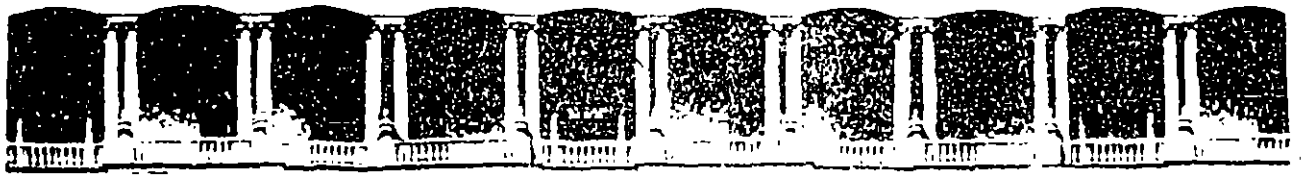


DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRAULICAS
COORDINADOR GENERAL: DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLON
MÓDULO IV GEOTECNIA APLICADA A LAS OBRAS HIDRAULICAS

COORDINADOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA

Del 30 de septiembre al 11 de octubre de 1996

FECHA	TEMA	HORARIO	EXPOSITOR
Lunes 30 Martes 1	CONCEPTOS BASICOS DE GEOLOGIA	16 a 21.	ING. GUSTAVO DIAZ VELARDE
Miércoles 2	PRINCIPIOS DE SISMOTECTONICA	16 a 21.	DR. ANTONIO URIBE CARVAJAL
Jueves 3 Viernes 4	ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA EL DISEÑO DE PRESAS	16 a 21	ING SERGIO HERRERA CASTAÑEDA
Lunes 7 Martes 8	DISEÑO Y CONSTRUCCIONES SUBTERRANEAS	16 a 21	ING. RAUL CUELLAR BORJA
Miércoles 9 Jueves 10	METODOS NUMERICOS EN EL DISEÑO DE TUNELES	16 a 21	M. en L ALBERTO MENACHE VARELA
Viernes 11	PRINCIPIOS BASICOS EN EL DISEÑO DE TUBERIAS DE PRESION	16 a 21	ING. RAUL CUELLAR BORJA



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS.**

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : INTRODUCCION

Estudio Hidráulico

Este estudio tiene como objetivo, conocer de manera aproximada el comportamiento del río, para de esta manera determinar la capacidad de almacenamiento que requerimos para una demanda de extracción dada.

Los datos necesarios para este estudio, fueron obtenidos de las estaciones climatológicas siguientes:

- Vallecitos.
- Zihuatanejo.
- Cundancito.
- La Unión.
- Camalote.
- San Jeronimito.
- Santa Rosa.

De estas estaciones se recopiló el registro de alturas de lluvia mensuales. Además de estas estaciones, se recopilaron datos de la estación hidrométrica de la Salitrera, ubicada a la desembocadura del río "La Laja". De esta estación obtuvimos los escurrimientos mensuales en miles de metros cúbicos.

El estudio Particular de cada una de las estaciones, se inició con la determinación del área influencia de cada estación tanto en la totalidad de la cuenca, como en la parte de la cuenca hasta el sitio aproximado de la cortina, estas áreas, fueron obtenidas mediante planimetro y mapas topográficos escala 1:250,000.

El resultado fue:

Estación:	Hasta la Salitrera:		Hasta la Laja	
	Km.	%	Km.	%
Vallecitos.	639.97	73.09	639.97	94.20
Zihuatanejo.	216.58	24.74	20.36	3.00
Pilas de Río Frio.	9.85	1.12	9.85	1.45
Cundancito.	9.19	1.05	9.19	1.35
TOTAL:	75.59		679.37	

Cabe destacar que el área de influencia de las estaciones, fue determinado mediante los polígonos de "Thiessen", aplicando la fórmula siguiente:

$$%i = \frac{A_i}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \times 100$$

donde

%i porcentaje de influencia de la estación i.

Ahi Área de influencia de la estación i.

Han Área de influencia de la estación n.

El siguiente paso es analizar los registros de precipitación obtenidos en cada una de las estaciones.

Una vez realizado este análisis, nos damos cuenta de que existen datos faltantes, por lo que antes de empezar a utilizar estas tablas, tendremos que completarlas.

El método a utilizar para completar los datos faltantes de las estaciones que se encuentran dentro de la cuenca del Río "La Laja", será el de la razón normal; en este método las precipitaciones de las estaciones, se ponderan mediante las relaciones entre los valores de precipitación de al menos tres estaciones equidistantes lo mas posible a la estación en estudio. La formula a aplicar es la siguiente:

$$P_x = 1/3 ((N_x/N_a)*P_a + (N_x/N_b)*P_b + (N_x/N_c)*P_c)$$

donde:

P_x es la precipitación en el mes en estudio para la estación x

P_a es la precipitación en el mes en estudio para la estación a

P_b es la precipitación en el mes en estudio para la estación b

P_c es la precipitación en el mes en estudio para la estación c

N es la precipitación normal para cada estación.

Para la estación Zihuatanejo, se utilizaron los promedios normales de las estaciones:

San Jeronimito, La Unión, Vallecitos.

~~Para la estación Vallecitos, se utilizaron los promedios normales de las estaciones:~~

~~Cundancito, Camalote, Santa Rosa.~~

Para la estación Las Pilas de Río Frío, se utilizaron los promedios normales de las estaciones:

Vallecitos, Cundancito, Camalote.

Para la estación El Cundancito, se utilizaron los promedios normales de las estaciones:

Vallecitos, Camalote, Santa Rosa.

Una vez completadas las tablas de datos de cada estación que tiene área de influencia en la cuenca, se procedió a multiplicar cada precipitación mensual, por su porcentaje de influencia con el objeto de obtener la precipitación media mensual para la cuenca hasta la Salitrera, para el periodo enero de 1970 diciembre de 1983.

También se procedió a realizar el mismo calculo para la cuenca hasta la Laja. Una vez que obtuvimos estos datos, se procedió a ajustar las precipitaciones a un modelo matemático, del tipo:

$$E_i = A_0 + A_1(P_i) + A_2(E_{i-1})$$

donde:

E_i Esgurrimiento en el mes i

P_i Precipitación en el mes i

E_{i-1} Esgurrimiento en el mes inmediato anterior.

A_0, A_1, A_2 constantes del modelo.

Dada la gran variabilidad en el Esgurrimiento, se procedió a encontrar un modelo para cada mes, de forma que pudiésemos obtener un esgurrimiento medio mensual y así poder llevar cabo una simulación del comportamiento del río.

Una vez encontrados estos modelos, para el Esgurrimiento hasta la salitrera, se procedió a aplicar los modelos obtenidos para encontrar los esgurrimientos en el sitio de "La Laja". Se realizó una simulación para el periodo enero 1970 diciembre 1983, debido a que no se conoce el Esgurrimiento para el mes de diciembre de 1970, se decidió que se iba a tomar el Esgurrimiento de enero de 1970 en la Salitrera y se multiplico por un factor proporcional de área, de esta manera se inicio la simulación.

Una vez terminada esta simulación, se le restaron a cada Esgurrimiento mensual, la extracción mensual, para un gasto de 1 metro cúbico por segundo y de esta forma determinamos los volúmenes necesarios de almacenamiento para cada mes.

Para determinar el volumen de almacenamiento entre el NAMINO y el NAMO, se ordenaron los volúmenes de almacenamiento en orden decreciente y se les determinó su periodo de retorno, aplicando la siguiente fórmula:

$$T_r = t/m$$

donde:

T_r es el periodo de retorno.

m es el número de orden.

t es el número de años de registro.

Con estos datos, se elaboró el modelo matemático siguiente, con el objeto de obtener diferentes volúmenes de almacenamiento para diferentes periodos de retorno.

El modelo elegido es:

$$6616.07550462 + 1498.41702122 \ln(\text{Tr})$$

Este modelo se aplicó para periodos de retorno de 100, 50 y 25 años, obteniendo los siguientes resultados:

Tr **Volumen en metros cúbicos.**

100 13'066,590

50 12'027,920

25 10'989,290

Se elige un periodo de retorno de 50 años, con lo que para una vida útil de 50 años, existe la probabilidad de que 0 meses, la presa se vacíe al máximo garantizando de esta manera la operatividad de la estructura.

El siguiente paso es la determinación del volumen de azolves. para esto realizaremos una comparación entre diferentes métodos:

El Escurrimiento medio anual, hasta el sitio de la Laja, es:

291,068,906 metros cúbicos.

1. - aplicando el método de "Llangbein y Shumm",

~~de la tabla, obtenemos:~~

S = 90 toneladas al año.

Área de la cuenca hasta la Laja: 679.37 km.

S = 90 * 679.37 = 61143.3 toneladas al año.

para 50 años: 3057165 Tn.

para 100 años: 6114330 Tn.

Si consideramos un peso específico de 1.2 ton metro cubico:

Para 50 años: 2729611.61 m³

Para 100 años: 5459223.21 m³

Aplicando el método de Fleming :

$$Q_s = a \cdot Q$$

donde:

Q_s es el peso de sedimentos en toneladas al año.
 a y n son parámetros que dependen de la vegetación.
 Q es el gasto en pies cúbicos por segundo.

Del análisis de la cobertura vegetal en la cuenca tenemos:

Bosques 70%

Agricultura y pastos 30%

Para la determinación de los parámetros a y n , nos remitimos a la siguiente tabla:

Cobertura vegetal:	n	a
Variada de hoja ancha, coníferas.	1.02	106
Floresta conifera y pasto.	0.82	3196
Pastos bajos y arbustos.	0.65	17472
Desierto y arbustos.	0.72	34229

	n	a
Bosques y pastos :	0.82	3196
Arbustos y pastos bajos	0.65	17472

$$n = 0.7 \cdot 0.82 + 0.3 \cdot 0.65 = 0.769$$

$$a = 0.7 \cdot 3196 + 0.3 \cdot 17472 = 7478.8$$

Q_m en metros cúbicos por segundo: 9.229

Q_m en pies cúbicos por segundo: 325.94

$Q_s = 640375.61$ toneladas al año.

Para 50 años: $Az = 32018780/1.12 = 28588197 \text{ m}^3$

Para 100 años: $Az = 64037560.74/1.12 = 57176393 \text{ m}^3$

3.- Considerando los sólidos en suspensión en la estación La Salitrera:

Promedio de 9 años: 0.047915%

Escurrimiento anual: 291,068,906

$0.00047915 * 291,068,906 = 139,465.66$

Para 50 años: 6,973,283.32

Para 100 años: 13,946,566.63

Considerando que se tiene un 20% de arrastre de fondo:

Para 50 años: 8,367,939

Para 100 años: 16,735,879

4.- Utilizando el Método Empírico de la SARH:

$Vaz = 0.001 * Va * Vu$

donde:

Vaz es el volumen de azolves.

Va es el volumen de Escurrimiento anual.

Vu es la vida útil de la presa en años.

Para 50 años: 14,553,445

Para 100 años: 29,106,890

En base a la comparación de los diferentes resultados, se adopta el volumen de:
14,500,000 metros cúbicos de azolves, correspondiente al método de la SARH.

El Volumen aprovechable de la presa es de: 12,027,920 metros cúbicos, que sumados al volumen de azolves nos dan un volumen total al NAMO de:
26,527,920 metros cúbicos.

Adicionalmente al estudio completo hidráulica del río, se realizaron los hidrogramas tanto para la extracción de un metro cúbico por segundo como para la extracción del gasto medio del río, determinando para este último el nivel de almacenamiento por temporadas,

El resultado de este estudio, es que el gasto medio aprovechable del río La Laja es de:

9.22 metros cúbicos por segundo.

El gasto aprovechado del río, es de un metro cúbico por segundo, lo cual representa aproximadamente el 10.83% de la capacidad de aprovechamiento total del río.

Para lograr el aprovechamiento total del río, se requiere de un volumen aprovechable, ente el NAMINO y el NAMO de 180,000,000 metros cúbicos, los cuales sumados a la capacidad de azolves para 50 años, nos dan una capacidad de almacenamiento total de 194,000,000 metros cúbicos.

En base a estas consideraciones, se considera conveniente, el que se realice un estudio factibilidad para ver la posibilidad de poder instalar en la misma presa una cen. hidroeléctrica. Este estudio, se encuentra fuera de los alcances de el presente trabajo, por lo que solo se hace mención de la posibilidad de generación de energía eléctrica.

En los siguientes capítulos de este trabajo, se considerará que la presa solamente servirá para abastecimiento de agua potable.

PRECIPITACION (MM)

ESTACION. VALLECITOS
PERIODO. 1961/1984

PRESA MESILLA

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1961											84.30	0.00	
1962	0.00	0.00	0.00	12.00	15.00	303.00	366.80	318.00	349.70	170.40	15.50	8.70	1555.60
1963	3.00	0.00	0.00	0.00	21.00	81.60	220.60	36.70	167.80	114.90	24.10	1.00	669.70
1964	29.00	0.00	0.00	0.00	19.60	541.00	184.30	265.60	695.00	148.50	19.00	17.00	1818.80
1965	11.60	17.00	0.00	17.00	0.00	216.20	195.10	370.00	317.00	188.60	17.60	11.00	1354.80
1966	8.00	1.00	14.00	20.00	7.60	321.60	317.60	320.00	355.50	274.50	5.50	0.00	1645.00
1967	268.00	0.00	0.00	0.00	27.60	243.00	360.00	313.00	762.00	340.50	19.00	8.00	2332.00
1968	0.30	26.00	60.00	0.00	36.60	261.60	410.00	243.60	401.00	181.60	23.50	0.00	1624.80
1969	40.00	0.00	0.00	0.00	2.00	183.60	189.60	424.60	332.00		0.00	0.00	
1970	0.00	0.00	0.00	0.00		178.60	378.60	370.60	358.00	103.60	58.00	0.00	
1971	18.60	0.00	0.00	0.00	0.00	39.00	325.60	252.60	467.00	0.00	0.00	0.00	1089.50
1972	0.00	0.00	0.00	0.00	68.00	284.60	294.00	123.40	190.60	194.00	0.50	0.00	1144.90
1973	66.60	11.00	18.00	0.00	0.00	168.60	240.00	339.00	521.00	449.60	8.00	7.50	1805.00
1974	10.60	0.00	18.60	0.00	86.00	432.00	361.00	273.00	103.00	0.00	50.00	0.00	1323.00
1975	17.00	0.00	0.00	0.00	9.00	261.00	426.60	326.00		74.00	3.00	0.00	
1976	0.00	0.00	0.00	0.00	3.60	203.60	222.60	297.00	268.60	373.60	60.00	18.00	1446.60
1977	0.00	0.00			76.00	362.00	71.00	343.60	133.00	138.00	0.00	0.00	
1978	6.00	3.00	1.00	0.20	40.00	182.00	403.00	188.00	811.00	187.00	4.00	46.60	1871.70
1979	0.00	6.00	0.00	0.60	20.00	216.60	286.60	295.00	273.00	59.00	0.00	27.00	1161.60
1980	248.00	0.00	0.00	0.00	0.00	146.00	267.60	490.70	217.30	143.60	130.00		
1981	127.00	0.00	0.00	4.00		372.00	179.60	601.60	326.00	267.60	18.00	0.00	
1982	0.00	0.00	0.00	0.00	168.60	181.70	277.00	163.70	166.60	182.60	11.00	0.00	1110.00
1983	20.00	6.00	8.00	0.00	102.00	132.00	506.30		466.00	136.00	23.60	22.10	
1984	11.60	16.80	0.00	0.00	26.00	308.00	366.00	281.60	84.00	0.00	0.00	0.00	1082.80
SUMA	866.80	82.80	110.60	63.70	708.10	6663.60	6808.70	8723.60	7460.30	3716.80	669.40	159.80	23036.60
MEDIA	37.64	3.60	6.02	2.44	33.72	241.46	296.03	306.62	338.65	168.90	23.73	6.95	1439.73

PRECIPITACION (MM)

ESTACION: VALLECITOS
PERIODO 1961/1984

PRESA MESILLA

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1961													
1962	0 00	0 00	0 00	12 00	16 00	303 00	365 80	318 00	349 20	170 40	84 30	0 00	
1963	3 00	0 00	0 00	0 00	21 00	81 60	220 60	36 70	187 80	114 90	16 50	6 70	1555 60
1964	29 00	0 00	0 00	0 00	19 60	641 00	184 30	266 60	595 00	148 50	24 10	1 00	669 70
1965	11 60	17 00	0 00	17 00	0 00	218 20	196 10	370 00	317 00	186 60	19 00	17 00	1818 80
1966	8 00	1 00	14 00	20 00	7 60	321 60	317 60	320 00	356 60	274 60	12 50	11 00	1354 80
1967	269 00	0 00	0 00	0 00	27 60	243 00	380 00	313 00	782 00	340 60	5 50	0 00	1645 00
1968	0 30	25 00	60 00	0 00	38 80	261 60	410 00	243 60	401 00	181 50	19 00	8 00	2337 00
1969	40 00	0 00	0 00	0 00	2 00	183 60	189 60	424 60	332 00	23 60	23 60	0 00	1624 80
1970	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	176 60	378 60	370 60	368 00	0 00	0 00	0 00	
1971	16 60	0 00	0 00	0 00	0 00	38 00	329 60	262 60	467 00	103 60	68 00	0 00	
1972	0 00	0 00	0 00	0 00	58 00	284 60	294 00	123 40	190 60	0 00	0 00	0 00	1089 60
1973	66 60	11 00	19 00	0 00	0 00	186 60	240 00	339 00	621 00	194 00	0 60	0 00	1144 90
1974	10 60	0 00	18 60	0 00	86 00	432 00	361 00	273 00	103 00	449 60	8 00	2 50	1805 00
1975	17 00	0 00	0 00	0 00	9 00	261 00	478 60	326 00	0 00	0 00	50 00	0 00	1323 00
1976	0 00	0 00	0 00	0 00	3 60	203 60	222 60	297 00	268 60	74 00	3 00	0 00	
1977	0 00	0 00	0 00	0 00	76 00	362 00	71 00	343 60	133 00	373 60	80 00	18 00	1446 60
1978	8 00	3 00	1 00	0 20	40 00	182 00	403 00	388 00	101 00	138 00	0 00	0 00	
1979	0 00	6 00	0 00	0 60	20 00	216 60	266 60	296 00	811 00	187 00	4 00	46 60	1871 70
1980	249 00	0 00	0 00	0 00	0 00	146 00	267 60	490 70	273 00	59 00	0 00	27 00	1161 60
1981	127 00	0 00	0 00	4 00	0 00	372 00	179 60	601 60	217 30	143 60	130 00	0 00	
1982	0 00	0 00	0 00	0 00	168 60	181 70	179 60	325 00	325 00	257 60	18 00	0 00	
1983	20 00	6 00	8 00	0 00	102 00	163 70	277 00	163 70	166 60	182 60	11 00	0 00	1110 00
1984	11 60	16 60	0 00	0 00	28 00	308 00	356 00	466 00	135 00	23 60	22 10	0 00	
SUMA	866 80	82 80	110 60	63 70	708 10	6663 60	8808 70	281 60	84 00	0 00	0 00	0 00	1082 80
MEDIA	37 64	3 60	6 02	2 44	33 72	241 46	296 03	673 60	7450 30	3716 80	689 40	159 80	23035 60
								305 67	338 66	168 90	23 73	6 96	1439 73

PRESA MESILLAS

PRECIPITACION (MM)

ESTACION. LA UNION
PERIODO: 1954/1988

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1954	0 00	0 00	0 00	0 00	9 30	193 30	178 70	130 10	148 50	156 50	6 80	0 00	823 20
1955	0 00	0 00	0 00	0 00	4 20	102 60	750 60	293 80	888 30	476 30	0 00	0 00	2464 80
1956	0 00	37 60	0 00	2 00	128 70	264 90	32 70	92 10	392 20	13 90	18 60	0 00	983 60
1957	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	136 30	165 40	93 00	185 20	105 70	29 70	2 10	686 40
1958	141 00	0 80	0 00	0 00	10 30	87 60	229 40	183 80	346 20	40 10	15 10	43 00	1077 10
1959	13 10	0 00	0 00	10 60	1 70	104 40	61 20	222 10	188 90	229 60	4 00	0 00	825 50
1960	2 00	0 00	0 00	0 00	0 00	16 70	215 70	161 20	52 40	178 80	0 00	0 10	616 90
1961	0 00	0 00	0 00	0 00	4 60	148 90	120 00	109 40	273 10	130 60	29 90	0 00	816 30
1962	2 00	0 00	0 00	2 10	0 00	161 00	202 30	107 00	176 80	109 40	10 50	6 90	776 00
1963	0 00	0 00	0 00	0 00	1 00	166 10	140 90	63 80	173 40		6 80	5 50	
1964	16 30	0 00	0 00	0 00	0 00	39 70	141 90	184 50	130 20	160 10	0 00	90 40	
1965	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	176 60	70 00	253 70	139 10	119 50	11 20	26 00	798 00
1966	0 00	0 00	0 00	64 00	12 20	277 60	79 20	142 20	224 10	328 80	0 00	0 00	1118 00
1967	289 60	0 00	0 00	0 00	8 00	137 60	139 90	283 60	396 10	53 70	9 00	4 40	1300 70
1968	0 00	29 60	64 60	0 00	98 10	310 30	34 70	105 70	234 50	188 20	4 10	33 00	1122 70
1969	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	64 10	103 20	479 20	164 70	61 80	0 00	37 80	875 80
1970	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	126 80	185 10	220 60	182 80	38 60	20 00	0 00	772 70
1971	0 00	0 00	0 00	0 00	31 60	67 60	143 30	203 00	412 50	17 00	0 00	16 50	890 60
1972	0 00	0 00	0 00	0 00		158 60	190 00	204 60	122 00	10 50	14 30	4 50	
1973		0 00	0 00	19 60	0 00	306 60	136 30	165 80	138 00	68 90	12 30	0 00	
1974	0 00	0 00	0 00	0 00	76 90	287 40	47 90	230 80	207 20	49 10	16 40	60 00	994 70
1975	16 00	0 00	0 00	0 00	8 80	168 00	264 70	172 30	160 60	89 20	0 00		
1976	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	243 70	41 30	120 00	182 70	395 80	42 30	0 00	1005 80
1977	0 00	0 00	0 00	0 00	26 40	108 10	110 20	181 00	123 60	161 80	0 40	0 00	688 60
1978	16 10	9 00	1 70	0 00	17 80	124 60	243 80	164 60	228 00	29 70	7 40	0 00	824 50
1979	0 00	0 00	0 00	0 00	6 60	104 90	90 10	207 70	247 80	178 90	0 00	8 00	842 40
1980	243 20		0 00		0 00	142 20	216 70	243 00	184 80	41 50	7 80	0 00	
1981	112 80	0 00	0 00	0 00	0 00	111 80	200 60	360 60		118 60	3 40	0 00	
1982	0 00	0 00	0 00	0 00	30 40	93 80	129 50	23 30	34 00	84 00	21 80	0 00	422 80
1983	0 00	4 00	3 60	0 00	342 60	61 80	309 60	63 90	348 30	92 60	29 30	16 40	1259 70
1984	7 90	0 00	0 00	0 00	38 60	176 10	342 90	111 00	681 90	6 10	40 10	2 30	1405 80
1985	1 70	0 00	0 00	0 00	0 00	90 30	270 20	225 80	71 40	44 00	6 30	1 50	711 20
1986	0 00	0 00	0 00	0 00	44 60	67 40	98 60	141 30	146 80	50 30	8 10	0 00	546 00
SUMA	842 60	80 60	63 80	88 10	894 90	4777 70	5665 40	5893 70	7619 00	3768 30	374 60	373 40	24649 70
MEDIA	28 33	2 62	2 11	2 76	27 97	144 78	171 68	178 60	234 97	117 76	11 35	11 67	948 07

PRESA MESILLAS

PRECIPITACION (MM)

ESTACION: SAN JERONIMITO
PERIODO: 1961/1984

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1961	0 00	0 00	0 00	0 00	10 10	170 00	178 50	59 00	395 00	41 20	384 10	0 00	1187 90
1962	0 00	0 00	0 00	0 00	4 50	143 50	293 50	167 50	254 00	131 00			
1963	0 00	0 00	0 00	0 00	1 50	221 80	239 50	36 10	95 80		0 50	0 00	
1964	7 50	0 00	0 00	0 00	0 00	40 00	248 80	132 20	84 30	21 40	0 00	0 00	544 00
1965	11 70	6 50	0 00	0 00	0 00	137 70	148 30	66 60	189 50	38 70	0 00	0 00	570 90
1966	4 50	1 00	0 00	10 80	10 70	321 20	90 50	89 50	256 00	267 00	2 00	9 00	1051 90
1967	143 00	0 00	0 00	0 00	3 50	332 50	58 50	244 00	839 50	15 50	1 00	11 00	1448 50
1968	0 00	3 00	4 00	0 00	28 50	237 50	108 50	136 40	249 40	121 50	7 80		
1969	4 00	0 00	0 00	0 00	0 00	55 00	150 00	137 50	188 00	68 00	0 00	0 00	560 50
1970	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	200 50	111 00	272 50	204 50	7 50	8 00	0 00	802 00
1971	0 00	0 00	0 00	0 00	32 00	121 00	166 10	182 00	307 50	61 00	10 50	0 00	840 10
1972	0 00	0 00	0 00	0 00	10 50	339 00	176 50	119 00	98 00	43 00	35 50	0 00	
1973	1 50	0 00	0 00	27 50	1 50	280 00	96 50	167 00	292 00	129 50	19 50	0 00	1005 00
1974	0 00	17 00	0 00	0 00	67 00	387 50	152 00	178 00	242 50	13 50	8 00	46 50	1112 00
1975	0 00	0 00	0 00	0 00	8 00	283 00	161 00	77 00	121 00	60 50	0 00	0 00	690 50
1976	0 00	0 00	0 00	0 00	2 00	232 00	56 00	83 50	54 50	239 50	53 50	0 00	731 00
1977	0 70	0 00	0 00	0 00	1 00	45 10	51 50	235 50	54 90	45 80	1 50	0 00	435 80
1978	4 50	34 00	0 00	0 00	83 30	83 70	136 50	236 80	262 40	88 90	6 30	3 00	939 20
1979	0 00	1 00	0 00	0 00	0 00	133 00	216 20	231 00	200 30	185 20	0 00	0 00	946 70
1980	138 50	0 00	0 00	0 00	2 00	82 00	172 50	108 20	232 50	46 90	27 10		
1981	71 30	0 00	0 00	0 00	0 00	73 00	115 50	568 20	140 90	172 90	2 00	0 00	1143 80
1982	0 00	0 00	0 00	0 00	8 10	85 40	151 60	24 00	112 40	114 20	9 50	0 00	505 30
1983	9 50			0 00	145 30	52 20	332 40	162 50	138 50	19 90	7 30		
1984	26 30	0 00	0 00	0 00	94 80	75 90	181 90	121 70	896 30	4 30	14 80		
SUMA	425 10	82 50	4 00	38 00	514 30	4092 30	3723 10	3777 70	5802 30	2002 40	609 60	76 80	14515 20
MEDIA	17 71	7 72	0 17	1 73	21 43	170 51	155 13	157 40	241 76	87 06	26 50	3 84	853 84

PRESA MESILLAS

PRECIPITACION (MM)

ESTACION: SANTA ROSA
PERIODO: 1964/1984

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1964	28 90	0 00	0 00	0 00	0 00	128 10	198 40	152 20	305 80	76 50	5 00	17 00	911 90
1965	11 00	11 50	0 00	0 00	3 00	59 00	122 00	152 80	114 50	67 20	16 00	24 00	581 00
1966	16 00	1 00	0 00	5 30	11 10	83 70	133 80	189 30	208 40	95 10	13 00	0 00	755 50
1967	9 10	0 00	0 00	0 00	0 00	80 20	133 10	187 40	307 10	76 90	12 00	12 00	817 80
1968	0 00	14 00	15 10	0 00	28 00	78 10	143 50	149 60	142 80	76 50	0 00	7 90	854 40
1969	1 00	0 00	0 00	0 00	0 00	29 10	92 80	289 60	158 80	77 00	0 00	0 00	658 30
1970	0 00										24 60	10 50	
1971	0 00	0 00	0 00	0 00	6 00	125 00	273 50	227 50	331 00	63 00	9 00	2 50	1037 50
1972	0 00	0 00	0 00	0 00	92 00	356 00	462 00	129 50	318 00	56 40	0 00	0 00	1412 90
1973	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	144 00	67 00	185 20	276 50	61 30	11 00	0 00	695 00
1974	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	320 60	62 50	247 00	242 80	19 00	31 30	101 50	1024 60
1975	23 40								379 40	48 00	0 00	0 00	
1976	0 00	0 00	0 00	0 00		118 80	72 50	154 50	871 00	292 50	95 30	0 30	
1977	0 00	0 00	0 00	0 00	12 00	620 00	298 40	558 10	345 50	148 50	0 00		
1978	7 00	5 00	1 60	0 00	25 50	238 80	363 70	293 70	466 90	163 70	0 00	0 00	1565 60
1979	6 00	1 20	0 00	0 00	3 60	189 00	250 50	340 50	167 00	57 00	4 40	24 30	1022 50
1980	178 00	0 00	0 00	0 00	0 60	146 30	342 90	472 40	245 10	75 20	53 80	0 00	1518 10
1981	142 10	41 00	0 00	3 00	0 00	434 40	352 40	288 10	370 80	214 60	20 00	0 00	1866 40
1982	0 00		0 00										
1983	17 00	4 40	10 90	0 00	163 70	148 00	99 00	267 60	516 60	147 80	66 00	0 00	1439 80
1984			0 00	0 00	90 00	336 80	325 30						
SUMA	437 50	78 10	27 80	8 30	433 40	3814 70	3798 20	4284 00	5527 00	1816 00	361 20	200 00	16961 30
MEDIA	21 88	4 69	1 45	0 48	26 49	200 82	211 01	252 06	307 06	100 83	19 01	11 11	1064 09

PRESA MESILLAS

PRECIPITACION (MM)

ESTACION: EL CAMALOTE
PERIODO: 1963/1984

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1963	0 00	0 00	0 00	0 00	24 30	100 40	288 30	227 40	556 60	122 50	10 10	0 00	1309 60
1964	4 20	0 00	0 00	0 00	34 00	187 60	202 60	186 00	781 30	185 00			
1965	0 00	0 00	0 00	0 00	2 00	318 00	282 80	393 10	422 00	175 00	3 60	9 00	1586 50
1966	0 00	1 00	0 00	12 00	43 00	609 00	496 00	395 00	233 00	228 00	0 00	12 00	1928 00
1967	181 00	0 00	0 00	0 00	0 00	263 00	310 00	401 00	722 90	178 00	0 00	0 00	2025 90
1968	0 00	2 00	0 00	0 00	28 00	98 00	76 00	354 00	94 00	67 00	36 00	4 00	761 00
1969	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00				268 00	64 00	0 00	0 00	
1970	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	227 80	416 60	280 00	181 00	91 00	74 00	0 00	1250 00
1971	0 00	0 00	0 00	0 00	44 00	286 00	482 00	728 00	731 00	305 00	31 00	35 00	2821 00
1972	0 00	37 00	0 00	0 00	109 00	512 00	456 00	121 00	216 00	207 00	38 00	0 00	1696 00
1973	0 00	21 00	0 00	83 60	81 00	449 60	356 60	406 60	406 60	478 60	36 60	0 00	2297 60
1974	0 60	12 60	20 60	0 00	0 00	180 00	233 60	119 60	507 00	192 60	79 00	14 00	1334 00
1975	10 40												
1976	0 00	10 00	0 00	0 00	18 00	60 00	83 00	93 00	285 00	653 00	66 00	0 00	1258 00
1977	0 00	0 00	0 00	0 00	39 00	363 00	781 00	432 00	333 00	280 00	33 00	0 00	1731 00
1978	10 00	48 00	0 00	0 00	20 00	371 00	770 00	336 00	671 00	148 00	8 50	4 00	2285 50
1979	0 00	6 00	0 00	0 00	0 00	203 00	483 00	383 00	361 00	125 00	3 00	7 00	1571 00
1980	174 00	0 00	0 00	0 00	9 00	66 00	230 00	363 00	331 00	226 00	24 00	1 00	1422 00
1981	81 00	0 00	0 00	2 00	0 00	247 00	283 00	306 00	173 00	420 00	49 00	0 00	1571 00
1982	0 00	0 00	30 00	0 00	88 00	206 00	130 00	240 00	285 00	90 00	38 00	0 00	1104 00
1983	16 00	2 00	0 00	0 00	38 00	32 00	188 00	328 00	182 00	111 00	67 00	39 00	1040 00
1984	118 00	0 00	0 00	0 00	100 00	209 00	241 00	307 00					
SUMA	876 10	139 60	60 60	77 60	876 30	4827 80	6226 20	8357 60	7104 40	4316 60	695 70	186 00	28792 10
ME DIA	28 14	6 64	2 40	3 69	33 82	241 40	311 31	317 88	365 22	215 78	29 79	9 26	1599 56

PRESA MESILLAS

PRECIPITACION (MM)

