmicas deben considerarse en el diseño de las cortinas y vertedores localizadas en regiones con reconocido riesgo sísmico. La posibilidad de actividad sísmica también debe considerarse en presas localizadas fuera de estas regiones, en particular cuando estén situadas en las proximidades de complejos de fallas geológicas y potencialmente activas.

Los sitios para las presas normalmente se someten a una valoración sismológica. La evaluación de la sismicidad se efectúa mediante una revisión especializada de la geología regional y local junto con evidencias históricas. Si se confirma el riesgo de la actividad sísmica, las estimaciones de intensidades máximas probables proporcionan las bases para seleccionar los parámetros del diseño sísmico. En el caso de cortinas de concreto pequeñas, o presas en sitios de bajo riesgo, por lo general es suficiente especificar un nivel nominal de perturbación para propósitos de diseño.

La actividad sísmica está asociada con patrones de oscilación de aceleraciones y movimientos de tierra complejos, que generan fuerzas transitorias debido a la inercia de la cortina y vertedor y del volumen de agua que retienen. Las aceleraciones horizontales y verticales no son iguales, las primeras son de mayor intensidad. Para el diseño debe considerarse que ambas operan en el sentido menos favorable a la estabilidad de la estructura. Por tanto, se supone que la aceleración horizontal opera en dirección normal al eje de la estructura. En condiciones de embalse lleno, las cargas sísmicas más adversas ocurrirán cuando la onda sísmica esta asociada con:

- 1.- Una aceleración horizontal de la cimentación que opere aguas arriba; y
- 2.- Una aceleración vertical de la cimentación que opere aguas abajo.

Como resultado del punto uno, los efectos de la inercia generarán una carga hidrodinámica adicional del agua que actúa aguas abajo, y una carga de inercia atribuible a la masa de la presa y que también actúa en el sentido aguas abajo. La aceleración de la cimentación aguas abajo, segunda condición, reducirá en efecto la masa y, por tanto, la estabilidad de la estructura. Se estima que las ondas de choque sísmicas recurrentes más importantes tienen una frecuencia en el intervalo 1-10 Hz. En consecuencia, las cargas sísmicas oscilan con mucha rapidez y su efecto es transitorio.

Las cortinas y vertedores son estructuras elásticas y están proyectadas para que así lo sean en el nivel de aceleración sísmica de diseño. También deben diseñarse para resistir y controlar apropiadamente el sismo máximo sin presentar falla. Debe investigarse la posibilidad de resonancia estructural en las cortinas más altas, aunque, en la práctica, el riesgo de una resonancia seria se reduce de manera considerable debido a los efectos de amortiguamiento. Los movimientos sísmicos del terreno para todos los eventos son irregulares en su magnitud, periodicidad y dirección, por consiguiente es poco probable que experimenten resonancia en duraciones mayores a unos pocos segundos.

Aunque la resonancia de la totalidad de una cortina es poco probable, porciones vulnerables de ella pueden estar en riesgo debido a los efectos de la inercia. Se pueden generar esfuerzos locales altos por discontinuidades abruptas del perfil, como un cambio del talud aguas abajo. Se requieren estudios detallados para minimizar el riesgo de sobreesfuerzos locales y agrietamientos como se ilustra en la figura 4.4.

Precauciones similares son necesarias en el diseño de estructuras potencialmente vulnerables en la cresta, como compuertas.

Las cargas sísmicas pueden aproximarse utilizando el enfoque simplista del análisis seudoestático o de coeficientes sísmicos. Las fuerzas de inercia se calculan en función de la aceleración máxima seleccionada para el diseño y se considera como equivalentes a las cargas estáticas adicionales. Este enfoque, que algunas veces se denomina como el método de la carga estática equivalente, es generalmente conservador. En la actualidad se aplica sólo en cortinas de concreto pequeñas y menos vulnerables, o en análisis preliminares. En cortinas altas, o en situaciones donde la sismicidad se considera crítica, se requieren procedimientos más sofisticados. En estas circunstancias, la evaluación sismológica del sitio de la presa se realizará con un análisis completo de respuesta dinámica.

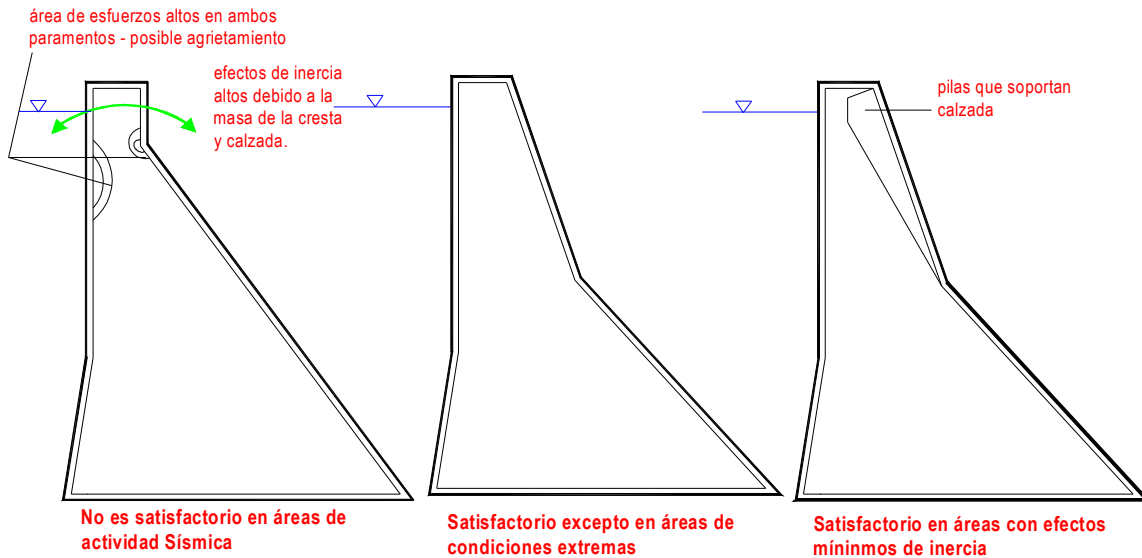


Figura 4.4 Ejemplificación de los puntos de riesgo y presencia de grietas en las cortinas

### 4.5.1 Análisis Seudoestático

La intensidad de un sismo se expresa por los coeficientes de aceleración  $\alpha_h$  (horizontal) y  $\alpha_v$  (vertical); cada uno representa la relación entre las aceleraciones sísmicas pico en el terreno con la aceleración de la gravedad,  $g$ . Para el análisis inicial, es común suponer que  $\alpha_h = (1.5 - 2.0) \alpha_v$ . Los coeficientes sísmicos representativos,  $\alpha_h$ , utilizados en el diseño, se presentan en la tabla 4.1, al igual que una escala de daños cualitativa junto con las designaciones de la zonas sísmicas equivalentes en Estados Unidos.

Valores de los coeficientes sísmicos mayores que los tabulados son apropiados para circunstancias más extremas, por ejemplo,  $\alpha_h = 0.4$  se ha empleado en sitios de alto riesgo en Japón. Las aceleraciones del terreno equivalentes a  $\alpha_h = 0.5$  averiaron severamente la presa de gravedad de Koyna, India, en 1967. Se estimó que la actividad sísmica que averió de forma similar la cortina de arco de Pacoia, E.U. en 1971 equivalía a un coeficiente sísmico horizontal a nivel de la base de  $\alpha_h = 0.6 - 0.8$ .

Coeficiente $\alpha_h$	Nivel de daño general	Zona Sísmica E. U.
0.0	Nulo	0
0.05	Menor	1
0.10	Moderado	2
0.15	Mayor	3
0.20	Grande	4

**Tabla 4.1** Coeficientes de aceleración sísmica.

### 4.5.2. Fuerza sísmica en la masa de concreto

Los sismos imparten aceleraciones a la presa. Estas aceleraciones producen tanto cargas horizontales como verticales. Para determinar las fuerzas totales debidas a un sismo, deberá fijarse la intensidad o aceleración debida al movimiento del mismo.

El efecto de la inercia en el concreto debe aplicarse en el centro de gravedad de la masa, sin tomar en cuenta la forma de la sección transversal. En las cortinas y vertedores con paramentos verticales o inclinados, el aumento de la presión del agua a cualquier elevación se calcula como:

$$F_{ec} = \alpha W \tag{4.7}$$

Donde:

- $F_{ec}$  Fuerza sísmica horizontal
- $\alpha$  Coeficiente que relaciona la aceleración del sismo con la gravedad
- $W$  Peso de la obra

La fuerza  $F_{ec}$  obra en el centro de gravedad de la sección en estudio.

### 4.5.3 Fuerza sísmica en el volumen de agua.

La Presión debida a la fuerza de la inercia en  $kg_f/m^2$  del agua se encuentra con:

$$F_{ew} = C\alpha\gamma h \quad 4.8$$

Donde:

- $C$  Coeficiente sin dimensión para la distribución y magnitud de las presiones
- $\alpha$  Relación de la aceleración del sismo con la aceleración de la gravedad,  $a/g$
- $\gamma$  Peso específico del agua  $kg_f / m^3$
- $h$  Profundidad total del agua  $m$
- $y$  Distancia vertical del espejo de agua al punto de estudio  $m$

En 1952 Zanger presentó fórmulas para calcular las presiones hidrodinámicas ejercidas sobre muros verticales o inclinados por los sismos oscilatorios. Las fórmulas se obtuvieron por analogía eléctrica, basándose en la suposición de que el agua es incompresible. Para las presas bajas el error cometido al calcular la fuerza de los sismos sobre el agua debido a esta simplificación es probablemente menor al 1%.

Para determinar el coeficiente  $C$  se emplea la fórmula de Zanger donde:

Donde:

- $C_m$  Valor máximo de  $C$
- $h$  Profundidad total del vaso
- $y$  Distancia debajo de la superficie

También se puede emplear la gráfica mostrada en la figura 4.5

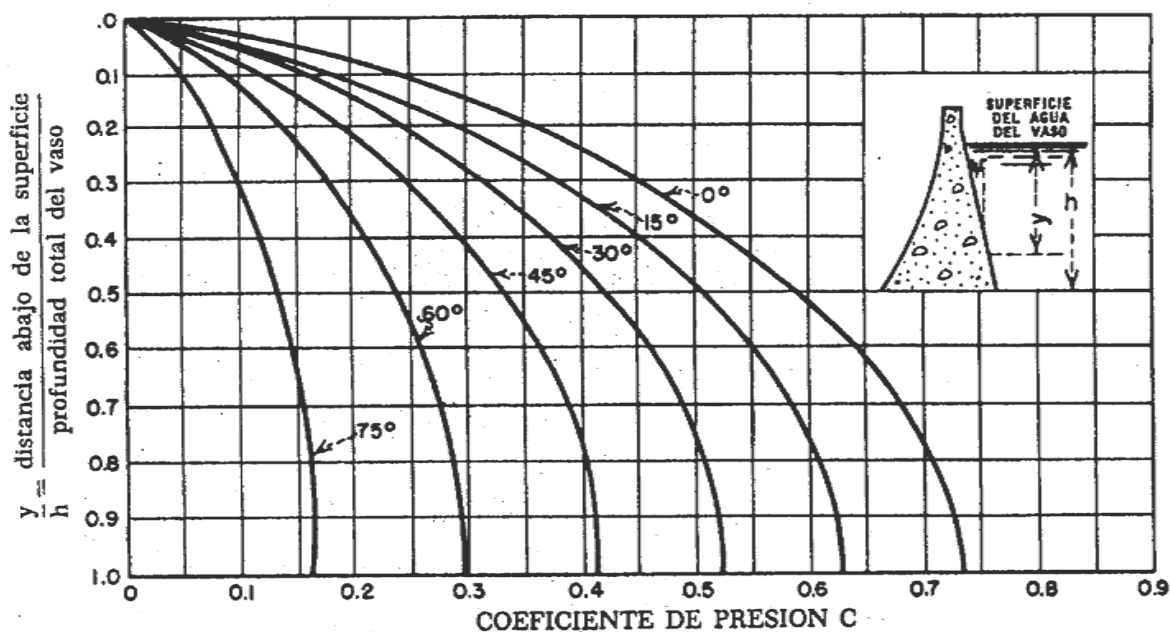


Figura 4.5 Obtención del valor del coeficiente C.

El coeficiente adimensional está definido en función del talud del paramento y de su valor máximo  $C_m$  como:

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{y}{h} \left( \frac{2-y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left( \frac{2-y}{h} \right)} \right] \quad 4.9$$

El punto de aplicación de dicha fuerza se obtiene de emplear la ecuación:

$$\bar{Y} = 0.412 h \quad 4.10$$

Es poco probable que ocurra vibración o resonancia por los sismos en las presas de poca altura a altura moderada. Por lo tanto, este elemento por lo general no es un problema para el proyecto de presas pequeñas.

El efecto de la inercia en el concreto debe aplicarse en el centro de gravedad de la masa, cualquiera que sea la forma de la sección transversal. Puede ocurrir también movimiento vertical durante un sismo con una fuerza de inercia vertical resultante que obre momentáneamente reduciendo el peso efectivo de la obra. La carga de agua tiende a producir un momento de volteo en la cortina y obra de excedencias. La fuerza de inercia en el movimiento vertical hacia arriba tiende a hacer que el concreto y el agua que está arriba de la estructura pesen menos. Lo que reduce la estabilidad de la estructura contra las fuerzas que producen deslizamiento. Otras fuerzas que pueden tener importancia son las presiones de las olas y del viento.

#### **4.5.3.1 Análisis de respuesta dinámica**

Las simplificaciones inherentes en el análisis de coeficientes sísmicos son considerables. No se contemplan los problemas complejos de la iteración cortina/vertedor-cimentación y cortina/vertedor -embalse, y se ignora la respuesta de la presa misma. Estas interacciones son de gran importancia, ya que colectivamente modifican las propiedades dinámicas de la presa y, en consecuencia, pueden afectar de forma significativa su respuesta a las cargas. Se toman en cuenta en el análisis de respuesta dinámica, donde los efectos acoplados del sistema cortina/vertedor-cimentación-embalse se examinan mediante el procedimiento de análisis de subestructuras.

En este enfoque, la presa se idealiza como un sistema de elementos finitos bidimensional, ya sea con deformación plana o con esfuerzo plano, y el embalse se considera continuo. La zona de la cimentación generalmente se idealiza como un sistema de elementos finitos equivalente a un semi-espacio viscoelástico.

#### **4.6 Combinaciones de Carga para la estabilidad de la Cortina y Obra de excedencias**

Una obra de concreto debe diseñarse considerando los agrupamientos o combinaciones de carga adversos más rigurosos que tengan probabilidad razonable de ocurrencia. Las combinaciones que incluyan cargas transitorias con probabilidad remota y, por tanto, con una posibilidad insignificante de falla en operación, no se considera como válidas para el diseño. Tales combinaciones pueden investigarse posteriormente cuando se esté verificando el diseño de las presas más importantes, pero, en general se ignoran en el análisis de estructuras menores.

Las cargas analizadas tienen envolventes diferentes pero operan en forma individual en términos de la probabilidad de ocurrencia, intensidad y duración. La carga máxima individual que razonablemente puede preverse que actúe en conjunto en condiciones de servicio puede agruparse en una secuencia estructurada de combinaciones de cargas definidas para propósitos de diseño. En tal consecuencia, la probabilidad de ocurrencia asociada con las combinaciones de cargas designadas disminuye a medida que aumenta de modo progresivo su severidad.

Para casi todas las circunstancias son suficientes tres combinaciones de cargas propuestas.

Las fuerzas que deben considerarse dependiendo del tipo de carga son:

*Condiciones de Carga Ordinarias:*

- Presa llena al **NAMO**:
  - Peso Propio
  - Subpresiones
  - Empuje hidrostático



*Condiciones de Cargas Extraordinarias:*

- Presa llena al **NAMÉ**:
  - Empuje Hidrostático
  - Peso propio
  - Subpresiones

*Condiciones de Carga Extremas:*

- Presa llena al **NAMO**:
  - Empuje hidrostático
  - Peso propio
  - Subpresiones
  - Sismo

#### **4.7 Equilibrio estructural**

Las fuerzas de reacción desarrolladas en la cimentación y/o estribos y la respuesta de la cortina o vertedor a las cargas aplicadas deben tenerse en cuenta para satisfacer las condiciones de equilibrio estático. La combinación de las cargas estáticas verticales y horizontales aplicadas es igual a la fuerza resultante, la cual es balanceada por una fuerza de igual magnitud pero en sentido contrario, producto de las reacciones verticales y horizontales de la cimentación. Las condiciones esenciales al equilibrio estructural y a su estabilidad pueden, por consiguiente, resumirse como:

$$\sum H = \sum V = 0 \quad 4.11$$

$$\sum M = 0 \quad 4.12$$

Donde:

- $\sum H$  Suma de todas las fuerzas horizontales
- $\sum V$  Suma de todas las fuerzas verticales
- $\sum M$  Suma de los momentos de dichas fuerzas con respecto a cualquier punto

La condición representada por  $\sum H = \sum V = 0$  determina que no hay movimiento de traslación posible. La condición adicional que  $\sum M = 0$  restringe cualquier movimiento de rotación, como el volteo. Respecto a esta última condición es necesaria alguna calificación sobre la distribución de esfuerzos determinados por los momentos aplicados.