ESTACION: EL CUNDANCITO
PERIODO: 1963/1986

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1963	0 00	0 00	0 00	0 00	34 00	70 00	226 00	211 50	166 50		27 00	0 00	
1964	38 50	0 00	0 00		10 50	207 00	272 00		138 00	66 50	0 00	7 00	
1965	17 00	9 50	0 00	0 00	74 00	154 00	213 00	229 50	128 00	27 50	0 00	10 00	856 50
1966	20 00	9 50	0 00	4 00	68 00	181 00	210 00	289 00	165 00	149 00	0 00	0 00	1045 50
1967	182 60	0 00	0 00	0 00	28 00	219 50	721 00	142 50	328 00	97 50	0 00	5 50	1272 50
1968	0 00	17 50	9 00	0 00	18 50	259 50	273 00	344 00	166 00	94 50	24 00	18 50	1212 50
1969	11 50	0 00	0 00	0 00	0 00	71 50	208 00	333 50	88 50	89 50	19 50	12 00	834 00
1970	0 00	14 00	0 00	0 00	14 00	81 50	212 50	221 00	211 50	119 00	75 00	0 00	928 50
1971	0 00	0 00	0 00	0 00	10 00	100 00	142 50	304 00	218 00	100 50	17 00	25 00	921 00
1972	13 00	0 00	0 00	21 50	54 50	217 00	342 50	304 00	173 50	21 00	0 00	0 00	1142 00
1973	0 00	0 00	0 00	3 00	80 00	69 50	167 00	235 50	93 50	183 00	15 00	0 00	846 50
1974	0 00	0 00	0 00	18 00	18 50	231 50	184 00	141 00	198 00	1 50	4 50	0 00	793 00
1975	12 00	0 00	0 00	0 00	31 00	186 00	318 00	236 00	223 00	1 00	0 00	0 00	987 00
1976	0 00	0 00	0 00	4 00	45 00	206 00	85 10	338 00	185 00	132 00	38 00	5 00	1039 10
1977	0 00	0 00	0 00	0 00	44 00	86 20	196 50	189 50	88 00	28 00	7 00	0 00	614 20
1978	6 00	4 00	12 00	0 00	36 00	298 00	294 70	102 00	173 00	123 50	11 00	7 00	1067 70
1979	0 00	0 00	0 00	0 00	62 00	238 00	41 90	217 50	188 00	9 20	0 00	0 00	756 60
1980	92 80	0 00	0 00	0 00	37 00	140 00	274 00	216 00	163 00	20 00	75 00	0 00	1017 80
1981	99 00	5 00	1 00	0 00	9 00	388 00	348 20	273 10	189 00	113 00	4 00	0 00	1430 70
1982	0 00	13 00	1 00	0 00	32 00	89 00	265 00	145 50	119 20	67 90	14 00	1 00	737 50
1983	20 50	8 20	11 50	0 00	71 00	78 50	337 10	280 20	188 60	99 70	29 50	0 00	1122 80
1984	5 50	0 00	0 00	0 00	41 60	162 50	305 20	284 00	436 80	3 00	0 00	0 00	1217 60
1985	0 00	0 00	0 00	0 00	84 20	154 50	227 50	173 80	125 50	84 40	0 00	0 00	809 90
1986	0 00	0 00	0 00	0 00									
SUMA	519 30	81 70	34 80	48 50	870 80	3821 80	5354 70	5155 10	4135 60	1808 20	356 50	92 00	20601 20
MEDIA	21 64	3 40	1 44	2 11	37 66	166 17	222 81	234 32	179 81	73 01	15 46	4 00	981 01

PRESA MESILLAS

PRECIPITACION (MM)

ESTACION: LAS PILAS DE RIO FRIO
PERIODO: 1967/1983

AGRO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1967	0.00	20.50	12.00	0.00	51.00	181.00	276.00	166.50	378.00	110.50	0.00	12.00	1284.00
1968	22.50	0.00	5.00	0.00	23.00	305.50	248.00	388.50	148.00	97.00	31.50	10.00	780.00
1969	28.00	0.00	5.00	0.00	1.50	84.50	219.50	337.50	79.00	23.50	15.00	12.00	841.00
1970	47.00	0.00	0.00	0.00	1.00	34.00	236.00	234.00	174.00	63.00	66.00	3.00	1434.60
1971	0.00	0.00	0.00	0.00	14.00	88.00	90.00	355.50	457.00	381.00	12.00	6.00	1992.60
1972	0.00	0.00	0.00	0.00	140.00	409.10	741.00	213.00	464.00	2.00	7.00	21.50	3137.90
1973	0.00	0.00	0.00	13.00	68.00	707.00	341.80	730.00	909.00	290.80	83.50	0.00	1997.60
1974	0.00	0.00	0.00	12.80	76.00	218.80	147.50	233.60	168.20	2.00	2.00	0.00	3137.90
1975	5.20	0.00	0.00	0.00	51.50	246.60	402.10	344.50	264.90	51.00	32.00	0.00	927.50
1976	24.00	8.30	0.00	28.60	122.40	238.00	195.50	208.50	139.70	241.10	13.50	0.00	1220.50
1977	0.00	0.00	0.00	2.60	75.50	421.40	296.10	409.60	239.30	57.40	16.00	0.00	1507.90
1978	34.00	19.00	10.40	8.50	68.80	188.40	570.30	240.70	372.70	209.10	9.00	0.00	1685.00
1979	0.60	2.50	0.00	6.70	48.60	169.10	154.50	200.30	290.10	11.00	0.00	0.00	871.30
1980	179.20	0.00	0.00	0.00	76.80	128.10	327.70	370.80	118.00	157.50	17.30	0.00	1567.30
1981	66.00	88.60	28.00	8.30	19.90	493.30	186.50	128.00	76.00	90.50	30.50	0.00	1425.21
1982	2.00	0.00	0.00	0.00	83.50	255.00	188.50	128.00	76.00	90.50	30.50	0.00	1567.30
1983	22.00	4.60	0.00	0.00	83.50	255.00	188.50	128.00	76.00	90.50	30.50	0.00	1425.21
SUMA	418.00	113.30	81.40	78.50	803.30	4116.90	4434.50	4882.00	4440.90	1760.20	328.30	70.50	15677.30
MEDIA	20.13	7.06	3.94	5.23	64.33	267.24	296.63	306.13	277.56	176.73	23.46	4.70	1425.21

PRESA MESILLAS

PRECIPITACION (MM)

ESTACION. ZIHUATANEJO

PERIODO: 1964/1984

* DATOS OBTENIDOS CON LOS PROMEDIOS NORMALES DE LAS ESTACIONES

SN. JERONIMITO, LA UNION, VALLECITOS.

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1964	15 80	0 00	0 00	0 00	4 58	61 00	155 50	86 00	99 50	57 00	7 00	0 00	478 18
1965	8 70	0 00	0 00	0 00	0 00	225 40	150 00	106 00	108 50	86 50	0 00	0 00	684 10
1966	3 88	0 00	3 29	21 00	4 00	380 20	173 30	214 00	195 10	530 13	4 50	0 10	1499 28
1967	186 50	0 00	0 00	0 00	5 50	370 50	96 30	144 80	749 50	25 00	3 50	8 50	1572 10
1968	0 00	17 50	80 50	1 50	64 50	380 00	72 50	136 90	333 00	257 30	1 20	36 00	1370 90
1969	12 50	0 00	0 00	0 00	0 00	108 30	48 30	580 00	289 50	28 50	0 00	0 00	1043 20
1970	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	220 50	220 00	214 50	214 00	87 50	0 00	0 00	958 50
1971	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	82 00	109 50	178 50	472 00	28 50	2 00	0 00	850 50
1972	0 00	0 00	0 00	0 00	8 50	280 50	115 00	140 00	62 00	49 50	40 00	14 00	589 50
1973	2 00	0 00	0 00	0 00	0 00	312 00	254 00	292 00	349 50	215 00	10 00	2 19	1436 69
1974	2 48	0 00	0 00	2 00	52 50	397 80	102 50	153 30	262 50	3 50	11 00	73 00	1060 68
1975	0 00	0 00	0 00	0 00	1 50	323 50	570 50	108 00	150 50	112 30	0 00	0 00	1266 30
1976	0 00	0 00	0 00	0 00	1 00	124 50	130 00	119 10	106 40	179 00	77 50	0 00	731 50
1977	0 00	0 00	0 00	0 70	28 00	187 20	78 90	205 60	100 00	71 80	20 30	0 00	658 50
1978	1 50	39 10	0 00	0 00	52 80	120 37	235 81	238 50	378 00	85 50	0 00	0 00	1151 88
1979	0 00	0 00	0 00	0 00	4 00	283 50	180 45	240 80	231 97	144 50	0 00	0 00	1095 22
1980	218 20	0 00	0 00	0 00	0 00	43 00	235 30	274 40	476 30	129 50	56 80	2 80	1434 40
1981	36 30	0 00	0 00	0 00	0 00	128 00	81 50	550 90	291 10	110 70	0 00	0 00	1197 50
1982	0 00	0 00	0 00	0 00	23 90	52 40	171 39	41 00	134 00	98 20	13 70	0 00	534 59
1983	28 90	2 50	2 10	0 00	178 80	155 00	250 70	85 50	395 70	138 50	36 90	6 30	1281 30
1984	23 70	3 00	4 10	1 30	20 80	200 70	142 00	204 30	258 40	121 90	14 00	7 00	1001 00
SUMA	520 14	52 20	89 89	26 50	436 28	4334 37	3569 55	4291 20	5657 47	2560 73	293 40	149 89	21991 72
MEDIA	24 77	2 96	4 28	1 26	20 78	208 40	169 98	204 34	269 40	121 94	13 97	7 14	1047 22

PRECIPITACION (MM)

ESTACION: VALLECITOS
PERIODO: 1962/1984

* DATOS OBTENIDOS CON LOS PROMEDIOS NORMALES DE LAS ESTACIONES
CUNDANCITO, CAMALOTE, SANTA ROSA.

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1962	0 00	0 00	0 00	12 00	16 00	303 00	265 80	318 00	349 70	170 40	15 50	6 70	1555 60
1963	3 00	0 00	0 00	0 00	21 00	81 60	220 60	35 70	187 80	114 90	24 10	1 00	669 70
1964	29 00	0 00	0 00	0 00	19 60	641 00	184 30	265 50	595 00	148 50	19 00	17 00	1818 80
1965	11 60	17 00	0 00	17 00	0 00	216 20	195 10	370 00	317 00	188 50	12 50	11 00	1354 80
1966	8 00	1 00	14 00	20 00	7 60	321 60	317 60	320 00	356 60	274 50	5 50	0 00	1645 00
1967	269 00	0 00	0 00	0 00	27 60	243 00	360 00	313 00	762 00	340 50	19 00	8 00	2332 00
1968	0 30	26 00	60 00	0 00	38 60	261 60	410 00	243 60	401 00	181 50	23 50	0 00	1674 80
1969	40 00	0 00	0 00	0 00	2 00	183 60	189 50	424 60	332 00	82 40	0 00	0 00	1253 90
1970	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	178 60	378 60	370 50	358 00	103 60	58 00	0 00	1441 00
1971	16 60	0 00	0 00	0 00	0 00	39 00	325 60	752 60	467 00	0 00	0 00	0 00	1089 60
1972	0 00	0 00	0 00	0 00	68 00	284 60	294 00	123 40	190 60	194 00	0 50	0 00	1144 90
1973	66 60	11 00	19 00	0 00	0 00	168 60	240 00	339 00	521 00	449 60	8 00	2 50	1805 00
1974	10 60	0 00	18 60	0 00	85 00	432 00	361 00	273 00	103 00	0 00	50 00	0 00	1321 00
1975	17 00	0 00	0 00	0 00	9 00	261 00	428 50	326 00	345 70	74 00	3 00	0 00	1454 70
1976	0 00	0 00	0 00	0 00	3 60	203 60	222 50	297 00	288 60	373 50	60 00	18 00	1446 50
1977	0 00	0 00	0 00	0 00	76 00	362 00	71 00	343 60	133 00	138 00	0 00	0 00	1112 50
1978	8 00	3 00	1 00	0 20	40 00	182 00	403 00	386 00	611 00	187 00	4 00	46 50	1871 70
1979	0 00	6 00	0 00	0 60	20 00	216 60	266 50	295 00	273 00	187 00	0 00	27 00	1161 50
1980	249 00	0 00	0 00	0 00	0 00	146 00	287 60	490 70	217 30	143 50	130 00	0 00	1643 10
1981	127 00	0 00	0 00	4 00	0 00	372 00	179 60	601 80	326 00	267 50	18 00	0 00	1784 60
1982	0 00	0 00	0 00	0 00	166 60	181 70	277 00	163 70	185 60	182 60	11 00	0 00	1110 00
1983	20 00	6 00	8 00	0 00	102 00	132 00	605 30	304 63	468 00	135 00	23 50	22 10	1723 43
1984	11 60	16 80	0 00	0 00	28 00	308 00	366 00	281 60	84 00	0 00	0 00	0 00	1087 80
SUMA	865 80	82 80	110 60	63 70	708 10	6663 60	6808 70	7028 13	7796 00	3798 70	485 10	159 80	33450 33
MEDIA	37.64	3.80	4.80	2.33	30.79	241.48	296.03	306.67	338.96	166.14	21.09	6.96	1454.36

PRESA MESILLAS

PRECIPITACION (MM)

ESTACION: LAS PILAS DE RIO FRIO
PERIODO: 1967/1983

* DATOS OBTENIDOS CON LOS PROMEDIOS NORMALES DE LAS ESTACIONES:
VALLECITOS, CUNDANCITO, CAMALOTE.

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1967	218.69	0.00	0.00	0.00	61.00	181.00	278.00	166.60	378.00	110.60	0.00	12.00	1332.69
1968	0.00	20.60	12.00	0.00	23.00	306.60	248.00	388.60	148.00	97.00	31.60	10.00	1284.00
1969	22.60	0.00	6.00	0.00	1.60	84.60	219.60	337.60	79.00	23.60	18.00	12.00	780.00
1970	26.00	0.00	6.00	0.00	1.00	34.00	236.00	234.00	174.00	83.00	86.00	3.00	841.00
1971	47.00	4.00	0.00	0.00	14.00	88.00	90.00	366.60	467.00	361.00	12.00	6.00	1434.50
1972	0.00	0.00	0.00	0.00	140.00	409.10	741.00	213.00	464.00	2.00	2.00	21.60	1992.60
1973	0.00	0.00	0.00	13.00	68.00	707.00	341.80	730.00	909.00	290.60	83.60	0.00	3132.90
1974	0.60	0.00	0.00	12.80	76.00	218.90	147.60	233.60	168.20	61.00	37.00	0.00	927.60
1975	6.20	0.00	0.00	0.00	61.60	246.60	402.10	344.60	264.90	88.99	0.99	0.00	1403.78
1976	24.00	8.30	0.00	29.60	122.40	238.00	196.60	208.60	139.70	241.10	13.60	0.00	1270.60
1977	0.00	0.00	0.00	2.60	76.60	421.40	296.10	409.60	229.30	67.40	18.00	0.00	1507.90
1978	34.00	16.00	10.40	6.60	48.90	188.40	670.30	240.70	372.70	209.10	9.00	0.00	1686.00
1979	0.60	2.60	0.00	0.00	6.70	48.60	168.10	200.30	290.10	11.00	0.00	0.00	871.30
1980	179.20	0.00	0.00	0.00	76.60	128.10	327.70	370.80	118.00	123.86	17.30	0.00	1340.66
1981	66.00	68.60	29.00	6.30	18.90	493.30	311.90	324.00	186.00	162.60	30.60	6.00	1674.90
1982	2.00	0.00	0.00	0.00	83.60	266.00	188.60	126.00	76.00	90.60	21.70	0.00	823.20
1983	22.00	4.60	0.00	0.00	79.33	91.07	379.28	333.69	298.86	126.79	41.94	36.70	1413.06
SUMA	638.68	113.30	61.40	78.60	848.63	4206.97	6126.68	6216.69	4739.78	2098.64	392.93	107.20	23726.49
MEDIA	37.46	6.66	3.61	4.62	56.60	247.47	301.61	306.60	278.61	123.46	23.11	6.31	1396.62

PRESA MESILLAS

PRECIPITACION (MM)

ESTACION: EL CUNDANCITO
PERIODO: 1963/1986

* DATOS OBTENIDOS CON LOS PROMEDIOS NORMALES DE LAS ESTACIONES:
VALLECITOS, CAMALOTE, SANTA ROSA.

ANO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1963	0 00	0 00	0 00	0 00	34 00	70 00	228 00	211 60	165 60	308 14	27 00	0 00	1042 14
1964	39 50	0 00	0 00	0 00	10 60	207 00	272 00	447 28	138 00	66 50	0 00	7 00	1187 78
1965	17 00	9 50	0 00	0 00	74 00	164 00	213 00	229 50	176 00	22 50	0 00	10 00	855 50
1966	20 00	8 50	0 00	4 00	58 00	181 00	210 00	269 00	165 00	149 00	0 00	0 00	1045 50
1967	182 50	0 00	0 00	0 00	28 00	219 50	221 00	142 50	326 00	97 50	0 00	6 50	1222 50
1968	0 00	17 50	8 00	0 00	18 60	259 50	273 00	344 00	156 00	94 50	24 00	18 50	1212 50
1969	11 50	0 00	0 00	0 00	0 00	71 50	208 00	333 50	88 50	89 50	19 50	12 00	834 00
1970	0 00	14 00	0 00	0 00	14 00	61 50	212 50	221 00	211 60	119 00	75 00	0 00	928 50
1971	0 00	0 00	0 00	0 00	10 00	100 00	142 50	308 00	218 00	100 50	17 00	76 00	921 00
1972	13 00	0 00	0 00	21 60	64 50	212 00	342 50	304 00	173 50	21 00	0 00	0 00	1142 00
1973	0 00	0 00	0 00	3 00	80 00	69 80	187 00	235 60	93 50	183 00	15 00	0 00	846 60
1974	0 00	0 00	0 00	18 00	18 60	231 60	184 00	141 00	196 00	1 50	4 50	0 00	793 00
1975	12 00	0 00	0 00	0 00	31 00	168 00	318 00	236 00	223 00	1 00	0 00	0 00	987 00
1976	0 00	0 00	0 00	4 00	45 00	208 00	86 10	338 00	186 00	132 00	38 00	6 00	1039 10
1977	0 00	0 00	0 00	0 00	44 00	88 20	196 50	169 50	88 00	78 00	2 00	0 00	614 20
1978	8 00	4 00	12 00	0 00	36 00	298 00	294 70	102 00	173 00	123 50	11 00	7 00	1067 20
1979	0 00	0 00	0 00	0 00	62 00	238 00	41 90	217 50	188 00	9 20	0 00	0 00	756 60
1980	82 80	0 00	0 00	0 00	37 00	140 00	274 00	218 00	163 00	20 00	75 00	0 00	1017 80
1981	89 00	8 00	1 00	0 00	8 00	388 00	348 20	273 10	189 00	113 00	4 00	0 00	1430 30
1982	0 00	13 00	1 00	0 00	32 00	89 00	265 00	145 50	119 20	67 90	14 00	1 00	737 60
1983	20 50	8 20	11 50	0 00	71 00	78 50	337 10	280 20	188 60	99 70	29 50	0 00	1127 80
1984	5 50	0 00	0 00	0 00	41 80	182 50	305 20	264 00	435 80	3 00	0 00	0 00	1217 60
1985	0 00	0 00	0 00	0 00	64 20	154 50	227 60	173 80	126 60	64 40	0 00	0 00	809 90
SUMA	619 30	81 70	34 50	48 60	870 80	3821 80	6354 70	6802 38	4135 60	1914 34	355 50	97 00	22831 12
MEDIA	22 55	3 66	1 50	2 11	37 88	166 17	232 81	243 58	179 81	83 23	15 46	4 00	992 66

OBTENCION DE LA PRECIPITACION MEDIA EN LA CUENCA SEGUN LOS POLIGONOS DE TIESSEN

HASTA LA LAJA

A) AREA DE INFLUENCIA PARA CADA ESTACION

	AREA	%
VALLECITOS	639.97	94.20
ZIHUATANEJO	20.36	3.00
P. RIO FRIO:	8.84	1.45
CUNDANCITO	9.19	1.35
TOTAL	678.36	100.00

MES	VALLECITOS	ZIHUATANEJO	P. RIO FRIO	CUNDANCITO	TOTAL	VOLUMEN
ENERO	35.48	0.74	0.64	0.31	37.06	26171.08
FEBRERO	3.39	0.09	0.10	0.05	3.62	2482.42
MARZO	4.63	0.13	0.05	0.02	4.73	3211.21
ABRIL	2.20	0.04	0.07	0.03	2.33	1684.70
MAYO	29.00	0.82	0.81	0.51	30.94	21022.78
JUNIO	227.46	6.18	3.68	2.25	239.47	182689.49
JULIO	278.87	6.09	4.37	3.16	291.48	198018.28
AGOSTO	287.88	8.12	4.44	3.30	301.72	204974.42
SEPTIEMBRE	319.31	8.07	4.04	2.43	333.86	228803.74
OCTUBRE	166.66	3.65	1.79	1.13	162.13	110143.95
NOVIEMBRE	19.87	0.42	0.33	0.21	20.83	14161.77
DICIEMBRE	6.56	0.21	0.09	0.05	6.90	4690.53
ANUAL	1370.04	31.42	20.21	13.43	1435.10	974962.44

PRESIPITACION HASTA LA SALITRERA

ESTACION	AREA	%
ZIRRIATANEJO.	216.68	24.74
VALLICITOS	829.97	73.09
LAS PILAS DE R. FRIO :	9.85	.12
EL CUNDANCITO	8.18	.05
TOTAL	875.68	100.00

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1970	0.28	0.15	0.06	0.00	0.16	184.58	335.95	328.81	317.31	99.25	43.92	0.03
1971	11.86	0.04	0.00	0.00	0.28	45.88	287.50	235.43	458.20	12.15	0.81	0.33
1972	0.14	0.00	0.00	0.23	48.84	279.20	255.23	130.41	161.58	154.28	10.28	3.70
1973	41.79	8.04	3.89	0.18	1.49	201.69	243.84	330.66	478.43	386.91	9.41	2.37
1974	8.28	0.00	3.52	0.81	78.15	419.05	285.49	241.56	144.03	1.48	39.67	18.06
1975	12.51	0.00	0.00	0.00	7.85	267.98	462.17	271.33	295.21	82.88	2.20	0.00
1976	0.27	0.09	0.00	0.37	4.85	184.37	197.87	252.43	226.83	321.38	62.34	13.22
1977	0.00	0.00	0.00	0.20	62.56	301.79	76.30	308.30	125.44	119.58	5.22	0.00
1978	6.89	12.08	0.00	0.72	43.22	167.82	382.37	344.90	546.09	161.47	3.14	34.06
1979	0.01	3.88	0.00	0.43	18.80	234.39	241.60	279.72	262.15	79.09	0.00	19.73
1980	238.48	0.00	0.00	0.00	1.24	119.62	280.35	432.96	279.69	138.54	110.05	0.60
1981	103.22	0.74	0.00	3.02	0.32	313.14	168.83	609.41	313.62	218.49	13.54	0.07
1982	0.02	0.14	0.00	0.00	122.88	134.94	249.66	125.42	156.22	159.41	11.82	0.01
1983	22.46	4.41	0.00	0.00	119.96	138.67	439.13	250.44	444.07	135.42	27.08	18.12

VOLUMEN DE PRECIPITACION EN MILES DE M3

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1970	246 17	128 71	49 03	0 00	138 62	181618 24	294162 80	287900 16	277836 57	86902 96	38454 95	29 42
1971	10380 43	39 23	0 00	0 00	228 23	40171 63	234222 61	206143 61	401196 65	10637 85	707 21	788 68
1972	119 62	0 00	0 00	197 86	40833 46	244461 81	223477 76	114182 77	141489 92	135089 35	9004 44	3243 54
1973	36591 48	7039 66	12169 41	156 07	1304 28	178593 94	213601 47	289528 68	418906 55	338771 70	8242 72	2074 32
1974	7261 79	0 00	11839 42	706 87	86876 62	368913 32	249970 79	211606 69	126113 64	1293 76	34736 45	15813 33
1975	11040 78	0 00	0 00	0 00	6674 69	234643 69	404676 69	237672 96	268486 61	72586 10	1929 61	0 00
1976	236 38	81 38	0 00	327 06	4070 68	181430 82	173263 34	221022 42	197734 27	281381 41	64584 89	11574 60
1977	0 00	0 00	0 00	177 13	64774 72	264248 81	66808 23	269941 86	109835 84	104689 39	4572 70	0 00
1978	6864 83	10673 66	0 00	191 74	37848 86	148940 13	317290 88	301990 24	478149 05	141381 23	2749 77	29822 90
1979	6 88	3224 38	0 00	376 88	14711 48	206230 04	211641 26	244917 00	229634 34	69252 34	0 00	17279 16
1980	208796 19	0 00	0 00	0 00	1081 66	104653 61	227969 24	379095 68	244897 52	121308 11	98359 19	606 54
1981	80382 09	647 24	0 00	2641 27	277 89	274182 22	138810 58	448032 94	274600 03	191306 28	11855 31	58 84
1982	19 61	119 62	0 00	0 00	107893 20	118162 81	218690 94	109817 97	136783 23	139578 22	10346 88	9 19
1983	19680 66	3864 18	0 00	0 00	106027 77	119686 92	384501 72	219279 89	388823 70	118569 63	23715 08	15867 92
SUMMA.	390613 79	26717 85	24047 88	4721 67	441439 72	2818906 88	3358756 22	3538930 44	3684387 82	1812728 35	297260 70	96668 44
MEDIA	27900 99	1837 00	1717 70	340 83	31631 41	187064 71	239911 09	262780 76	263170 64	129460 60	21232 91	6904 89

MODELOS DE ESCURRIMIENTO PARA EL RIO LA LAJA

MODELO I

$$E_t = A_0 + A_1(P_t) + A_2(E_{t-1})$$

A₀, A₁, A₂ SON PARAMETROS A ENCONTRAR

E_t: ESCURRIMIENTO PARA EL MES t EN LA SALITRERA

P_t: ALTURA DE LLUVIA DEL MES

E_{t-1}: ESCURRIMIENTO DEL MES INMEDIATO ANTERIOR

ENERO	E _t	P _t	E _{t-1}	
1970	3840	0.28		
1971	6008	11.86	7866	
1972	2509	0.14	4210	3697.14
1973	3764	41.79	9739	1796.19
1974	7398	8.29	19012	5971.26
1975	3576	12.61	6114	7856.01
1976	2262.2	0.27	4845	2769.08
1977	2316.4	0	6176.9	2045.28
1978	1482.3	6.69	2863.4	2168.36
1979	1890.3	0.01	4044.7	1679.51
1980	14136.4	238.46	1898.7	1728.69
1981	3696.4	103.22	2034.7	12712.42
1982	2812.3	0.02	5173.6	6088.86
1983	33.2	22.48	494.8	2158.43
MEDIA	3966.82143			1482.66
				3711.6548

FEBRERO	E _t	P _t	E _{t-1}	
1970	857	0.16	3840	
1971	2411	0.04	6608	1393.44
1972	906	0	2509	1958.21
1973	1626	8.04	3754	1129.40
1974	2776	0	7398	1082.96
1975	2634	0	3576	2119.31
1976	1098.5	0.09	2252.2	1345.53
1977	1000.9	0	2316.4	1074.04
1978	480	12.08	1482.3	1090.19
1979	639.5	3.68	1690.3	678.74
1980	2896.1	0	14136.4	628.88
1981	862.3	0.74	3596.4	3484.64
1982	1223.4	0.14	2812.3	1322.18
1983	0	4.41	33.2	1145.13
MEDIA	1360.82143			464.10
				1360.82418

MARZO	E _t	P _t	E _{t-1}	
1970	238	0.06	857	
1971	539	0	2411	377.75
1972	295	0	906	573.44
1973	937	13.89	1626	381.81
1974	1133	13.52	2776	965.88
1975	614	0	2634	1111.58
1976	170.7	0	1098.5	589.10
1977	200.7	0	1000.9	406.32
1978	46.9	0	480	393.89
1979	18	0	639.5	327.68
1980	533.5	0	2896.1	335.14
1981	148.4	0	862.3	635.20
1982	366.9	0	1223.4	350.78
1983	0	0	0	472.27
MEDIA	366.936714			266.45
				509.792916

1970	9	0	236	25 62
1971	245	0	539	161 72
1972	79	0 23	296	53 27
1973	408	0 18	937	319 78
1974	454	0 81	1133	409 81
1975	0	0	514	141 32
1976	0	0 37	170 7	3 42
1977	0	0 2	200 7	13 82
1978	0	0 22	45 9	-50 53
1979	0	0 43	18	-59 32
1980	2	0	533 6	149 43
1981	0	3 02	148 4	29 76
1982	0	0	365 9	79 68
1983	0	0	0	-72 69
MEDIA	86 3671429			86 3571563

MAYO	E1	P1	E-1	
1970	0	0 18	9	288 89
1971	0	0 26	245	-774 88
1972	0	46 84	79	1062 64
1973	0	1 49	406	1070 33
1974	12	78 16	454	1216 24
1975	0	7 85	0	-22 46
1976	0	4 65	0	-124 71
1977	0	82 58	0	1725 55
1978	0	43 22	0	1107 83
1979	0	16 8	0	283 49
1980	0	1 24	2	-237 82
1981	0	0 32	0	283 05
1982	204 3	122 88	0	3852 80
1983	8674 7	119 95	0	3559 19
MEDIA	889 367143			889 760335

JUNIO	E1	P1	E1	
1970	7970	184 88	0	6752 89
1971	1875	46 88	0	9075 36
1972	37703	279 2	0	17550 48
1973	6932	201 89	0	8705 23
1974	49400	419 05	12	33612 49
1975	7231	267 88	0	16270 06
1976	267 3	184 37	0	6728 72
1977	18984 4	301 78	0	20128 36
1978	3778 3	167 82	0	4840 09
1979	2860	234 39	0	12436 87
1980	387 4	119 62	0	671 77
1981	12883 8	313 14	0	21423 59
1982	1647 3	134 84	204 3	1134 75
1983	4057 8	138 87	9574 7	3480 56
MEDIA	10988 4367			10229 7872

JULIO	EI	Pi	Ei-1	
1970	34,186 00	335 95	7970	30213 31
1971	2,800 00	267 60	1975	16264 87
1972	81,928 00	256 23	37703	84637 46
1973	27,645 00	243 84	6932	21197 37
1974	69,834 00	285 49	49400	83552 14
1975	68,132 00	462 17	7231	39568 84
1976	36,449 40	197 87	257 3	8154 64
1977	13,276 70	78 30	18964 4	21339 14
1978	24,916 00	382 37	3779 3	26571 14
1979	8,982 60	241 60	2650	15071 37
1980	3,189 00	260 36	387 4	13473 84
1981	27,176 30	168 63	17883 8	22439 86
1982	4,603 60	249 65	1647 3	14342 08
1983	8,166 00	439 13	4057 6	33270 46
MEDIA	29308 6357			29308 6356

AGOSTO	EI	Pi	Ei-1	
1970	48,047 00	328 81	34,185 00	42973 41
1971	80,179 00	236 43	2,800 00	24361 74
1972	70,886 00	130 41	81,928 00	79790 78
1973	78,876 00	330 66	27,645 00	38582 78
1974	90,769 00	241 66	69,834 00	88943 17
1975	89,103 00	271 33	68,132 00	65728 95
1976	16,774 20	262 43	36,449 40	46392 88
1977	34,087 10	308 30	13,276 70	28632 16
1978	19,643 70	344 90	24,916 00	36385 88
1979	27,340 80	279 77	8,982 60	27381 18
1980	19,170 30	432 96	3,199 00	19693 28
1981	13,267 00	609 41	27,176 30	33784 41
1982	3,744 00	126 42	4,603 60	28313 69
1983	24,813 40	260 44	9,165 00	28234 39
MEDIA	40897 8214			40719 8819

SEPTIEMBRE	EI	Pi	Ei-1	
1970	129,654 00	317 31	46,047 00	109228 68
1971	293,193 00	458 20	60,179 00	161910 11
1972	115,498 00	161 69	70,686 00	117878 96
1973	124,866 00	478 43	78,976 00	194007 21
1974	118,636 00	144 03	90,769 00	147586 43
1975	174,122 00	295 21	69,103 00	142948 86
1976	29,216 00	226 83	16,774 20	41637 09
1977	23,819 40	126 44	34,087 10	49554 78
1978	90,477 00	648 09	19,643 70	112790 39
1979	81,095 60	262 16	27,340 80	66719 36
1980	64,801 90	278 69	19,170 30	56782 15
1981	111,888 80	313 87	13,267 00	64008 74
1982	8,854 90	168 22	3,744 00	5561 57
1983	6,623 80	444 07	24,813 40	100230 61
MEDIA	97202 6143			97203 2239

OCTUBRE	Ei	Pi	Ei I	
1970	105,030 00	99 26	129,654 00	87010 57
1971	166,176 00	12 16	293,193 00	137545 50
1972	92,692 00	164 28	116,498 00	90268 45
1973	141,697 00	386 91	124,858 00	158818 61
1974	153,383 00	1 46	116,835 00	48881 96
1975	41,446 00	62 68	174,122 00	99123 08
1976	196,740 10	321 36	29,216 00	94291 47
1977	27,896 40	119 56	23,819 40	38161 49
1978	48,668 70	161 47	90,477 00	80083 70
1979	10,669 10	79 09	81,096 80	62860 02
1980	20,418 80	136 54	54,801 90	66433 71
1981	81,676 70	218 49	111,886 80	106177 69
1982	10,498 00	169 41	8,854 90	39840 24
1983	27,210 90	135 42	6,523 60	32107 16
MEDIA	79613 6929			79613 689

NOVEMBRE	Ei	Pi	Ei I	
1970	29,676 00	43 92	105,030 00	18353 63
1971	9,806 00	0 81	155,175 00	28957 38
1972	44,813 00	10 28	92 692 00	19992 60
1973	66,224 00	9 41	141,697 00	26377 44
1974	12,814 00	39 87	163 383 00	24991 76
1975	11,766 00	2 20	41,446 00	14166 00
1976	12,179 60	62 34	196,740 10	28660 13
1977	6,817 10	6 22	27,696 40	12103 91
1978	8,658 40	3 14	48,668 70	14992 86
1979	4,406 00	0 00	10 669 10	10396 64
1980	6,813 10	110 06	20,418 80	1104 57
1981	13,974 30	13 54	81,676 70	18247 39
1982	1,883 60	11 82	10,498 00	9764 21
1983	8,216 70	27 06	27,210 90	9943 02
MEDIA	16966,8			16966 8016

DICIEMBRE	Ei	Pi	Ei I	
1970	7,666 00	0 03	29,676 00	8356 35
1971	4,210 00	0 33	9,806 00	3377 38
1972	8,738 00	3 70	44,813 00	12253 36
1973	18,012 00	2 37	66,224 00	17564 74
1974	6,114 00	18 06	12,814 00	4632 22
1975	4,846 00	0 00	11,766 00	3905 42
1976	6,175 90	13 22	12,179 60	4349 91
1977	2,663 40	0 00	6,817 10	2422 98
1978	4,044 70	34 06	8,658 40	4004 40
1979	1,896 70	19 73	4,406 00	2576 85
1980	2,034 70	0 69	6,813 10	2889 30
1981	6,173 60	0 07	13,974 30	4461 28
1982	494 80	0 01	1,883 60	1391 25
1983	3,649 00	18 12	9,215 20	3735 29
MEDIA	6408 47857			6408 47827

OBTENCION DE LA PRECIPITACION MEDIA EN LA CUENCA SEGUN LOS POLIGONOS DE TIESSEN

HASTA LA LAJA

AJ AREA DE INFLUENCIA PARA CADA ESTACION.