Al evaluar todas las condiciones de cargas probables, incluyendo la condición de vaciado total del embalse, el análisis debe demostrar un margen de seguridad aceptable con respecto a:

1. Rotación y volteo
2. Traslación y deslizamiento,
3. Sobre esfuerzo y falla del material.

Los criterios uno y dos controlan la estabilidad global de la estructural. El estudio de la cortina y vertedor debe satisfacerse para todos los planos horizontales dentro de la presa y la cimentación. El criterio de sobre esfuerzo, tercer criterio, debe satisfacerse para cortinas y vertedores de concreto y para cimentaciones en roca.

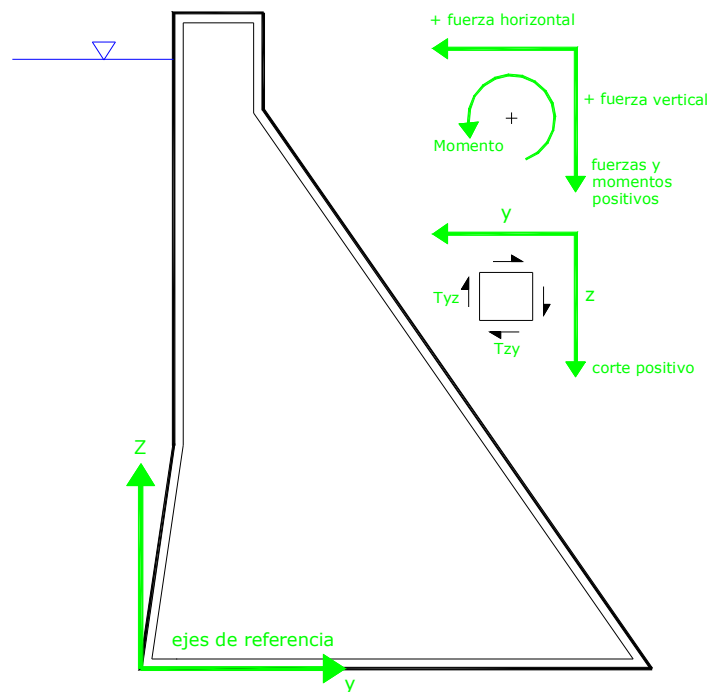
El criterio de estabilidad al deslizamiento, por lo general es el más crítico de los tres, en especial en cimentaciones en rocas naturales, debido a razones asociadas con la influencia de factores geológicos.

Los supuestos inherentes en los análisis preliminares utilizados en el método de la gravedad [USBR (1976, 1987)] son los siguientes:

1. El concreto (o mampostería) es homogéneo, isotrópico y uniformemente elástico.
2. Todas las cargas actúan por la acción de gravedad de voladizos con lados paralelos verticales sin soporte mutuo entre voladizos adyacentes (monolitos).
3. No ocurren movimientos diferenciales que afecten la estructura o a la cimentación como resultado de la fuerza del agua del embalse.

Normalmente, los análisis de estabilidad y de esfuerzos, se sustentan en el supuesto de que se apliquen las condiciones de esfuerzo plano. El análisis de gravedad es, llevado a cabo en forma bidimensional, considerando una sección transversal de la estructura con ancho unitario paralelo al eje longitudinal de la presa. En general, los esfuerzos internos se determinan mediante la aplicación de teorías elásticas estándares. Técnicas más sofisticadas, que incluyen elementos finitos, se aplican para determinar los esfuerzos en estructuras más grandes y más complejas o para investigar problemas específicos.

Se debe prestar atención a la importancia de mantener una convención consistente de signos para todas las fuerzas y momentos que se consideren en el análisis.



**Diagrama de convención de signos:  
fuerzas, momentos y esfuerzos  
cortantes**

**Figura 4.6** Equilibrio de fuerzas y momentos para la estabilidad de estructuras.

#### 4.7.1 Parámetros Involucrados en el análisis de la estabilidad

La resistencia al deslizamiento o corte que pueda generarse en un plano, se expresa mediante los parámetros  $C$  y  $\tan \theta$ .

La cohesión,  $C$ , representa la resistencia unitaria al corte del concreto o roca en condiciones de esfuerzo normal cero. El coeficiente  $\tan \theta$  representa la resistencia de la fricción al corte, donde  $\theta$  es el ángulo de resistencia al corte interno o la fricción de deslizamiento.

La resistencia al corte dentro de la zona de la cimentación de una cortina o vertedor es determinada por las estructuras geológicas, tipo e integridad de la roca. Los parámetros de corte o deslizamientos para ejemplos de condiciones de cimentación de buena y de inferior calidad se presentan en la tabla 4.2. La tabla también muestra valores para resistencias muy bajas y características geológicas potencialmente dañinas, como capas o lentes de arcillas, fallas, etc. que puedan ser críticas para la estabilidad de la cimentación. La información de esta tabla es ilustrativa y no debe considerarse de aplicación universal para todos los tipos y condiciones de roca citados.

Pueden ocurrir variaciones considerables en la resistencia al corte para un tipo de roca específico dentro de los confines de un sitio, como consecuencia de la meteorización o alteración local. En el

caso de algunas rocas vulnerables, como ciertas pizarras, la resistencia al corte también puede disminuir por la saturación.

<b>Descripción de Cimentación Condiciones</b>	<b>Cohesión C(MN m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fricción tan <math>\theta</math></b>
Generalmente de roca de buena calidad; para discontinuidades importantes en la masa; sin un grado de alteración o meteorización, ejemplos	> 1.0	> 1.0
Gneis	1.3	1.7
Granito	1.5	1.9
Micaesquisto	3.0	1.3
Arenisca	1.0	1.7
Condiciones inferiores		
Gneis inalterado	0.6	1.0
Granito meteorizado	0.3	1.3
Grauvaca	<0.1	0.6
Caliza, con juntas abiertas	0.3	0.7
Micaesquisto	0.4	0.7
Arenisca	0.1	0.6
<b>Aspectos críticos de la cimentación</b>		
Material en zona de falla o triturado	< 0.2	< 0.3
Lentes de arcilla o rellenos arcillosos en junta	< 0.1	< 0.2

**Tabla 4.2** Características de la resistencia al corte de la roca de cimentación

En general los coeficientes de seguridad contra el volteo oscilan entre 2 y 3. En las presas pequeñas es a menudo mayor. Si este es inferior a 2, la sección de la obra deberá modificarse para aumentar el margen de seguridad. Una cortina de gravedad rara vez falla por volteo, ya que cualquier tendencia de falla incrementa la probabilidad de que la obra falle por deslizamiento.

#### 4.7.2 Esfuerzos en el concreto

Los esfuerzos unitarios en el concreto y en los materiales de la cimentación deben mantenerse dentro de los valores máximos prescritos, para evitar fallas. En las cortinas pequeñas normalmente se desarrollan esfuerzos dentro del concreto que son menores que la resistencia real que puede desarrollarse si se usa la mezcla adecuada en el concreto. Las mezclas que producen un concreto durable, normalmente tienen resistencia suficiente para proporcionar un coeficiente de seguridad adecuado contra el exceso de esfuerzos.

En el material de cimentación debe investigarse si existen excesos en los esfuerzos. Cuando se trata de presas pequeñas es pertinente hacerlo en las rocas fisuradas y en las cimentaciones blandas, como en las de grava o arena.

En la tabla 4.3 se sugieren valores para las capacidades de carga para estudios iniciales y guías para proyectar obras pequeñas de concreto. Si existe alguna duda con respecto a la clasificación y la bondad de los materiales de cimentación, se determinarán por medio de pruebas en el campo y en el laboratorio las capacidades de carga admisible.

Sin embargo en la mayor parte de las cortinas pequeñas las presiones unitarias de apoyo sobre los materiales rocosos de cimentación serán considerablemente menores que los valores dados en la tabla 4.3.

Los esfuerzos de trabajo típicos empleados en el proyecto de las presas de concreto son de 42.2 a 70.3  $kg/cm^2$  en compresión y de 0 a 7.03  $kg/cm^2$  en tensión. En general, se evitan los esfuerzos en tensión manteniendo todas las fuerzas resultantes dentro del tercio medio de la base de la sección que se estudia. La base es la distancia del paramento aguas arriba al de aguas abajo de un bloque; para el cálculo, se supone que el bloque tiene un ancho unitario.

<b>Material</b>	<b>Relaciones de corrimiento pesadas* según Lane</b>	<b>Coefficiente de Bligh*</b>	<b>Capacidades de carga admisible ton/m<sup>2</sup></b>
Arena muy fina o limo	8.5	18	29.3 densa
Arena fina	7.0	15	9.8 suelta
Arena media	6.0	-	29.3 3
Arena gruesa	5.0	12	29.3 3
Grava fina	4.0	-	48.8 5
Grava media	3.5	-	48.8 5
Grava y arena	3.0	9	48.8 5-10 97.6
Grava gruesa incluyendo cantos	3.0	-	48.8 5-10 97.6
Boleo con algo de cantos y grava	2.5	-	97.6 10
Boleo, grava y arena	-	4-6	48.8 5
Arcilla blanda	3.0	-	9.8 1
Arcilla media	2.0	-	39.064
Arcilla dura	1.8	-	58.6 6
Arcilla muy dura o toba	1.6	-	97.6 10
Roca buena	-	-	976.5 100
Roca laminada	-	-	341.8 35

\*Para usarse en el análisis de las cimentaciones blandas.

**Tabla 4.3** Relaciones pesadas de corrimiento y valores de capacidad de carga de los materiales de cimentación.

### 4.7.3 Estabilidad al volteo

Un factor de seguridad simple con respecto al volteo,  $F_o$ , puede expresarse en función de los momentos que actúan alrededor del pie de cortina o vertedor de cualquier plano horizontal. Se define  $F_o$  como la razón de todos los momentos restauradores (positivos),  $\sum M_+$ , con respecto a la suma de todos los momentos de volteo,  $\sum M_-$ , de modo que:

$$F_o = \frac{\sum M_+}{\sum M_-} \quad 4.13$$

Puede anotarse que  $\sum M_-$  incluye el momento generado por la carga de empuje. Las cargas sísmicas se excluyen de los cálculos de volteo dada su naturaleza transitoria y oscilatoria.

Los momentos de volteo, como los de la carga del agua, etc. controlan los niveles de esfuerzos internos, resultando, por tanto, el modo de volteo ligado muy de cerca de posibles sobreesfuerzos, es decir, al criterio tres. A medida que se reduce el margen de seguridad nominal contra el volteo, los esfuerzos de compresión generados en el pie aumentarán rápidamente y los esfuerzos de tensión en el talón iniciarán un agrietamiento local que puede propagarse, produciendo una reducción en la resistencia al deslizamiento.

La determinación de un valor de  $F_o$  no es una práctica universal debido al vínculo entre los momentos de volteo y el nivel de esfuerzo. La estabilidad adecuada con respecto al volteo puede asegurarse especificando límites en los niveles de esfuerzo para el concreto.

Los factores de seguridad deben considerarse parcialmente con las condiciones económicas. Los factores de seguridad amplios dan por resultado una estructura mas costosa; sin embargo, si se usan coeficientes de seguridad pequeños pueden producirse fallas, lo que a su vez puede dar como resultado costos elevados. Sólo podrán obtenerse factores de seguridad adecuados haciendo una buena determinación de las fuerzas de deslizamiento, volteo y de las que se produzcan esfuerzos excesivos dentro de la obra.

En general el cálculo de la fuerza debida al volteo puede obtenerse como:

$$F_{so} = \frac{(W_{concreto})(I_1) + (W_{agua})(I_2)}{(E)(I_3) + (U)(I_4)} \quad 4.14$$

Donde:

$W_{concreto}$	Fuerza debida al peso del concreto
$W_{agua}$	Fuerza debida al peso del agua en las superficies inclinadas
$E$	Empuje hidrostático en la cortina o vertedor

$U$	Subpresión
$l_i$	Longitud del brazo del momento para las fuerzas respectivas

Todas las fuerzas (excepto la fuerza resultante de la cimentación) deben considerarse al calcular el coeficiente de seguridad. Otras fuerzas de interés podrían ser las provocadas por las olas, el hielo, sismos y la presión del azolve.

Otro método para evaluar el coeficiente de seguridad contra el volteo está relacionado con los esfuerzos internos. Si el esfuerzo vertical en el borde aguas arriba de cualquier sección horizontal calculada sin subpresión excede el valor de la subpresión en ese punto, se considera segura contra el volteo. Este procedimiento de cálculo puede usarse para las cortinas pequeñas, pero no se recomienda para las cortinas de gran altura.

Además, si la subpresión en el paramento de aguas arriba excede el esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal sin subpresión, las fuerzas de subpresión aumentan mucho la tendencia al volteo con relación al pie de la cortina o vertedor en ese plano horizontal supuesto. Si los esfuerzos de tensión que se desarrollan son menores que los admisibles en el concreto y en el material de la cimentación, la estructura puede considerarse segura. Las estructuras por lo general se proyectan de manera que no haya tensión (solo una pequeña fuerza de tensión) en el paramento mojado en condiciones severas de carga.

#### **4.7.4 Estabilidad al deslizamiento**

La estabilidad al deslizamiento es una función del patrón de carga y de la resistencia al desplazamiento que pueda generarse en cualquier plano. En términos convencionales se expresa en función del factor de seguridad contra el deslizamiento,  $F_s$ , estimado utilizando una u otra de estas tres definiciones:

1. Factor de deslizamiento,  $F_{SS}$ ;
2. Factor de fricción al corte,  $F_{SF}$ ;
3. Factor de equilibrio límite,  $F_{LE}$ .

Deberán apreciarse bien las diferencias entre estos tres procedimientos. El objetivo principal de cada uno de ellos es obtener un coeficiente de seguridad, que cuando se excede, pone en peligro a la cortina o vertedor.

El coeficiente de deslizamiento es el coeficiente de fricción necesario para evitar el deslizamiento de cualquier plano horizontal en la presa o sobre su cimentación bajo condiciones de carga. En las presas pequeñas, el factor de deslizamiento por lo normal determina la seguridad contra el deslizamiento. En este procedimiento no se emplean las fuerzas de corte; sin embargo se supone que estas aumentan la seguridad del proyecto. Sin embargo este procedimiento no es recomendable para las cortinas de concreto en cimentaciones de roca, pues podrían usarse secciones más pequeñas si se incluyesen las fuerzas de corte en este factor.

La resistencia al deslizamiento en la roca es una función de la superficie investigada. Está controlada por las discontinuidades geológicas como fallas, superficies con resistencia al corte en la interfaz base, la estructura geológica y los parámetros de resistencia al corte de la masa de roca son interdependientes y colectivamente regirán la estabilidad al deslizamiento.

Se debe investigar por completo la estructura geológica de la cimentación en roca y establecer la preferencia, naturaleza, frecuencia y orientación de todas las discontinuidades significativas, incluyendo las intersecciones críticas. Son necesarios numerosos ensayos in situ y en laboratorio para confirmar los parámetros de diseño.

#### **4.7.4.1 Factor de deslizamiento, $F_{ss}$**

$F_{ss}$  se expresa como una función de la resistencia al simple deslizamiento sobre el plano considerado. Se supone que la resistencia se debe solo a la fricción y no se genera resistencia al corte o cohesión.  $F_{ss}$  puede definirse como la relación de la suma de todas las componentes de las fuerzas horizontales  $\sum H$ , con respecto a la suma de todas las fuerzas verticales  $\sum V$ , en el plano considerado, es decir para un plano horizontal:

$$F_{ss} = \frac{\sum H}{\sum V} \quad 4.15$$

Si el plano está inclinado en un ángulo pequeño  $\alpha$ , la expresión anterior se modifica a:

$$F_{ss} = \frac{\frac{\sum H}{\sum V} - \tan \alpha}{1 + \left(\frac{\sum H}{\sum V}\right) \tan \alpha} \quad 4.16$$

El ángulo  $\alpha$  se define positivo si el deslizamiento ocurre en el sentido cuesta arriba. La interfaz de la cimentación se excava con frecuencia para proporcionar una pequeña inclinación positiva  $\alpha$  y así elevar  $F_{ss}$ .

Al evaluar  $F_{ss}$ ,  $\sum H$  y  $\sum V$  son respectivamente los valores máximo y mínimo apropiados para las condiciones de carga que se están estudiando.

No se debe permitir que  $F_{ss}$  exceda 0.75 para la combinación de cargas normales especificada en un concreto macizo bien construido. Se puede permitir que  $F_{ss}$  alcance 0.9 para combinaciones de cargas extremas. Un máximo similar de  $F_{ss}$  puede utilizarse para un posible deslizamiento en la base de una interfaz en una superficie de roca de buena calidad, limpia e irregular, o para el deslizamiento sobre planos en una cimentación bien erigida. Planos con baja resistencia al corte requerirán una reducción significativa del máximo permisible, por ejemplo  $F_{ss}$  puede limitarse a 0.50



o menos en algunas calizas, esquistos, pizarras laminadas y cimentaciones con resistencias bajas similares.

El coeficiente de deslizamiento para las presas pequeñas se calcula como:

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma(V)} = \tan \theta = f \quad 4.17$$

Donde

H	Fuerzas Horizontales
V	Fuerzas Verticales
$\theta$	Ángulo entre la perpendicular a la base y la resultante de la reacción de la cimentación

Si al calcular  $f$  de esta manera, es igual o menor que el coeficiente de fricción estático,  $f'$ , la estructura se considera segura. Al hacer estos cálculos se supone una franja de 1m de ancho. En la tabla 4.4 se dan valores de seguridad para el coeficiente de deslizamiento para diferentes materiales de cimentación. Cuando los materiales para la cimentación sean blandos deberán estudiarse para ver si son susceptibles a la tubificación.

El coeficiente de seguridad,  $FS$ , contra deslizamiento se define como el cociente del coeficiente de fricción estático,  $f'$ , y la tangente del ángulo entre una perpendicular a la base y la reacción directa de la cimentación, expresado como:

$$FS = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(\Sigma(V - U))}{\Sigma H} \quad 4.18$$

Este procedimiento supone también que las fuerzas de corte se suman a las medidas de seguridad. El coeficiente de seguridad contra deslizamiento tiene un valor entre 1 y 1.5 para las estructuras de concreto sobre roca en las que se utiliza una sección transversal conservadora.

La inclusión de la subpresión y de las fuerzas sísmicas en los cálculos puede reducir el coeficiente de seguridad a aproximadamente la unidad.

<b>Material</b>	<b>Coefficiente de seguridad contra el deslizamiento, <i>f</i></b>	<b>Coefficiente mínimo de seguridad que se sugiere FS</b>	<b>Coefficiente por fricción y corte</b>
Concreto sobre concreto	0.65 - 0.8	1 - 1.5	4
Concreto sobre roca profunda, superficie limpia e irregular	0.8	1 - 1.5	4
Concreto sobre roca, algunas laminaciones	0.7	1 - 1.5	4
Concreto sobre grava y arenas gruesas	0.4	2.5	
Concreto sobre arena	0.3	2.5	
Concreto sobre esquistos	0.3	2.5	
Concreto sobre limo y arcilla	*	2.5*	

\*Se requieren pruebas para determinar la seguridad

**Tabla 4.4** Valores de coeficientes para diferentes materiales de cimentación

Estos valores son para la seguridad contra deslizamiento en un plano horizontal; si la cimentación está inclinada hacia aguas abajo, los coeficientes de seguridad se reducen proporcionalmente. Los dentellones se utilizan para disminuir la tendencia al deslizamiento de la presa. Para cualquier tipo de dentellón, debe evitarse que su anclaje falle por cortante separándose así del cuerpo principal de la obra. En las cimentaciones de tierra, se necesita un coeficiente de seguridad mayor, para evitar el deslizamiento en planos situados debajo de la superficie de la cimentación. En las cimentaciones blandas, las medidas para obtener un aumento artificial de la adherencia son menos efectivas. Los dentellones profundos y los zampeados aumentan la resistencia al deslizamiento. Un dentellón con las dimensiones adecuadas, reforzado, y construido dentro de la obra impide el desalojamiento por la resistencia interna al corte del material dentro del cual se construya el dentellón. Los dentellones tienen un volumen adicional de suelo o roca por mover antes que la estructura pueda deslizarse.

Otro procedimiento, incluye la evaluación de las fuerzas de corte dentro del coeficiente de seguridad. La relación entre las fuerzas de corte y el factor de fricción es:

$$SSF = \frac{f'(\Sigma V) + b\sigma}{\Sigma H} \quad 4.19$$

Donde

- $\sigma$     esfuerzo cortante de trabajo del material o materiales en el plano de corte.
- $b$       longitud de la base en el plano en que se estudian los esfuerzos de corte

Los coeficientes de seguridad, calculados de esta manera, deben aproximarse a los valores usados en los cálculos estructurales normales. Los valores de los coeficientes estáticos de fricción se suponen a menudo para el concreto que se mueve sobre roca y otro concreto de 0.65 a 0.75. El esfuerzo cortante de trabajo,  $\sigma$ , del concreto está relacionado con la resistencia a la compresión del concreto. En general, la resistencia del concreto en las cortinas y vertedores debe ser cuando menos

de  $140 \text{ kg/cm}^2$  a los 28 días. En las estructuras más pequeñas es necesario usar concreto mucho más resistente para satisfacer los requisitos de durabilidad. La resistencia unitaria del concreto al corte es aproximadamente un quinto del esfuerzo a la compresión en cilindros estándar. Esto indica una resistencia de 28 a  $56 \text{ kg/cm}^2$  en las cortinas y vertedores, se debe proporcionar un factor de seguridad de 4 si el esfuerzo unitario de trabajo usado en los cálculos son de 7 a  $14 \text{ kg/cm}^2$ . No se recomienda esfuerzos de trabajo mayores, a menos que el concreto para las presas pequeñas se pruebe por anticipado. El coeficiente por fricción y corte se usa contra el deslizamiento en el concreto sobre el concreto o para el concreto sobre roca; si las presa pequeñas se colocan sobre material de cimentación blando, el uso de este coeficiente es poco práctico.

Se debe considerar la influencia de las juntas de construcción y las juntas de la cimentación en la resistencia al corte. Utilizando los métodos de construcción correctos la resistencia al corte en las juntas de construcción arriba de la base es esencialmente la de un buen concreto. La resistencia al corte en la cimentación, donde el concreto se cuela sobre una superficie de roca lisa puede disminuir. En este tipo de junta es posible que se desarrollen fuerzas de fricción. En una cimentación áspera e irregular, se desarrolla un plano más resistente tanto al corte como la fricción; en la determinación del coeficiente por corte y fricción.

#### **4.7.4.2 Factores de fricción al corte, $F_{SF}$**

$F_{SF}$  se define como la relación entre la resistencia total al corte y al deslizamiento que puede generarse en un plano con respecto a la carga horizontal total. Se expresa como:

$$F_{SF} = \frac{S}{\sum H} \quad 4.20$$

Donde

S Resistencia máxima al corte que se puede generar

Por lo que la ecuación anterior se expresara como

$$F_{SF} = \frac{CA}{\cos \alpha (1 - (\tan \theta)^2)} + \sum V \tan(\theta + \alpha) \quad 4.21$$

Donde

$F_{SF}$  en  $\text{KNm}^{-1}$

A Área del plano de contacto o de deslizamiento

En el caso de un plano horizontal ( $\alpha = 0$ ), por lo que la resistencia máxima al corte queda expresada como:

$$S = CA + \sum V \tan \theta \quad 4.22$$

Por lo que el factor de fricción al corte, se expresara como:

$$F_{SF} = \frac{CA + \sum V \tan \theta}{\sum H} \quad 4.23$$

En algunas circunstancias puede ser apropiado incluir la resistencia pasiva en cuña,  $P_P$  como un componente adicional de la resistencia total al deslizamiento que puede generarse. Así:

$$F_{SF} = \frac{(S + P_P)}{\sum H} \quad 4.24$$

En presencia de un horizonte con una baja resistencia al corte, por ejemplo, un horizonte de arcilla delgado o un relleno de arcilla en una discontinuidad, cuando se aplica la combinación normal de cargas, el factor de fricción de corte requerido en la zona de cimentación en general es  $F_{SF} = 4.0$ . En planos dentro de la presa y la interfaz de la base,  $F_{SF} > 3.0$  es un valor común. Los valores de  $F_{SF}$  que se requieren para condiciones alternativas de cargas, se resumen en la tabla 4.5.

<b>Localización del plano de deslizamiento</b>	<b>Combinaciones de Carga</b>		
	<b>Ordinaria</b>	<b>Extraordinaria</b>	<b>Extrema</b>
Interfaz presa de Concreto-base	3.0	2.0	>1.0
Roca de cimentación	4.0	2.7	1.3

**Tabla 4.5** Factores de fricción al corte recomendados

La aceptación de la estabilidad marginal permisible en combinaciones de cargas extremas es una cuestión de criterio de ingeniería, y debe contemplarse únicamente para estructuras mas pequeñas según la investigación más rigurosa.

#### 4.7.4.3 Factor de equilibrio límite, $F_{LE}$

El enfoque de equilibrio límite en la estabilidad de deslizamiento sigue la lógica de la mecánica de suelos convencional al definir el factor de equilibrio límite,  $F_{LE}$ , como la relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo cortante promedio aplicado a través del plano, es decir:

$$F_{LE} = \frac{\Gamma_f}{\Gamma} \quad 4.25$$

Donde

- $\Gamma_f$  Resistencia al corte disponible
- $\Gamma$  Esfuerzo cortante generado bajo la carga aplicada.

$\Gamma_f$  se expresa por el criterio de falla de Mohr- Coulomb y la ecuación puede rescribirse como:

$$F_{LE} = \frac{C + \sigma_n \tan \theta}{\Gamma} \quad 4.26$$

Donde

$\sigma_n$  Esfuerzo que actúa normal con respecto al plano de deslizamiento

#### 4.7.4.4 Comparación de los factores de estabilidad al deslizamiento

Las expresiones que definen  $F_{SS}$ ,  $F_{SF}$  y  $F_{LE}$  difieren en su concepto de estabilidad al deslizamiento. También difieren en su rigor relativo y sensibilidad a los parámetros de resistencia al corte  $C$  y  $\tan \theta$ . El margen de seguridad aparente en una presa contra una falla de deslizamiento depende de la expresión de estabilidad que se utilice. Identificar la expresión más apropiada requiere evaluar las limitaciones de cada una de ellas para las condiciones prevalecientes, en especial con respecto a la complejidad e integridad de la cimentación. La confianza en la selección de una expresión de deslizamiento depende de la calidad del programa de investigación de la cimentación.

El factor de estabilidad de fricción de corte,  $F_{SF}$ , es muy sensible a los valores utilizados de  $C$  y  $\tan \theta$ . La confianza en este último está a su vez relacionada con la calidad y cantidad de información proporcionada por los ensayos y, por tanto, de lo adecuado de las investigaciones acerca de la cimentación.

El factor de equilibrio,  $F_{LE}$ , es un concepto de origen más o menos reciente. Contempla definiciones más amplias de estabilidad de la práctica de la mecánica de suelos.  $F_{LE}$  comparte las mismas sensibilidades a los parámetros que el factor de fricción de corte y se considera que es más adecuado en presas que yacen sobre cimentaciones de menor calidad.

Debe enfatizarse que los valores de  $F_{SS}$ ,  $F_{SF}$  y  $F_{LE}$  no se pueden correlacionar directamente. El factor de estabilidad y el criterio de deslizamiento más apropiados para una presa específica están determinados por el conocimiento de las condiciones por debajo de la interfaz de la base, sin importar la extensión de las investigaciones que se realicen. Estudios completos se requieren para minimizar la incertidumbre con respecto a la presencia de capas de resistencias bajas o inclusiones, o discontinuidades que contengan material de relleno indeseable con la resistencia al corte.

## 5. APLICACIONES

### 5.1 Descripción de la zona de estudio

La presa se localiza en la porción centro occidental del estado de Jalisco, a 35 km al oriente de la ciudad de Guadalajara sobre el río Calderón, que es un afluente del río Santiago; las coordenadas del sitio son: 20° 41' de latitud norte y 102° 59' de longitud oeste de Greenwich.

La forma de acceso es partiendo de la ciudad de Guadalajara por la carretera federal Núm. 80 que conduce a Tepatlán y 3.5 km adelante del cruce del río Calderón con la carretera, se desvía a la derecha por un camino de terracerías de 1.5 km y se llega al sitio.

Esta obra forma parte de la primera etapa del sistema Regional La Zurda-Calderón y como obra de cabeza suministrará 2.00 m<sup>3</sup>/s de agua en bloque a la ciudad de Guadalajara, que llegará a través del acueducto Calderón-San Gaspar a la planta potabilizadora del mismo nombre, de donde una vez tratada se distribuirá a la zona metropolitana de la ciudad mediante un acueducto circundante denominado Acuíferito.

La obra está formada por una cortina de materiales graduados, un vertedor localizado en el lado izquierdo de la cortina del tipo de cresta libre con descarga lateral de 54.00 m de longitud y una obra de toma localizada en el lado derecho de esta.

Con respecto a la hidrología, esta presa pertenece a la región hidrológica # 12, Santiago, el área de la cuenca es de 529 km<sup>2</sup>. Su escurrimiento máximo es de 296.64 millones de m<sup>3</sup>.

La avenida máxima registrada fue de 423 m<sup>3</sup>/s, la avenida de diseño calculada de 1,150 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno de 10,000 años.

En general las capacidades de almacenamiento en la presa se pueden resumir como:

CAPACIDAD	ALMACENAMIENTO MILLONES DE m <sup>3</sup>	ELEVACIÓN m
Azolves	2.00	1601.00
Útil	80.00	1618.00 NAMO
Superalmacenamiento	19.80	1620.00 NAME
Total	101.80	

Con respecto a la geología regional comprende el Graben Tepic-Chápala dentro de la provincia fisiográfica del eje neovolcánico en su límite noroccidental con la Sierra Madre Occidental. En esta área las rocas predominantes son de composición basáltica y en proporciones menores se encuentran rocas intermedias y ácidas.

El embalse queda comprendido en rocas basálticas cubiertas por suelo residual que alcanza espesores hasta de 8.00 m. La zona de la boquilla se encuentra constituida exclusivamente por rocas basálticas cubiertas parcialmente por un suelo residual con espesores menores a los 2.00 m.

### 5.1.1 Descripción de los elementos de la Presa

#### a) Obra de Desvío

Para permitir el desplante y construcción de la cortina, se construyó como obra de desvío en la margen derecha, un conducto de concreto de sección cuadrada de 2.00 x 2.00 m alojado en un tajo; su capacidad fue de 20.00 m<sup>3</sup>/s y una longitud de 150.00 m, figura 5.1. Se localiza en la estación 0+273.50 m del eje de la cortina. Para dejar en seco el centro del cauce y realizar la limpieza del desplante de la cortina, se construyeron dos ataguías de materiales graduados aguas arriba y aguas abajo, las que se integraron al cuerpo de la cortina en su sección máxima formando banquetas cuyas elevaciones fueron la 1594.00 m aguas arriba y la 1590.00 m aguas abajo.

#### b) Cortina

Es del tipo de materiales graduados; figura 5.2, tiene una longitud de 773.00 m al nivel de la corona la que tiene 10.00 m de ancho, una altura de 36.00 m desde el desplante, un ancho de 154.00 m de la base. Para su construcción se requirieron 640,000 m<sup>3</sup> de materiales, distribuidos de la siguiente manera: arcilla en el corazón impermeable, grava-arena en filtros y roca rezaga en los respaldos.

La parte central de material impermeable tiene un ancho de 6.00 m al nivel de la corona y taludes de 0.8:1 en ambas caras, desplantada directamente sobre la roca de cimentación, previa remoción del suelo superficial (limpio); entre el material impermeable y los respaldos se colocó una capa de arena seleccionada de 2.00 m de espesor en ambos taludes; se completó la sección hasta un talud de 2:1 con roca-rezaga, producto de explotación de bancos de roca.

Para el desplante de la cortina se procedió a retirar todo el material común dentro de las trazas del material impermeable y filtros hasta llegar a la roca. Posteriormente como primera etapa se llevó a cabo en el área de desplante del material impermeable un tapete de consolidación, mediante la inyección de lechada de cemento-agua-bentonita en barrenos de 10.00 m de profundidad y espaciados a cada 10.00 m. Por los bajos consumos de cemento observados, no fue necesaria la barrenación e inyección de una segunda etapa.