	AREA	%
VALLECITOS	839.97	94.20
ZIRIATANEJO.	20.38	3.00
P. RIO FRIO	9.84	1.45
CUNDANCITO	9.19	1.35
TOTAL:	879.38	100.00

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1970	3.64	0.00	0.00	11.30	18.47	290.83	356.30	307.39	339.85	167.99	15.18	6.49
1971	3.62	0.30	0.17	0.00	20.28	80.85	219.57	48.45	165.33	113.14	23.18	1.18
1972	27.88	0.13	0.17	0.83	19.51	673.14	184.87	284.51	569.19	156.44	18.25	16.17
1973	18.82	18.14	0.07	18.07	0.98	216.60	197.93	359.91	375.85	181.24	12.84	10.66
1974	10.88	1.83	15.60	18.89	8.28	318.49	305.55	312.63	355.90	272.85	6.39	1.24
1975	244.38	0.24	0.12	0.00	28.16	241.83	384.94	319.38	735.32	322.91	18.25	8.10
1976	0.44	23.86	47.10	0.19	37.11	264.74	400.58	250.90	398.64	179.02	23.61	0.16
1977	37.89	0.18	0.00	0.19	3.16	178.72	186.80	411.64	332.02	80.82	1.64	0.00
1978	0.08	0.00	0.00	0.00	1.14	178.99	367.75	382.36	344.00	101.63	56.08	0.76
1979	15.18	0.12	0.00	0.72	2.61	82.41	321.70	263.74	445.35	10.23	0.50	0.07
1980	0.07	0.00	0.00	0.14	68.39	288.98	288.57	129.96	191.91	186.16	1.24	2.19
1981	53.72	10.88	18.05	0.31	1.00	164.88	253.95	327.97	503.36	429.85	7.73	2.36
1982	10.00	0.04	17.43	0.08	81.22	418.21	341.08	286.83	107.40	5.54	49.28	0.00
1983	18.81	0.00	0.00	0.08	10.98	245.80	411.85	323.20	332.86	75.44	4.20	0.08

ENERO	P	E-1	E1
1970	0 28		2979 39
1971	11 86	13395 43	5886 52
1972	0 14	15504 93	6112 32
1973	41 79	17668 60	9001 38
1974	8 29	28653 54	11640 32
1975	12 61	10633 44	4868 22
1976	0 27	18319 66	7194 34
1977	0	17720 67	6962 08
1978	6 69	16229 16	6331 26
1979	0 01	22429 06	8761 79
1980	238 46	18316 47	18222 83
1981	103 22	6628 64	7824 30
1982	0 02	20420 95	7984 93
1983	22 48	18080 88	7438 56
MEDIA			7934 858842

FEBRERO	P	E-1	E1
1970	0 15	2979 39	1219 11
1971	0 04	6886 52	1812 06
1972	0	6112 32	1869 28
1973	8 04	9001 38	2146 86
1974	0	11640 32	2968 78
1975	0	4868 22	1607 28
1976	0 09	7194 34	2076 12
1977	0	6962 08	2029 39
1978	12 06	6331 26	1464 84
1979	3 68	8761 79	2267 26
1980	0	18222 83	4312 34
1981	0 24	7824 30	2178 68
1982	0 14	7984 93	2233 40
1983	4 41	7438 56	1964 12
MEDIA			2160 637644

MARZO	P	E-1	E1
1970	0 06	1219 11	423 88
1971	0	1812 06	497 17
1972	0	1869 29	603 19
1973	13 89	2146 86	1044 93
1974	13 62	2968 78	1134 98
1975	0	1607 28	471 10
1976	0	2076 12	630 67
1977	0	2029 39	624 85
1978	0	1464 94	461 70
1979	0	2267 26	653 86
1980	0	4312 34	816 63
1981	0	2178 68	543 84
1982	0	2233 40	560 82
1983	0	1964 12	618 64
MEDIA			611 6460479

ABRIL	P	E-1	E1
1970	0	423 86	103 80
1971	0	497 17	134 32
1972	0 23	603 19	139 91
1973	0 18	1044 93	364 69
1974	0 81	1134 98	410 64
1975	0	471 10	123 47
1976	0 37	530 87	163 23
1977	0 2	524 85	146 52
1978	0 22	451 70	118 35
1979	0 43	663 86	163 69
1980	0	815 53	268 81
1981	3 02	643 84	194 33
1982	0	560 82	156 64
1983	0	516 64	142 37
MEDIA			187 1973991

MAYO	P	E-1	E1
1970	0 18	103 80	0 00
1971	0 26	134 32	0 00
1972	46 64	139 91	925 82
1973	1 48	364 69	0 00
1974	76 16	410 64	1306 45
1975	7 85	123 47	0 00
1976	4 66	163 23	0 00
1977	82 56	146 52	0 00
1978	43 22	118 35	1416 58
1979	16 8	163 69	881 41
1980	1 24	266 81	0 00
1981	0 32	194 33	0 00
1982	122 88	156 64	3326 92
1983	118 85	142 37	3262 99
MEDIA			792 7957466

JUNIO	P	E-1	E1
1970	184 68	0 00	8762 69
1971	45 88	0 00	300 27
1972	279 7	925 82	17762 77
1973	201 69	0 00	8706 23
1974	419 05	1306 45	33809 05
1975	287 88	0 00	16270 06
1976	184 37	0 00	8728 72
1977	301 79	1416 56	20453 14
1978	162 82	881 41	5037 58
1979	234 39	0 00	12438 87
1980	119 67	0 00	300 27
1981	313 14	0 00	21423 69
1982	134 94	3326 92	1860 69
1983	138 67	3262 99	2033 45
MEDIA			10990 30971

JULIO	Pi	E-1	EI
1970	335 96	6762 69	26524 15
1971	267 50	300 27	13940 99
1972	265 23	17782 72	37163 02
1973	243 84	8705 23	23657 93
1974	286 49	33809 05	61917 89
1975	462 17	18270 08	52111 58
1976	197 67	6728 72	17134 49
1977	76 30	20463 14	26180 17
1978	362 37	6037 58	28317 18
1979	241 80	12438 87	28651 78
1980	280 36	300 27	13362 94
1981	168 53	21423 59	34289 80
1982	249 66	1850 89	14624 30
1983	438 13	2033 45	30461 71
MEDIA			29309 13697

AGOSTO	Pi	E-1	EI
1970	328 81	26524 15	39195 69
1971	236 43	13940 99	31786 59
1972	130 41	37163 02	49917 26
1973	330 86	23657 93	35902 04
1974	241 66	61917 89	83680 42
1975	271 33	52111 58	56372 54
1976	262 43	17134 49	33603 04
1977	308 30	26180 17	38143 84
1978	344 90	28317 18	38665 69
1979	279 72	28651 78	40507 24
1980	432 96	13352 94	26469 41
1981	609 41	34289 80	38531 54
1982	125 42	14624 30	35000 89
1983	260 44	30461 71	42446 58
MEDIA			40721 81715

SEPTIEMBRE	Pi	E-1	EI
1970	317 31	39195 69	97847 09
1971	458 20	31786 59	114760 46
1972	161 59	49917 26	63378 99
1973	478 43	35902 04	128774 02
1974	144 03	83680 42	102668 52
1975	296 21	56372 54	121800 87
1976	226 83	33603 04	69427 51
1977	126 44	38143 84	58327 17
1978	646 09	38665 69	144373 47
1979	262 16	40507 24	88591 81
1980	279 89	26469 41	68907 83
1981	313 62	38531 54	95978 90
1982	166 22	35000 89	67486 37
1983	444 07	42446 58	129523 51
MEDIA			96910 50647

HIDROGRAMA 1970 1983

MES	ESC M3*3	EXTRAC M3*3	ESC-EXTRAC	ESCACUM	ALMAC AC	EXTACUM		ALMAC2 AC	EXMED	ESC EXMED	ALMACMED
1970 01	2979.39	2678.4	300.99	2979.39	0	2678.40	1	0	24255.74	21276.35	21276.35
1970 02	1219.11	2419.2	-1200.09	4198.51	-1200.09	6097.60	2	1200.08646	24255.74	23036.63	44312.97
1970 03	423.86	2678.4	-2264.54	4622.36	-3464.63	7776.00	3	3454.62954	24255.74	23831.88	68144.86
1970 04	103.80	2692	-2488.20	4726.17	-5942.83	10368.00	4	5942.82514	24255.74	24151.94	92296.79
1970 05	0.00	2678.4	-2678.40	4726.17	8621.23	13046.40	5	8621.22514	24255.74	24255.74	-116552.53
1970 06	8752.69	2592	4180.69	11478.88	0	15638.40	6	0	24255.74	17503.05	-134055.58
1970 07	28524.16	2678.4	26845.76	40003.01	0	18316.80	7	0	24255.74	4268.41	0
1970 08	39195.69	2678.4	36517.29	79198.69	0	20995.20	8	0	24255.74	14939.95	0
1970 09	97847.09	2692	95258.09	177045.79	0	23587.20	9	0	24255.74	73591.35	0
1970 1	66549.14	2678.4	63870.74	243594.92	0	26265.60	10	0	24255.74	42293.40	0
1970 11	13395.43	2692	10803.43	266990.36	0	28857.60	11	0	24255.74	10860.31	-10860.31
1970 12	4316.74	2678.4	1637.34	261308.09	0	31636.00	12	0	24266.74	19940.00	30800.32
1971 01	6888.52	2678.4	3208.12	267192.60	0	34214.40	13	0	24255.74	-18369.22	-49169.54
1971 02	1812.06	2419.2	-607.14	269004.67	-607.14	36633.60	14	607.136111	24255.74	22443.68	-71613.21
1971 03	497.17	2678.4	-2181.23	269501.84	-2788.36	39312.00	15	2788.36224	24255.74	-23758.57	95371.78
1971 04	810.00	2592	-1682.00	270411.84	-4470.36	41904.00	16	4470.36224	24255.74	-23345.74	-118717.52
1971 05	0.00	2678.4	-2678.40	270411.84	-7148.76	44582.40	17	7148.76224	24255.74	-24255.74	-142973.26
1971 06	300.27	2692	-2291.73	270712.11	-9440.50	47174.40	18	9440.49526	24255.74	-23955.47	-166928.73
1971 07	13940.99	2678.4	11262.59	284653.10	0	49852.80	19	0	24255.74	-10314.76	-177243.49
1971 08	31796.69	2678.4	29118.19	316449.68	0	52631.20	20	0	24266.74	7540.85	0
1971 09	114760.46	2692	112168.46	431210.15	0	55123.20	21	0	24255.74	90504.72	0
1971 1	60808.92	2678.4	48130.52	482019.07	0	67801.80	22	0	24255.74	26553.18	0
1971 11	15604.93	2692	12912.93	497624.00	0	60393.60	23	0	24265.74	8750.81	8750.81
1971 12	4880.07	2678.4	2171.67	502374.08	0	63072.00	24	0	24255.74	-19405.67	-28156.47
1972 01	6112.32	2678.4	3433.92	508486.39	0	66750.40	25	0	24255.74	-18143.42	46299.90
1972 02	1859.29	2419.2	-659.91	510345.88	-659.91	68169.60	26	569.912808	24255.74	-22396.45	68696.35
1972 03	503.19	2678.4	-2175.21	510848.67	-2735.13	70848.00	27	2735.12607	24255.74	-23752.55	92448.90
1972 04	139.91	2692	-2452.09	510988.78	-6187.22	73440.00	28	6187.21595	24255.74	24115.83	116564.73
1972 05	926.62	2678.4	-1762.68	511914.60	-8939.79	76118.40	29	6939.79432	24255.74	-23329.92	139894.65
1972 06	17782.72	2592	16170.72	529677.32	0	78710.40	30	0	24255.74	6493.02	-146387.67
1972 07	37183.02	2678.4	34484.62	568840.34	0	81388.80	31	0	24265.74	12907.28	0
1972 08	49917.25	2678.4	47238.85	616757.59	0	84067.20	32	0	24255.74	25661.51	0
1972 09	83378.99	2692	80786.99	700136.58	0	86659.20	33	0	24255.74	59123.25	0
1972 1	74655.31	2678.4	774791.89	774791.89	0	89337.60	34	0	24255.74	50399.57	0
1972 11	17668.60	2692	15076.60	792460.48	0	91929.60	35	0	24255.74	6587.14	6587.14
1972 12	5476.53	2678.4	2798.13	797937.02	0	94608.00	36	0	24255.74	-18779.21	25366.35
1973 01	6112.32	2678.4	3433.92	804049.33	0	97286.40	37	0	24265.74	-18143.42	43509.77
1973 02	2146.86	2419.2	-273.34	808195.19	-273.34	99705.60	38	273.342103	24255.74	27109.88	65619.66
1973 03	1044.93	2678.4	1633.47	807240.12	-1906.81	102384.00	39	1906.81177	24255.74	23210.81	88830.46
1973 04	384.69	2692	-2227.31	807604.82	-4134.12	104976.00	40	4134.11719	24265.74	23891.05	112721.51
1973 05	0.00	2678.4	-2678.40	807604.82	6812.52	107654.40	41	6812.51719	24255.74	24255.74	136977.25
1973 06	8705.23	2692	6113.23	816310.05	0	110246.40	42	0	24255.74	-15550.51	152527.76
1973 07	23657.93	2678.4	20979.53	839967.98	0	112924.80	43	0	24255.74	-597.81	153125.56
1973 08	35902.04	2678.4	33223.64	875870.03	0	115603.20	44	0	24265.74	11646.30	0
1973 09	125774.02	2692	123162.02	1001644.05	0	118195.20	45	0	24255.74	101518.28	0
1973 1	159261.89	2678.4	156583.49	1160906.84	0	120873.60	46	0	24255.74	135006.15	0
1973 11	28653.54	2692	26061.54	1189569.47	0	123466.60	47	0	24265.74	4397.80	0
1973 12	8184.96	2678.4	5508.56	1197744.44	0	126144.00	48	0	24265.74	-16070.78	-16070.78
1974 01	11540.32	2678.4	8861.92	1209284.76	0	128822.40	49	0	24265.74	-12715.42	-28786.20
1974 02	2958.78	2419.2	639.68	1212243.54	0	131241.60	50	0	24265.74	-21296.96	-50083.16
1974 03	1134.96	2678.4	-1543.42	1213378.52	-1543.42	133920.00	51	1543.42058	24255.74	-23120.76	-73203.92
1974 04	410.64	2692	-2181.36	1213789.16	-3724.78	136612.00	52	3724.78329	24265.74	23846.10	97049.02
1974 05	1305.45	2678.4	-1372.95	1216094.60	-5097.73	139190.40	53	5097.73337	24255.74	-22950.29	-119999.31
1974 06	33809.05	2692	31217.05	1248903.65	0	141782.40	54	0	24255.74	9553.31	0
1974 07	61917.89	2678.4	59239.49	1310821.54	0	144460.80	55	0	24255.74	37862.15	0
1974 08	63660.42	2678.4	60982.02	1374481.95	0	147139.20	56	0	24255.74	39404.68	0
1974 09	102669.52	2692	99977.62	1477051.48	0	149731.20	57	0	24255.74	78313.78	0
1974 1	41947.48	2678.4	39269.08	1518998.96	0	152409.60	58	0	24255.74	17691.74	0
1974 11	10633.44	2692	8041.44	1629632.40	0	155001.60	59	0	24265.74	-13622.30	-13622.30

1974.12	4087.83	2678.4	1409.43	1533720.23	0	157680.00	60	0	24255.74	20167.91	20167.91
1976.01	4868.22	2678.4	2189.82	1538588.45	0	160358.40	61	0	24255.74	19387.52	19387.52
1975.02	1607.28	2419.2	-811.92	1540195.73	811.92	162777.60	62	811.916068	24255.74	22648.46	-22648.46
1976.03	471.10	2678.4	-2207.30	1640666.83	-3019.22	165456.00	63	3019.21653	24255.74	23784.64	-23784.64
1975.04	123.47	2592	-2468.53	1640790.30	-5487.75	168048.00	64	5487.75125	24255.74	24132.27	24132.27
1975.05	0.00	2678.4	-2678.40	1640790.30	-8166.15	170726.40	65	8166.15125	24255.74	24255.74	24255.74
1975.06	16270.06	2592	13678.06	1557060.36	0	173318.40	66	0	24255.74	7985.68	-7985.68
1975.07	62111.58	2678.4	49433.18	1609171.94	0	175996.80	67	0	24255.74	27855.84	0
1975.08	66372.54	2678.4	53694.14	1665644.48	0	178675.20	68	0	24255.74	32116.80	0
1975.09	121800.67	2592	119208.67	1787346.15	0	181267.20	69	0	24255.74	97544.93	0
1975.1	73689.53	2678.4	71011.13	1861034.68	0	183945.60	70	0	24255.74	49433.79	0
1975.11	18319.66	2592	15727.66	1879354.34	0	186637.60	71	0	24255.74	5936.08	5936.08
1975.12	5544.34	2678.4	2866.94	1884898.68	0	189216.00	72	0	24255.74	-18711.40	-24647.48
1976.01	7194.34	2678.4	4516.94	1892093.02	0	191894.40	73	0	24255.74	-17061.40	-41708.88
1976.02	2075.12	2419.2	-344.06	1894168.14	-344.08	194313.60	74	344.081636	24255.74	-22180.62	-63889.50
1976.03	530.87	2678.4	-2147.73	1894698.81	-2491.81	196992.00	75	2491.81344	24255.74	23725.07	-87614.57
1976.04	153.23	2592	-2438.77	1894852.04	-4930.58	199584.00	76	4930.58482	24255.74	24102.51	-111717.08
1976.05	0.00	2678.4	-2678.40	1894852.04	-7608.98	202262.40	77	7608.98482	24255.74	-24255.74	-135972.82
1976.06	6728.72	2592	4136.72	1901580.76	0	204854.40	78	0	24255.74	-17527.02	153499.84
1976.07	17134.49	2678.4	14456.09	1918715.25	0	207532.80	79	0	24255.74	-7121.25	-160621.09
1976.08	33603.04	2678.4	30824.64	1952218.30	0	210211.20	80	0	24255.74	9247.30	0
1976.09	69427.51	2592	66836.51	2021645.80	0	212803.20	81	0	24255.74	45171.77	0
1976.1	113838.40	2678.4	111160.00	2135484.20	0	216481.60	82	0	24255.74	89582.66	0
1976.11	17720.67	2592	16128.67	2153204.87	0	218073.60	83	0	24255.74	6535.07	6535.07
1976.12	5733.29	2678.4	3054.89	2158938.15	0	220752.00	84	0	24255.74	-18522.45	-25057.53
1977.01	6952.08	2678.4	4273.68	2165890.23	0	223430.40	85	0	24255.74	-17303.66	42361.19
1977.02	2029.39	2419.2	-389.81	2167919.62	-389.81	225849.60	86	389.810831	24255.74	-22226.35	64587.54
1977.03	824.85	2678.4	-2153.55	2168444.47	-2543.37	228528.00	87	2543.36526	24255.74	23730.89	88318.43
1977.04	148.52	2592	-2443.48	2168592.99	-4866.84	231120.00	88	4866.84462	24255.74	-24107.22	112425.65
1977.05	1416.56	2678.4	-1261.84	2170009.55	6248.68	233798.40	89	6248.68464	24255.74	-22839.18	135264.83
1977.06	20453.14	2592	17861.14	2190482.69	0	236390.40	90	0	24255.74	-3802.60	0
1977.07	26180.17	2678.4	23501.77	2216642.86	0	239068.80	91	0	24255.74	1924.43	0
1977.08	38143.84	2678.4	35465.44	2254786.70	0	241747.20	92	0	24255.74	13888.10	0
1977.09	56327.17	2592	53735.17	2311113.88	0	244339.20	93	0	24255.74	32071.43	0
1977.1	51953.82	2678.4	49275.22	2383067.49	0	247017.60	94	0	24255.74	27697.88	0
1977.11	15229.16	2592	12837.16	2378296.88	0	249609.60	95	0	24255.74	9026.58	9026.58
1977.12	4772.77	2678.4	2094.37	2383069.43	0	252288.00	96	0	24255.74	-19482.97	28509.54
1978.01	6331.25	2678.4	3652.85	2388400.89	0	254966.40	97	0	24255.74	-17924.49	46434.03
1978.02	1454.94	2419.2	-964.28	2390855.63	-964.26	257385.60	98	964.260343	24255.74	-22800.80	69234.83
1978.03	451.70	2678.4	-2226.70	2391307.33	-3190.96	260064.00	99	3190.95857	24255.74	-23804.04	-93038.87
1978.04	118.35	2592	-2473.65	2391426.88	-5664.61	262656.00	100	5664.60925	24255.74	-24137.39	-117176.26
1978.05	861.41	2678.4	-1816.99	2392287.08	-7481.60	265334.40	101	7481.60243	24255.74	-23394.33	140570.59
1978.06	5037.58	2592	2445.58	2397324.67	0	267926.40	102	0	24255.74	-19218.16	-159788.75
1978.07	28317.16	2678.4	25838.76	2428841.82	0	270604.80	103	0	24255.74	4061.47	0
1978.08	38656.59	2678.4	35977.19	2464297.41	0	273283.20	104	0	24255.74	14399.85	0
1978.09	144373.47	2592	141781.47	2608670.88	0	275875.20	105	0	24255.74	120117.73	0
1978.1	106282.92	2678.4	103604.52	2714953.80	0	278553.60	106	0	24255.74	82027.18	0
1978.11	22429.05	2592	19837.05	2737382.85	0	281145.60	107	0	24255.74	-1826.69	1826.69
1978.12	7442.36	2678.4	4763.96	2744825.21	0	283824.00	108	0	24255.74	-16813.38	-18640.07
1979.01	8751.79	2678.4	6073.39	2753577.00	0	286502.40	109	0	24255.74	-15503.95	34144.02
1979.02	2257.25	2419.2	-161.95	2756834.25	-161.95	288921.60	110	161.952542	24255.74	-21998.49	-56142.51
1979.03	800	2678.4	-1778.40	2756734.25	-1940.35	291600.00	111	1940.35254	24255.74	-23355.74	79498.25
1979.04	163.69	2592	-2428.31	2756897.94	-4368.67	294192.00	112	4368.6665	24255.74	-24092.05	-103590.30
1979.05	0.00	2678.4	-2878.40	2756897.94	-7047.07	296870.40	113	7047.0665	24255.74	-24255.74	-127846.04
1979.06	12438.87	2592	9844.87	2769334.80	0	299462.40	114	0	24255.74	11818.87	-139664.92
1979.07	28651.78	2678.4	25973.38	2797986.58	0	302140.80	115	0	24255.74	4396.04	0
1979.08	40507.24	2678.4	37828.84	2838493.82	0	304819.20	116	0	24255.74	16251.50	0
1979.09	88591.81	2592	85999.81	2927085.63	0	307411.20	117	0	24255.74	64336.07	0
1979.1	55503.95	2678.4	53825.55	2983589.58	0	310089.60	118	0	24255.74	32248.21	0
1979.11	16316.47	2592	13724.47	2999906.05	0	312681.60	119	0	24255.74	-7929.27	7939.27
1979.12	5549.40	2678.4	3871.00	3005455.45	0	315360.00	120	0	24255.74	-18706.34	26645.61

GRAFICA DE ALMACENAMIENTOS

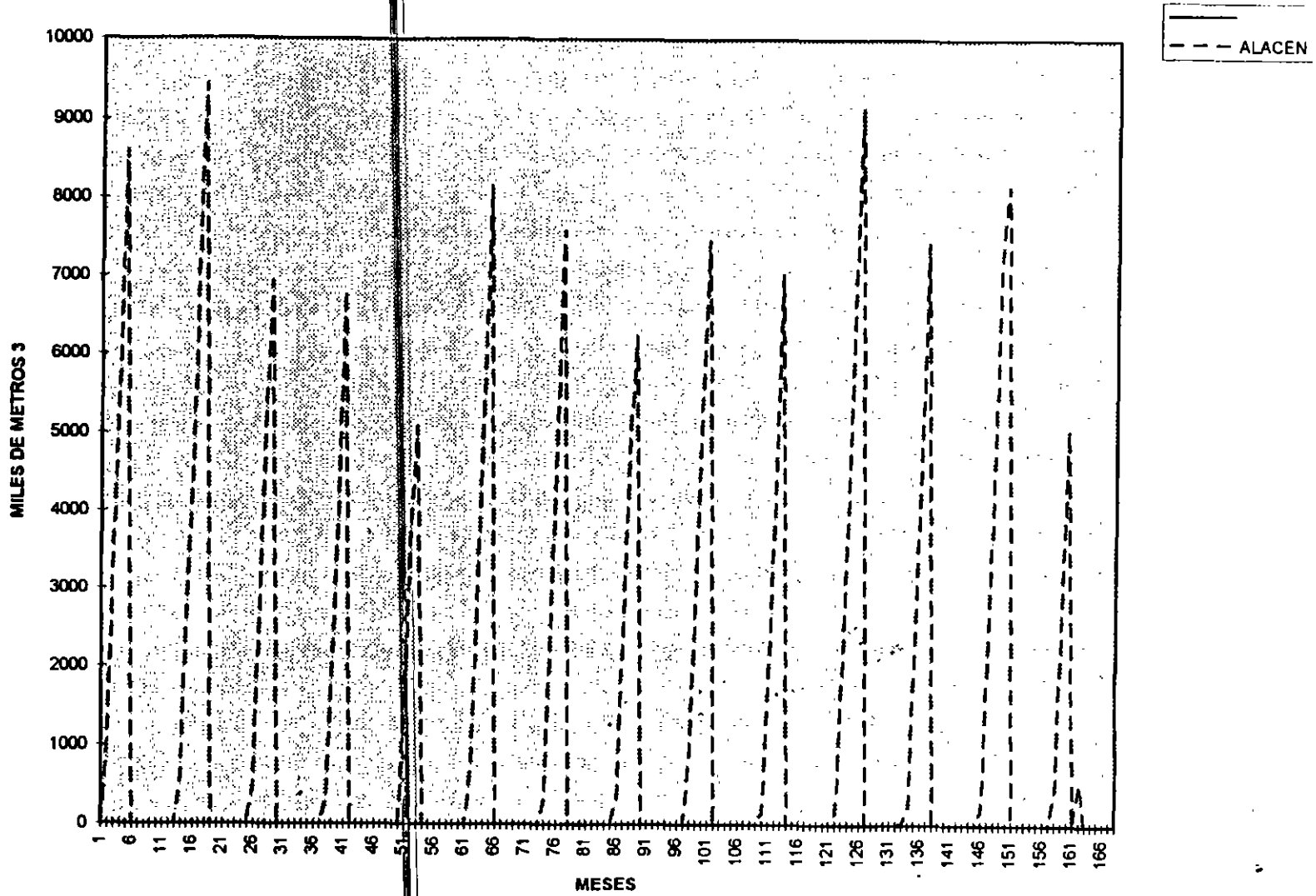
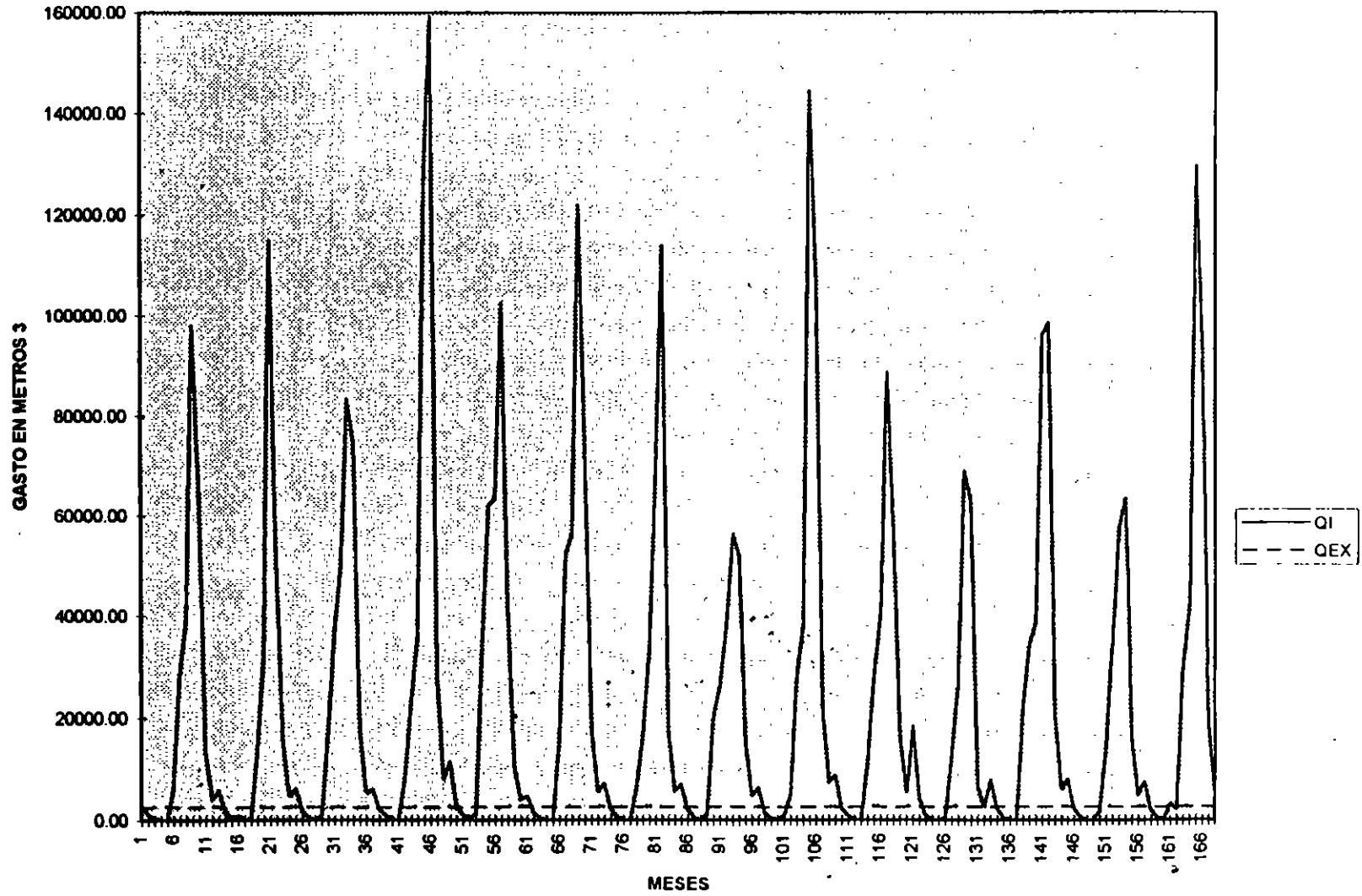


GRAFICO ESCURRIMIENTO EXTRACCIONES





FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS EXACTAS
DIVISION DE INGENIERIA

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : ESTUDIO TOPOGRAFICO

Estudio Topográfico:

Este estudio tiene como objetivo, el conocer las características de los posibles sitios en donde se puede construir la presa. Básicamente requerimos de la información necesaria para determinar los sitios en donde debido a las condiciones del terreno, sea posible la ubicación de estructuras como son:

- a) Cortinas.
- b) Vertederos u obras de excedencias.
- c) Obras de toma.
- d) Obras de desvío.

También el estudio topográfico, nos da información muy importante sobre las características particulares de cada embalse, es decir, las áreas de inundación para diferentes elevaciones del agua. Con estos datos, nosotros podemos determinar las curvas elevaciones capacidades para cada opción posible de embalse.

La curva elevaciones capacidades, resulta muy útil para conocer el volumen de almacenamiento de la presa para diferentes elevaciones del agua dentro de esta.

Un estudio topográfico del embalse además, nos proporciona información necesaria para determinar la capacidad máxima de un embalse, sin que se construyan cortinas auxiliares.