Sobre el eje de la cortina se efectuaron barrenos de 25.00 m de profundidad con espaciamiento de 5.00 m, para formar una pantalla de impermeabilización mediante la inyección de lechada en progresiones ascendentes a cada 5.00 m. Los consumos de cemento fueron bajos, con un promedio de 6 kg/m.

Para permitir el extendido y compactación de las primeras capas de material impermeable, se regularizo la superficie del terreno de desplante, se procedió a efectuar una limpieza a mano de la roca y colocar concreto con resistencia de  $100 \text{ kg/cm}^2$  hasta una altura sensiblemente igual a la superficie predominante de la formación rocosa.

### c) Obra de Toma

Está situada en el lado derecho de la cortina y tiene capacidad para  $3.00 \text{ m}^3/\text{s}$ , la forman: un ducto de acero de  $2.5 \text{ m}$  de diámetro alojado en un tajo de  $82.00 \text{ m}$  de longitud cruzando por debajo de la cortina, figura 5.3, y arropado en concreto a partir del cual continua la tubería del acueducto Calderón-San Gaspar. La entrada al ducto está formada por una torre de concreto de  $21.00 \text{ m}$  de altura de sección pentagonal de concreto reforzado con dos compuertas deslizantes interiores a la entrada de la tubería y 4 exteriores a diferentes niveles, todas ellas de acero estructural de  $1.5 \times 1.5 \text{ m}$  protegidas con rejilla de acero estructural. Estas compuertas se manejan desde una plataforma de operación en la parte alta de la torre al nivel de la corona de la presa, a la que se llega mediante un puente de concreto reforzado de  $33.50 \text{ m}$  de largo con un apoyo intermedio.

### d) Obra de excedencias.

Es una estructura de concreto localizada al extremo izquierdo de la cortina figura 5.4, es del tipo de cresta libre con  $54.00 \text{ m}$  de longitud y descarga lateral en canal colector al que sigue otro de descarga con una longitud total de  $194.00 \text{ m}$ , ambos de sección trapecial con  $8.00 \text{ m}$  de plantilla y el ultimo termina en un salto de esquí de concreto masivo empotrado en la roca con un dentellón. Ambos canales están revestidos con losas de concreto reforzado en plantilla y paredes. El vertedor tiene una capacidad máxima de proyecto de  $290 \text{ m}^3/\text{s}$ .

El periodo de construcción fue de enero de 1990 a mayo de 1991. con una inversión de \$56.500 millones de pesos, no incluyendo el costo de indemnizaciones ya que esto quedó bajo la responsabilidad del Gobierno del Estado y correspondieron a la zona de riego que originalmente utilizaban el almacenamiento de la presa La Red.

A  $15 \text{ km}$  arriba de la presa Ing. Elías González Chávez se localiza la presa denominada La Red de  $14.2$  millones de metros cúbicos de capacidad. Con objeto de conservar este volumen de agua para ser utilizado en el suministro a la ciudad de Guadalajara, así como para satisfacer las demandas de aguas para uso domestico de los habitantes aledaños al vaso, se sobreelevó temporalmente la cresta vertedora de esta presa utilizando costales rellenos de arcilla, con una altura de  $1.30 \text{ m}$  incrementando  $2.5$  millones de metros cúbicos su capacidad.



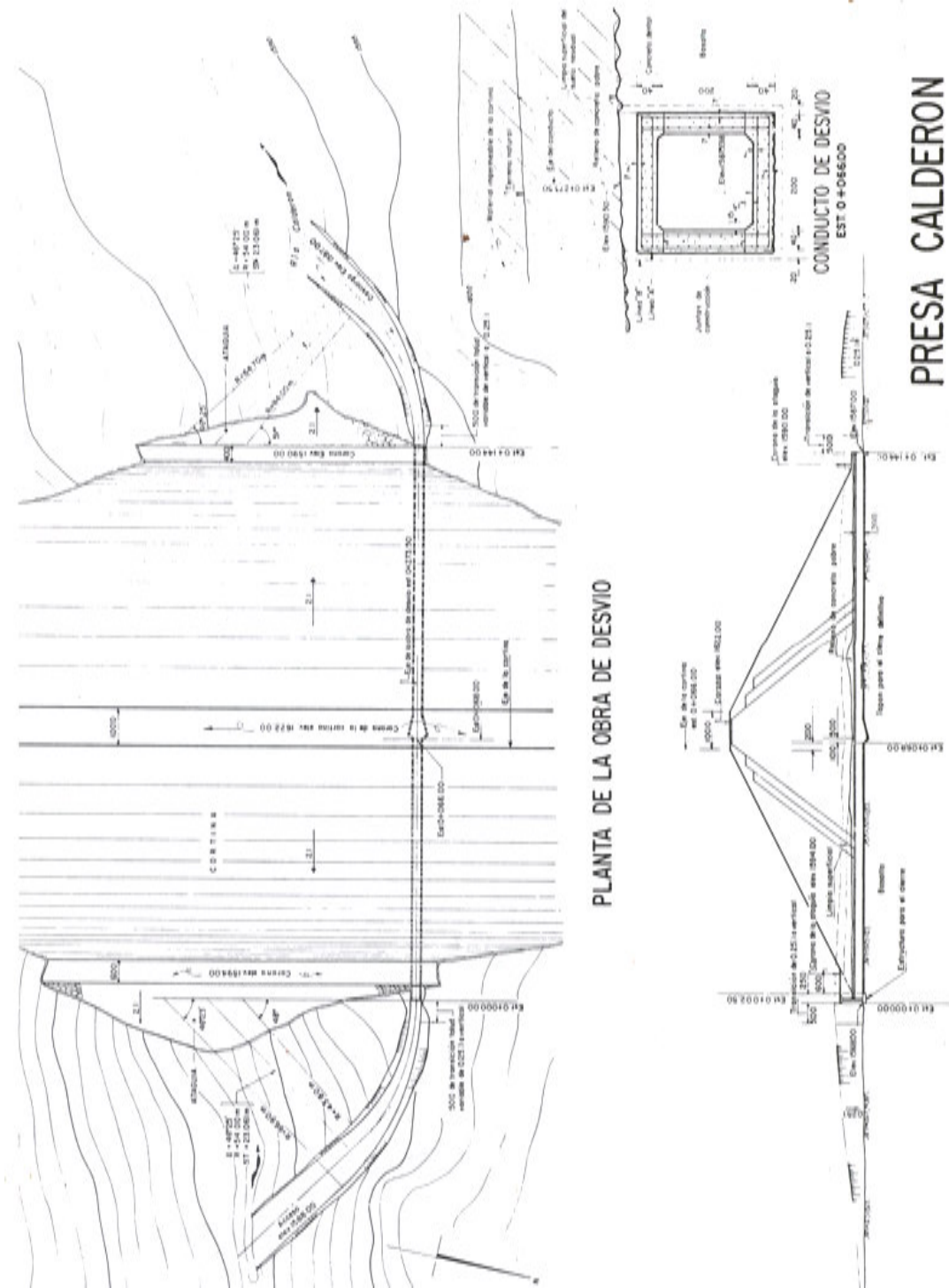


Figura 5.1 Planos de la Obra de Desvío de la Presa Elías González Chávez. CONAGUA, 1994.

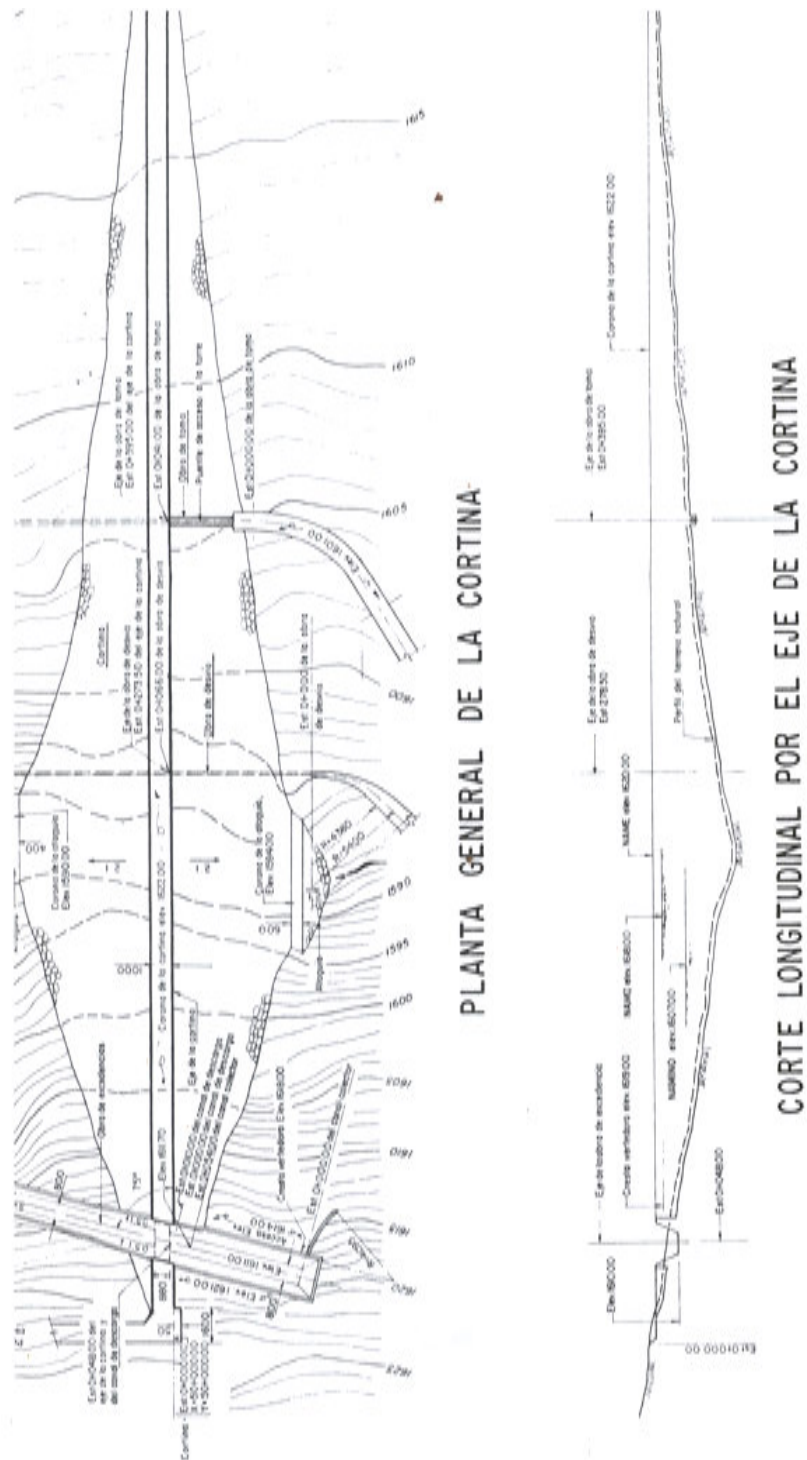


Figura 5.2 Plano de la cortina de la Presa Elías González Chávez. CONAGUA, 1994.



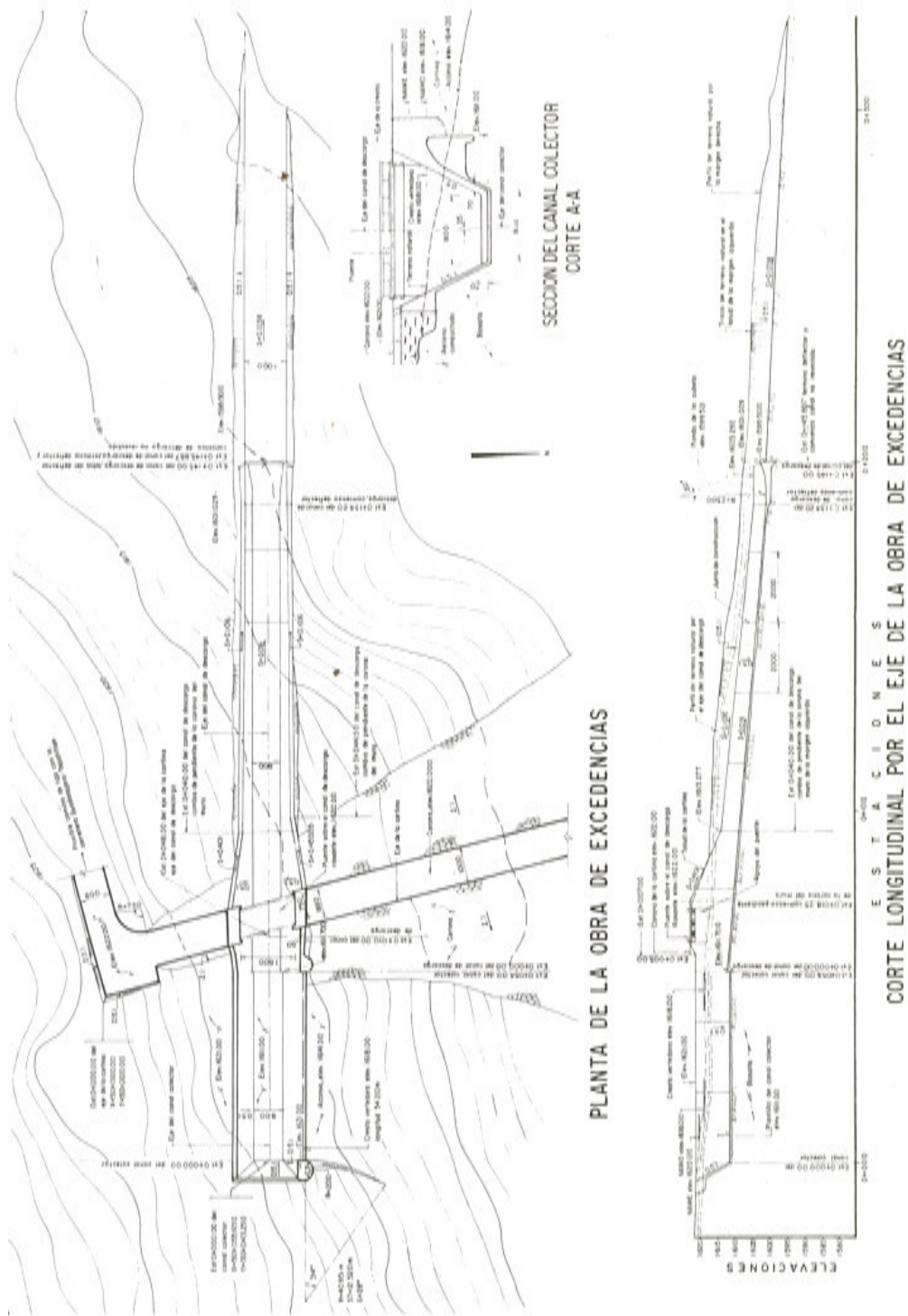


Figura 5.4 Plano de la Obra de excedencias de la presa Elías González Chávez. CONAGUA, 1994

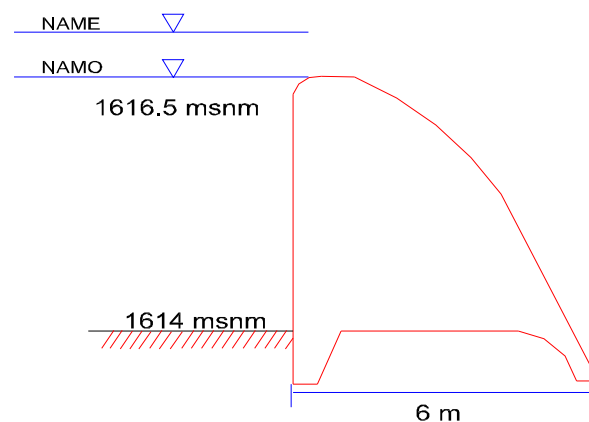
Para poder iniciar el día 16 de junio de 1991 el suministro de agua potable a la zona metropolitana de Guadalajara, el 10 de mayo del mismo año se procedió a transferir agua de la presa La Red al vaso de la nueva presa.

El suministro de energía es por parte de CFE, además de disponer de una planta de energía de emergencia.

## 5.2 Cálculo Estructural en el vertedor de la Presa Elías González Chávez

Para el cálculo de las fuerzas y esfuerzos en el vertedor, se revisará el cimacio empleando el criterio de U.S. Army Corps of Engineers, en este caso se cumple:

- Velocidad de llegada despreciable
- Talud vertical
- $P / H_d \geq 1$



**Figura 5.5** Esquema del vertedor y cotas de plantilla, NAMO y NAME.

La ecuación recomendada para el cuadrante aguas abajo es:

$$X^{1.85} = 2H_d^{0.85}Y \quad 5.1$$

La ecuación recomendada para el cuadrante aguas arriba es:

$$Y = 0.724 \frac{(X + 0.270H_d)^{1.85}}{H_d^{0.85}} + 0.126H_d - 0.4315H_d^{0.375} (X + 0.270H_d)^{0.625} \quad 5.2$$

De los datos obtenidos de los planos publicados en CONAGUA sabemos que la carga de diseño es de  $2m$ , la altura del paramento es de  $2.5m$  y el ancho de la base del cimacio es de  $6m$ .

Trabajando con el cuadrante aguas arriba del cimacio, con los datos proporcionados, la ecuación 5.1 toma la forma:

$$X^{1.85} = 3.605Y \quad 5.3$$

O bien

$$Y = 0.2774X^{1.85} \quad 5.4$$

Esta expresión nos permitirá conocer la elevación del sitio de estudio al dividir nuestra estructura en dovelas.

Dividiendo nuestro cimacio en tres dovelas, cuya constante es el ancho de  $2m$  se tendrá (Figura 5.6):

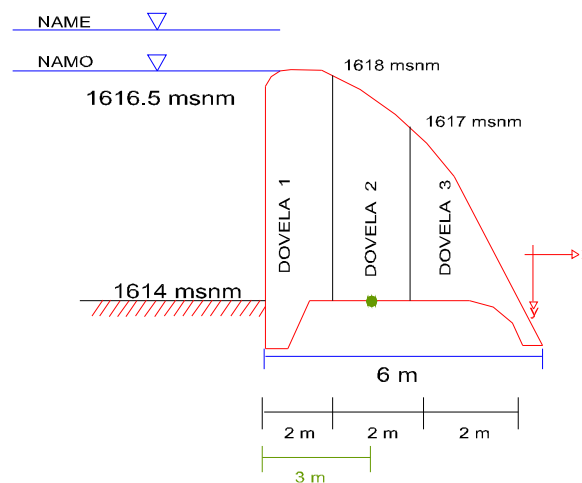


Figura 5.6 División de la Obra de excedencia en Dovelas.

### 5.2.1 Cálculo de la Fuerza y Momento debido al Peso de la Obra de Excedencias

Calculando el área de la dovela 1

$$A = \frac{(4 + 2.5)}{2} \cdot 2 = 6.5 \text{ m}^2 \quad 5.5$$

El peso de la misma considerando como valor de peso específico de concreto  $\gamma = 2.4 \text{ ton} / \text{m}^3$  se tendrá:

$$W = 6.5(1)(2.4) = 15.6 \text{ ton} \quad 5.6$$

La ubicación del centro de gravedad de la dovela considerando la ecuación del centroide de un trapecio será:

$$\bar{x} = \frac{h}{3} \left( \frac{2b + B}{b + B} \right) \quad 5.7$$

$$\bar{x} = \frac{2}{3} \left( \frac{2(2.5) + 4}{2.5 + 4} \right) = 0.923 \quad 5.8$$

El brazo de palanca para la obtención del momento se tomará a partir del centro de gravedad del piso del cimacio por lo que el valor será: 1.923m.

El valor del momento es:

$$M = F(d) \quad 5.9$$

Sustituyendo valores:

$$M = 15.6(1.923) = 29.999 \text{ ton / m} \quad 5.10$$

El mismo criterio se aplica para las dovelas dos y tres.

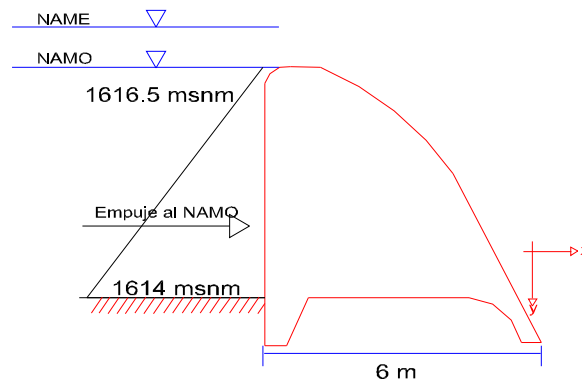
En resumen:

Dovela	Área <i>m</i> <sup>2</sup>	W <i>ton</i>	$\bar{x}$ <i>m</i>	M <i>Ton/m</i>
1	6.5	15.6	1.923	29.99
2	7	16.8	2.05	34.44
3	3	7.2	-1.67	12.024
Σ	16.5	39.6		76.454

**Tabla 5.1** Valores de las Fuerzas, distancias y momentos en las dovelas de la obra de excedencias.

## 5.2.2 Cálculo de la Fuerza y Momento debido al Empuje Hidrostático en la Obra de Excedencias

Considerando el nivel del **NAMO** = 1618 m.s.n.m



**Figura 5.7** Esquema de la distribución de presiones para la obra de excedencias al nivel del NAMO.

Considerando la ecuación:

$$E = \gamma Z_G A \quad 5.11$$

$$E = 1000(2)(4) = 8,000 \text{ kgf} \quad 5.12$$

La ubicación de tal fuerza con respecto a la plantilla será:

$$Y_k = \frac{h}{3} \quad Y_k = \frac{4}{3} = -1.33 \text{ m} \quad 5.13$$

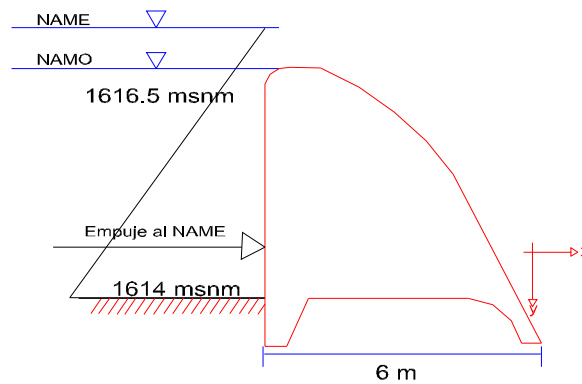
El signo negativo es por la orientación del sistema de ejes.

El momento producido por el empuje será:

$$M = 8(-1.33) = -10.67 \text{ ton} \quad 5.14$$



Considerando el nivel del **NAME** = 1620 m.s.n.m



**Figura 5.8.** Esquema de distribución de presiones de la obra de excedencias considerando el nivel del NAME.

De la ecuación 5.11 se tiene:

$$E = 1000(4)(4) = 16,000 \text{ kgf} \quad 5.15$$

La ubicación de tal fuerza con respecto a la plantilla será:

$$Y_k = \frac{h}{3} \left( \frac{2b+B}{b+B} \right) \quad Y_k = \frac{4}{3} \left( \frac{2(2)+6}{2+6} \right) = -1.67 \text{ m} \quad 5.16$$

El signo negativo es por la orientación del sistema de los ejes.

Y el momento producido será:

$$M = 16(-1.67) = -26.67 \text{ ton} \quad 5.17$$

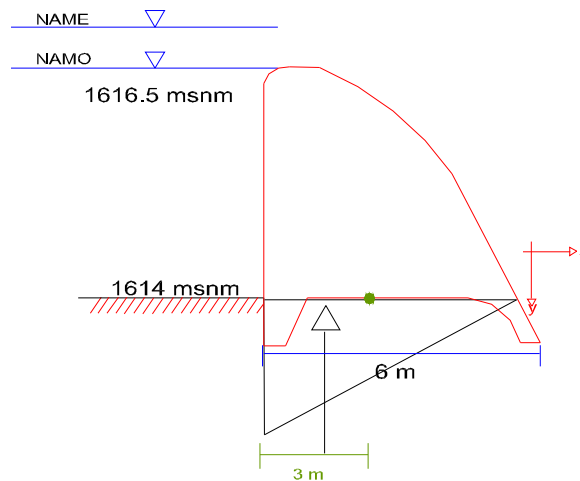
En resumen:

NIVEL	E ton	$Y_k$ m	Momento Ton/m
NAMO	8	-1.33	-10.67
NAME	16	-1.67	-26.67

**Tabla 5.2** Valores del Empuje Hidrostático y centro de presiones para los niveles de NAMO y NAME en la obra de excedencias

### 5.2.3 Cálculo de la Fuerza y Momento debido a la Subpresión en la Obra de Excedencias

De acuerdo a los datos de proyecto se sabe que no existen drenes por lo que la distribución de la subpresión se considerará con una distribución lineal y triangular.



**Figura 5.9** Esquema de distribución de subpresiones en la base de la obra de excedencias.

Para el nivel de **NAMO**:

$$S = \frac{4\gamma(6)}{2}(1) = -12 \text{ ton} \quad 5.18$$

El signo negativo es por el sistema de ejes considerado.

Su ubicación será:

$$X_k = \frac{h}{3} = \frac{6}{3} \text{ m} \quad 5.19$$

El brazo de palanca con respecto al centroide de la base del cimacio será

$$\bar{x} = 3 - 2 = 1 \text{ m} \quad 5.20$$

El momento tendrá el valor de:

$$M = -12(1) = -12 \text{ ton} \quad 5.21$$

Para el nivel de **NAME**:

$$S = \frac{6\gamma(6)}{2}(1) = -18 \text{ ton} \quad 5.22$$

Su ubicación:

$$X_k = \frac{h}{3} = \frac{6}{3} \text{ m} \quad 5.23$$

El brazo de palanca con respecto al centroide de la base del cimacio será

$$\bar{x} = 3 - 2 = 1 \text{ m} \quad 5.24$$

El momento tendrá el valor de:

$$M = -18(1) = -12 \text{ ton} \quad 5.25$$

Resumiendo

<i>NIVEL</i>	<i>S</i> <i>ton</i>	$\bar{X}$ <i>m</i>	Momento <i>Ton/m</i>
NAMO	-12	1	-12
NAME	-18	1	-18

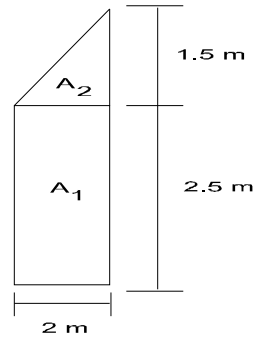
**Tabla 5.3** Valores del cálculo de subpresiones, distancias y momentos para los niveles de NAMO y NAME en la obra de excedencias.

#### 5.2.4 Cálculo de la Fuerza y Momento debido al Sismo en la Obra de Excedencias

De acuerdo a la regionalización sísmica de la República Mexicana citada por CFE, la presa se ubica en la región D por lo que el valor del coeficiente sísmico será:  $\alpha = 0.86$  y el valor del coeficiente de distribución de presiones será  $C=0.74$ .

### 5.2.4.1 Cálculo del sismo en la Masa de Concreto

Para la primera Dovela



**Figura 5.10** Separación de áreas en la primera Dovela.

Calculando las áreas

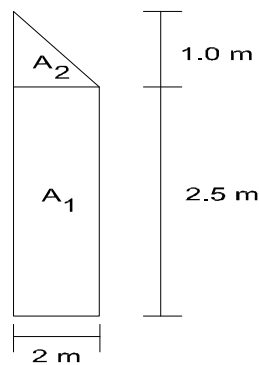
$$A_1 = 2.5(2) = 5 \text{ m}^2 \quad 5.26$$

$$A_2 = \frac{2(1.5)}{2} = 1.5 \text{ m}^2 \quad 5.27$$

Altura centroidal de la dovela con respecto al piso:

$$Y = \frac{5(1.25) + 1.5(2.5 + 1.5/3)}{5 + 1.5} = 1.65385 \text{ m} \quad 5.28$$

Para la segunda Dovela:



**Figura 5.11** Separación de áreas en la segunda Dovela

Calculando las áreas:

$$A_1 = 3(2) = 6 \text{ m}^2 \quad 5.29$$

$$A_2 = \frac{2(1.0)}{2} = 1.0 \text{ m}^2 \quad 5.30$$

Altura centroidal en la dovela con respecto al piso

$$Y = \frac{6(1.5) + 1(3 + 1/3)}{6 + 1.0} = 1.7619 \text{ m} \quad 5.31$$

Para la tercera dovela:

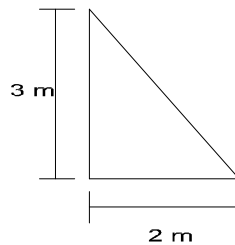


Figura 5.12 Área considerada en la tercera dovela.

Cálculo del área:

$$A = \frac{2(3)}{2} = 3 \text{ m}^2 \quad 5.32$$

Altura centroidal en la dovela con respecto al piso

$$Y = \frac{3}{3} = 1.0 \text{ m} \quad 5.33$$

Resumiendo:

Dovela	Área $m^2$	$\bar{Y}$ $m$	$A_i Y_i$ $m^3$
1	6.5	1.65385	10.75
2	7	1.7619	12.333
3	3	1	3
$\Sigma$	16.5		26.08

Tabla 5.4 Valores de las distancias centroidales, áreas de las dovelas empleados en el cálculo de la fuerza sísmica en la masa de concreto en la obra de excedencias.

La altura centroidal en la totalidad de la obra de excedencias será,:

$$\bar{Y} = \frac{26.08}{16.5} = 1.58061 \text{ m} \quad 5.34$$

Por lo que la fuerza sísmica será:

$$W\alpha = 39.6(0.86) = -34.056 \text{ ton} \quad 5.35$$

Y el momento debido al sismo:

$$M = -34.056(1.58061) = -54.0162 \text{ ton/m} \quad 5.36$$

#### 5.2.4.2 Sismo en la masa de agua

Únicamente se considera el nivel del NAMO

Empleando la ecuación:

$$P = C\alpha h^2 \quad 5.37$$

Sustituyendo valores:

$$P = 0.74(0.86)(1)(4^2) = -10.1824 \text{ ton} \quad 5.38$$

Siendo el punto de aplicación:

$$y = 0.412(h) = 0.412(4) = 1.648 \text{ m} \quad 5.39$$

Y el momento actuante:

$$M = 1.648(-10.1824) = -16.78059 \text{ ton / m} \quad 5.40$$

### 5.2.5 Revisión de la estabilidad de la obra de excedencias para Diferentes condiciones

Para Condiciones **ORDINARIAS** lo cual implica un factor de seguridad  $FS=3$  y las fuerzas de:

- Peso propio
- Empuje Hidrostático al NAMO
- Subpresión al NAMO

Se tiene:

	<b>Fuerza</b> <b>Ton</b>	<b>Momento</b> <b>Ton/m</b>
Peso Propio	39.6	76.454
Empuje Hidrostático	-8	-10.67
Subpresión	-12	-12
$\sum F_y$	27.6	
$\sum F_x$	-8	
$\sum M_z$		53.784

**Tabla 5.5** Resumen de valores para la revisión de estabilidad en la obra de excedencias considerando condiciones ordinarias

Para las condiciones **EXTRAORDINARIAS** lo cual implica un factor de seguridad  $FS=2$  y las fuerzas de:

- Peso propio
- Empuje Hidrostático al NAME
- Subpresión al NAME

Se tiene

	<b>Fuerza</b> <b>Ton</b>	<b>Momento</b> <b>Ton/m</b>
Peso Propio	39.6	76.454
Empuje Hidrostático	-16	-26.67
Subpresión	-18	-6
$\sum F_y$	21.6	
$\sum F_x$	-16	
$\sum M_z$		43.784

**Tabla 5.6** Resumen de valores para la revisión de estabilidad en la obra de excedencias considerando condiciones extraordinarias.

Para las condiciones **EXTREMAS** lo cual implica un factor de seguridad  $FS=1$  y las fuerzas de:

- Peso propio
- Empuje Hidrostático al NAMO
- Subpresión al NAMO
- Sismo en Concreto
- Sismo en Agua

Se tiene:

	<b>Fuerza Ton</b>	<b>Momento Ton/m</b>
Peso Propio	39.6	76.454
Empuje Hidrostático	-8	-10.67
Subpresión	-12	-12
Sismo Concreto	-34.056	-54.0162
Sismo Agua	-10.1824	-16.78059
$\sum F_y$	27.6	
$\sum F_x$	-52.2384	
$\sum M_z$		-17.01279

**Tabla 5.7** Resumen de valores para la revisión de estabilidad en la obra de excedencias considerando condiciones extremas.