El estudio se inicia con un trabajo fotogrametrico, el cual tiene por objeto identificar los posibles sitios de boquilla, en donde poder alojar la cortina. También, este estudio, nos proporciona información sobre caminos de acceso, poblaciones cercanas así como de las condiciones generales que presentan los diferentes embalses posibles. adicionalmente a esto, el estudio fotogrametrico, nos proporciona información sobre las condiciones geológicas de una manera general y superficial, por medio de este estudio nos podemos dar cuenta del tipo de terreno, de la existencia de grandes fracturas en la roca y de muchos otros detalles mas.

Para iniciar un estudio fotogrametrico, es necesario determinar las líneas de vuelo , las áreas a cubrir y la escala de las fotografías. Por lo general, se realiza un vuelo alto sobre el cauce del río abarcando los parte aguas. Un segundo vuelo mas bajo, se realiza una vez que se han detectado las posibles boquillas.

Por lo general, se recomienda buscar boquillas en las partes bajas de la sierra, con el objeto de aprovechar en su totalidad el potencial del río. Resulta importante también detectar los poblados, ranchos, vías de comunicación, tipos de vegetación y en general todos aquellos elementos que se podrían ver afectados con la construcción de la presa, o bien aquellos que en un momento dado nos pudiesen ser de utilidad al momento de la construcción.

Actualmente mediante el uso de sofisticados equipos de computo, es posible obtener planos topográficos de gran precisión, partiendo de la interpretación de fotografías. La información que nos proporcionan estos planos, resulta de gran importancia para otros estudios que se de realizar dentro del mismo proyecto, mediante el estudio de las fotografías, es posible determinar de una manera bastante precisa, las pendientes y longitudes de todas las corrientes de agua que forman parte de la cuenca que alimentara a la presa. También se pueden determinar, ejes probables de trazo para diversos elementos como pueden ser: caminos de acceso, posibles sitios para instalación de campamentos, plantas trituradoras, plantas de concreto, tuberías de conducción entre otras.

Otro modo de aprovechar la información que nos proporciona este estudio, es la determinación de curvas elevaciones capacidades para las diferentes areas en donde es factible la construcción de alguna presa.

Una vez que se ha completado esta etapa del estudio, es necesario descartar aquellas opciones des favorables, para esto nos vamos a fijar en ciertos puntos como son:

- A) Tipo de boquilla.
- B) Afectaciones
- C) Acceso.
- D) Características del embalse
- E) Distancia entre la presa y la población beneficiada.

A continuación, trataremos de dar una pequeña explicación de cada uno de los puntos anteriores, con el fin de dar una idea mas clara de la importancia de cada uno de ellos.

A) tipo de boquilla:

Resulta sumamente importante establecer para cada emplazamiento posible, el tipo de boquilla que existe, ya que este nos determinara los posibles tipos de cortinas, obras de desvío y obras de excedencia que es posible utilizar. En la naturaleza, es posible encontrar un sin numero de formas de boquillas diferentes, en este punto lo que nos interesa es obtener de manera preliminar un corte transversal de la boquilla por el eje de la posible cortina. En general podríamos definir cuatro tipos básicos de boquilla que serian los siguientes:

A.1 Boquilla en "V": Las laderas de las montañas se encuentran inclinadas, su pendiente es variable, general mente su altura es mayor que su ancho. este tipo de boquillas suele presentar problemas para la ubicación de obras de excedencias.

A.2 Boquilla en " U " : Las laderas de la montaña en ambos márgenes presentan pendientes muy grandes, su altura es mayor que su ancho , generalmente se encuentran en cañones y cañadas muy profundas por lo que además de dificultarse la ubicación de obras de excedencias y desvío, los accesos también representan un problema.

A.3 Boquilla en Trapecio: Este tipo de boquilla se presenta cuando el ancho es mucho grande que la altura, generalmente se encuentran al pie de las montañas, las pendientes de las laderas son por lo general muy suaves y tendidas, este tipo de boquillas da como resultado cortinas sumamente largas.

A.4 Boquilla en "W" : Esta boquilla es mas bien una combinación de cualquiera de las anteriores, la diferencia que la caracteriza es la existencia de algún promontorio o elevación que divide la boquilla en dos o en algunos casos mas secciones.

Además de las boquillas mencionadas, podemos encontrar combinaciones de estas, lo cual ocasiona que se adopten diseños de cortinas poco comunes.

Es necesario mencionar que el estudio Topográfico debe ir de la mano del estudio Geológico, ya que los criterios de selección de posibles boquillas abarcan tanto las características topográficas como las geológicas, es decir un posible emplazamiento pudiese ser ideal desde el punto de vista topográfico, pero es posible que las condiciones geológicas no permitan el emplazamiento de estructuras en esa boquilla.

B) Afectaciones:

Este estudio se refiere a determinar los predios que se van a inundar con la construcción de la presa, pues es necesario indemnizar a los propietarios de estos, por lo general no es un factor de decisión para un proyecto sumamente grande ya que los costos de construcción son incomparablemente mayores que los generados por concepto de indemnización. Para proyectos pequeños o medianos, el costo de las indemnizaciones, resulta un factor importante ya que este toma mas peso dentro del presupuesto total del proyecto.

Sea cual sea la magnitud del proyecto, es muy importante determinar, la existencia de poblaciones, su tamaño, localización, actividades económicas, rasgos socio culturales entre otros, ya que esto es determinante para elegir las características de la renunciación.

Otro tipo de elementos que es importante determinar, es la existencia de zonas arqueológicas y su importancia ya que una vez llenada la presa resultará imposible la exploración de estos.

También es muy importante determinar la localización de vías de comunicación que quedaran dentro de la zona del embalse con el objeto de reubicarlas.

En general el estudio topográfico sobre las afectaciones se limita a la ubicación de los diferentes puntos de importancia y la ubicación del reacomodo de estos.

C) Accesos:

La construcción de una presa origina la construcción de otros elementos auxiliares como son el establecimiento de campamentos provisionales, plantas dosificadoras, plantas trituradoras, explotación de bancos de materiales, construcción de poblaciones para reubicar a aquellas que se encuentran dentro del área del embalse y caminos de acceso para comunicar todos los elementos anteriormente mencionados. De estos caminos, existen algunos definitivos y otros que son provisionales. Cada camino debe de cumplir con las especificaciones de seguridad y servicio suficientes para garantizar su funcionamiento durante su vida útil.

D) Características del Embalse:

Resulta sumamente importante determinar con exactitud las características topográficas del embalse, ya que en base a estas es que se determina la capacidad del embalse.

E) Distancia entre la Presa y la Población beneficiada:

Para el caso de las presas para abastecimiento de agua potable, resulta muy importante la determinación de la distancia entre la presa y la población beneficiada, ya que se deben de proyectar líneas de conducción, estas pueden ser tuberías o canales. Tanto las tuberías como los canales requieren de trazo especial.

Como ya hemos mencionado antes, para el diseño de una presa, resulta indispensable el conocer la capacidad de esta a diferentes alturas, para cada embalse propuesto. Dada la gran variedad de elevaciones a las que podemos requerir conocer el almacenamiento, es necesario determinar lo que se conoce como la curva elevaciones - capacidades para cada embalse determinado.

El principio de la curva elevaciones capacidades es sencillo, se trata de ajustar las capacidades determinadas para diferentes elevaciones, estas capacidades, se grafican de una manera puntual, una vez hecho esto nos damos cuenta que sus comportamiento tiende a ser asintótico con respecto a las elevaciones, es decir, mientras mayor es la elevación necesitamos un menor incremento de altura para obtener un incremento en la capacidad. Esta curva elevaciones - capacidades ajustada es descrita por una ecuación del tipo:

$$V = K \cdot H^N$$

En donde:

V = Volumen total.

H = Elevación del Vaso

K y N son las constantes a determinar.

La forma de construir una curva elevaciones capacidades es la siguiente:

El Primer paso es determinar la poligonal que conforma el perímetro de el área del embalse para diferentes elevaciones, estas poligonales las levantamos a intervalos constantes de elevación, en el caso particular que nos ocupa y debido a que las determine con planimetro en planos topográficos escala 1: 50,000, fueron a intervalos de 20 metros, aun que en la realidad seria ideal tomar intervalos menores por decir algo a cada 10 metros. El intervalo al cual tomamos las poligonales debe de ser tal que nos permita obtener una precisión suficiente para no cometer errores significativos en los cálculos.

El Segundo paso es determinar el área que ocupa el embalse a cada elevación, esta se puede determinar con un planimetro, sobre un dibujo a escala de cada poligonal, o empleando algún otro método. Actualmente con el uso de computadoras, es posible obtener esta área directamente de las poligonales dibujadas en programas de dibujo y de topografía.

El Tercer paso es determinar el volumen existente entre dos elevaciones consecutivas, esto se logra sumando las dos áreas y dividiéndolas entre dos, una vez hecho esto, se multiplica el cociente por la diferencia de elevaciones.

El Cuarto paso es determinar los volúmenes totales para cada elevación, obteniendo un acumulado consecutivo entre cada elevación. Hasta este punto es posible conocer la capacidad para ciertas elevaciones, pero desconocemos las capacidades para elevaciones que no coinciden con las elevaciones de las poligonales obtenidas.

El Quinto paso es graficar los valores de las elevaciones para las capacidades obtenidas. Observando estas, podemos observar que aunque se da una dispersión en mayor o menor grado, los puntos se ajustan a una curva. Si esta curva la graficamos en papel logarítmico, obtenemos una recta.

El Sexto paso es ajustar los valores de las capacidades a una recta. Esto se logra aplicando el método de los mínimos cuadrados. La ecuación que vimos anteriormente queda convertida a una recta de la siguiente manera:

$$\text{Log}(V) = \text{Log}(K) + N \cdot \text{Log}(H)$$

Una vez que se han encontrado los valores de K y de N, es posible aplicar la primera ecuación, con el fin de obtener toda la gama de elevaciones para cualquier capacidad dada.

A la gráfica que es generada mediante esta ecuación es la que se conoce como " Curva Elevaciones - Capacidades". Esta gráfica resulta ser de gran importancia para determinar las elevaciones de distintos puntos importantes en la presa como son:

1.- Nivel de Azolves.

2.- Nivel de Plantilla de la Obra de Toma.

3.- Nivel Mínimo de Operación.

4.- Nivel Máximo Ordinario de Operación.

Así mismo nos es indispensable para llevar acabo la simulación de funcionamiento tanto del vaso , como de la obra de desvío y del llenado del vaso para cierres en diferentes épocas.

Para el estudio de la presa objeto de este trabajo, se analizaron varias posibles boquillas, de las cuales, obtuvimos la sección transversal de boquilla, curva elevaciones capacidades, y un pequeño estudio de las afectaciones así como de sus ventajas y desventajas de cada una de ellas.

Las boquillas estudiadas fueron:

Sitio 1 Chilcahute.

Sitio 2 El Higo.

Sitio 3 Mesillas.

Sitio 4 El Montor.

A continuación daremos una breve descripción de cada uno de estos sitios dando sus características mas importantes:

A) Sitio "Chilcahuite":

Se trata de una cortina ubicada en las coordenadas: 17 grados 47 minutos de latitud norte y 101 grados 29 minutos de longitud oeste, sus áreas de embalses y volúmenes a diferentes elevaciones son:

Cota:	KM2	Vol. M3	Vol. Acum. M3
140	0.025	0	0
160	0.1996	2,245,500	2,245,500
180	0.5988	7,984,020	10,229,520
200	1.7960	23,952,090	34,181,610

En cuanto a afectaciones, este embalse propuesto, solo inunda terrenos de labranza, y un camino que corre desde la carretera hasta el poblado " El Conejo" y después se dirige hacia otros poblados.

La altura máxima de la cortina factible es de 60 metros, con una longitud total de 250 metros.

B) Sitio " El Higo":

La cortina se encuentra ubicada en las coordenadas: 17 grados 48 minutos 30 segundos de latitud norte y 101 grados 28 minutos 30 segundos de longitud oeste.

Sus áreas de embalses y volúmenes a diferentes elevaciones son:

Cota	KM2	Vol. M3	Vol. Acum. M3
200	0.38256	0	0
220	1.19760	15,801,600	15,801,600
240	3.06880	42,664,000	58,465,600
260	5.46407	85,328,700	143,794,300

En cuanto a afectaciones, este embalse propuesto inunda a la cota 240 lo siguiente: "El Higo", " Los Papayos", " El Montor", "Zumatlan" así como una serie de caminos vecinales. población total afectada es de: 4000 habitantes, si inundáramos hasta la cota 240 pero la realidad es que para los requerimientos de la presa, esta tendrá una elevación menor.

La altura Máxima de Cortina Factible es de 60 metros con una longitud de 250 metros, en la cota 260, para la cota 240 la elevación de la cortina seria de 40 metros, y su longitud máxima de 205 metros.

C) Sitio " Mesillas":

La cortina esa ubicada en las coordenadas: 17 grados 48 minutos 30 segundos de latitud norte y 101 grados 27 minutos 30 segundos de longitud oeste.

Sus areas de embalses y volúmenes a diferentes elevaciones son:

Cota	KM2	Vol. M3	Vol. Acum. M3
200	0.1996	0	0
220	0.6986	8,982,000	8,982,000
240	2.0460	27,446,000	36,428,000
260	3.6590	57,050,000	93,478,000

En cuanto a afectaciones, este embalse propuesto hasta la cota 240 inunda los siguiente: " Los Papayos", " El Montor", "Zumatlan", así como diversas vías de comunicación. La población total afectada es de 3500 habitantes si se inundara hasta la cota 240 pero en realidad se inundara a una cota menor, para los requerimientos de esta presa.

La altura máxima de cortina factible es de 60 metros con una longitud de 250 metros, para la cota 240 la elevación de la cortina seria de 40 metros, con una longitud de 175 metros.

D) Sitio " El Monitor":

La cortina se ubica en las siguientes coordenadas geográficas: 17 grados 49 minutos 30 segundos de latitud norte y 101 grados 26 minutos 30 segundos de longitud oeste .

Sus areas de embalses y volúmenes a diferentes elevaciones son:

Cota	KM2	Vol. M3	Vol. Acum. M3
240	0.523950	0.000	0
260	0.657019	11,809,690	11,809,690
280	2.176658	28,336,770	40,146,460
300	4.258150	64,348,080	104,494,540
320	7.485000	117,431,500	221,926,040

En cuanto a afectaciones, este embalse propuesto a la cota 320 inunda lo siguiente: " El Hujal", " El Limón", "Plan de Hernandez", " Espinalillo", " El Guayabal", así como diversas vías de comunicación, y tierras de cultivo. La población afectada es de 3000 habitantes, pero para efectos de esta presa, se inundara a una cota bastante menor.

La altura de cortina factible es de 80 metros, con una longitud máxima de 350 metros, para la cota 280 la altura de cortina es de 40 metros, con una longitud de 250 metros.

Determinación de la Ecuación de las Curvas Elevaciones Capacidades:

A) Sitio " Chilcahuite "

$H = 1.02166572329 * V^{0.233426242183}$
La correlación es de 0.99899

B) Sitio: " El Higo "

$H = 0.959930689233 * V^{0.205518799846}$
La correlación es de 0.98941

C) Sitio " Mesillas "

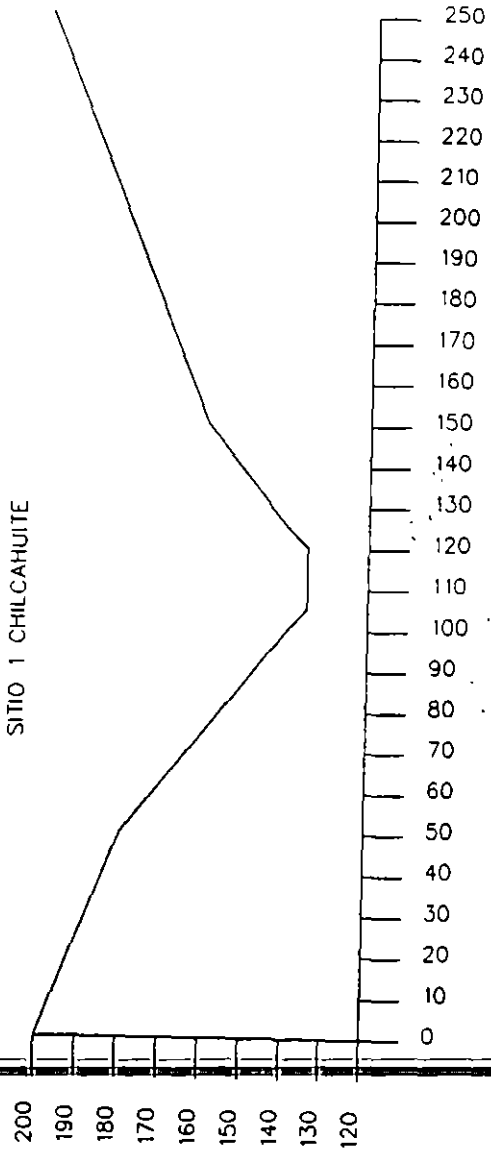
$H = 0.959069311909 * V^{0.211417913639}$
La correlación es de 0.99071

D) Sitio " El Montor "

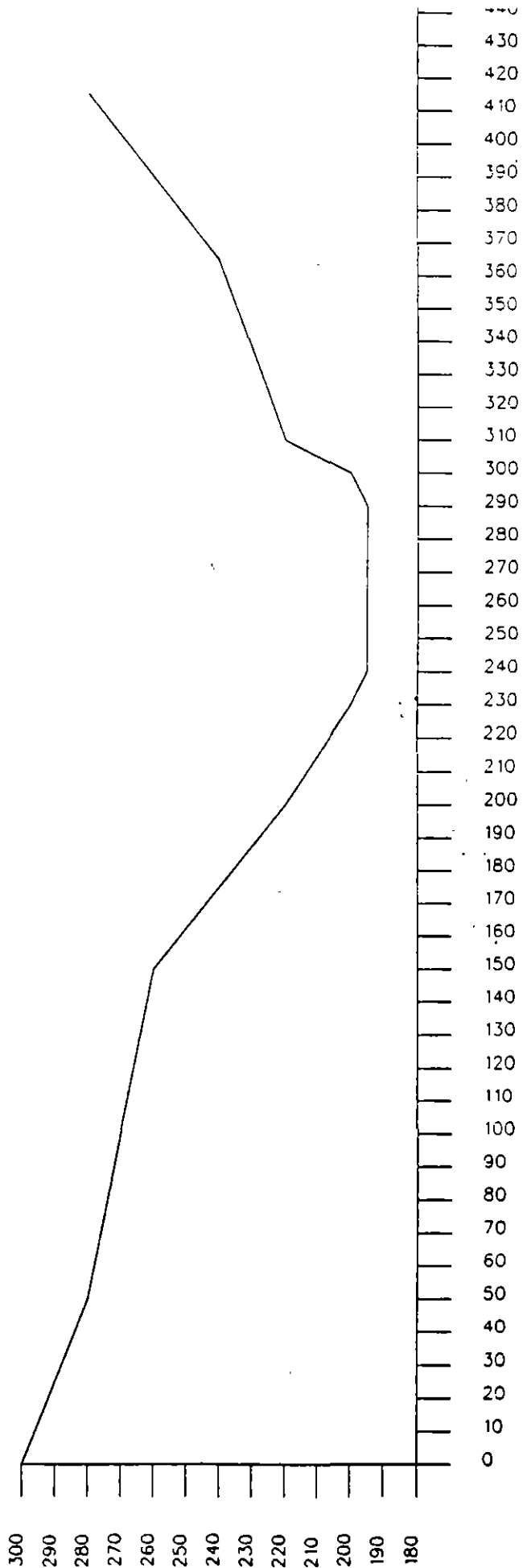
$H = 0.933464456392 * V^{0.216932495558}$
La Correlación es de :0.9868

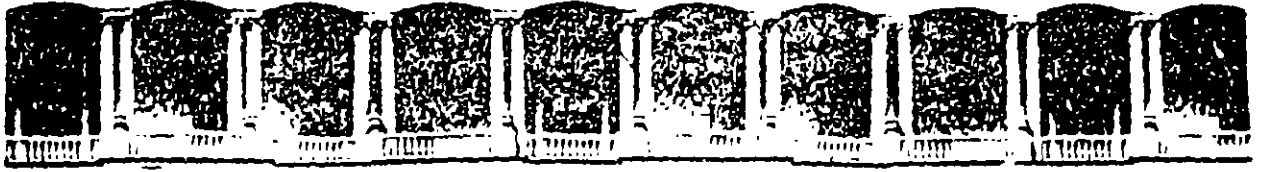
Con esto damos por terminado el estudio topográfico, en el cual hemos obtenido datos de suma importancia para la determinación del sitio en el cual se desplantara la cortina, y también se ha obtenido la información suficiente para determinar el funcionamiento de vaso.

SITIO 1 CHILCAHUITE



SITIO 2 EL HIGO





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : ESTUDIO GEOLOGICO

20.5	0.63	0.74	0.83	0.93	1.13	1.41	1.77	2.64	3.53	3.9
20.75	0.62	0.74	0.81	0.93	1.12	1.4	1.76	2.64	3.51	3.88
21	0.61	0.74	0.82	0.92	1.12	1.4	1.75	2.62	3.48	3.86
21.25	0.61	0.73	0.81	0.92	1.11	1.38	1.74	2.6	3.46	3.83
21.5	0.61	0.73	0.8	0.91	1.1	1.38	1.72	2.58	3.44	3.81
21.75	0.6	0.72	0.8	0.91	1.09	1.37	1.72	2.57	3.42	3.78
22	0.6	0.72	0.79	0.9	1.09	1.36	1.71	2.56	3.4	3.77
22.25	0.6	0.72	0.79	0.89	1.08	1.35	1.7	2.54	3.38	3.74
22.5	0.59	0.71	0.78	0.89	1.08	1.35	1.68	2.52	3.36	3.72
22.75	0.59	0.7	0.79	0.89	1.07	1.33	1.68	2.51	3.34	3.69
23	0.58	0.71	0.77	0.88	1.06	1.33	1.67	2.5	3.32	3.68
23.25	0.59	0.69	0.77	0.87	1.05	1.33	1.66	2.48	3.3	3.65
23.5	0.58	0.7	0.77	0.87	1.06	1.31	1.65	2.46	3.29	3.64
23.75	0.57	0.69	0.76	0.87	1.04	1.31	1.64	2.46	3.26	3.61
24	0.58	0.69	0.76	0.86	1.04	1.3	1.63	2.44	3.25	3.6

717.23

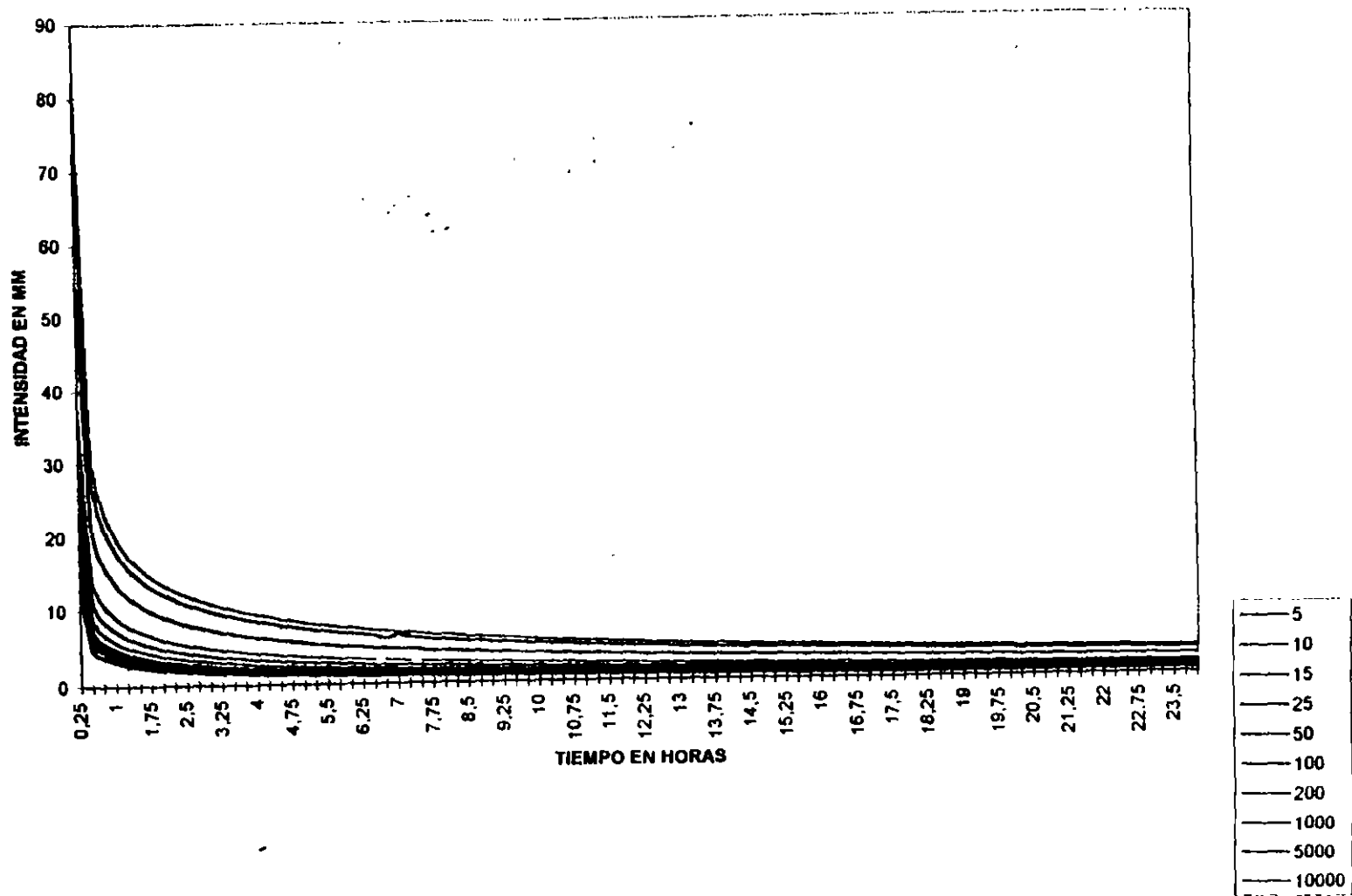
D	5	10	15	25	50	100	200	1000	5000	10000
0.25	12.79	15.33	16.93	19.2	23.19	29.02	36.4	54.46	72.48	80.23
0.5	6.05	6.05	6.68	7.58	9.15	11.46	14.36	21.5	28.6	31.67
0.75	3.83	4.59	5.07	5.75	6.95	8.69	10.91	16.32	21.72	24.04
1	3.21	3.85	4.25	4.82	5.82	7.28	9.13	13.66	18.18	20.12
1.25	2.81	3.37	3.72	4.22	5.1	6.38	8	11.97	15.94	17.64
1.5	2.53	3.03	3.35	3.8	4.59	5.74	7.21	10.79	14.34	15.88
1.75	2.32	2.78	3.07	3.49	4.21	5.27	6.6	9.88	13.15	14.56
2	2.16	2.58	2.85	3.23	3.9	4.89	6.13	9.17	12.21	13.51
2.25	2.02	2.42	2.68	3.03	3.66	4.57	5.74	8.59	11.43	12.65
2.6	1.9	2.29	2.52	2.86	3.45	4.33	5.42	8.11	10.79	11.95
2.75	1.81	2.16	2.39	2.71	3.28	4.09	5.15	7.7	10.25	11.34
3	1.73	2.07	2.28	2.59	3.13	3.92	4.91	7.34	9.76	10.81
3.25	1.66	1.98	2.18	2.48	2.99	3.74	4.69	7.03	9.36	10.36
3.5	1.6	1.9	2.1	2.38	2.88	3.6	4.52	6.75	8.99	9.94
3.75	1.53	1.83	2.02	2.29	2.77	3.47	4.35	6.51	8.65	9.59
4	1.48	1.77	1.96	2.22	2.67	3.35	4.19	6.28	8.37	9.25
4.25	1.42	1.71	1.89	2.14	2.59	3.24	4.07	6.08	8.09	8.97
4.5	1.38	1.66	1.83	2.08	2.52	3.14	3.94	5.9	7.85	8.69
4.75	1.35	1.61	1.78	2.02	2.44	3.05	3.83	5.73	7.63	8.44
5	1.3	1.57	1.74	1.97	2.37	2.98	3.73	5.58	7.42	8.21
5.25	1.28	1.53	1.69	1.91	2.32	2.89	3.63	5.44	7.23	8.01
5.5	1.26	1.49	1.64	1.87	2.25	2.83	3.55	5.3	7.06	7.81
5.75	1.24	1.46	1.6	1.83	2.21	2.75	3.46	5.17	6.89	7.62
6	1.19	1.42	1.58	1.78	2.15	2.7	3.38	5.06	6.73	7.46
6.25	1.16	1.4	1.54	1.74	2.11	2.64	3.31	4.96	6.59	7.29
6.5	1.14	1.36	1.48	1.72	2.07	2.58	3.24	4.85	6.46	7.15
6.75	1.12	1.34	1.51	1.67	2.02	2.54	3.18	4.75	5.98	7
7	1.09	1.31	1.45	1.65	1.99	2.48	3.12	4.66	6.55	6.87
7.25	1.08	1.29	1.42	1.61	1.95	2.44	3.05	4.58	6.09	6.74
7.5	1.05	1.27	1.4	1.58	1.91	2.4	3.01	4.5	5.99	6.63
7.75	1.04	1.24	1.37	1.56	1.88	2.35	2.95	4.42	5.88	6.51
8	1.02	1.23	1.35	1.53	1.86	2.32	2.91	4.34	5.78	6.4
8.25	1.01	1.2	1.33	1.51	1.82	2.27	2.86	4.28	5.69	6.3
8.5	0.99	1.18	1.31	1.49	1.79	2.25	2.81	4.21	5.6	6.19
8.75	0.97	1.17	1.29	1.46	1.76	2.21	2.77	4.14	5.52	6.11
9	0.96	1.15	1.27	1.44	1.74	2.17	2.73	4.09	5.43	6.02
9.25	0.94	1.13	1.25	1.42	1.72	2.15	2.69	4.02	5.36	5.92
9.5	0.93	1.12	1.23	1.39	1.69	2.11	2.65	3.97	5.28	5.85
9.75	0.92	1.1	1.22	1.38	1.66	2.09	2.62	3.91	5.21	5.77
10	0.91	1.09	1.2	1.37	1.65	2.05	2.58	3.87	5.14	5.69

10.25	0.89	1.07	1.18	1.34	1.62	2.04	2.55	3.81	5.07	5.61
10.5	0.89	1.06	1.17	1.33	1.61	2	2.51	3.77	5.01	5.55
10.75	0.87	1.05	1.16	1.31	1.58	1.98	2.49	3.71	4.95	5.48
11	0.86	1.03	1.14	1.29	1.56	1.96	2.46	3.68	4.89	5.41
11.25	0.86	1.02	1.13	1.28	1.55	1.94	2.42	3.63	4.83	5.35
11.5	0.84	1.01	1.11	1.27	1.53	1.91	2.4	3.59	4.78	5.28
11.75	0.83	1	1.11	1.25	1.51	1.89	2.37	3.55	4.72	5.23
12	0.83	0.99	1.09	1.24	1.49	1.87	2.35	3.51	4.67	5.17
12.25	0.81	0.97	1.08	1.22	1.48	1.85	2.32	3.47	4.62	5.12
12.5	0.81	0.97	1.08	1.21	1.47	1.83	2.29	3.43	4.57	5.06
12.75	0.8	0.96	1.06	1.2	1.44	1.81	2.28	3.4	4.53	5
13	0.79	0.95	1.05	1.19	1.44	1.79	2.26	3.37	4.48	4.96
13.25	0.78	0.93	1.03	1.17	1.41	1.78	2.21	3.33	4.43	4.91
13.5	0.77	0.93	1.03	1.16	1.41	1.76	2.21	3.3	4.39	4.86
13.75	0.77	0.92	1.01	1.16	1.39	1.74	2.18	3.27	4.35	4.81
14	0.76	0.91	1.01	1.14	1.38	1.72	2.17	3.23	4.31	4.77
14.25	0.75	0.91	1	1.13	1.37	1.71	2.14	3.21	4.26	4.72
14.5	0.75	0.89	0.98	1.12	1.35	1.69	2.12	3.18	4.23	4.68
14.75	0.74	0.89	0.98	1.11	1.34	1.68	2.11	3.15	4.19	4.64
15	0.73	0.87	0.97	1.1	1.33	1.66	2.08	3.12	4.16	4.6
15.25	0.73	0.88	0.97	1.09	1.32	1.65	2.07	3.09	4.12	4.56
15.5	0.72	0.86	0.95	1.08	1.3	1.64	2.05	3.07	4.08	4.52
15.75	0.71	0.86	0.94	1.07	1.3	1.62	2.04	3.04	4.05	4.48
16	0.71	0.849	0.94	1.07	1.28	1.61	2.01	3.02	4.02	4.45
16.25	0.7	0.841	0.93	1.05	1.28	1.59	2	3	3.98	4.41
16.5	0.7	0.83	0.93	1.05	1.26	1.58	1.99	2.97	3.95	4.37
16.75	0.69	0.83	0.91	1.04	1.26	1.57	1.97	2.94	3.92	4.34
17	0.69	0.83	0.91	1.03	1.24	1.56	1.95	2.92	3.89	4.31
17.25	0.68	0.81	0.9	1.02	1.24	1.55	1.94	2.91	3.86	4.27
17.5	0.68	0.81	0.9	1.02	1.22	1.53	1.93	2.88	3.83	4.24
17.75	0.67	0.81	0.88	1	1.22	1.52	1.91	2.85	3.81	4.21
18	0.66	0.79	0.89	1	1.21	1.52	1.89	2.84	3.77	4.18
18.25	0.67	0.8	0.87	1	1.2	1.5	1.89	2.82	3.75	4.15
18.5	0.65	0.78	0.87	0.98	1.19	1.49	1.86	2.79	3.72	4.12
18.75	0.68	0.79	0.86	0.98	1.18	1.48	1.86	2.78	3.7	4.09
19	0.62	0.77	0.86	0.97	1.18	1.47	1.84	2.76	3.67	4.06
19.25	0.64	0.77	0.85	0.97	1.16	1.46	1.83	2.74	3.64	4.04
19.5	0.64	0.77	0.85	0.96	1.16	1.45	1.82	2.72	3.62	4
19.75	0.64	0.76	0.84	0.95	1.16	1.43	1.81	2.7	3.6	3.99
20	0.63	0.76	0.83	0.95	1.14	1.44	1.79	2.69	3.57	3.95
20.25	0.62	0.75	0.83	0.94	1.13	1.42	1.79	2.67	3.55	3.93