### 5.2.5.1 Revisión de esfuerzos para condiciones Ordinarias.

Empleando la ecuación de la escuadría la cual se expresa como:

$$\sigma_{B,A} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} Y_{max} \quad 5.41$$

Calculando el momento de inercia

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1(6)^3}{12} = 18 \text{ m}^4 \quad 5.42$$

Realizando la revisión considerando la Compresión

$$\sigma_B = \frac{27.6}{6} + \frac{53.784}{18} (3) = 13.564 \text{ ton/m}^2 \quad 5.43$$

$$\sigma_B = 1.3564 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$



Realizando la revisión considerando la Tensión

$$\sigma_A = \frac{27.6}{6} - \frac{53.784}{18}(3) = -4.364 \text{ ton} / \text{m}^2 \quad 5.44$$

$$\sigma_A = -0.4364 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$

De lo anterior se puede determinar la resistencia del concreto como:

$$\sigma_B = 3(1.3564) = 4.0692 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$

$$\sigma_A = 3(-0.4354) = -1.3092 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$

Como se trabaja a tensión y compresión, se recomienda un concreto con resistencia de

$$f'_c = 70 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$

Garantizando con el valor anterior la resistencia y durabilidad de la obra.

### 5.2.5.2 Revisión al deslizamiento para condiciones Ordinarias.

Utilizando

$$FC = \frac{\sum N \tan \phi + CA}{\sum F_h} \quad 5.45$$

Considerando

$$\tan \phi = 0.8$$

$$C = 0.1(700) = 70 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$FC = \frac{27.6(0.8) + 70(6)}{8} = 55.26 \text{ ton} \quad 5.46$$

Como

$$55.26 > 3 \quad \text{No existe deslizamiento}$$

### 5.2.5.3 Revisión por agrietamiento para condiciones Ordinarias.

Utilizando

$$\sigma_{zu} = (\rho)\gamma h - \frac{f'_t}{FS} \quad 5.47$$

$$\sigma_{zu} = 1(1)(4) - \frac{700(0.05)}{3} = -7.67 \text{ ton} / m^2 \quad 5.48$$

Obteniendo la resistencia a tensión del concreto la cual será igual a:

$$f'_t = 0.05(700) = 35$$

De lo anterior se establece que:  $-7.667 < 35$

Ahora calculando el esfuerzo a la compresión pero considerando presa vacía. Empleando la ecuación de la escuadría 5.41 y considerando:

$$\sum N = 39.6 \text{ ton} \quad 5.49$$

$$\sum M = 76.454 + 54.0162 = 130.4702 \text{ ton} / m \quad 5.50$$

Por lo tanto

$$\sigma_B = \frac{39.6}{6} + \frac{130.47}{18}(3) = 28.345 \text{ ton} / m^2 \quad 5.51$$

Como

$$28.345 > -7.667 \text{ ton}/m^2 \quad \text{No existe agrietamiento}$$

### 5.2.5.4 Revisión de esfuerzos para condiciones Extraordinarias.

Empleando la ecuación 5.41 se tendrá:

Realizando la revisión considerando la Compresión

$$\sigma_B = \frac{21.6}{6} + \frac{43.784}{18}(3) = 10.897 \text{ ton} / m^2 \quad 5.52$$

$$\sigma_B = 1.0897 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$

Realizando la revisión considerando la Tensión

$$\sigma_A = \frac{21.6}{6} - \frac{43.784}{18}(3) = -3.697 \text{ ton/m}^2 \quad 5.53$$

$$\sigma_A = -0.3697 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$

Donde:

$$\sigma_B = 2(1.0897) = 2.1794 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$

$$\sigma_A = 2(-0.3697) = -0.7394 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$

Sigue siendo aceptable la resistencia propuesta del concreto en el punto 5.2.5.1.

### 5.2.5.5 Revisión al deslizamiento para condiciones Extraordinarias.

Utilizando la ecuación 5.45:

$$FC = \frac{21.6(0.8) + 70(6)}{16} = 27.33 \text{ ton} \quad 5.54$$

Como

$$27.33 > 2 \quad \text{No existe deslizamiento}$$

### 5.2.5.6 Revisión por agrietamiento para condiciones Extraordinarias

Utilizando la ecuación 5.47 se tendrá:

$$\sigma_{zu} = 1(1)(6) - \frac{700(0.05)}{2} = -11.5 \text{ ton/m}^2 \quad 5.55$$

De aquí:

$$-11.5 < 35$$

Considerando la condición de presa vacía para determinar la presencia de agrietamiento se concluye:

$$28.345 > -11.5 \text{ ton/m}^2 \quad \text{No existe agrietamiento}$$

### 5.2.5.7 Revisión de esfuerzos para condiciones Extremas.

Empleando la ecuación de la escuadria 5.41 se tendrá:

Para Compresión

$$\sigma_B = \frac{27.6}{6} + \frac{(-16.78059)}{18}(3) = 1.80323 \text{ ton} / m^2 \quad 5.56$$

$$\sigma_B = 0.18032 \text{ kg}_f / cm^2$$

Para la Tensión

$$\sigma_A = \frac{27.6}{6} - \frac{(-16.78059)}{18}(3) = 7.39765 \text{ ton} / m^2 \quad 5.57$$

$$\sigma_A = 0.739765 \text{ kg}_f / cm^2$$

Donde:

$$\sigma_B = 1(0.18032) = 0.18032 \text{ kg}_f / cm^2$$

$$\sigma_A = 1(0.739765) = 0.739765 \text{ kg}_f / cm^2$$

Sigue siendo aceptable la resistencia propuesta del concreto en el punto 5.2.5.1.

### 5.2.5.8 Revisión al deslizamiento para condiciones Extremas.

Utilizando la ecuación 5.45 y considerando

$$\tan \phi = 0.8$$

$$C = 0.1(700) = 70 \text{ ton} / m^2$$

$$FC = \frac{27.6(0.8) + 70(6)}{52.2384} = 8.46274 \text{ ton} \quad 5.58$$

Como:

$$8.46274 > 1 \quad \text{No existe deslizamiento}$$

### 5.2.5.9 Revisión por agrietamiento para condiciones Extremas

Utilizando la ecuación 5.47 se tendrá:

$$\sigma_{ZU} = 1(1)(6) - \frac{700(0.05)}{1} = -31 \text{ ton / m}^2 \quad 5.59$$

De aquí:

$$-31 < 35$$

Considerando la condición de presa vacía para determinar si existe agrietamiento se concluye que

$$28.345 > -31 \text{ ton/m}^2 \quad \text{No existe agrietamiento}$$

En resumen:

<b>Esfuerzos</b>		<b>CONDICIONES DE CARGA</b>		
		<b>Ordinaria</b>	<b>Extraordinaria</b>	<b>Extrema</b>
Compresión	$\sigma_B$	4.0692	2.1794	0.18032
Tensión	$\sigma_A$	-1.30952	0.7394	0.739765
Deslizamiento	$FC$	55.23 > 3 OK	27.33 > 2	8.46274 > 1
Agrietamiento	$\sigma_{ZU}$	28.345 > -7.67	28.345 > -11.5	28.345 > -31

**Tabla 5.8** Resumen de valores de esfuerzos para las diferentes condiciones de carga en la obra de excedencias.

Como se observa no se sobrepasan los esfuerzos permisibles, los factores de seguridad al deslizamiento y no existe agrietamiento, por lo que el cimacio se considera estable.

### 5.3 Introducción al empleo del software SAP 2000

El Modelo estructural SAP 2000 analiza y diseña una estructura usando un modelo que se define mediante la interfase gráfica del usuario. El modelo puede incluir las características que representan la estructura como por ejemplo:

- Las propiedades de los materiales
- Elementos de estructura que representan vigas, columnas
- Elementos Shell que representan paredes, losas, y otros miembros de paredes delgadas
- Nudos que representan conexiones de elementos
- Los Vínculos y resortes que apoyan a los nudos
- Cargas que incluso incluyen el peso-propio; cargas térmicas, sísmicas. y otros
- Desplazamientos, tensiones, y reacciones debido a las cargas

La interfase gráfica del usuario proporciona muchas características para crear el modelo estructural. Se puede empezar con un modelo preliminar, luego con un pequeño esfuerzo se puede ajustar a su al modelo original.

#### 5.3.1 Menús y Comandos más usados

##### 5.3.1.1 Sistemas de coordenadas

Se definen todas las localizaciones en el modelo con respecto a un solo sistema de coordenadas globales. Esto es un sistema de coordenadas tridimensional rectangular (Cartesiano). Los tres ejes son denotados por X, Y, y Z que son mutuamente perpendiculares, y satisface la regla de la mano derecha.

Cada componente del modelo (nudo, elemento de "shell". etc.) tiene su propio sistema de coordenadas locales usadas para definir propiedades, cargas, y respuestas a las solicitaciones.

Sin embargo se puede definir un sistema de coordenadas adicionales para ayudar a desarrollar el modelo.

##### 5.3.1.2 Opciones de vista

Se pueden poner las opciones de vista para la Ventana activa, para observar como la estructura aparece en esa ventana. Estas opciones están disponibles en el menú de Vista "View" del Menú Principal de Herramientas. Las opciones de vista se pueden aplicar a diferentes despliegues de ventanas.

Una **vista 2-D** consiste en un solo plano paralelo a uno de los planos de la coordenada X-Y, X-Z o Y-Z. Sólo los objetos ubicados en ese plano son visibles. Se puede cambiar de plano en cualquier momento.

Una **vista 3-D** muestra al modelo entero, los objetos visibles no se restringen a un solo plano. La dirección de vista es definida por un ángulo en el plano horizontal y un ángulo sobre el plano vertical.

Una **vista en perspectiva** es normalmente mejor para visualizar el sistema, fuera del plano. Si en una vista 2-D se activa la perspectiva, la vista se vuelve 3-D hasta que se desactive la perspectiva.

### 5.3.1.3 Pan, Zoom, y sus límites

Se pueden realizar acercamientos (zoom in) a una vista para a ver a más detalle, o alejarse (zoom on) para ver más de la estructura. Los incrementos de alejamiento o acercamiento al modelo son definidos por el usuario. También puede acercarse directamente a un punto de la estructura generando los límites con el mouse.

El Pan permite mover la estructura dinámicamente alrededor de la Ventana de Despliegue, pulsando el botón y moviendo el mouse.

Se pueden poner valores Superiores e inferiores en las coordenadas X, Y, y Z que restringen la porción de la estructura que es visible en una Ventana de Despliegue. Desplazándose vertical u horizontalmente el 'pan', sólo aplicara dentro de estos límites.

Se puede poner varias opciones que afectan como los nudos y elementos que aparecen en un despliegue de ventana. Estas opciones afectan vistas de la forma del modelo intacto. Existen diferentes opciones que están disponibles para los diferentes tipos de elementos.

Las opciones incluyen una particularidad del elemento que se despliega, como numeración de los elementos (labels), las propiedades de los elementos, dimensiones de la sección (extrusions) y los ejes locales.

### 5.3.1.4 Gridlines

Es una reja de “construcción” formada por líneas paralelas a los ejes de coordenadas que forman un “armazón” para ayudar a dibujar el modelo. Se pueden tener cualquier número de gridlines en cada dirección con el espacio que se defina. Cuando se empieza un modelo se debe especificar el espacio uniforme de la reja. Después de esto se puede agregar, mover y anular gridlines.

Las operaciones de dibujo manejan la opción de “snap” (propiedad del puntero para reconocer intersecciones, nodos y elementos que se intersecan) en las intersecciones del gridline a menos que

se desactive esta opción. Cuando se mueve una línea de la reja se puede especificar los nodos que deben moverse con ella.

#### 5.3.1.5 Definición

Las operaciones de definición se usan para crear entidades nombradas que no son parte de la geometría del modelo. Estas entidades incluyen:

- Las propiedades de los Materiales
- La sección
- Estados de carga
- Agrupaciones de nudo para la temperatura y cargas de presión
- Agrupaciones elementos
- Funciones y análisis del espectro-respuesta

Usando el menú “Define” no se requiere una selección de los objetos del modelo. Las primeras cinco entidades pueden asignarse a los objetos al ser seleccionados. Estas entidades pueden también ser definidas durante la operación del menú “Assign”.

#### 5.3.1.6 Dibujo

El dibujo se usa para agregar nuevos objetos al modelo o para modificar un objeto, los objetos incluyen elementos de pórtico o placas (Shell), y nudos. Para dibujar, se debe poner el programa en “Draw Mode” pulsando este botón en el menú de herramientas lateral. Alternativamente, estas mismas operaciones pueden ser seleccionadas del menú “Draw” las operaciones son:

- Mover o reformar objetos existentes
- Añadir nuevos nudos
- Añadir nuevos elementos placas
- Añadir los nuevos elementos de placas (Shell) pulsando el botón en un espacio de la cuadrícula

En todas estas opciones cuando se crean nuevos nudos automáticamente en las esquinas de las placas, se eliminan los nudos dobles por el programa.

#### 5.3.1.7 Asignando

Se usa para asignar propiedades y cargas a uno o a más objetos que se seleccione. Estas operaciones se encuentran en el menú “Assign” y realiza:



- Asignación a los nudos de Vínculos, resortes, masas, sistemas de coordenadas locales y cargas
- Asignación a los elementos de placas, propiedades de la sección, libertades a los extremos, sistemas de coordenadas locales, salidas de resultados por ubicación, localización de solicitaciones, modelos preesforzados, fuerzas P- delta, comportamientos no lineales y cargas
- Asignación a las placas; propiedades de sección, sistemas de coordenadas locales, y cargas
- Asignación de valores a los nudos como temperatura y cargas de presión
- Asignación de los objetos a grupos para ayudar en operaciones del cálculo

#### 5.3.1.8 Análisis

Después de que se ha creado un modelo estructural completo, se puede analizar para determinar los desplazamientos resultantes, tensiones y reacciones. Las opciones que se incluyen son:

- Los grados disponibles de libertad para el análisis.
- Los parámetros del análisis Modal.
- Análisis y parámetros de P- Delta
- Selección de análisis a ser escrito en el archivo de salida

Para ejecutar el análisis, se selecciona el menú Analysis, o con el botón de run análisis del menú principal de herramientas.

#### 5.3.1.9 Diseño

Se usa para verificar acero y/o concreto con respecto a diferentes códigos de diseño. El diseño puede realizarse después de que la estructura se haya analizado.

Los elementos de concreto pueden tener el área longitudinal y reforzamiento de acero, automáticamente escogido según el código de diseño seleccionado. En este paso el Re-análisis no es requerido.

#### 5.3.1.10 Fuerzas interiores y esfuerzos de tensión (placas)

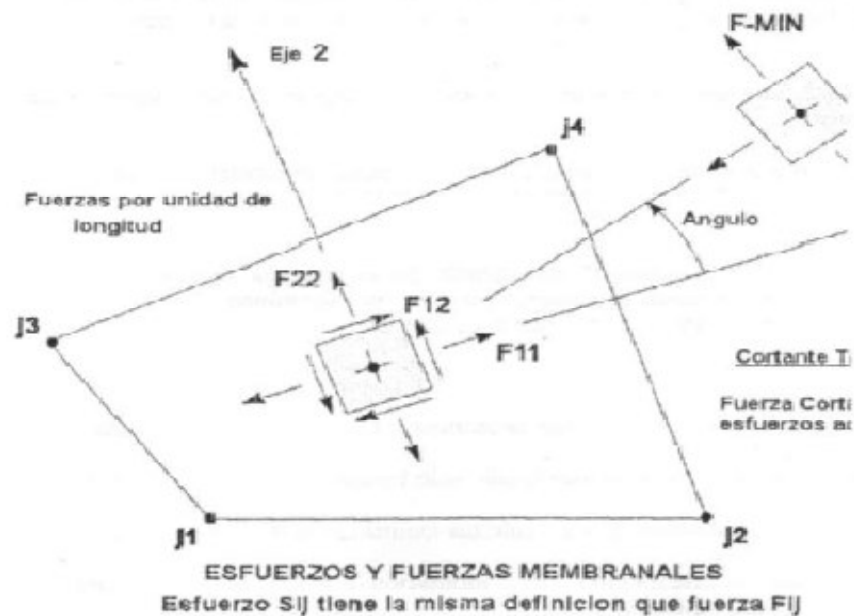
Las tensiones de las placas son las fuerzas por unidad de área que actúan dentro del volumen del elemento para resistir la carga. Estas tensiones son:

- En el plano tensiones directas: S11 y S22
- En el plano cortante de tensión: S12

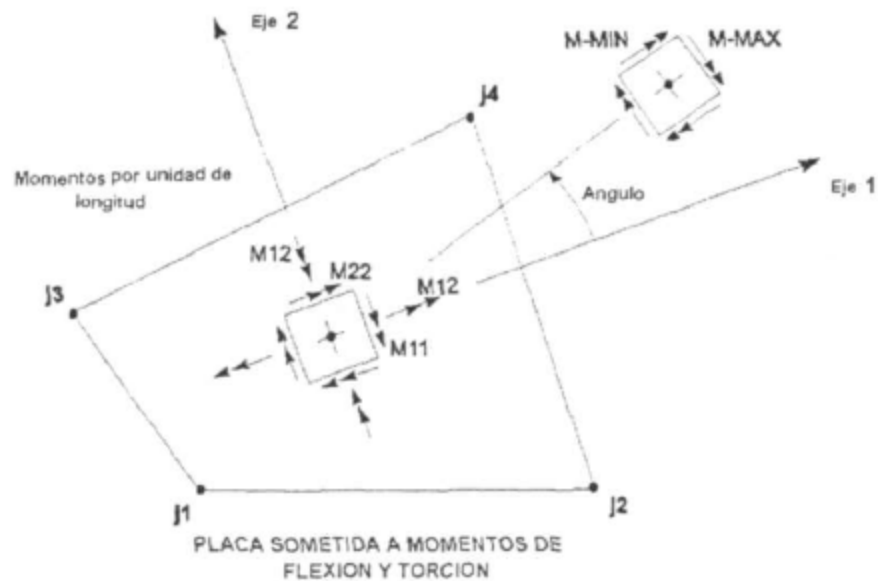
- Las tensiones del cortante transversal:  $S_{13}$  y  $S_{23}$
- La tensión directa transversal:  $S_{33}$  (casi siempre es cero).

Se asume que las tensiones en el plano son constantes o varían linealmente a través del espesor del elemento. La distribución de tensión de cortante real es parabólica y es cero a la cima y fondo de la superficie y tomando un máximo o valor mínimo a la superficie del elemento. Las fuerzas internas (también llamadas resultantes de tensión) y momentos que son el resultado de integrar las tensiones encima del espesor del elemento son:

- Fuerzas directas a la placa  $F_{11}$  y  $F_{22}$
- Fuerza cortante a la placa:  $F_{12}$
- Momentos de flexión a la placa:  $M_{11}$  y  $M_{22}$
- Momento de torsión a la placa:  $M_{12}$
- Fuerzas de cortante transversales a la placa:  $V_{13}$  y  $V_{23}$



**Figura 5.13** Consideración de esfuerzos y fuerzas membranales.



**Figura 5.14** Esquema de momentos y fuerzas de flexión y torsión.

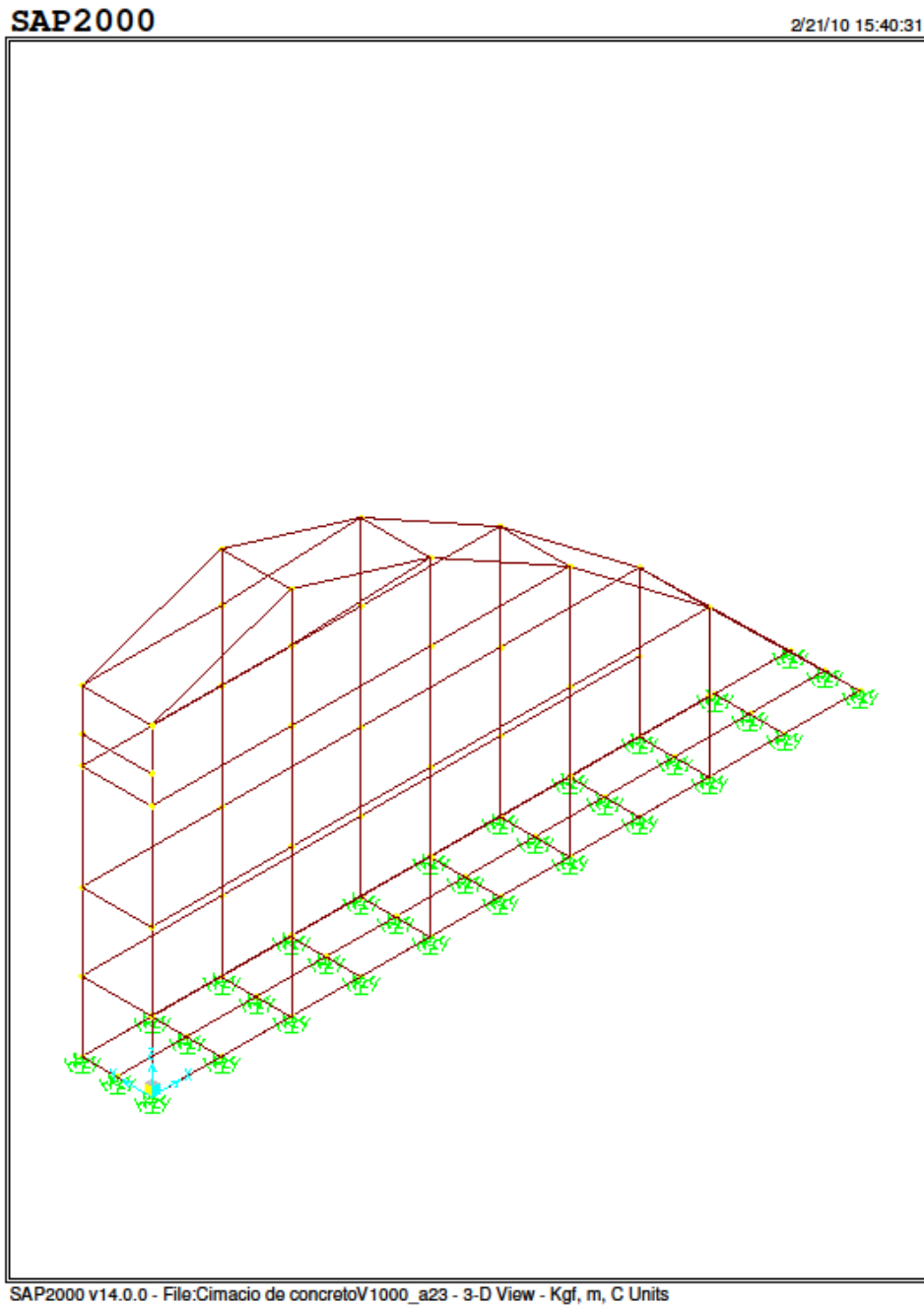
Es muy importante notar que estos esfuerzos resultantes son fuerzas y momentos por unidad en el plano. Estando presentes en cada punto de la superficie del elemento. En la figura 5.14 se muestran las convenciones de signo para las tensiones y las fuerzas internas.

Se orientan las tensiones que actúan en una cara positiva en la dirección positiva del elemento en los ejes de la coordenada local. Las tensiones que actúan en una cara negativa se orientan en la dirección negativa del elemento en los ejes de la coordenada local. Una cara positiva es donde la normal exterior (apuntando fuera del elemento) está en la dirección positiva local 1 ó 2.

Las fuerzas internas positivas corresponden a un estado de tensión positiva que es constante a través del espesor. Los momentos internos positivos corresponden a un estado de tensión que varía linealmente a través del espesor y es positivo al fondo.

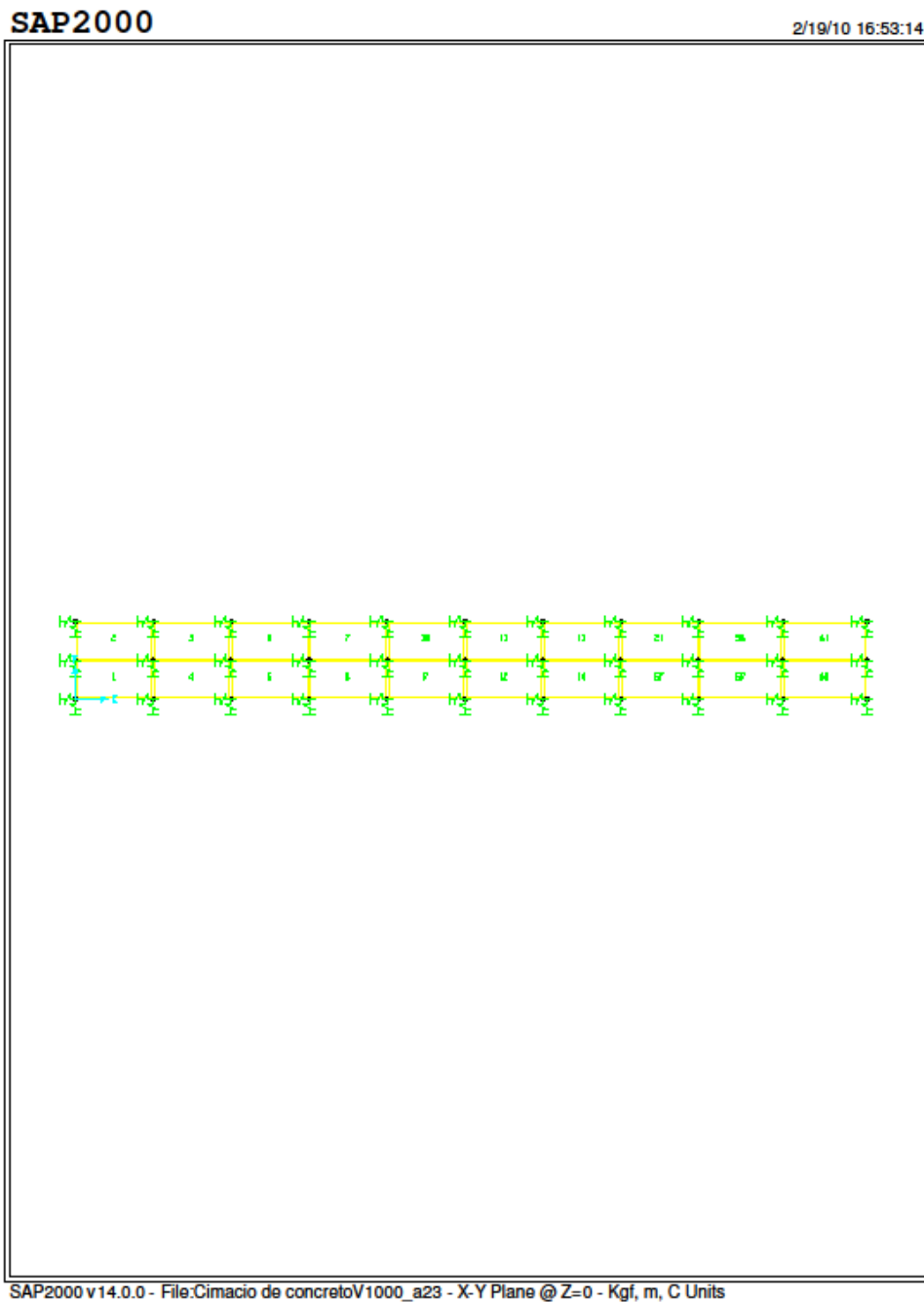
### 5.3.2. Aplicación del SAP 2000 a la Obra de excedencia de la presa Elías González Chávez

En el modelo se muestra la geometría de una obra de excedencias, manejando un ancho unitario y un largo de 6 m. Figura 5.15.



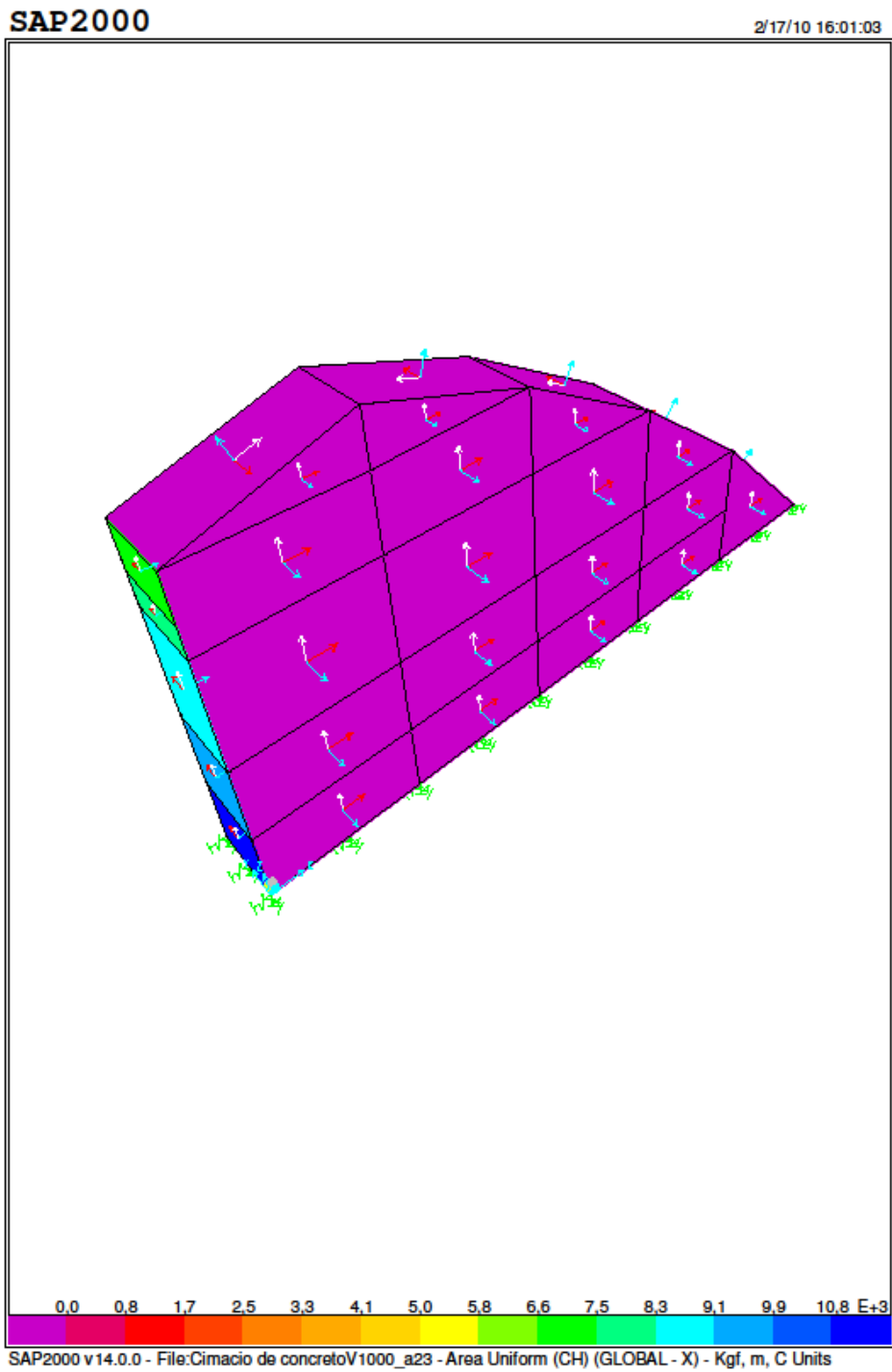
**Figura 5.15** Esquematización de acuerdo al SAP para la obra de excedencias.

La cimentación de la obra de excedencias se representa en el modelo con la unión de 33 nudos, unidos a través de secciones de concreto distribuyendo su área tributaria correspondiente. A los diferentes nudos les fue asignada una rigidez para mejorar la simulación del modelo, figura 5.16.