20.25	105.37	126.31	139.48	158.21	191.1	239.12	299.94	448.78	597.21	661.07
20.5	106	127.05	140.31	159.14	192.23	240.53	301.71	451.42	600.74	664.97
20.75	106.52	127.79	141.12	160.07	193.35	241.93	303.47	454.06	604.25	668.85
21	107.23	128.53	141.94	160.99	194.47	243.33	305.22	456.68	607.73	672.71
21.25	107.84	129.26	142.75	161.91	195.58	244.71	306.96	459.28	611.19	676.54
21.5	108.35	129.99	143.55	162.82	196.68	246.09	308.68	461.86	614.63	680.35
21.75	109.05	130.71	144.35	163.73	197.77	247.46	310.4	464.43	618.05	684.13
22	109.65	131.43	145.14	164.63	198.86	248.82	312.11	466.99	621.45	687.9
22.25	110.25	132.16	145.93	165.52	199.94	250.17	313.81	469.53	624.83	691.64
22.5	110.84	132.86	146.71	166.41	201.02	251.52	315.49	472.05	628.19	695.36
22.75	111.43	133.56	147.5	167.3	202.09	252.85	317.17	474.56	631.53	699.05
23	112.01	134.27	148.27	168.18	203.15	254.18	318.84	477.06	634.85	702.73
23.25	112.58	134.96	149.04	169.05	204.2	255.51	320.5	479.54	638.15	706.38
23.5	113.15	135.66	149.81	169.92	205.26	256.82	322.15	482	641.44	710.02
23.75	113.75	136.35	150.57	170.79	206.3	258.13	323.79	484.46	644.7	713.63
24	114.33	137.04	151.33	171.65	207.34	259.43	325.42	486.9	647.95	717.23
P.MEDIA	4.76375	6.71	6.30541667	7.15208333	8.63916667	10.80958333	13.5591667	20.2875	26.9979167	29.8845833

29.8845833

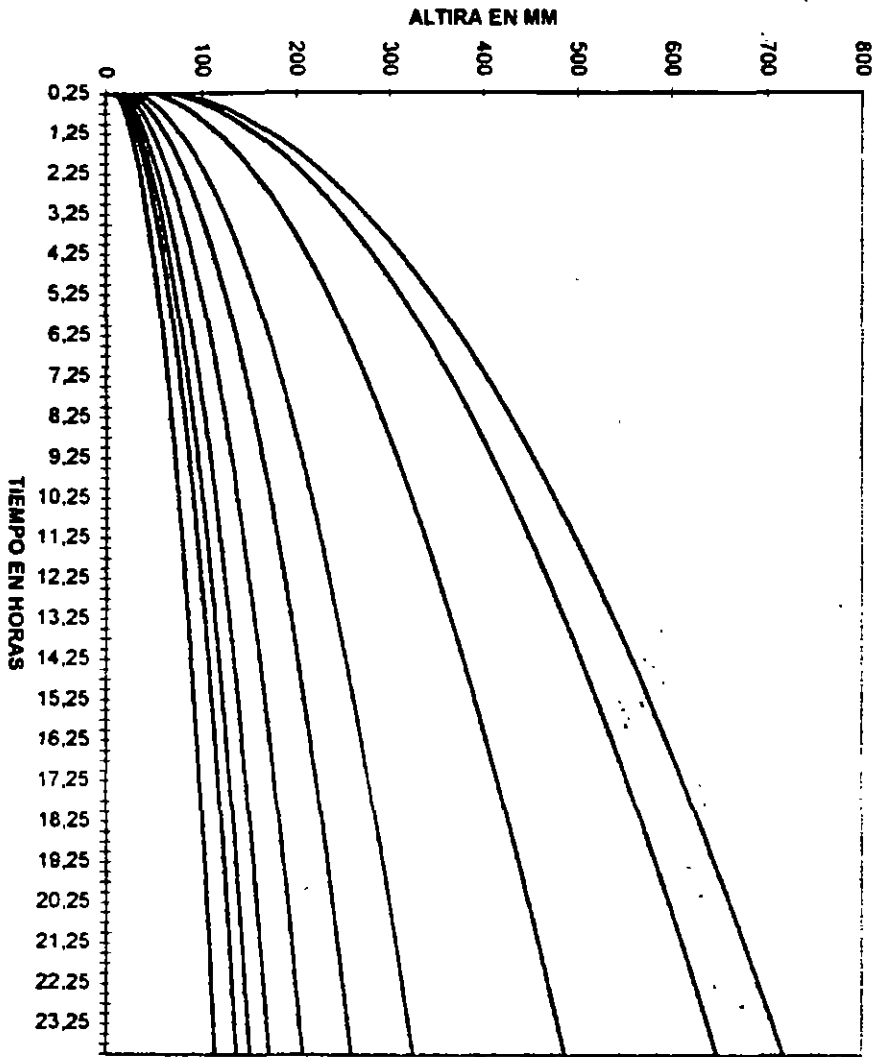
CURVA INTENSIDAD DURACION PERIODO DE RETORNO



TR
D

	5	10	15	25	50	100	200	1000	5000	10000
0.25	12.79	15.33	16.93	19.2	23.19	29.02	36.4	54.46	72.48	80.23
0.5	17.84	21.38	23.61	26.78	32.34	40.48	50.76	75.96	101.08	111.9
0.75	21.67	25.97	28.68	32.53	39.29	49.17	61.67	92.28	122.8	135.94
1	24.88	29.82	32.93	37.35	45.11	56.45	70.8	105.94	140.98	156.06
1.25	27.69	33.19	36.65	41.57	50.21	62.83	78.8	117.91	156.92	173.7
1.5	30.22	36.22	40	46.37	54.8	68.57	86.01	128.7	171.26	189.58
1.75	32.54	39	43.07	48.86	59.01	73.84	92.61	138.58	184.41	204.14
2	34.69	41.58	45.92	52.09	62.91	78.73	98.74	147.75	196.62	217.65
2.25	36.71	44	48.6	55.12	66.57	83.3	104.48	156.34	208.05	230.3
2.5	38.61	46.28	51.12	57.98	70.02	87.63	109.9	164.45	218.84	242.25
2.75	40.42	48.45	53.51	60.69	73.3	91.72	115.05	172.15	229.09	253.59
3	42.15	50.52	55.79	63.28	76.43	95.64	119.96	179.49	238.85	264.4
3.25	43.8	52.5	57.97	66.76	79.42	99.38	124.65	186.52	248.21	274.76
3.5	45.38	54.4	60.07	68.14	82.3	102.98	129.17	193.27	257.2	284.7
3.75	46.91	56.23	62.09	70.43	85.07	106.45	133.52	199.78	265.85	294.29
4	48.39	58	64.05	72.65	87.74	109.8	137.71	206.06	274.22	303.54
4.25	49.81	59.71	65.94	74.79	90.33	113.04	141.78	212.14	282.31	312.51
4.5	51.2	61.37	67.77	76.87	92.85	116.18	145.72	218.04	290.16	321.2
4.75	52.56	62.98	69.55	78.89	95.29	119.23	149.55	223.77	297.79	329.64
5	53.86	64.55	71.29	80.86	97.66	122.21	153.28	229.35	305.21	337.85
5.25	55.13	66.08	72.98	82.77	99.98	125.1	156.91	234.79	312.44	345.86
5.5	56.38	67.57	74.62	84.64	102.23	127.93	160.46	240.09	319.5	353.67
5.75	57.59	69.03	76.22	86.47	104.44	130.68	163.92	245.26	326.39	361.29
6	58.78	70.45	77.8	88.25	106.59	133.38	167.3	250.32	333.12	368.75
6.25	59.94	71.85	79.34	89.99	108.7	136.02	170.61	255.28	339.71	376.04
6.5	61.08	73.21	80.82	91.71	110.77	138.6	173.85	260.13	346.17	383.19
6.75	62.2	74.55	82.33	93.38	112.79	141.14	177.03	264.88	352.15	390.19
7	63.29	75.86	83.78	95.03	114.78	143.62	180.15	269.54	358.7	397.06
7.25	64.37	77.15	85.2	96.64	116.73	146.06	183.2	274.12	364.79	403.8
7.5	65.42	78.42	86.6	98.22	118.64	148.46	186.21	278.62	370.78	410.43
7.75	66.46	79.66	87.97	99.78	120.52	150.81	189.16	283.04	376.66	416.94
8	67.48	80.89	89.32	101.31	122.38	153.13	192.07	287.38	382.44	423.34
8.25	68.49	82.09	90.65	102.82	124.2	155.4	194.93	291.66	388.13	429.64
8.5	69.48	83.27	91.96	104.31	125.99	157.65	197.74	295.87	393.73	435.83
8.75	70.45	84.44	93.25	105.77	127.75	159.86	200.51	300.01	399.25	441.94
9	71.41	85.59	94.52	107.21	129.49	162.03	203.24	304.1	404.68	447.96
9.25	72.35	86.72	95.77	108.63	131.21	164.18	205.93	308.12	410.04	453.88
9.5	73.28	87.84	97	110.02	132.9	166.29	208.58	312.09	415.32	459.73
9.75	74.2	88.94	98.22	111.4	134.56	168.38	211.2	316	420.53	465.5

10	75.11	90.03	99.42	112.77	136.21	170.43	213.78	319.87	425.67	471.19
10.25	76	91.1	100.6	114.11	137.83	172.47	216.33	323.68	430.74	476.8
10.5	76.89	92.16	101.77	115.44	139.44	174.47	218.84	327.45	435.75	482.35
10.75	77.76	93.21	102.93	116.75	141.02	176.45	221.33	331.16	440.7	487.83
11	78.62	94.24	104.07	118.04	142.58	178.41	223.79	334.84	445.59	493.24
11.25	79.48	95.26	105.2	119.32	144.13	180.35	226.21	338.47	450.42	498.59
11.5	80.32	96.27	106.31	120.59	145.66	182.26	228.61	342.06	455.2	503.87
11.75	81.15	97.27	107.42	121.84	147.17	184.15	230.98	345.61	459.92	509.1
12	81.98	98.26	108.51	123.08	148.66	186.02	233.33	349.12	464.59	514.27
12.25	82.79	99.23	109.59	124.3	150.14	187.87	235.65	352.59	469.21	519.39
12.5	83.6	100.2	110.65	125.51	151.61	189.7	237.94	356.02	473.78	524.45
12.75	84.4	101.18	111.71	126.71	153.05	191.51	240.22	359.42	478.31	529.45
13	85.19	102.11	112.76	127.9	154.49	193.3	242.48	362.79	482.79	534.41
13.25	85.97	103.04	113.79	129.07	155.9	195.08	244.69	366.12	487.22	539.32
13.5	86.74	103.97	114.82	130.23	157.31	196.84	246.9	369.42	491.61	544.18
13.75	87.51	104.89	115.83	131.39	158.7	198.58	249.08	372.69	495.96	548.99
14	88.27	105.8	116.84	132.53	160.08	200.3	251.25	375.92	500.27	553.76
14.25	89.02	106.71	117.84	133.66	161.45	202.01	253.39	379.13	504.53	558.48
14.5	89.77	107.6	118.82	134.78	162.8	203.7	255.51	382.31	508.76	563.16
14.75	90.51	108.49	119.8	135.89	164.14	205.38	257.62	385.46	512.95	567.8
15	91.24	109.38	120.77	136.99	165.47	207.04	259.7	388.58	517.11	572.4
15.25	91.97	110.24	121.74	138.08	166.79	208.69	261.77	391.67	521.23	576.96
15.5	92.69	111.1	122.69	139.16	168.09	210.33	263.82	394.74	525.31	581.48
15.75	93.4	111.96	123.63	140.23	169.39	211.95	265.86	397.78	529.36	585.96
16	94.11	112.809	124.57	141.3	170.67	213.56	267.87	400.8	533.38	590.41
16.25	94.81	113.65	125.5	142.36	171.95	215.15	269.87	403.8	537.36	594.82
16.5	95.51	114.48	126.43	143.4	173.21	216.73	271.86	406.77	541.31	599.19
16.75	96.2	115.31	127.34	144.44	174.47	218.3	273.83	409.71	545.23	603.53
17	96.89	116.14	128.25	145.47	175.71	219.86	275.78	412.63	549.12	607.84
17.25	97.57	116.95	129.15	146.49	176.95	221.41	277.72	415.54	552.98	612.11
17.5	98.25	117.76	130.05	147.51	178.17	222.94	279.65	418.42	556.81	616.35
17.75	98.92	118.57	130.93	148.51	179.39	224.46	281.56	421.27	560.62	620.56
18	99.58	119.36	131.82	149.51	180.6	225.98	283.45	424.11	564.39	624.74
18.25	100.25	120.16	132.69	150.51	181.8	227.48	285.34	426.93	568.14	628.89
18.5	100.9	120.94	133.56	151.49	182.99	228.97	287.2	429.72	571.86	633.01
18.75	101.58	121.73	134.42	152.47	184.17	230.45	289.06	432.5	575.56	637.1
19	102.2	122.5	135.28	153.44	185.35	231.92	290.9	435.26	579.23	641.16
19.25	102.84	123.27	136.13	154.41	186.51	233.38	292.73	438	582.87	645.2
19.5	103.48	124.04	136.98	155.37	187.67	234.83	294.55	440.72	586.49	649.2
19.75	104.12	124.8	137.82	156.32	188.83	236.26	296.36	443.42	590.09	653.19
20	104.75	125.56	138.65	157.27	189.97	237.7	298.15	446.11	593.66	657.14



CURVA ALTAURA DE PRECIPITACION TIEMPO PERIODO DE RETORNO

5
10
15
25
50
100
200
1000
5000
10000

TR

	OBS	T-1/T	ESTIM	EST-OBS2
23	230	0.956521739	163.46	4427.5716
22	169.03	0.954545455	161.66	54.3169
21	129	0.952380952	159.8	948.64
20	121.22	0.95	157.89	1344.6889
19	120	0.947368421	155.91	1289.5281
18	120	0.944444444	153.86	1146.4996
17	102	0.941176471	151.72	2472.0784
16	100	0.9375	149.5	2450.25
15	98	0.933333333	147.17	2417.6889
14	95	0.928571429	144.722	2472.277284
13	94.5	0.923076923	142.13	2268.6169
12	90.91	0.916666667	139.38	2349.3409
11	82	0.909090909	136.44	2963.7136
10	80	0.9	133.27	2837.6929
9	67.5	0.888888889	129.82	3883.7824
8	66	0.875	126.02	3602.4004
7	64	0.857142857	121.76	3336.2176
6	62	0.833333333	116.9	3014.01
5	60	0.8	111.18	2619.3924
4	60	0.75	104.15	1949.2225
3	50	0.666666667	94.91	2016.9081
2	50	0.5	80.88	953.5744
1	29	0	0	841
				227.2870691

TR	T-1/T	HP24
5	0.8	111.18
10	0.9	133.27
15	0.93333333	147.17
25	0.96	166.93
50	0.98	201.63
100	0.99	252.29
200	0.995	316.46
1000	0.999	473.5
5000	0.9998	630.12
10000	0.9998	697.49

GUMBELL II CON 4 CASTOS CICLONICOS

NORD.	HP	GASTOS CICLONICOS		GASTOS NO CILCONICOS		P =	
1	230	1	230	1	120		0.82608696
2	169.03	2	169.03	2	120	DS1	24.7823748
3	129	3	129	3	102	DS2	49.7495014
4	121.22	4	121.22	4	100	M1	78.4689474
5	120	MEDIA	162.3125	5	98	M2	162.3125
6	120	DS	49.7495014	6	95		
7	102			7	94.5	OY1	1.05436
8	100			8	90.91	OY2	0.37984
9	98			9	82	UY1	0.52144
10	95			10	80	UY2	0.19808
11	94.5			11	67.5		
12	90.91			12	66	A1	0.04254475
13	82			13	64	A2	0.00763505
14	80			14	62	B1	66.2126767
15	67.5			15	60	B2	136.368994
16	66			16	60		
17	64			17	50	E =	2.71828183
18	62			18	50		
19	60			19	29		
20	60			MEDIA	78.4689474		
21	50			DS	24.7823748		
22	50						
23	29						

RESOLVIENDO POR GUMBEL //

NORD	HP	
1		230
2		169.03
3		129
4		121.22
5		120
6		120
7		102
8		100
9		98
10		95
11		94.5
12		90.91
13		82
14		80
15		87.5
16		68
17		64
18		62
19		60
20		60
21		60
22		60
23		29

GASTOS CICLONICOS

1	230
2	169.03
3	129
MEDIA	176.01
DS	50.8604984

P = 0.86956655

DS1 25.9466564
 DS2 60.8604984
 M1 80.6065
 M2 176.01

OY1 0.01066
 OY2 0.5238
 UY1 0.428
 UY2 1.0628

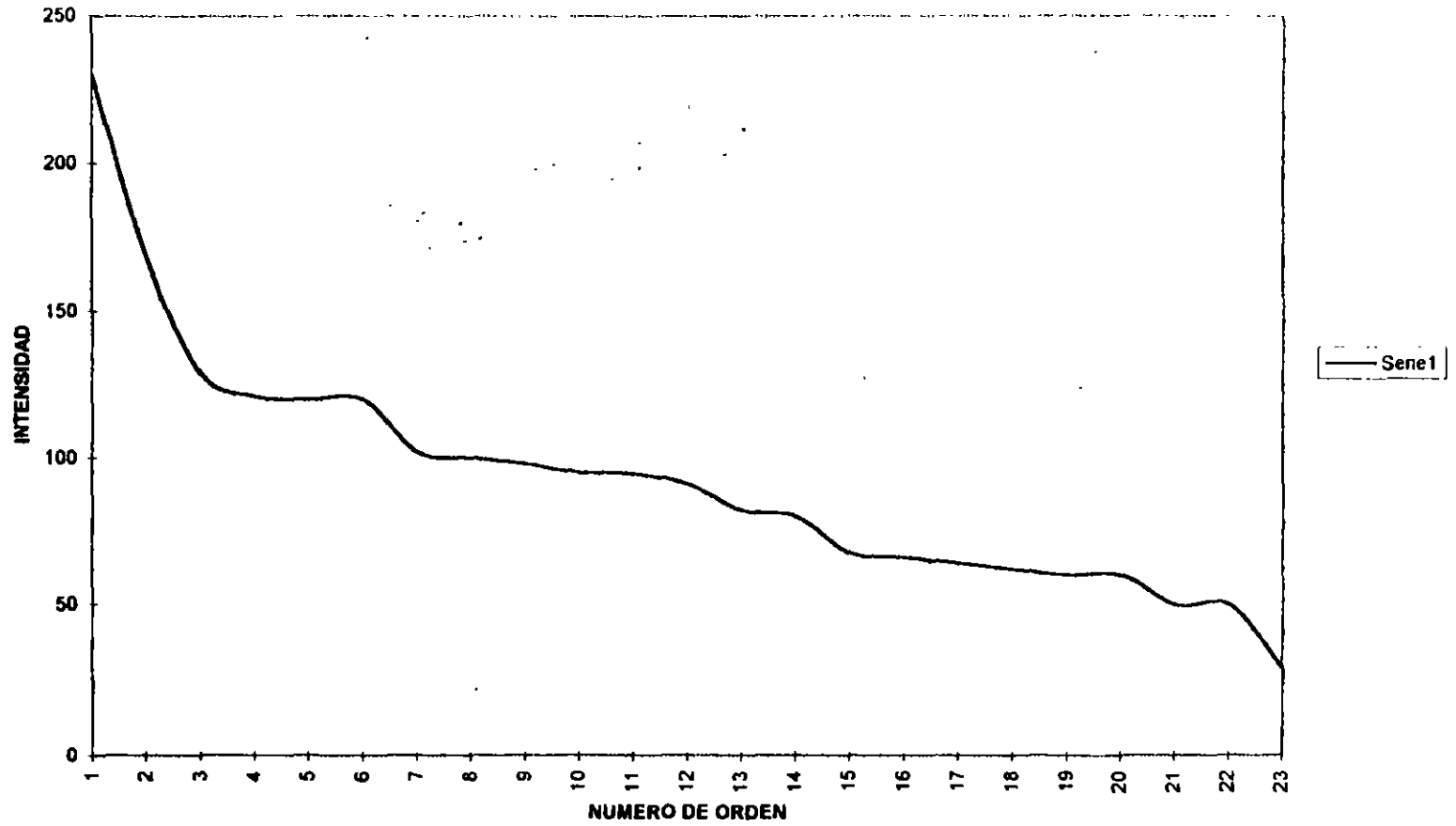
A1 0.04098098
 A2 0.01029483
 B1 70.2063538
 B2 72.7736789

E = 2.71828183

GASTOS NORMALES

4	121.22
5	120
6	120
7	102
8	100
9	98
10	95
11	94.5
12	90.91
13	82
14	80
15	87.5
16	68
17	64
18	62
19	60
20	60
21	50
22	50
23	29
MEDIA	80.6065
DS	25.9466564

GRAFICA NUMERO DE ORDEN INTENSIDAD



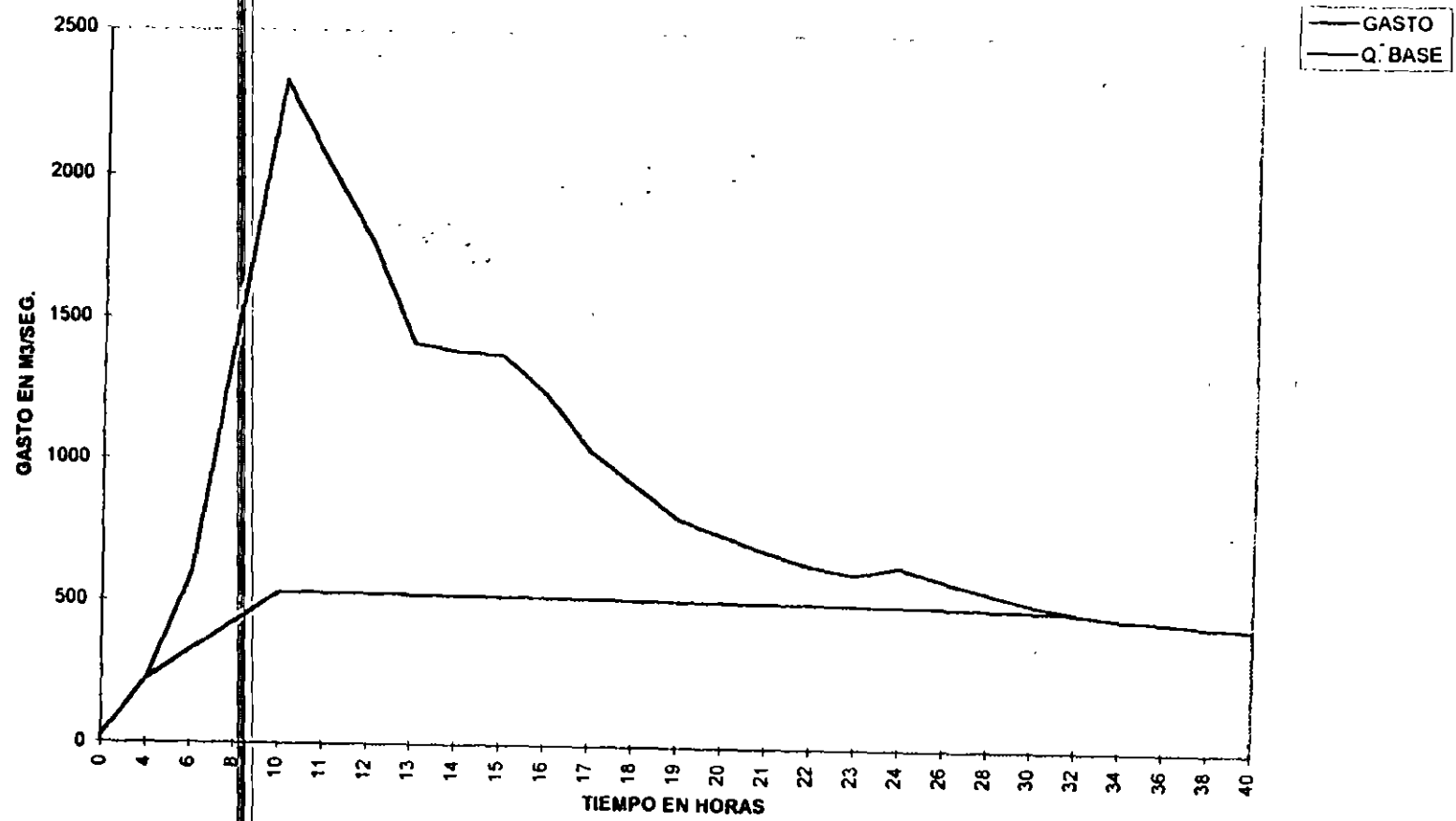
LLUVIA MAXIMA EN 24 EN VARIAS ESTACIONES CLIMATOLOGICAS, EN MM

ESTACION AÑO	ZIRIATANEJO		VALLECITOS		LA UNION		SN JERONIMITO		SANTA ROSA		CUNDANCITO		PLAS RUIFHO		EL CAMALOTE	
	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES
1855																
1856							310									
1857							90.5									
1858							80									
1858							75.5									
1858							82.6									
1860							85.1									
1861							85.4 VII, X									
1862			66				85.3		225 I - VI							
1863			28				83.7		114.5							
1864		42 I	67.5				85.6		94.7 X							
1866		29.8 VII, VIII	62				80.5		60		60		48.5 X			83
1866			120				129		21.4		21.4		75 IV, VIII			47 A1, XB
1867		223	230				140		122		21.7		81			39
1868		134	80				94.2		220		112		111			137
1868		280	100 X				71.1		67.5		21.6		77		99.5 I - IV	102.9
1870		80	50 V				43		62		41.7		55.5		62	69
1871		129.5	84				110.5		52.5				60		60	104 V, VI
1872		101	80				84		110		67		40		103.5	60
1873		181	84.5				212		93		62		73		89	83
1874		108	96				132.3		134		76		52		100	96
1876		150 (VII, IV, IX)	50.5 IX				78.2 IX		115		143		60		121	133.5
1876		142.8 VII	120				320		78 VII, IX		62 VIII		80		35	93.5
1877		124 (X, XI)	60 IV, V				110.3		186		206 V		60		62 X - XB	
1878		VI - XI	82				96.3		62		128 XI		40		88.5	220
1878		128 VII, IX	96				150.5		83		75		67		122	120
1880		112	102				116		141.6		74.7		82		92	87
1881		186	129 V				186.6		74.7		88		58		47	100
1882		38 VII	80				50.8		168.6		126.8		66		69.8	67
1883			74 VIII				309.1		67.7				66		82.5	76
1884							294.5		96.5		85		46.5		60	68
1885							75		184.5 XII				67			62
1885							48.5						40			

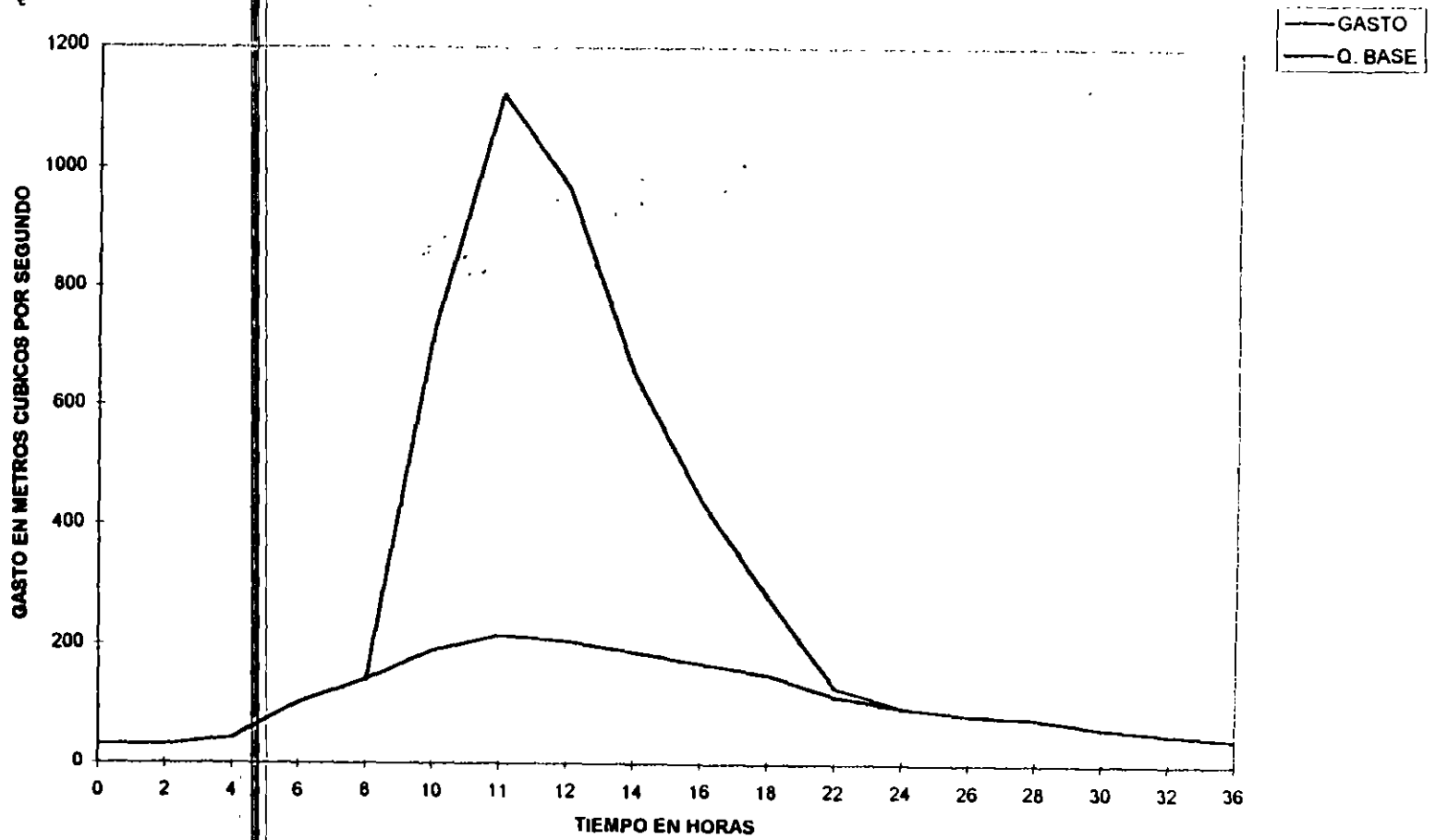
ESTACION AÑO	ZIHUATANEJO		VALLECITOS		LA UNION		SAN JERONIMITO		SANTA ROSA		CUNDANCITO		EL RÍO FRÍO		EL CAMALOTE	
	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES	HP	FALTANTES
1855						310										
1856						90.5										
1857						80										
1858						75.5										
1859						82.6										
1860						85.1										
1861								225								
1862			60		89.3		114.5									
1863			78													83
1864	42		67.6				80		60							47
1865			82		80.5		80.6		21.4		61					99
1866	187.5		120		128		122		21.7		81					137
1867	223		230		140		220		112		111					102.9
1868	134		60		94.2		87.5		21.6		77					69
1869	280		100		71.1		62		41.7		55.6					104
1870	80		60		43		52.6				60					60
1871	128.5		64		110.6		110		67		40					83
1872	101		60		84		93		87		73					96
1873	161		94.6		212		134		76		52					111.6
1874	108		98		132.3		116		143		50					93.6
1875	160		90.81 A)				62				80					
1876			120		320		186		206		60					220
1877			60		110.3		62		128		40					120
1878			82		98.3		83		76		67					87
1879			86		160.6		141.6		90.3		52					100
1880	112		102		118		74.7		88		68					67
1881	186		128				168.6		126.6		86					76
1882			80		60.8		87.7				42					68
1883			121.22 B)		309.1		95.6		95		45.6					62
1884			189.03 C)		384.6		184.6				87					
1885					75						40					
1886					48.5											
SUMA	1824		1769	ANTES	3581.6		2558.4		1485.6		1267			0		1896.9
MEDIA	148		87.96		132.6481481		116.2908081		87.62771776		69.85714286			0		94.846
			2140.18	SUMA												
			83.06043478	MEDIA												

A) ESTE DATO FUE ESTIMADO CON EL METODO DE LOS PROMEDIOS NORMALES Y LAS ESTACIONES ZIHUATANEJO, SANTA ROSA, CUNDANCITO
B) ESTE DATO FUE ESTIMADO CON EL METODO DE LOS PROMEDIOS NORMALES Y LAS ESTACIONES LA UNION, SANTA ROSA Y CAMALOTE
C) ESTE DATO FUE ESTIMADO CON EL METODO DE LOS PROMEDIOS NORMALES Y LAS ESTACIONES LA UNION, SAN JERONIMITO, CUNDANCITO