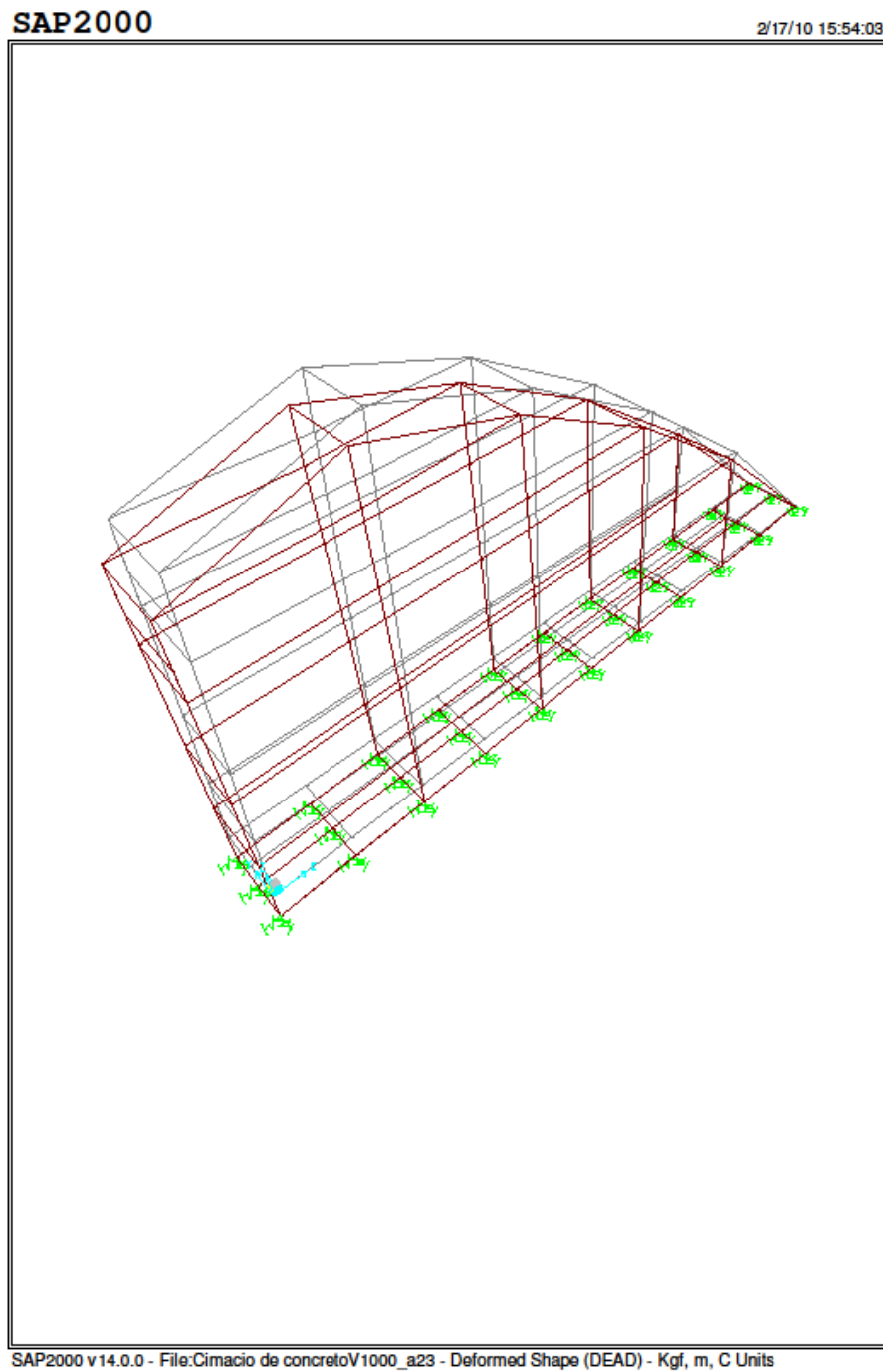
**Figura 5.16** Representación de 33 nudos a través de secciones de concreto en la obra de excedencias.

Asignando a todos los elementos del cimacio una sección de concreto, aplicando el peso propio, y realizando la distribución de la carga hidráulica se observa un incremento de fuerzas en la parte inferior de la base del cimacio, figura 5.17.



**Figura 5.17** Distribución de la magnitud de fuerzas en la cara aguas arriba de la obra de excedencias.

En la figura 5.18 se observa la deformación de la estructura del cimacio aplicando únicamente el peso propio, se ve claramente el hundimiento en la cara en contacto con el agua, debido a que es la sección con mayor volumen de concreto.



**Figura 5.18** Desplazamiento del cimacio ante la aplicación de las fuerzas.

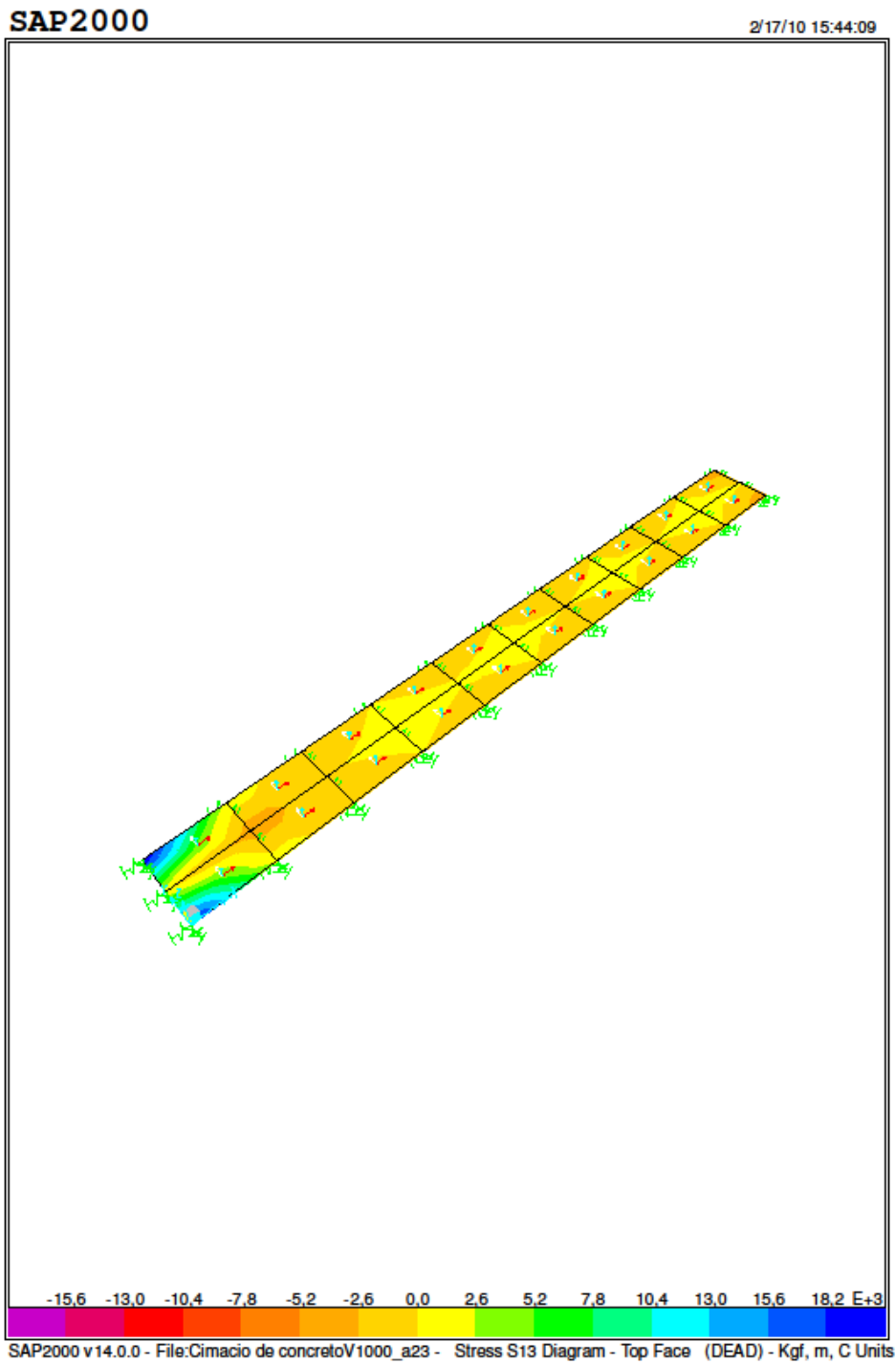


Figura 5.19 Distribución de esfuerzos en la base del cimacio.



Al realizar un análisis de esfuerzos debidos a la compresión, se observa la variación de los mismos en la base del cimacio. Se aprecia que los máximos valores se ubican en el talón que es la zona donde se tiene la mayor concentración de concreto, mientras que en el pie los valores van disminuyendo, figura 5.19.

Incluyendo la fuerza del peso junto con el empuje hidrostático para el análisis de los esfuerzos, se observa que en el pie se presentan esfuerzos por tensión, analizando esta situación es notorio el momento generado por la carga hidráulica. El esfuerzo generado en la parte posterior de la estructura del cimacio es compresión, nos indica un esfuerzo generado al peso propio y volteo generado por la presión hidráulica.

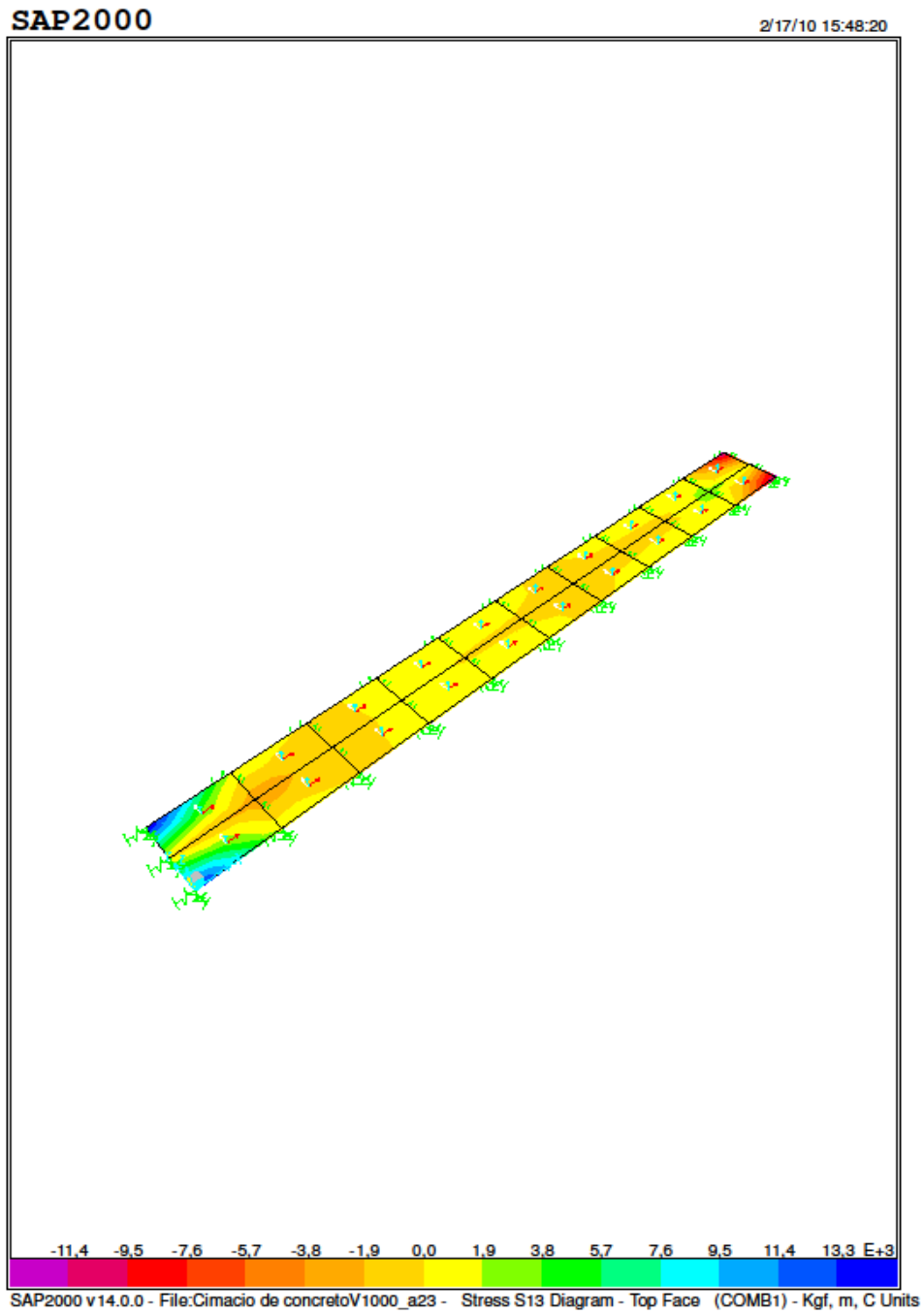


Figura 5.20 Presencia de esfuerzos por tensión en el pie del cimacio.

## 6. CONCLUSIONES

En el diseño de las presas de concreto, es importante diagnosticar los diferentes estudios realizados al tipo de suelo para seleccionar el mejor equipo de construcción así como los aspectos constructivos eficientes en la excavación y construcción de la cimentación.

Para la construcción de un cimacio o cortina es importante conocer las diferentes combinaciones de carga a las cuales están sujetas las estructuras para poder realizar un correcto análisis, diseño y comportamiento estructural durante la construcción.

En el presente trabajo se hizo una recopilación de información de la obra de excedencias para realizar el cálculo del equilibrio estructural.

Las características del concreto, uno de los elementos más importantes, los esfuerzos a los que es sometida la estructura de este tipo es compresión cualidad natural del concreto. En este trabajo se detallaron las principales especificaciones para el concreto, así como los procesos constructivos. En la construcción de un cimacio la estructura interna del concreto hace referencia principal a los poros y fisuras determinantes en la permeabilidad del concreto, la cual es una propiedad decisiva en la durabilidad y funcionalidad del mismo. Así pues, en esta estructura interna debe considerarse la composición química del cemento y las propiedades de los áridos ya ambas pueden ser causantes de algunos daños. Por otra parte se mencionan los procedimientos correctos para el manejo y proceso constructivo en el colado, cimbrado y curado garantizando la interconexión de las mezclas. En otro punto se explican a detalle el tratamiento de las juntas constructivas, el análisis de estas juntas es de alta importancia ya que se define la importancia de absorber las fisuras generadas por la contracción del concreto además de separar los diferentes colados para el desligamiento de la estructura en sus movimientos naturales.

En el capítulo cinco se realiza el cálculo estructural en el vertedor de la presa Elías González Chávez ejemplo que se desarrolla y analiza de manera manual y posteriormente es elaborado con un software utilizando el método del elemento finito (que para el tipo de ejercicio y estructura es el más adecuado), ya que el programa considera a la estructura como un medio continuo además que sus resultados son confiables.

En el uso del programa de cálculo estructuras SAP 2000, se modela el vertedor de concreto simulando la geometría y las combinaciones del peso propio de la estructura y la carga hidráulica que se ilustran mediante diagramas así como los resultados obtenidos de esfuerzos de compresión y tensión en la base del cimacio.

En el análisis de la simulación se puntualiza la medición de esfuerzos generados y la vulnerabilidad de estos mismos para ser reforzados adecuadamente.

## REFERENCIAS

1. Barton, N.R., "Estimación of in situ shear strength from back analysis of failed rock slopes", International Symposium on Rock Mechanics, Nancy, 1971, No. II
2. Coulson, J.H., "Shear strength of flat surfaces in rock", Stability of rock slopes, Editor E.J. Cording, XIII Symposium on Rock Mechanics, Urbana, Ill., 1971, ASCE, Nueva York, 1972, pp 77-105
3. Goodman, R.E., "The deformability of joints. Determination of the in situ modulus of deformation of rocks", Symposium en Denver, Colorado, ASTM, Special Technical Publication, 1970, No. 477, pp 174-196
4. Hansen, K. D. "Concreto en Presas". Entrevista. [www.imcyc.com/may09/mejor.htm](http://www.imcyc.com/may09/mejor.htm)
5. Hutchinson J.N., "Field and laboratory studies of a fall in Upper Chalk cliffs at Joss Bay, Isle of Thanet", Stress-strain behavior of soils, Editor R.H.G. Parry, Roscoe Memorial Symposium, Universidad de Cambridge, 1971, G.T. Foulis, Henley-on-Thames, 1972, pp 692-706
6. Krsmanovic, D., "Initial and residual shear strength of hard rocks", Géotechnique, 1967, Vol 17, pp 145-160
7. Manual de Diseño de Obras Civiles. Geotecnia. B.3.3 Cimentaciones. CFE, 1981. México
8. Maquinaria para Construcción. David a Day. Editorial Limusa, 1978
9. Paulding, B.W., "Coefficient of friction of natural rock surfaces", Proceedings ASCE, 1970, Vol 96, SM2, pp 385-394
10. Patton, F.D., "Multiple modes of shear failure in rock and related materials", Tesis, Universidad de Illinois, 1966
11. Rengers, N., "Unebenheit und reibungswiderstand von gesteinstrennflächen" (Características de aspereza y fricción en juntas rocosas), Tesis, Hochschule Fridericina, Karlsruhe, Inst. Bodemech. Felsmech. Veroff., 1971, No. 47
12. Stewart. L. ; Floyd, E.D.; "Diseño de Presas Pequeñas" United States Departament of the Interior; Bureau of Reclamation. Ed Continental, 1985.
13. Wallace, G.B. et al, "Foundation testing for auburn dam", Rock mechanics-Theory and Practice, Editor W.H Somerton, XI Symposium on Rocks Mechanics, Berkeley, Calif, 1969, AIME, Nueva York, 1970, pp 461-498

14. Ripley, C.F. y Lee, K.L., "Sliding friction tests on sedimentary rock specimens", VII International Congress on Large Dams, Roma, 1961, Vol IV, pp 657-671
15. [www.eurosur.org/medio\\_ambiente/bif53.html](http://www.eurosur.org/medio_ambiente/bif53.html); "Embalses y Presas"