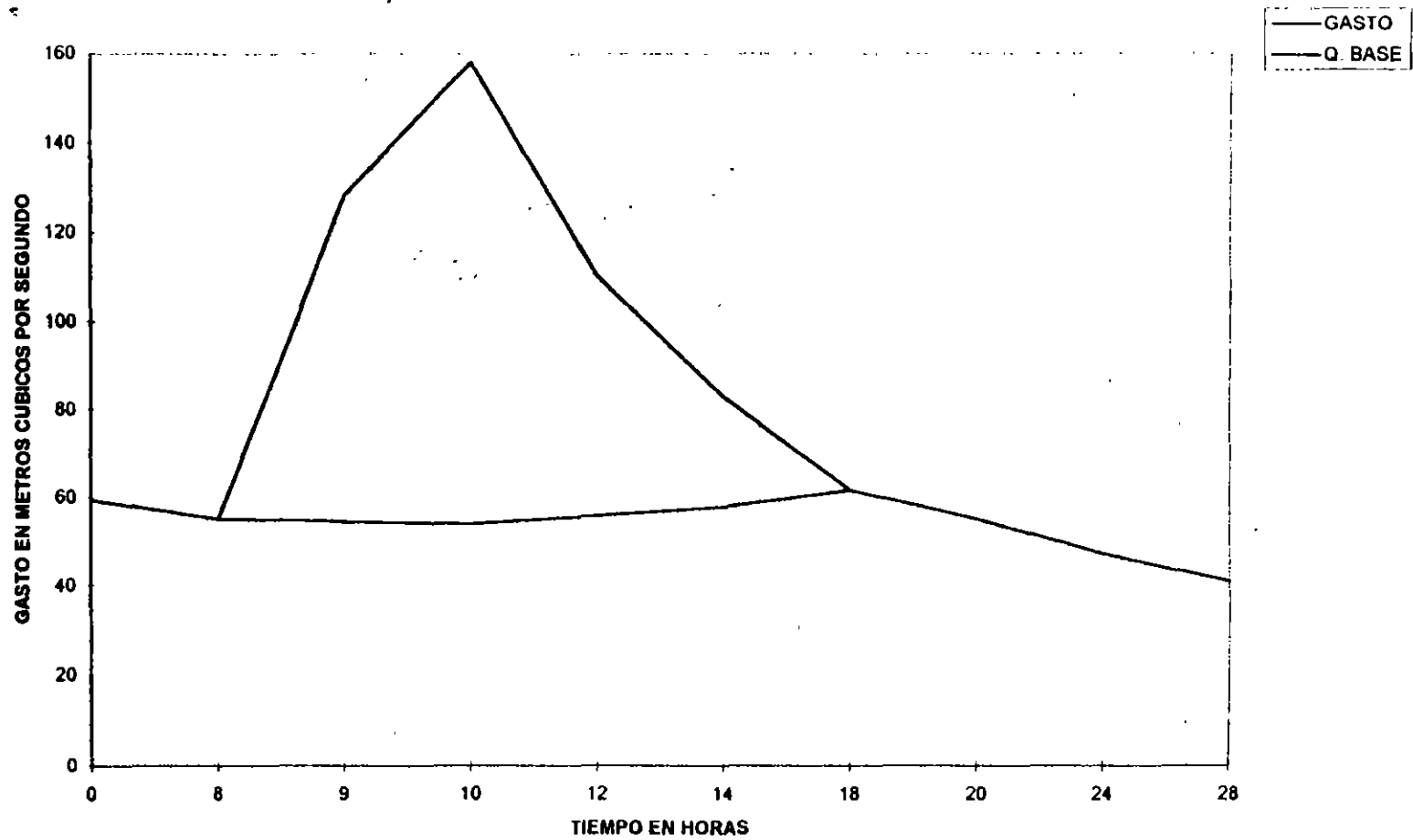
HIDROGRAMA DEL DIA 8 DE OCTUBRE DE 1976



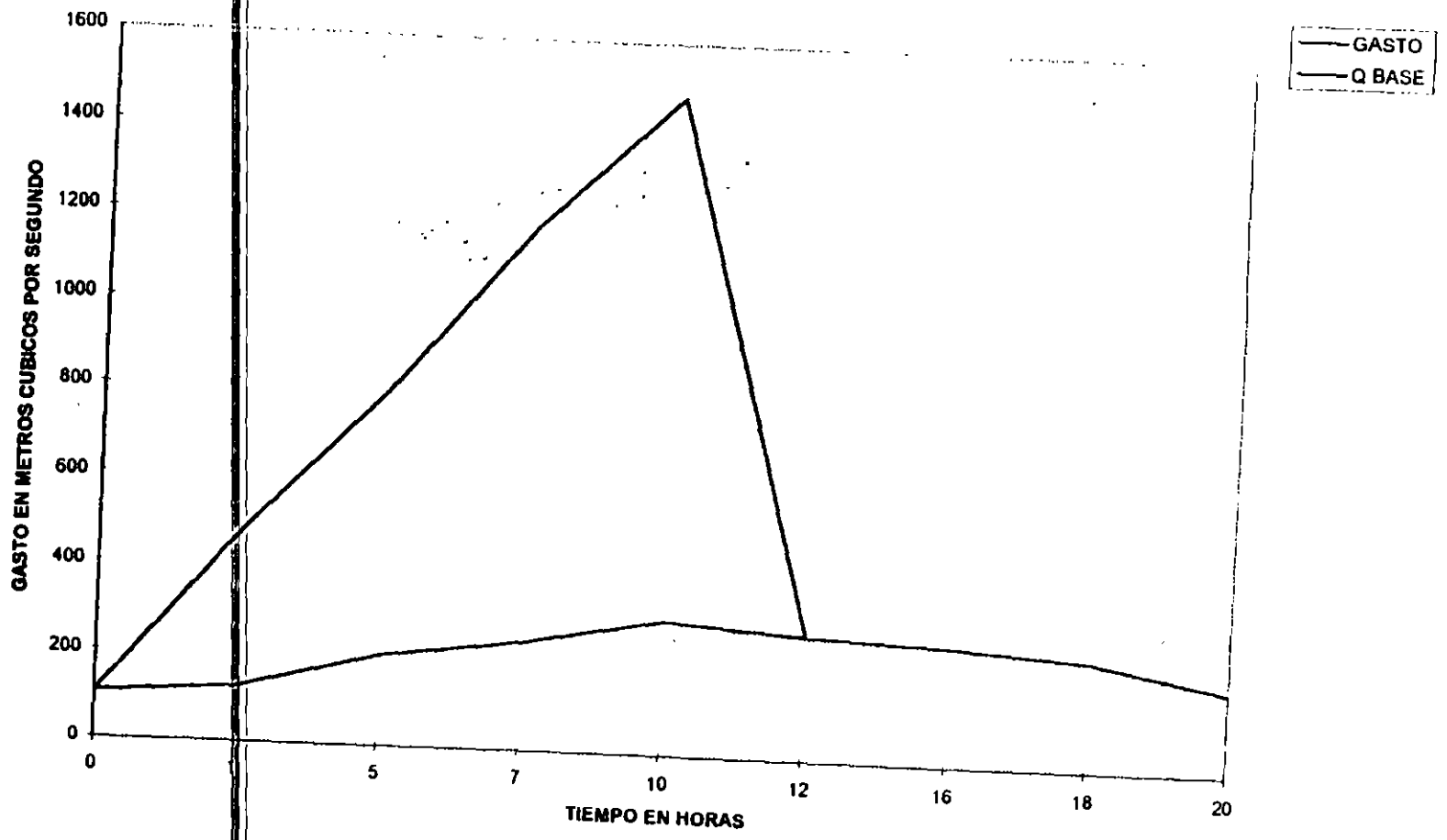
HIDROGRAMA DEL DIA 7 DE SEPTIEMBRE DE 1978



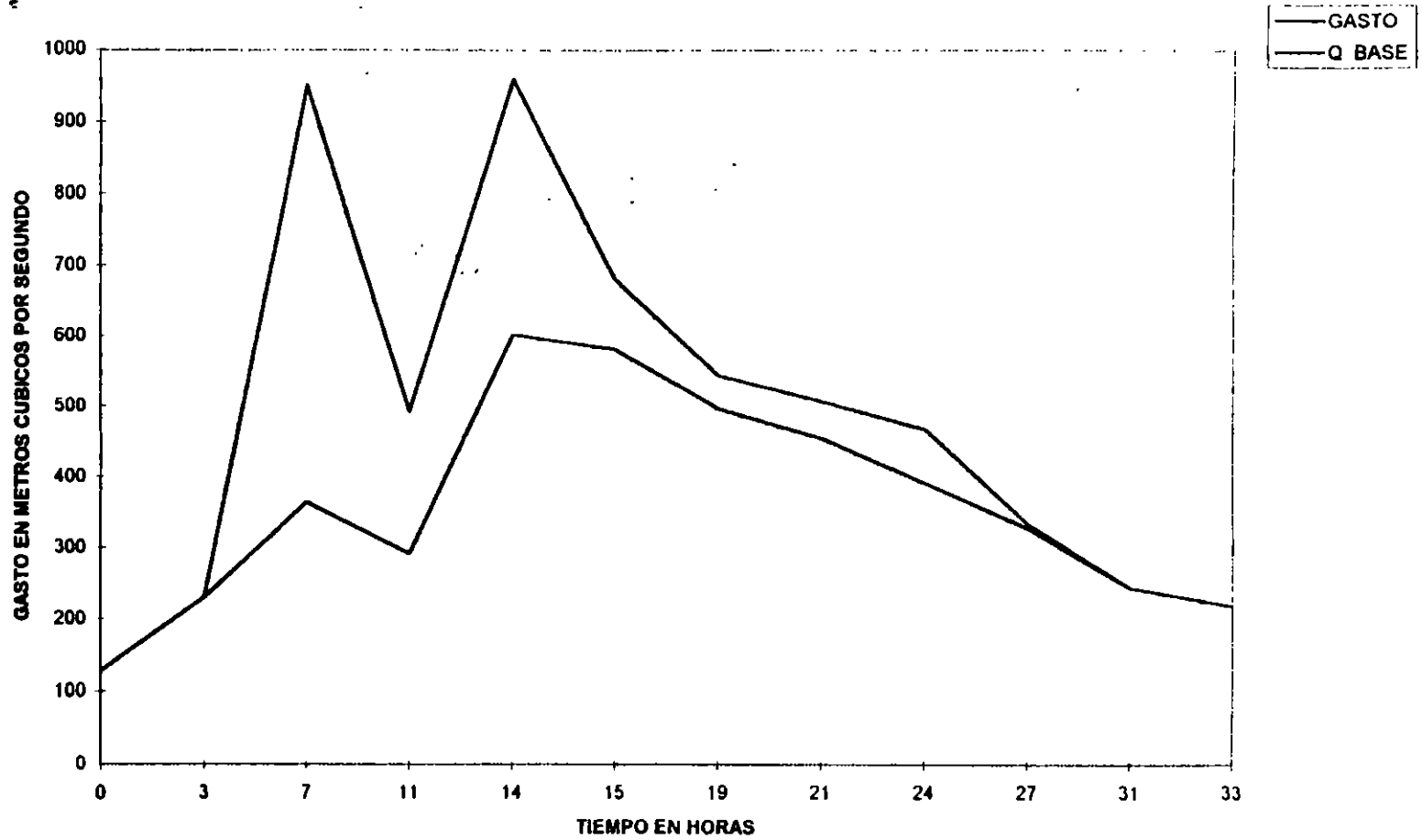
HIDROGRAMA DEL DIA 3 DE OCTUBRE DE 1977



HIDROGRAMA DEL DIA 22 DE SEPTIEMBRE DE 1984

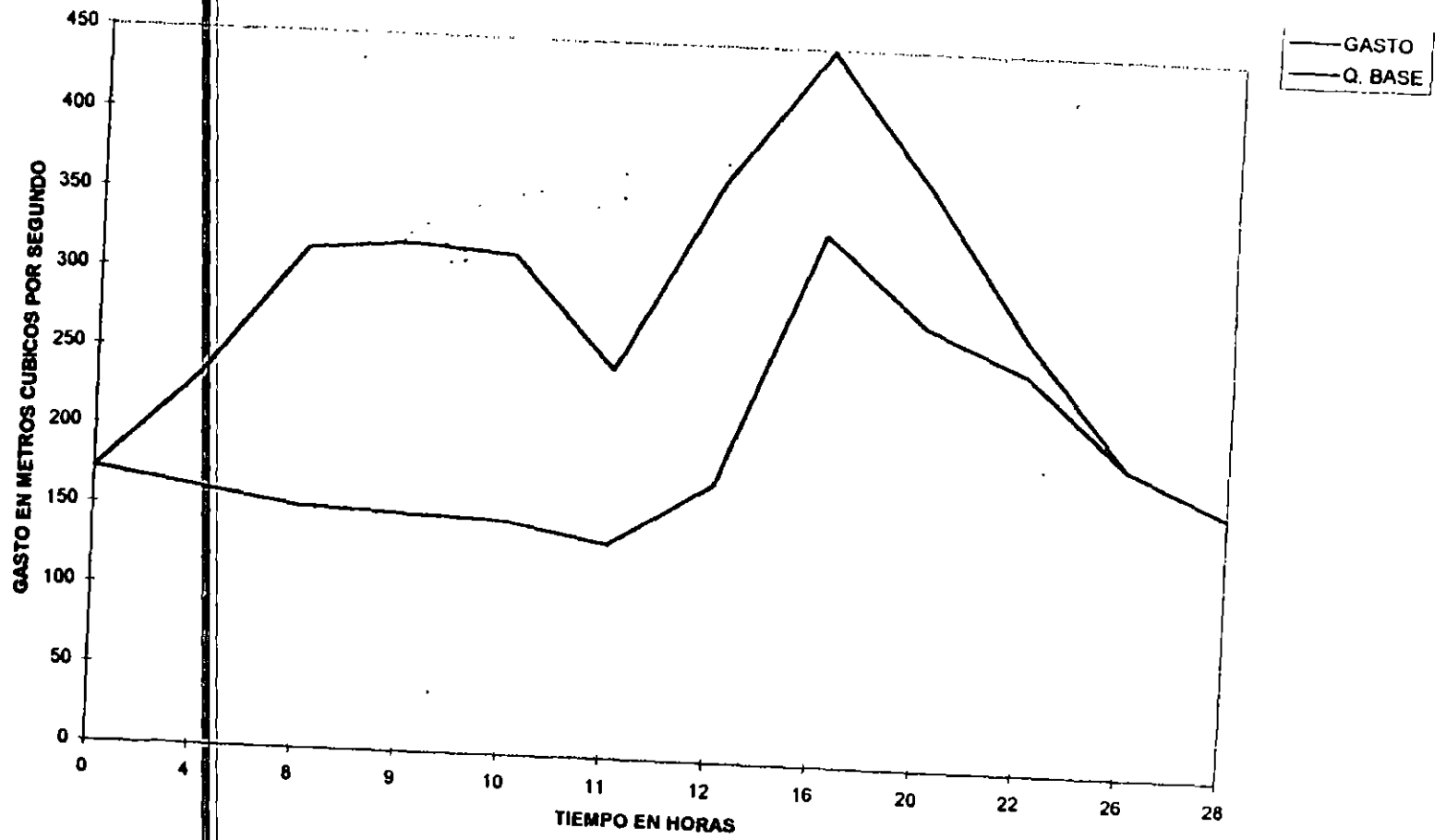


HIDROGRAMA DEL DIA 28 DE AGOSTO DE 1981



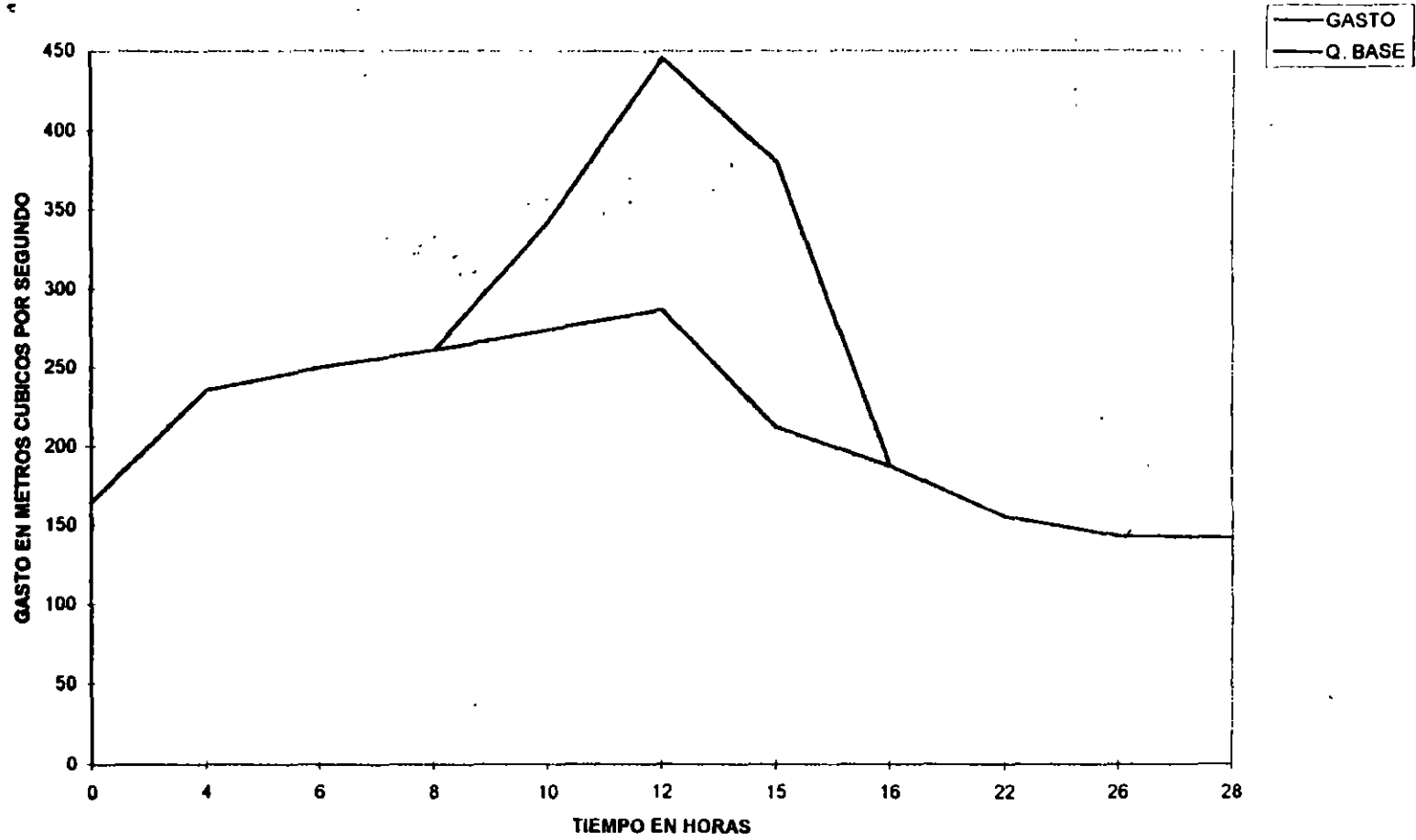
h

HIDROGRAMA DEL DIA 26 DE SEPTIEMBRE DE 1984

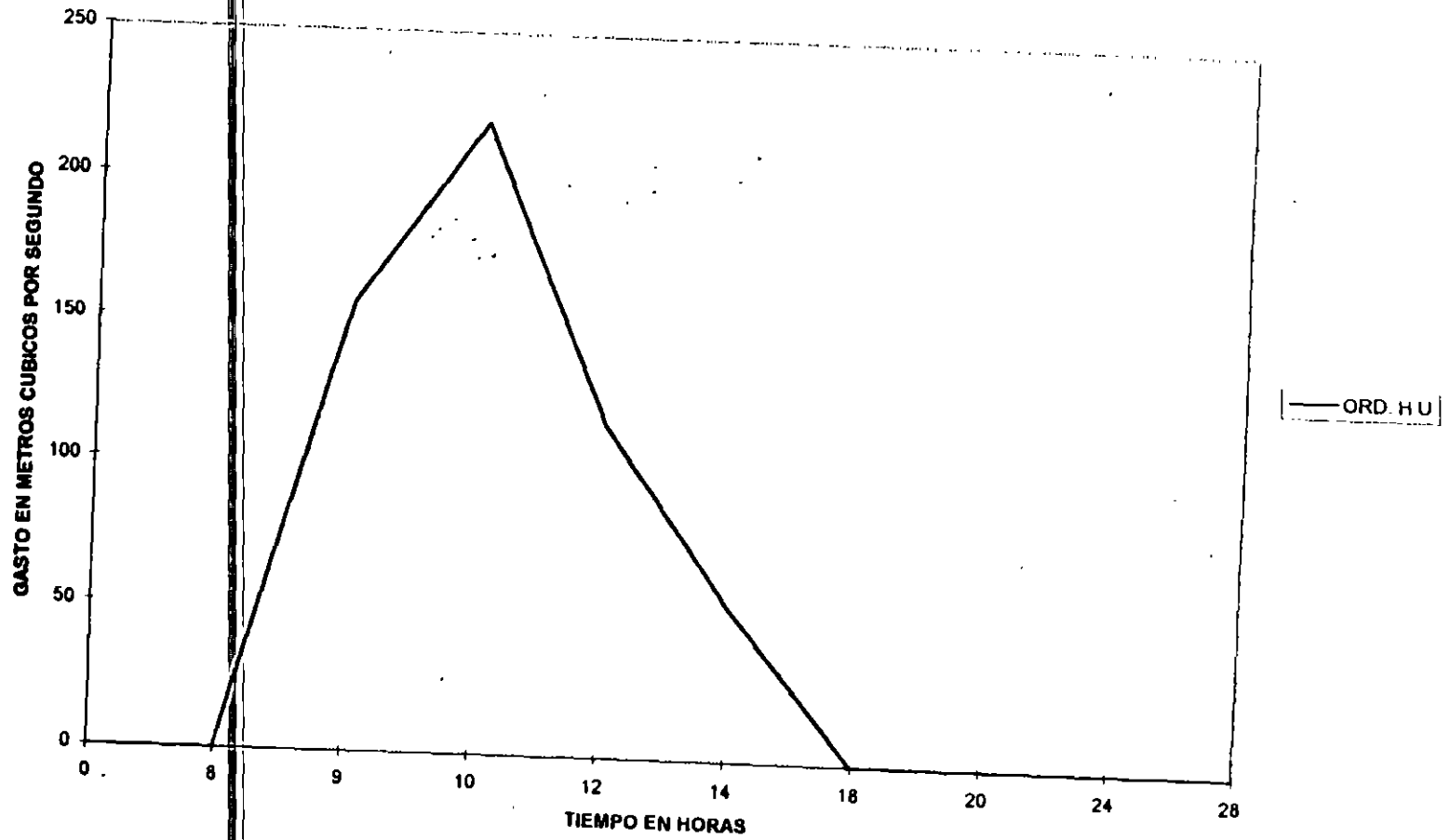


5

HIDROGRAMA DEL DIA 19 DE SEPTIEMBRE DE 1984

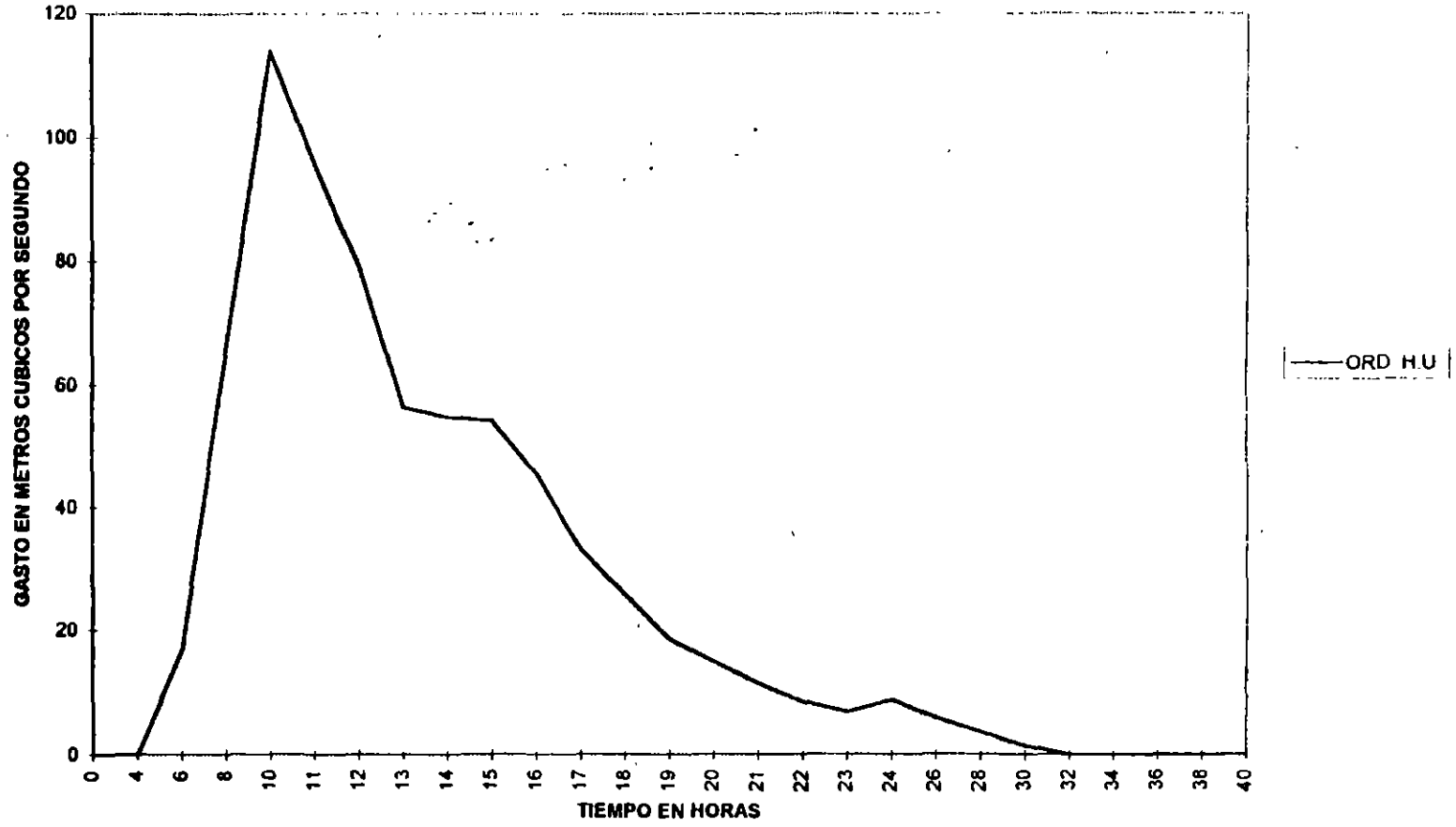


HIDROGRAMA UNITARIO DEL DIA 3 DE OCTUBRE DE 1977

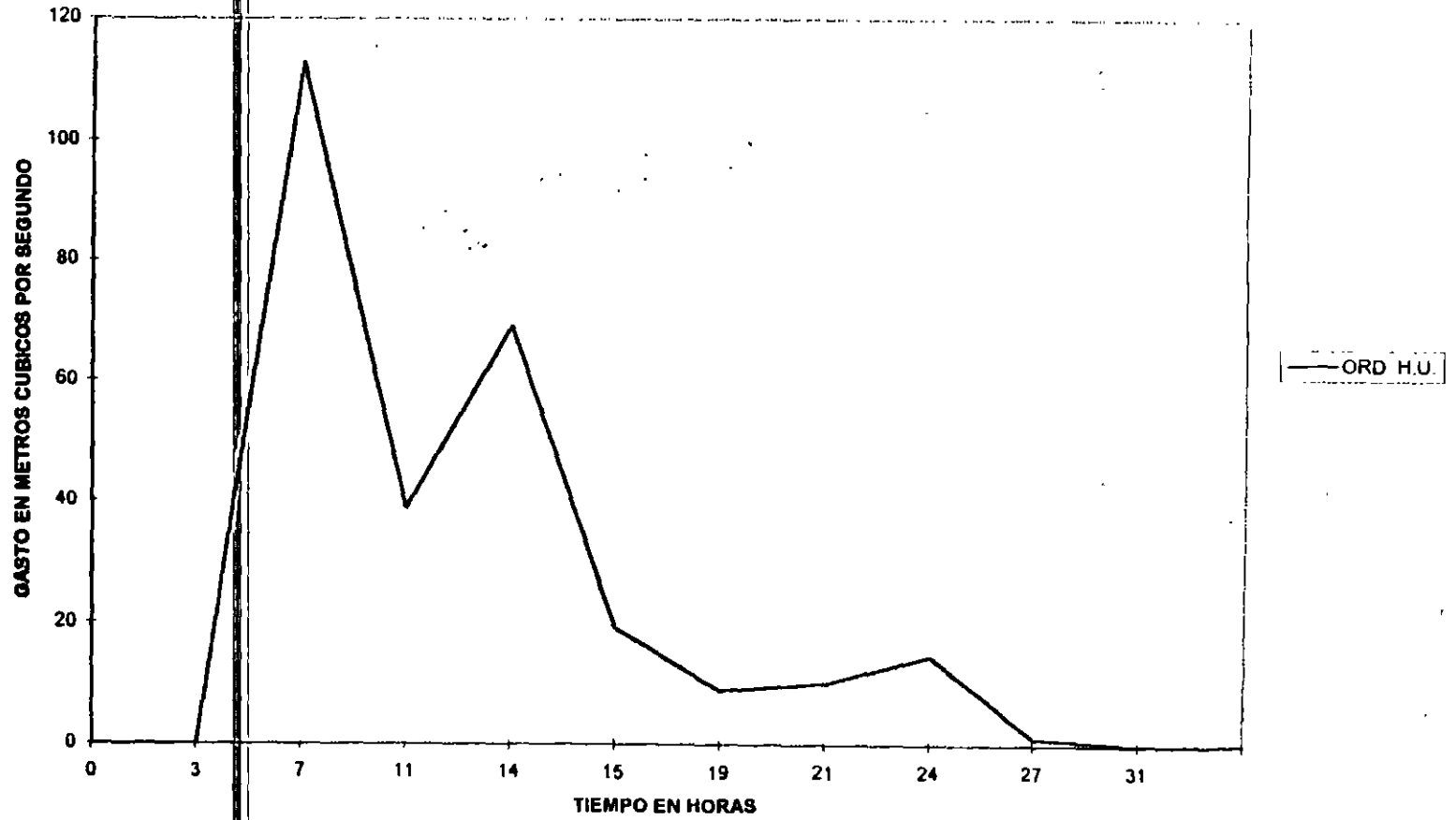


5

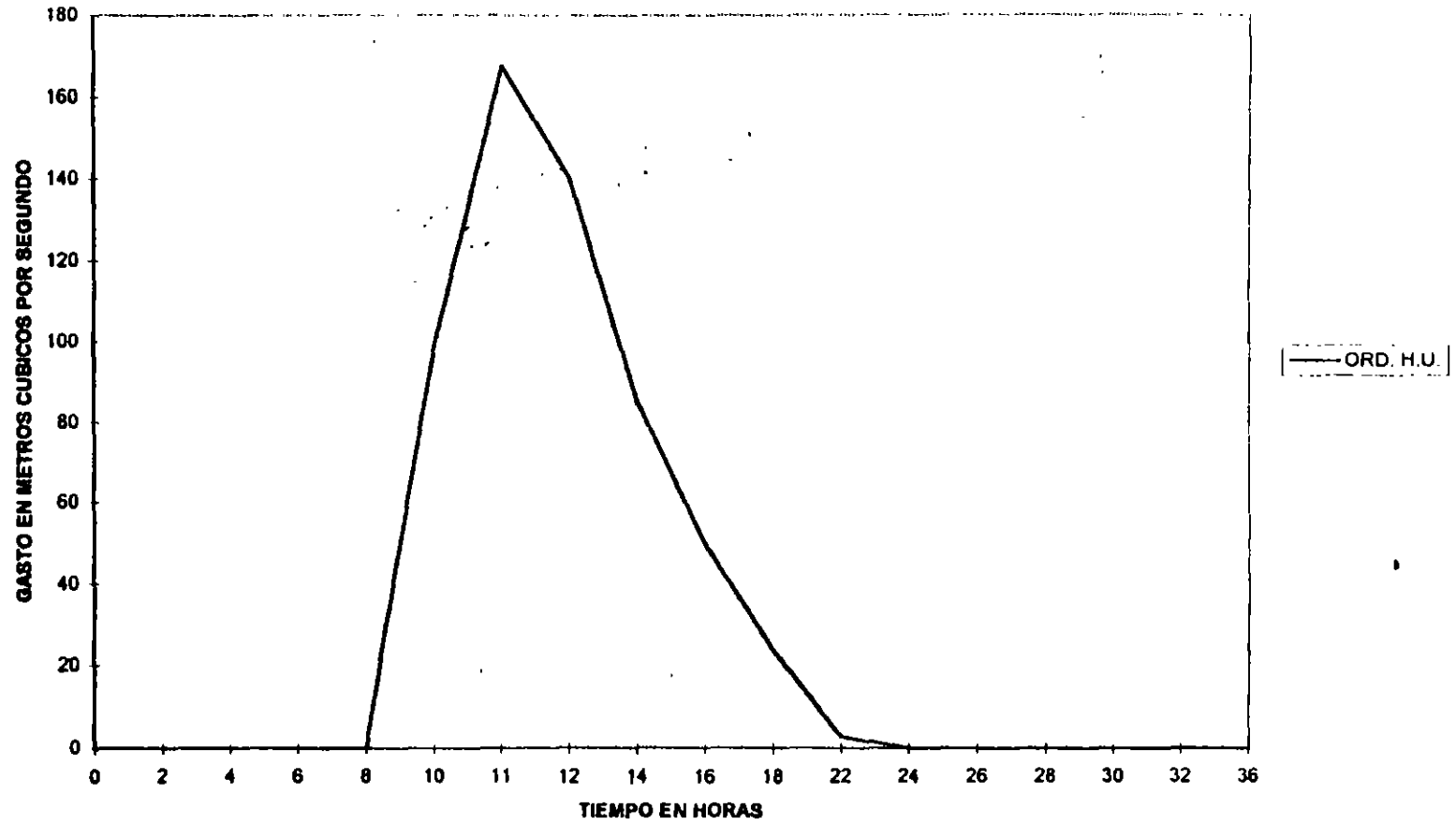
HIDROGRAMA UNITARIO DEL DIA 8 DE OCTUBRE DE 1976



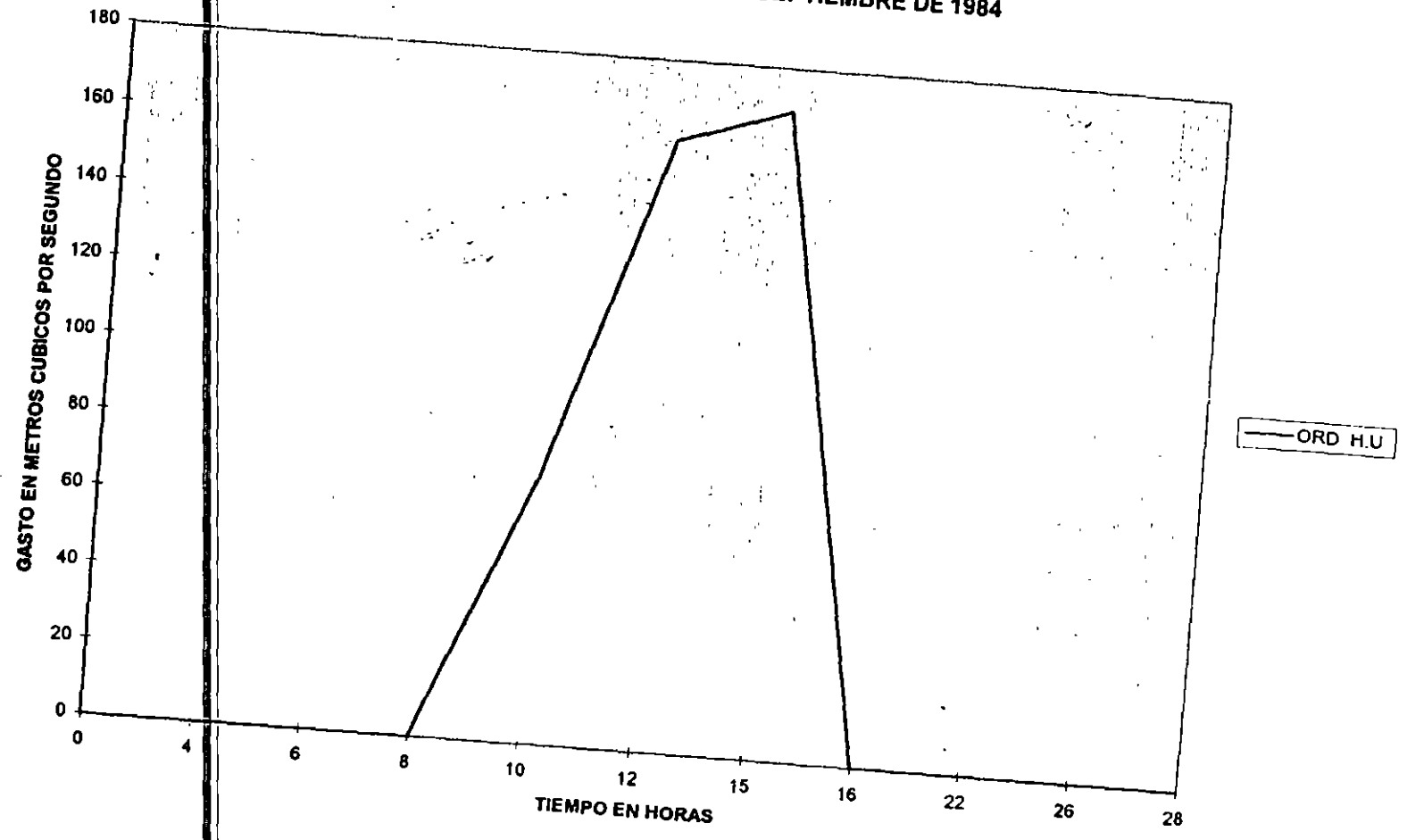
HIDROGRAMA UNITARIO DEL DIA 28 DE AGOSTO DE 1981



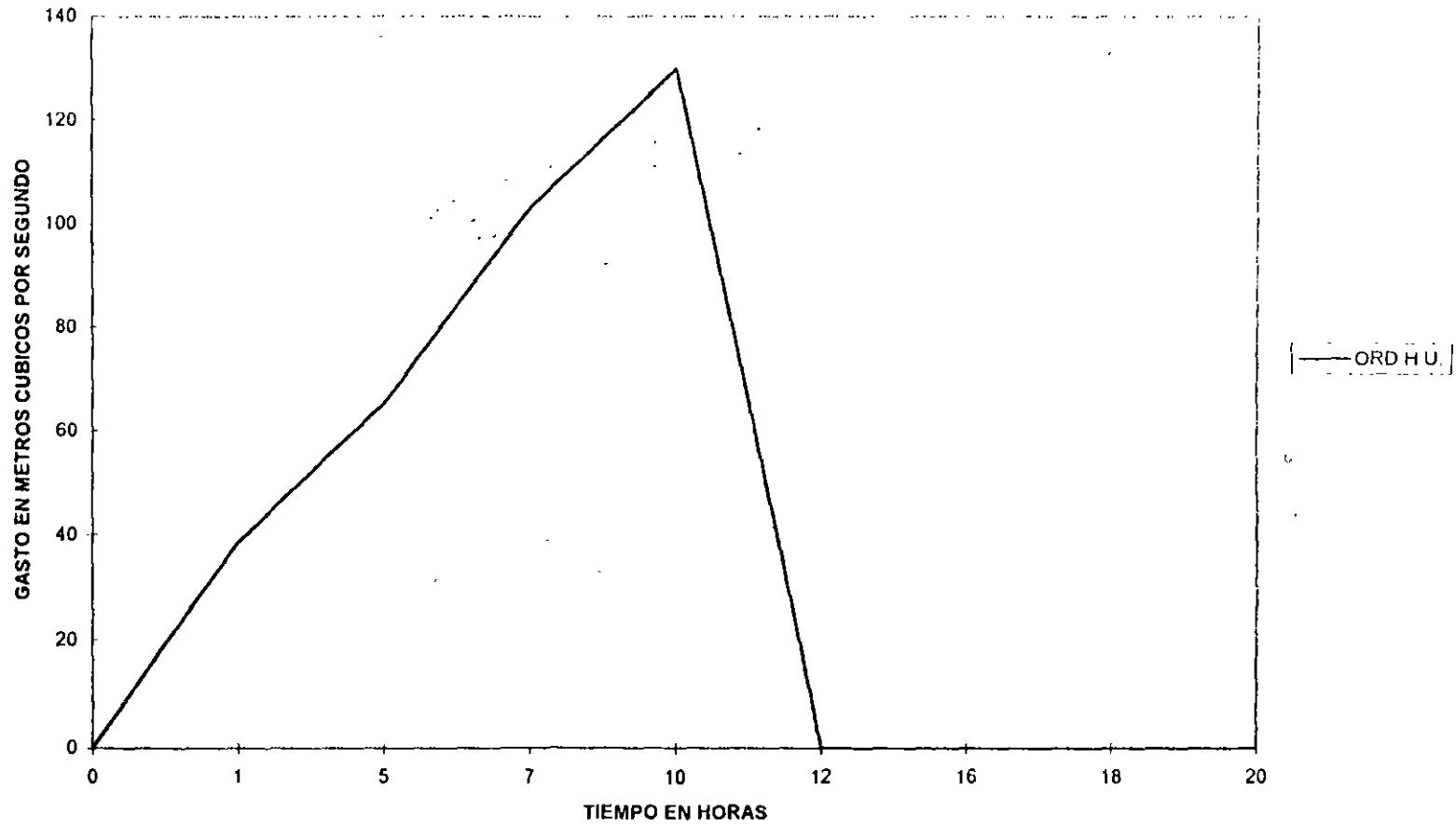
HIDROGRAMA UNITARIO DEL DIA 7 DE SEPTIEMBRE DE 1978



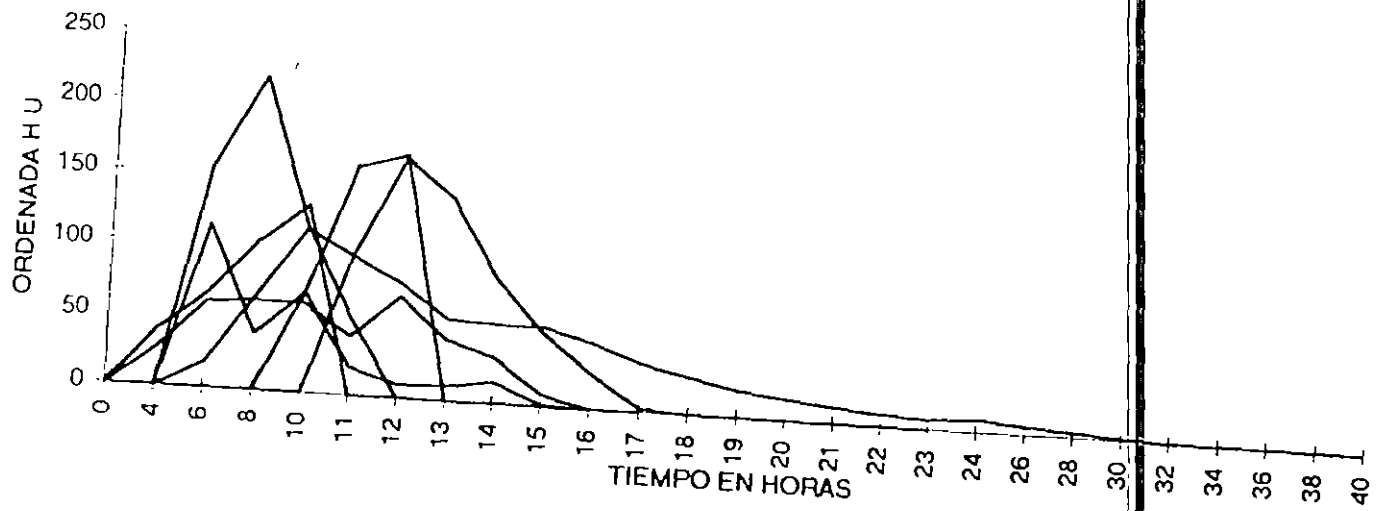
HIDROGRAMA UNITARIO DEL DIA 19 DE SEPTIEMBRE DE 1984



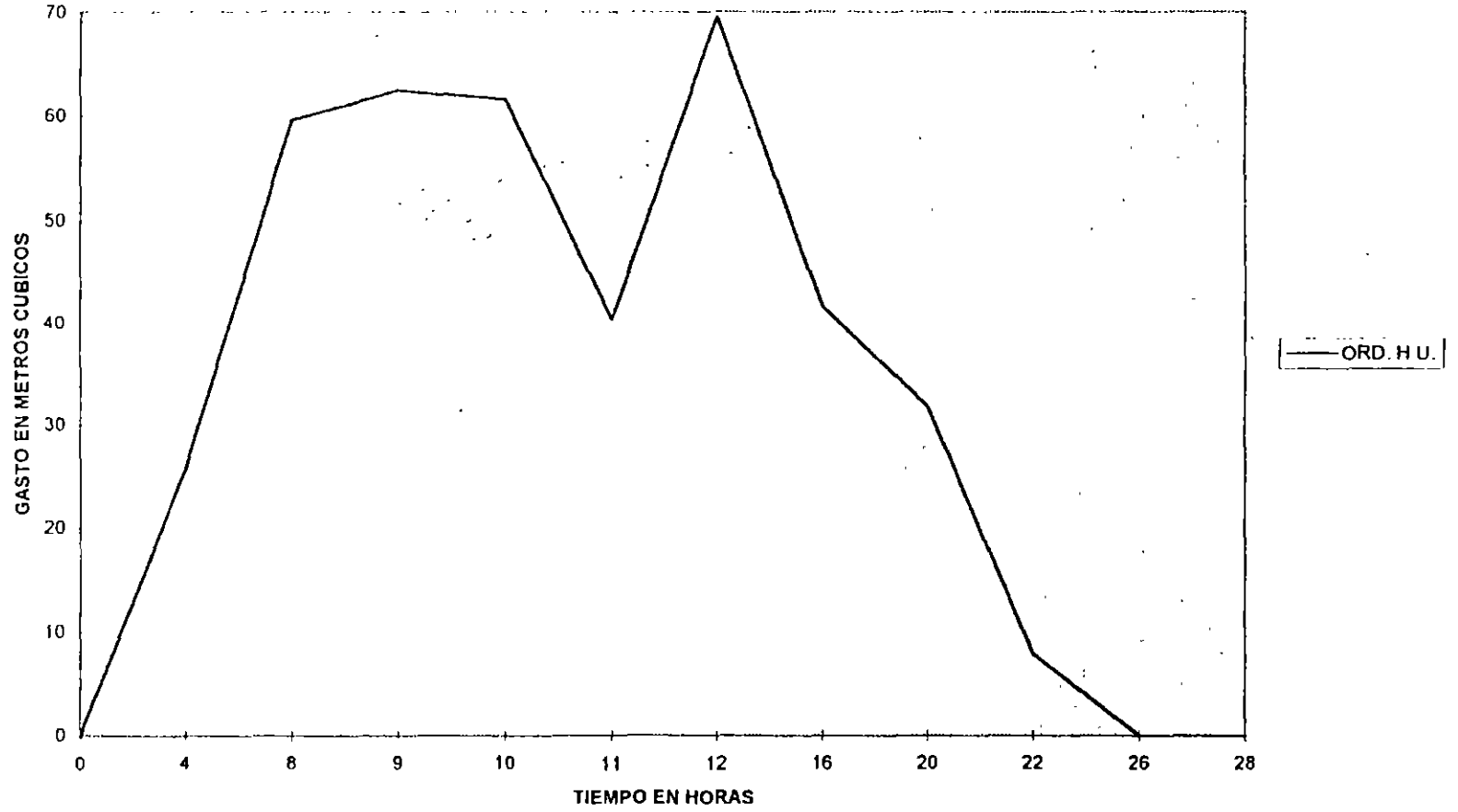
HIDROGRAMA UNITARIO DEL DIA 22 DE SEPTIEMBRE DE 1984

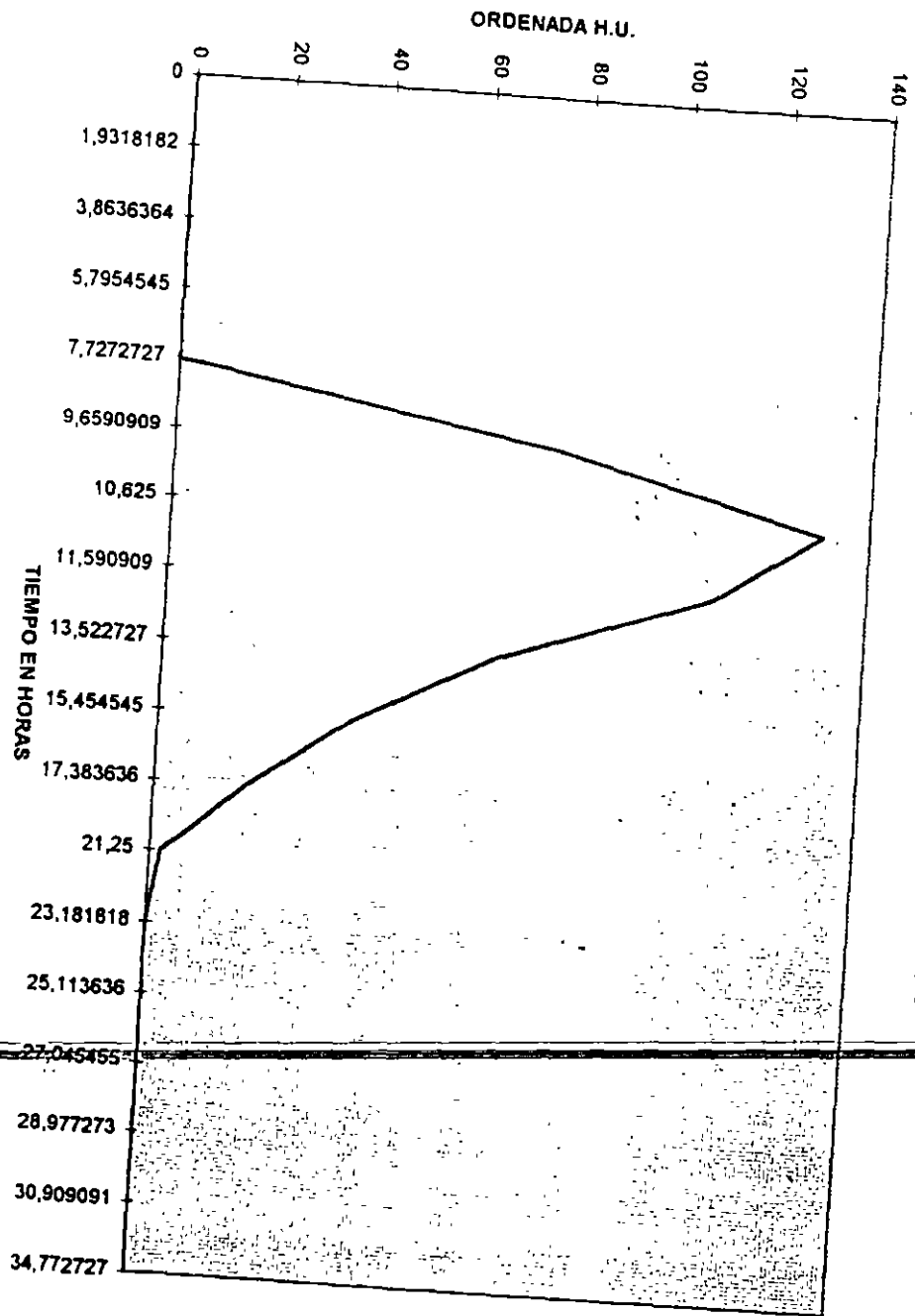


HIDROGRAMAS UNITARIOS RIO LA LAJA



HIDROGRAMA UNITARIO DEL DIA 26 DE SEPTIEMBRE DE 1984

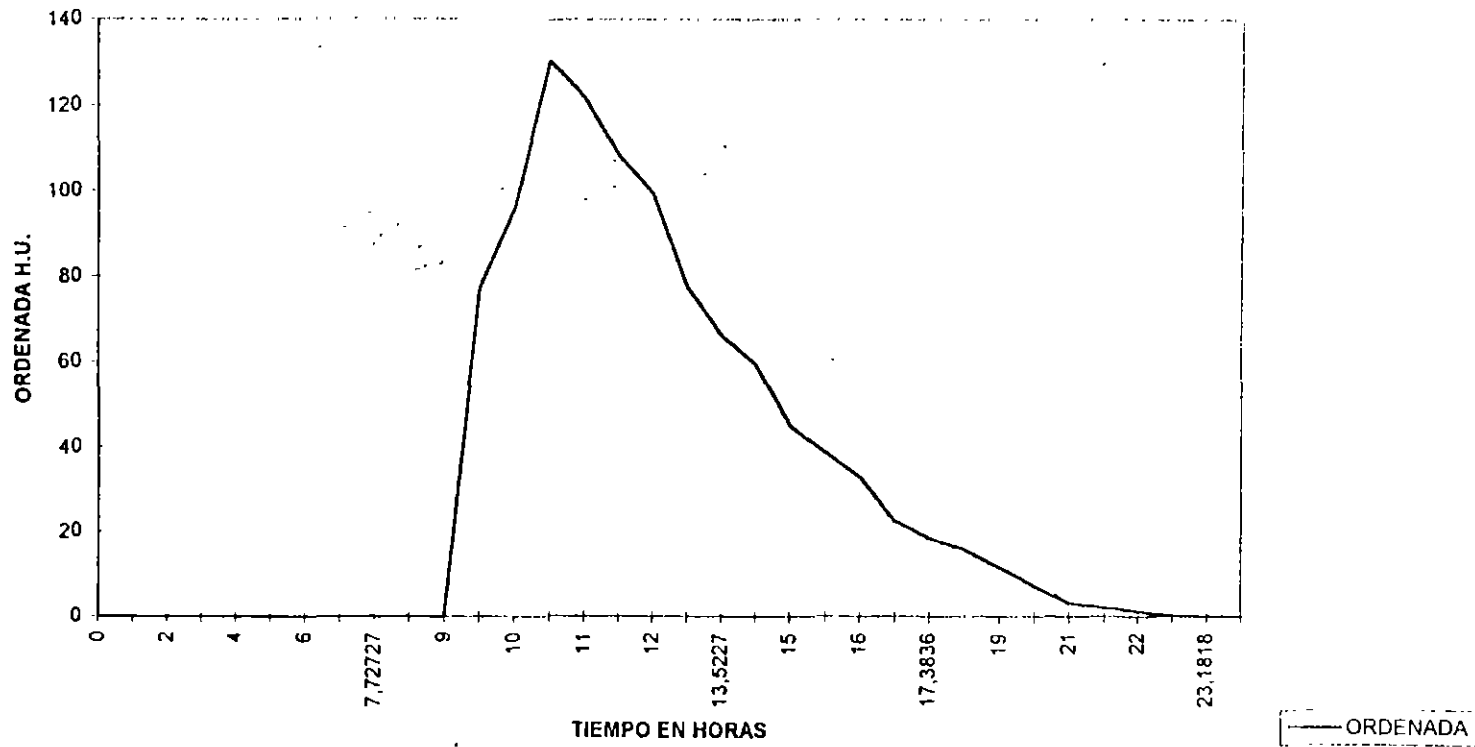




HIDROGRAMA UNITARIO MEDIO DEL RIO LA LAJA

— ORD. H.U.M.

HIDROGRAMA UNITARIO MEDIO AJUSTADO DEL RIO LA LAJA



CALCULO DEL TIEMPO PICO PROMEDIO:

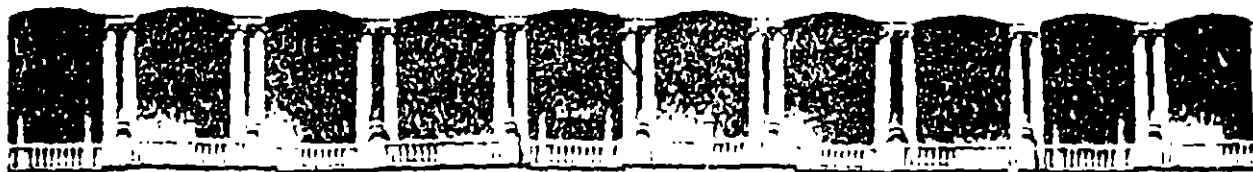
FECHA	HORAS	PICO
8/10/76	10	114.046628
3/10/77	10	219.904375
7/09/78	11	167.483046
28/08/81	7	113.093063
22/09/84	10	130.086035
19/09/84	15	169.042334
26/09/84	10	61.5302337
26/09/84/2	12	69.5749514
SUMA	85	1044.760666
MEDIA	10.625	130.5950833

HIDROGRAMA UNITARIO MEDIO

TIEMPO	ORD. H.U.M.
0	0
1.93181818	0
3.86363636	0
5.79545455	0
7.72727273	0
9.65909091	77.1782955
10.625	130.595083
11.5909091	109.378938
13.5227273	66.3744813
15.4545455	38.7139065
17.3836364	18.5101717
21.25	2.7925978
23.1818182	0
25.1136364	0
27.0454545	0
28.9772727	0
30.9090909	0
34.7727273	0

HIDROGRAMA UNITARIO MEDIO

TIEMPO	ORDENADA
0	0
1	0
2	0
3	0
4	0
5	0
6	0
7	0
7.72727	0
8	0
9	0
9.65909	77.1782955
10	96.0313119
10.625	130.595083
11	121.96991
11.5909	108.378938
12	99.4835952
13	77.7399071
13.5227	66.3744813
14	59.5402374
15	45.2216875
15.4545	38.7139065
16	33.0002085
17	22.5276633
17.3836	18.5101717
18	15.9087459
19	11.6883927
20	7.46803939
21	3.24768612
21.25	2.1925978
22	1.34134594
23	0.20634345
23.1818	0
24	0



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : EVALUACION DE LAS DIFERENTES OPCIONES

EVALUACIÓN DE LAS DIFERENTES OPCIONES

En este capítulo, determinaremos cual es el sitio mas adecuado para la construcción de la presa, que tipo de cortina es la mas apropiada para la boquilla elegida, y en general, determinaremos las características generales de la presa para proceder a su diseño.

1 Presentación de los diferentes esquemas posibles:

Para lograr una comprensión mayor de cada uno de los diferentes esquemas posibles, consideraremos que la geología es similar para todas las opciones, por lo que nos enfocaremos a dar una descripción topográfica, de cada una de las boquillas, analizaremos, las areas de inundación, las alturas de las cortinas, la longitud de corona al NAMO, los diferentes tipos de vertedores que se pudiesen utilizar, los diferentes desvíos posibles, también analizaremos las posibles ubicaciones de obra de toma y las diferentes cortinas que se pudiesen utilizar. Para dar un orden al estudio, iremos analizando las diferentes posibilidades de cada boquilla.

Para tomar un estandard, consideraremos que el NAMO, se obtiene, al aplicar las diferentes curvas elevaciones capacidades aproximadas para un almacenamiento que incluye: Almacenamiento de azolves y Volumen útil de la presa.

Para todas las opciones, el volumen de almacenamiento al NAMO es de: 26,527,920 metros cúbicos.

a) Sitio Chilcahuite:

Elevación al NAMO: 55.23 metros, lo que nos coloca en la cota: 195.23.

Área aproximada del embalse: 1.79 Kilómetros Cuadrados.

Longitud de la corona al NAMO: 224.15 metros.

Longitud de la base: 15.00 metros.

b) Sitio El Higo:

Elevación al NAMO: 32.21 metros, lo que nos coloca en la cota: 232.21

Área aproximada de embalse: 3.07 kilómetros cuadrados.

Longitud de la corona al NAMO: 158.44 metros.

Longitud de la base: 50.00 metros.

c) Sitio Mesillas:

Elevación al NAMO: 35.59 metros, lo que nos coloca en la cota: 235.59

Área aproximada de embalse: 2.05 kilómetros cuadrados.

Longitud de la corona al NAMO: 167.15 metros.

Longitud de la base: 20.00 metros.

d) Sitio El Montor:

Elevación al NAMO: 38.06 metros, los que nos coloca en la cota: 278.06

Área aproximada de embalse: 2.17 kilómetros cuadrados.

Longitud de la corona al NAMO: 249.88 metros.

Longitud de la base: 80 metros.

Los puntos a evaluar dentro de este capítulo para cada boquilla son:

- a) costo de las indemnizaciones.
- b) costo de las diferentes cortinas.
- c) costo de los diferentes desvíos.
- d) Costo de las diferentes obras de toma.
- e) Costo de los diferentes vertedores.

Antes de evaluar cada uno de estos costos para las diferentes boquillas, resulta necesario realizar algunas consideraciones de tipo general y que son las siguientes:

1.- Dado que en la zona no existe ningún banco de arcilla aprovechable en la construcción de la cortina, quedan excluidas todas aquellas cortinas de materiales graduados, con corazón impermeable. Dado que las boquillas son en forma de "V" y que su altura no es muy grande ni tampoco su longitud de corona, quedan descartadas, las cortinas de arco - bóveda, las de machones y las de contrafuertes, por lo que únicamente analizaremos para cada sitio en específico las cortinas de enrocamiento con cara impermeable de concreto hacia aguas arriba y las cortinas de gravedad, de concreto masivo.

2.- Los desvíos a analizar, para las cortinas de gravedad, son por medio de tajo, conducto a través de la cortina y para las de enrocamiento, serán mediante túneles.

3.- Las obras de toma a analizar son: torre y toma directamente sobre la cortina.

- 4.- Los vertedores, a analizar serán sobre la cortina y excavados en la ladera del cerro, no importando por el momento su tamaño.
- 5.- Los bancos de materiales, para los agregados se consideran sobre el mismo río, mientras que los de enrocamiento se consideran aparte y en áreas por explotar.
- 6.- Las pendientes de las caras aguas arriba y aguas abajo de las cortinas de enrocamiento se consideraran : 1.5: 1
y las cortinas de gravedad, tendrán la cara aguas arriba en forma vertical y su cara aguas abajo 0.5 : 1, considerando una porción vertical de 4 metros de la corona hacia abajo.
- 7.- Se considerara una corona de 6 metros de ancho.

Se consideraran a continuación varios precios por metro cubico de los siguientes conceptos:

- a) Excavación en roca para vertedores: \$164.45
- b) Excavación en túneles para desvío y obra de toma: \$ 200
- c) Metro cubico de cortina de concreto masivo: \$ 537.00
- d) Metro cubico de cortina de enrocamiento: \$ 238.40
- e) Indemnización por hectárea: \$ 100,000
- f) Metro de altura para obra de toma en torre: \$1,700.00
- g) Ataguías para desvío por metro cubico: \$ 238.40

Con estos datos podemos comenzar a evaluar los diferentes sitios

A) Sitio Chilcahute opción # 1 Cortina de enrocamiento:

- 1.- Afectaciones: 179 Ha * 100,000 = \$ 17,900,000
- 2.- Volumen de cortina: 586,743.68 m³ * 238.40 = \$ 139,879,693.31
- 3.- Vertedor: 100 metros de longitud * 40 de base mayor y 20 de base menor: 3,000 m³ * 164.45 = \$ 493,350.00
- 4.- Ataguías: 300 m³ * 238.40 = \$ 71,520.00
- 5.- Túnel desvío: 2.5 de radio por 100 metros de longitud: 1963.50 m³ * 200 = \$ 392,700
- 6.- Obra de toma: 55.23 * 1,700 = \$ 93,891.00

Costo total de la opción # 1 en el sitio Chilcahute:
\$ 158,831,154.31

B) Sitio Chilcahute opción # 2 Cortina de gravedad:

- 1.- Afectaciones: 179 Ha * 100,000 = \$ 17,900,000
- 2.- Volumen de cortina: 130,811.25 m³ * \$ 537 = \$ 70,245,641.25
- 3.- Ataguías: 1500.00 m³ * \$238.40 = \$ 357,600

Costo total de la opción # 2 en el sitio Chilcahute: \$88,503,241.25

C) Sitio El Higo opción # 1 cortina de enrocamiento:

- 1.- Afectaciones: 370 Ha * 100,000 = \$ 37,000,000
- 2.- Volumen de cortina: 182,331.45 m³ * 238.40 = \$ 43,467,817.68
- 3.- Vertedor: 100 metros de longitud * 40 de base mayor y 20 de base menor: 3,000 m³ * 164.45 = \$ 493,350.00
- 4.- Ataguías: 450 m³ * 238.40 = \$ 107,280.00
- 5.- Túnel desvío: 2.5 de radio por 100 metros de longitud: 1963.50 m³ * 200 = \$ 392,700
- 6.- Obra de toma: 32.21 * 1,700 = \$ 54,757.00

Costo total de la opción # 1 en el sitio EL Higo:
\$ 81,515,904.68

D) Sitio El Higo opción # 2 Cortina de gravedad:

- 1.- Afectaciones: 370 Ha * 100,000 = \$ 37,000,000
- 2.- Volumen de cortina: 47,173.20 m³ * \$ 537 = \$ 25,332,008.40
- 3.- Ataguías: 8,100.00 m³ * \$ 238.40 = \$ 1,931,040

Costo total de la opción # 2 en el sitio El Higo:
\$ 64,263,048.40

E) Sitio Mesillas Opción # 1 cortina de enrocamiento:

- 1.- Afectaciones: 205 Ha * 100,000 = \$ 20,500,000
- 2.- Volumen de cortina: 199,320.50 m³ * 238.40 = \$ 47,518,008.36
- 3.- Vertedor: 100 metros de longitud * 40 de base mayor y 20 de base menor: 3,000 m³ * 164.45 = \$ 493,350.00
- 4.- Ataguías: 360 m³ * 238.40 = \$ 85,824
- 5.- Túnel desvío: 2.5 de radio por 100 metros de longitud: 1963.50 m³ * 200 = \$ 392,700
- 6.- Obra de toma: 35.59 * 1,700 = \$ 60,503

Costo total de la opción # 1 en el sitio Mesillas:
\$ 69,005,385.36

F) Sitio Mesillas opción # 2 Cortina de gravedad:

- 1.- Afectaciones: 205 Ha * 100,000 = \$ 20,500,000
- 2.- Volumen de cortina: 49,613.65 m³ * \$ 537 = \$ 26,642,532.46
- 3.- Ataguías 4,860 * 238.40 = \$ 1,158,624

Costo total de la opción # 2 en el sitio Mesillas:
\$ 48,301,156.46

G) Sitio El Montor Opción # 1 cortina de enrocamiento:

- 1.- Afectaciones: $217 \text{ Ha} * 100,000 = \$ 21,700,000$
- 2.- Volumen de cortina: $396,054.82 \text{ m}^3 * 238.40 = \$ 94,419,469.09$
- 3.- Vertedor: 100 metros de longitud * 40 de base mayor y 20 de base menor: $3,000 \text{ m}^3 * 164.45 = \$ 493,350.00$
- 4.- Ataguías: $8,640 \text{ m}^3 * 238.40 = \$ 2,059,776$
- 5.- Túnel desvío: 2.5 de radio por 100 metros de longitud: $1963.50 \text{ m}^3 * 200 = \$ 392,700$
- 6.- Obra de toma: $38.06 * 1,700 = \$ 64,702.00$

Costo total de la opción # 1 en el sitio El Montor:
\$ 119,129,997.09

H) Sitio El Montor opción # 2 Cortina de gravedad:

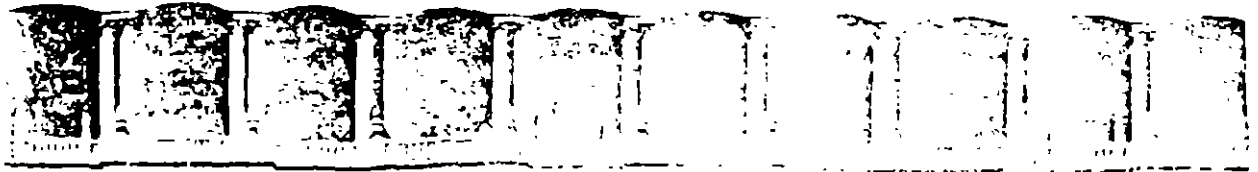
- 1.- Afectaciones: $217 \text{ Ha} * 100,000 = \$ 21,700,000$
- 2.- Volumen de cortina: $127,262.98 \text{ m}^3 * \$ 537 = \$ 68,340,220.26$
- 3.- Ataguías $5670 * 238.40 = \$ 1,351,728$

Costo total de la opción # 2 en el sitio El Montor:
\$ 91,391,948.26

Del análisis anterior podemos concluir, que por un lado las opciones mas económicas para un sitio dado, resultan ser las cortinas de gravedad.

La conclusión de este estudio es que la opción de construir una presa de gravedad de concreto masivo en el sitio " Mesillas" , el cual aunque no presenta la cortina mas pequeña, es de los que presentan un área de embalse pequeña, lo que origina un gasto de indemnización menor.

A partir de este punto todos los cálculos siguientes serán precisamente para la presa ubicada en el sitio "Mesillas".



FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL

DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRAULICAS

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA

Diseño de la Obra de Toma:

La Obra de toma es el dispositivo mediante el cual nosotros vamos a extraer el agua para utilizarla en el abastecimiento de agua potable, aguas abajo de la cortina.

El caso específico de la presa que estamos analizando, sale un poco de lo que se acostumbra en cuanto a las características.

Debido a los requerimientos de oxigenación para el agua destinada al consumo humano, se acostumbra extraerla de la parte mas alta del embalse. Por lo que normalmente se utiliza el esquema de torre con varias entradas a diferentes elevaciones, las cuales se abren en base al nivel del espejo de agua en el embalse.

En nuestro caso particular, debido a que el medio de transporte es el mismo cauce del río no es necesario extraer el agua desde un punto alto ya que el proceso de transporte provoca una oxigenación aceptable del agua. Esta particularidad, nos resulta sumamente provechosa ya que podemos situar la plantilla de entrada de la obra de toma justamente arriba del nivel máximo de azolves.

Para el caso del sitio elegido, el nivel máximo de azolves, esta situado en la cota 231.33 . El lecho del río se encuentra en la cota 200, por lo que es necesario conducir el agua desde el nivel máximo de azolves hasta el lecho del río. esta conducción se logra, combinando tuberías a presión con una descarga libre, la cual se encontrara situada a una elevación tal que no interfiera con la obra de excedencias. Analizando la topografía del terreno, nos damos cuenta de que la altura mínima a la que podemos situar la descarga de la obra de toma es la cota 210. Con lo que tenemos una caída de 21.33 metros entre la plantilla de entrada y la plantilla de salida.

La obra de toma consta de varias estructuras, las cuales tienen diversos fines como son : Filtrar los sólidos que son transportados por el agua con el fin de que se eviten daños a las demás estructuras, control, que tienen por objeto reducir o aumentar la cantidad de agua que se extrae, de transición, las cuales evitan que se generen puntos de baja presión que pudiesen dar lugar a problemas de cavitacion.

Las partes que forman la obra de toma de la presa en el sitio "Mesillas" Son:

- 1) Rejillas.
- 2) Compuerta deslizante.
- 3) Transición de entrada.
- 4) Cambio de sección de Rectangular a Circular.

- 5) Codo Superior.
- 6) Tubería de Bajada.
- 7) Codo Inferior.
- 8) Tubería de Salida.
- 9) Válvula de Guillotina o Compuerta

Cada uno de estos elementos, debe de cumplir con ciertas especificaciones de diseño, las cuales van encaminadas a reducir la velocidad, y las pérdidas que cada uno de ellos genera.

A continuación explicaremos el procedimiento de diseño de cada elemento, mencionando el objetivo y las características específicas de cada elemento:

1) REJILLAS:

La función de las rejillas es evitar que penetren a la obra de toma objetos sólidos que pudiesen llegar a tapar las conducciones y que también pudiesen llegar a dañar las válvulas y estructuras de control con que este equipada la obra de toma.

En el caso de presas para abastecimiento de agua potable, resulta muy importante que en la estructura de limpia, que es donde se ubican las rejillas de entrada, sean retenidos todos aquellos objetos que pudiesen además de dañar las válvulas y conducciones, contaminen el agua, ya que en muchas ocasiones el agua extraída de la presa es directamente potabilizada y encausada para su distribución. En nuestro caso, se propone utilizar el mismo río para transportar el agua desde la presa hasta un punto cercano a la población beneficiaria, por lo que únicamente se debe de tener cuidado de que los sólidos que llegasen a pasar al interior de la obra de toma, no dañen sus estructuras.

Dependiendo del tamaño de la estructura de limpia y de la cantidad de sólidos que acarree el río, se debe de considerar la posibilidad de colocar dispositivos que permitan retirar todos aquellos cuerpos que queden retenidos en las rejillas. La existencia de este tipo de dispositivos, permite adoptar velocidades mayores en estas.

En nuestro caso en particular, no se considero necesario la instalación de dispositivos para limpiar las rejillas debido a que el gasto que pasa por la obra de toma es muy pequeño y también el vertedor va a trabajar una gran parte del año.

Las consideraciones de diseño de las rejillas, son pues:

Gasto por extraer: 1 metro cubico por segundo.
No se considera limpiar las rejillas

La única estructura con posibilidades de ser dañada por algún objeto es la válvula de guillotina o de compuerta.

Se consideran barras redondas de 0.0254 metros de espesor.

Debido a que no se consideran dispositivos de limpieza, la velocidad de entrada queda limitada a 0.6 metros por segundo.

Para determinar el área efectiva de las rejillas, despejamos el área de la fórmula:

$$Q = A \cdot V$$

Donde:

Q = Gasto en Metros Cúbicos por Segundo.

A = Área en Metros cuadrados

V = Velocidad en Metros por Segundo.

Despejando para A:

$$A = Q/V = 1/0.6 = 1.67 \text{ metros cuadrados que se aproxima a } 1.70 \text{ metros cuadrados.}$$

Se considera una separación entre barras de 0.05 metros con lo que la base efectiva queda de 1 metro y la altura efectiva de 1.70 metros.

~~Para obtener la base bruta, tendremos que sumar la base efectiva y el ancho de una barra por el número de estas, de la siguiente manera:~~

$$1 \text{ metro de base efectiva} + 0.0254 \cdot 20 = 1 + 0.51 = 1.51 \text{ metros.}$$

Las dimensiones del marco de rejillas son 1.51 metros de base por 1.70 metros de altura.

Para calcular las pérdidas locales, se aplica la fórmula de Krishmer - Zowski :

$$dH = 2 \cdot k \cdot B \cdot \sin(a) \cdot (s/b)^{4/3} \cdot V^2 / 2g$$

Donde:

V = velocidad calculada con el área bruta de rejillas = 0.39 m/seg.

s = grueso de las rejillas = 0.0254 m.

b = separación entre paños interiores de las rejillas = 0.05 m

a = ángulo de inclinación con la horizontal. = 90°

B = factor de forma = 1.79 para rejilla circular.

k = factor de obstrucción = 4 para un 25% de obstrucción.

dH = 0.045m.

2) COMPUERTA DESLIZANTE:

Esta compuerta tiene como objetivo el evitar el paso del agua al interior de la tubería, para dar mantenimiento a esta y para evitar el golpe de ariete en la válvula de compuerta cuando se da un proceso de cierre.

Una compuerta deslizante consta de dos partes principales:

- Un vástago roscado, el cual permite el izaje de la compuerta, mediante un maneral en uno de sus extremos.
- Una placa de metal que es propiamente la compuerta y que tiene la función de impedir el paso del agua al interior de la conducción cuando esta se hace descender y obstruye por completo la entrada .

El vástago, debe de ser lo suficientemente fuerte como para soportar su peso propio mas el peso de la compuerta y además debe de resistir las vibraciones y esfuerzo torcionante generados por su funcionamiento. La longitud del vástago, será tal que permita la operación de la compuerta desde la corona de la cortina.

El diseño de la placa metálica debe de estar encausado a resistir el empuje debido a la carga hidrostática del agua, por encima del nivel de la entrada de la conducción. Es preciso que esta placa se encuentre dentro de unas guías, que impidan que la placa vibre o se desvíe de su trayectoria y cauce algún problema. Esta compuerta, debe de presentar en su cara que mira hacia la entrada, una superficie plana, de forma tal que al momento de cerrar se eviten discontinuidades que provoquen infiltraciones de agua hacia el interior de la tubería o conducción.

El diseño estructural de la placa metálica, queda fuera de los alcances de este trabajo, además, dado el tamaño de la compuerta, se considera como comercial, es decir que no es necesaria una fabricación especial.

Para el calculo de las perdidas debidas a las ranuras de la compuerta, consideraremos que una que el agua ha pasado por las compuertas, entra en una

pequeña conducción rectangular de 1.51 metros de base por 1.70 de altura. se considera el espesor de las ranuras igual a dos pulgadas, 0.058 m. y la profundidad, igual a 0.058 m.

La formula que utilizaremos es la de " Weisbach - Mosonyi" que es como sigue:

$$H = 1.2 \left[(1-B)^2 + \left(\frac{1-a}{a} \right)^2 \right] \cdot V^2 / 2g$$

donde:

$$B = \frac{b \cdot h}{b \cdot h + h \cdot y + x \cdot b}$$

$$a = 0.63 + 0.37 \cdot (b)^3$$

V = Velocidad antes de la ranura : 0.389 m/seg.

b = Ancho de la sección: 1.51 m.

h = Altura de la sección: 1.70 m.

y = d si $d < 0.2$ e o y = 0.2 e si $d > 0.2$ e: 0.0116

e = Ancho de la ranura : 0.058 m.

d = Profundidad de la ranura: 0.058

x = 0.2 e : 0.0116

$$B = 0.9782938$$

$$a = 0.9764253$$

H = 0.00000976 que se aproxima a 0.00001 y se puede considerar despreciable.

DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE PRESIÓN:

El diámetro de la tubería de presión debe de ser elegido con mucho cuidado, ya que de este depende en parte la velocidad necesaria para poder cumplir con el gasto de extracción. Otro aspecto hidráulica importante que se debe de mencionar, es que entre menor sea el diámetro de la tubería, mayor será la ~~velocidad del agua y mayores serán también las pérdidas por fricción en esta tubería~~, lo que nos originara que tengamos una mayor elevación del nivel de aguas mínimo de operación.

Existe otro punto delicado en cuanto a la determinación de este diámetro, es el aspecto económico, si consideramos que entre mas grande sea la tubería, es mas cara y mas difícil de encontrar en el mercado, lo que ocasiona que se deba de considerar la fabricación especial de dicha tubería.

En este caso en particular y debido a que el gasto de extracción es muy pequeño, se debe de procurar que la tubería se construya con tubería de diámetros comerciales, esto nos ahorrara la fabricación de la misma y además

evitara retrasos en la construcción ya que se pueden adquirir dichas tuberías en tramos estándar.

DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO DE LA CONDUCCIÓN:				
DIÁMETRO	HF POR	VELOCIDAD		
EN M.	ML	EN M/SEG.		
0,3	0,911	14,147		
0,35	0,4	10,394		
0,4	0,196	7,958		
0,45	0,105	6,287		
0,5	0,0597	5,093		
0,55	0,0359	4,209		
0,6	0,0226	3,537		
0,65	0,0147	3,013		
0,7	0,0099	2,598		
0,75	0,0069	2,263		
0,8	0,0049	1,989		
0,85	0,0035	1,762		
0,	0,0026	1,57		

Si consideramos la velocidad de operación como 3 metros por segundo, nos damos cuenta de que el diámetro de 0.65 metros cumple de manera satisfactoria con esta velocidad, además su pérdida por metro lineal, resulta ser de apenas 0.0147 metros.

La manera de obtener esta tabla es mediante la formula de Manning:

$$hf = ((V \cdot N) / (R^{2/3}))^2 \cdot L$$

Donde:

hf = pérdidas por fricción.

V = velocidad en metros por segundo.

N = coeficiente de Manning, que en este caso es 0.012 para tubería de acero con costura

y espesores de 10 a 20 mm.

R = radio hidraulico = D/4 diámetro entre cuatro.

L = longitud del tramo que para efectos de la tabla anterior se considera = 1 m.

El diámetro de 0.65 m es de tipo comercial, por lo que podemos considerar a este como la mejor opción. Sin embargo, es factible utilizar diámetros mas pequeños hasta llegar a los 0.4 metros, pero la velocidad va aumentando y también las perdidas, conforme vamos disminuyendo el diámetro.

La determinación del diámetro económico, resulta de gran importancia ya que de todas las opciones de tuberías, debemos de elegir aquella que represente el equilibrio entre el costo de instalación y el costo de mantenimiento. Para determinar este diámetro, utilizaremos las fórmulas de " Bundschu" las cuales nos dicen que:

$$D = (0.052 (Qs)^3)^{1/7} \text{ para } HM < 100 \text{ m.}$$

$$D = (0.052 * (Qs^3) * 100 / HM)^{1/7} \text{ para } HM > \text{ o } = 100 \text{ m.}$$

donde:

D = Diametro económico en metros.

HM = carga que depende de la bruta o total H y que vale (HM = H + 15 a 20), cuando

H < 100 m; y (HM = 1.1 * H + 20) cuando H > 100 m.

Qs = Gasto máximo.

Dado que en nuestro caso en ningún momento se rebasan los 50 metros de carga bruta. podemos utilizar la primera formula, para un gasto máximo de 1 metro cubico por segundo, quedando:

$$D = 0.655 \text{ m.}$$

Por lo que nuestra consideración hidráulica de un diámetro de 0.65 metros se considera aceptada, para adoptarse como el diámetro en las tuberías de presión.

3) TRANSICIÓN DE ENTRADA:

Un correcto diseño de la entrada hacia las tuberías, resulta ser muy importante ya que de el depende que no se provoquen puntos de baja presión que den lugar a problemas de cavitación.

Según diversos estudios, para evitar el problema de cavitación a la entrada de una conducción a presión, se debe de considerar la manera en que el agua entra. De manera experimental, se ha comprobado que las líneas de corriente de un liquido entrando a un orificio, se pueden idealizar, como la trayectoria de una

partícula en tiro parabólico invertido, es decir cuyo origen es la parte interna del orificio y su final es el almacenamiento.

Para evitar el problema de la cavitación, es necesario evitar que el agua se despreque de los bordes de la entrada a la conducción, generando puntos de baja presión. Esto se logra dando a los bordes de la transición, la forma idealizada de la trayectoria de la lamina de agua mas próxima a esta. Dada la gran complejidad en que resulta dar esta forma, el " U.S. Department Of Interior ", a través del " Bureau Of Reclamation", propone la utilización de la ecuación de una elipse, la cual se ubica en los bordes y forma en si la transición.

Existen diferentes transiciones de entrada, en base a su forma y en base al punto en el que se da la transición. Podemos tener transiciones para secciones circulares, para secciones rectangulares y cuadradas, en las que la transición se da tanto en las paredes como en la base y el techo de la conducción y por ultimo, tenemos transiciones para secciones en las cuales la transición se da únicamente en el techo.

La ventaja que ofrece esta ultima transición para nuestro caso en particular, es que en primer lugar, la entrada a las rejillas es de sección rectangular, la compuerta también debe de ser de sección rectangular y por consiguiente la entrada en si a la conducción a presión debe de ser de sección rectangular, en segundo lugar para efectos de proyecto, resultan mas fáciles los cálculos cuando la plantilla de la conducción se encuentra toda a un mismo nivel; ya que podemos tomar a esta como plano de referencia.

La formula de la elipse que proponemos es:

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{(0.67 D)^2}$$

en donde el eje X se considera alineado con el eje de la plantilla de la conducción y tiene su origen en el inicio de la entrada. La gráfica queda delimitada por los siguientes puntos.

H=	0,745	M
B=	0,445	M
X	Y	D+Y
0	0,499	1,244
0,05	0,498	1,243
0,1	0,495	1,24
0,15	0,489	1,234
0,20	0,481	1,226
0,25	0,47	1,215
0,3	0,457	1,202
0,35	0,44	1,185
0,4	0,42	1,165
0,45	0,398	1,143
0,5	0,37	1,115
0,55	0,336	1,081
0,6	0,296	1,041
0,65	0,244	0,989
0,7	0,17	0,915
0,745	0	0,745

El criterio para la determinación de las dimensiones de la conducción, fue conservar la proporción de base contra altura de las rejillas, pero para obtener un ~~área equivalente al área de la conducción de sección circular~~, que es de 0.33 metros cuadrados para un diámetro de 0.65 metros.

La pérdida por entrada se determina mediante la fórmula siguiente:

$$H = K \cdot (V_2^2 - V_1^2) / 2 \cdot g$$

donde:

V1 velocidad de llegada : 0.389 m/seg.

V2 velocidad en la conducción : 3.016 m/seg.

K factor que vale 0.06 debido a que se presenta un perfil hidrodinámica.

$$H = 0.027 \text{ m.}$$

4) CAMBIO DE SECCIÓN RECTANGULAR A CIRCULAR:

Para continuar nuestra conducción, es preciso que se transforme la sección rectangular a una sección circular, este cambio se debe de dar de una manera muy gradual para evitar grandes pérdidas y sobre todo evitar problemas de cavitación.

El diseño de la transición, resulta bastante complejo ya que tenemos un caso en que por un lado se presenta una reducción de la sección en su parte superior, y por otro lado, se presenta una expansión hacia sus lados. Para poder lograr que el cambio no provoque demasiadas alteraciones, es necesario que la velocidad media se conserve durante toda la transición, esto se logra manteniendo constante el área.

El problema de cavitación, se soluciona evitando contracciones o expansiones bruscas, evitando que el ángulo tanto de contracción como de expansión sobrepase en su tangente los valores siguientes:

Para contracciones: $\tan A = 1/u$

Para expansiones: $\tan A = 1/2u$

en donde u vale:

$$(V)/(g \cdot D)^{1/2}$$

V = velocidad media.

D = diámetro medio.

En nuestro caso particular tenemos el problema de que el diámetro inicial, se debe de encontrar mediante un área equivalente ya que la parte inicial de la transición es de sección rectangular. El área de inicial es de 0.331525m. el diámetro equivalente es de 0.6497m.

El diámetro medio resulta ser de 0.64985m.

La velocidad media: 3.01415

$$u = 1.1939$$

El ángulo máximo para contracciones es de 39° 56'55.68"

El ángulo máximo para expansiones es de: 22°16'25.32"

Con estos datos, se procedió a ubicar 12 puntos al rededor de la sección rectangular, tomando como inicio el punto medio de la plantilla, al cual se le dieron las coordenadas: 10,10,0 de este punto nos fuimos recorriendo hacia la derecha 0.225 metros sobre el perímetro con el fin de llegar a la esquina inferior derecha, de aquí fuimos recorriéndonos 0.18625 metros también sobre el perímetro y se fueron marcando los puntos 3, 4, 5 y 6, una vez llegando a la parte alta de la sección, nos recorrimos 0.225 metros, sobre el perímetro y ubicamos los puntos 7 y 8, los puntos 9, 10,11 y 12 se localizan recorriendo 0.18625 metros sobre el perímetro.

Para localizar los puntos sobre cualquier sección circular, no importando su radio y que conserven su posición relativa, es necesario ubicarlos con radianes tomando como referencia un círculo cuyo perímetro sea equivalente al de la sección rectangular.

Para obtener las coordenadas X e Y de cada punto en la sección final de la transición, utilizamos las funciones seno y coseno, tomando como hipotenusa el radio del círculo, y la apertura del ángulo en radianes, siendo estas aperturas las correspondientes a cada uno de los 12 puntos determinados anteriormente.

Es muy importante hacer notar tres características de esta transición en especial. La primera es que el punto 1 permanece inalterable en todo lo largo de la transición, es decir que su posición relativa X,Y es la misma tanto en la sección rectangular como en la circular, y por lo tanto es la que tomamos como punto de referencia para todo el trazo de

la transición. La segunda característica es que el punto 7, que en la sección circular es diametralmente opuesto al punto 1, presenta solamente contracción es decir que el rectángulo se va achaparrando hasta obtener la altura equivalente al diámetro de la sección circular. La tercera característica es que los puntos 4 y 10 que también son diametralmente opuestos, presentan expansiones, hasta obtener el ancho total igual al diámetro de la sección circular. A excepción de estos puntos los demás presentan una combinación de expansiones en el sentido X,Z,

mientras que en el sentido Y,Z se presentan contracciones. Para asegurarnos de que en ningún caso se sobrepasaran los ángulos máximos tanto para las expansiones como para las contracciones, se determinaron las ecuaciones trigonométricas para determinar en base a sus coordenadas los ángulos formados en cada plano. El valor de Z se fue variando hasta que los resultados fueron satisfactorios y fue de este modo que se obtuvo la longitud total de la transición.

El cálculo de las pérdidas por cambio de sección se realiza de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$H = 0.05 * (V^2/2g)$$

donde:

V = velocidad media: 3.0145

H = 0.023

La tabla siguiente nos muestra los resultados arrojados por los cálculos anteriores:

5) CODO SUPERIOR:

El codo superior, resulta ser de idénticas características que el inferior. Su diseño se basa principalmente en determinar la relación existente entre el diámetro interior y el radio de giro al eje de la tubería, en este caso, aplicando la fórmula de "Hofmann" podemos que el coeficiente "K" que depende de la relación antes mencionada, varía significativamente en una relación de 1:1 y una relación de 1:2, mientras que su cambio no es tan marcado entre las relaciones 1:2 y 1:4, de esta observación y de la necesidad de realizar el cambio de dirección en la menor longitud posible se determinó que la relación a utilizar será: 1:2, y aplicando la fórmula antes mencionada, vemos que:

$$H = k \cdot n \cdot (V^2 / 2 \cdot G)$$

Donde:

V = velocidad en media en el codo: 3.0158 m/seg.

k = valor que depende de la relación R/D = 2: 0.31

n = valor que depende del ángulo del cambio de dirección, para 90° : 1

$$H = 0.144$$

6) TUBERÍA DE BAJADA:

Esta tubería, presenta un diámetro de 0.65 metros, y una longitud de 19.71 metros, baja el agua desde el nivel de la plantilla de entrada hasta el nivel de la parte superior del codo inferior. Sus pérdidas son únicamente las generadas por la fricción del agua a lo largo de la tubería. Para mantener una coherencia con la

determinación del diámetro a utilizar, tomaremos la pérdida por metro lineal y la multiplicaremos por 19.71 para conocer las pérdidas por fricción en esta zona:

Pérdida por metro: 0.0147

Pérdida en 19.71 metros: 0.29 m.

7) CODO INFERIOR:

Dado que el codo superior y el codo inferior son similares, se adopta la misma pérdida para ambos.

Pérdida para el codo inferior: 0.144

8) TUBERÍA DE SALIDA.

Resulta difícil calcular la longitud de esta tubería, debido a que aun no se tiene determinado con exactitud ni la altura de la cortina ni el grado de inclinación del paramento aguas abajo, por lo que nos vemos obligados a realizar varias suposiciones como son:

- a) la pendiente del paramento aguas abajo es de 1: 0.85
- b) el desplante de la cortina se ubica 10 metros por abajo del lecho del río.
- c) se considera una longitud adicional fuera de la cortina con el fin de que el agua caiga separada de la cortina y no cause erosión.

La longitud adoptada es de 26.21 metros y para determinar su pérdida por fricción se utilizara el mismo método que en el paso 6.

pérdida en la tubería de salida:

0.3853 m.

~~9) VÁLVULA DE QUILLOTINA~~

Su función es la de controlar el gasto de extracción con el fin de cumplir con el requerimiento de agua que es de 1 metro cubico por segundo, para tal efecto, esta válvula se abrirá o cerrara en base a las diferentes elevaciones del nivel de agua en el vaso. La ley de operación de la compuerta será determinada en base a la carga que coacciona la elevación del agua y será determinada un poco mas adelante. Por el momento nos limitaremos a determinar la pérdida local debida a la válvula:

Según la formula empleada por el U.S. Corps of Engineers:

$$H = K \cdot (v^2 / 2g)$$

donde:

K = coeficiente que depende del tipo de válvula y que para válvula de guillotina vale: 0.08

V = velocidad en el tubo y que vale: 3.0158

$$H = 0.037$$

SUMA DE LAS PERDIDAS TANTO LOCALES COMO POR FRICCIÓN:

Las pérdidas por fricción se encuentran calculadas en los puntos: 6 y 8, suman en total:

0.675 metros.

Las pérdidas locales se encuentran calculadas en los puntos: 1,2,3,4,5,7, y 9, suman en total: 0.42 metros

La suma total de pérdidas es de: 1.095 metros que se aproxima a 1.10 metros.

Determinación del NAMINO o Nivel de Aguas Mínimo de Operación:

Este es el punto mas bajo al cual podemos considerar utilizable la presa, ya que por debajo de este nivel, las pérdidas ocasionadas dentro de la obra de toma generaran problemas y disminución de gasto.

Para determinar este nivel, sumaremos al nivel de plantilla la altura de la estructura de rejillas y la carga por pérdidas, de la siguiente manera:

Plantilla de la Obra de toma: 231.33

Altura de las Rejillas: 1.70

Pérdidas en la Obra de Toma: 1.10

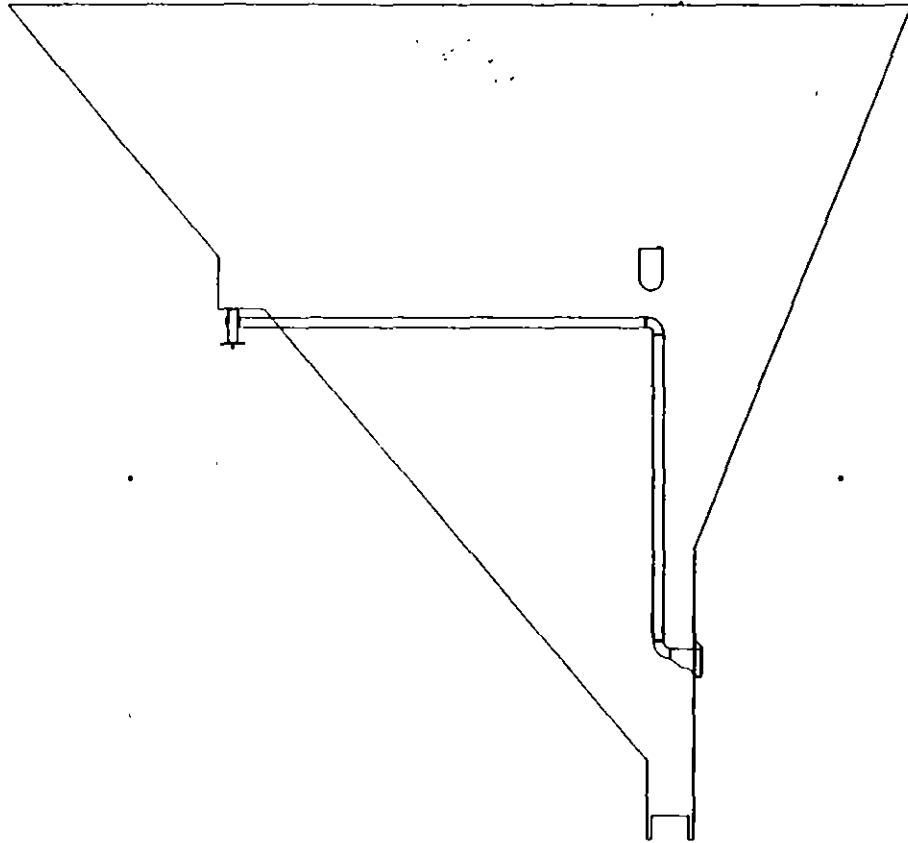
NAMINO: 234.13
se deja el NAMINO en la cota 234.00 metros.

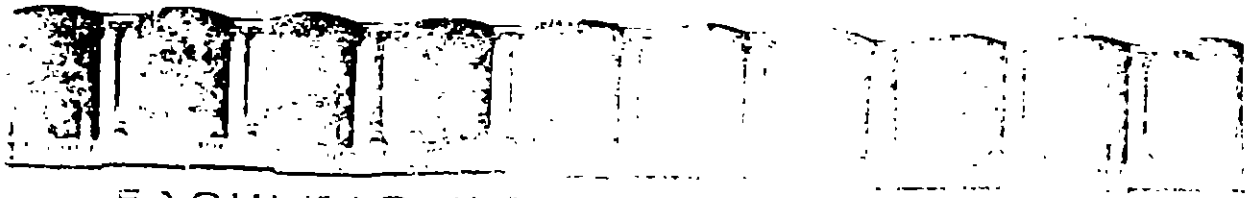
Se eliminan los 13 centímetros debido a que la carga hidráulica se considera sobre el centro de la tubería, y en este caso la estamos sumando a la altura de las rejillas.

Debido a que la diferencia de elevaciones no es significativa, se adopta la cota 234.00 para el NAMINO, aplicando la ecuación de la curva elevaciones - capacidades, nos damos cuenta que el volumen muerto de la presa es de 21,364,634.26 metros cúbicos, su volumen aprovechable es de 12,027,920 metros cúbicos, los cuales sumados al volumen muerto nos dan un almacenamiento total al NAMO(nivel de aguas máximo ordinario) de: 33,392,554. 26 metros cúbicos lo cual se aproxima a 33,392,554.00 Con esta capacidad, alimentamos la ecuación de la curva elevaciones capacidades y nos da el Nivel de Aguas Máximo Ordinario que coincide con la elevación de la cresta del vertedor u obra de excedencias, y es la cota: 237.37 .

Para determinar la apertura de la compuerta, utilizaremos una tabla en la cual propondremos diferentes alturas del espejo de agua y procederemos a determinar la velocidad del agua a la salida, en base a esta velocidad, podemos determinar el área necesaria para obtener el gasto de un metro cubico por segundo, el cual para la cota de 234 metros resulta ser de 13.9%, obteniendo una velocidad a la salida de 21.683 metros por segundo.

La distancia mínima a la que sale el agua se calcula mediante la ecuación de tiro parabólico, aplicado a una partícula de agua que se desplaza horizontalmente a una velocidad constante de 21.683 metros por segundo y que va acelerándose en forma vertical hasta que toca el lecho del río en la cota 200, con lo que podemos decir que cae una altura de 10 metros, según lo establecido en este párrafo, el agua tarda en caer 1.43 segundos, y recorre una distancia de 31.00 metros, con lo cual aseguramos que cae muy lejos de la base de la cortina. evitando que exista el peligro de socavación al pie de esta.





FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA EN HIDRAULICA

DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRAULICAS

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIA

DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS:

La obra de excedencias o vertedor, es la estructura que tiene por objeto garantizar la seguridad de la presa cuando se presenta una elevación rápida del nivel del agua en el embalse, el cual pudiese llegar al nivel de que el agua pase por encima de la cortina, lo cual pudiese ocasionar daños aguas abajo de la presa, pudiendo en algunas ocasiones provocar la falla de esta.

El diseño de la obra de excedencias depende de varios factores como son: El tipo de cortina, tipo de boquilla, tamaño de la presa, gasto máximo de la avenida de diseño, hidrograma de la avenida de diseño, infraestructura existente aguas abajo de la presa, poblaciones existentes aguas abajo de la presa, capacidad de regulación de la presa.

Cada uno de estos factores se encuentra interactuando de manera importante con los demás, por lo que al diseñar la obra de excedencias, debemos de considerarlos a todos, a continuación describiremos de que manera influye cada uno en el diseño de esta estructura:

- **Tipo de Cortina:** Resulta muy importante en el diseño del vertedor, el tipo de cortina a utilizar ya que las cortinas que son de materiales sueltos como pueden ser las de enrocamiento, o bien aquellas que son construidas a base de terraplenes, no permiten por ningún motivo que el agua pase por encima de ellas, ya que ocasionarían el fenómeno de tubificación, estableciendo un flujo de agua a través de la cortina, o bien el arrastre del enrocamiento, con lo cual debilitaríamos la cortina provocando su colapso. Por las mismas razones, resulta inconveniente colocar un vertedor por encima de ellas.

Las cortinas de tipo rígido, como son las de concreto o las de mampostería ya sean de gravedad, machones, contrafuertes, arco etc., permiten que el agua pase por encima de ellas sin que se registre en estas un daño considerable, siendo posible que el vertedor se encuentre sobre de ellas.

-**Tipo de Boquilla:** Estas características nos van a determinar la ubicación del vertedor así como su tipo, ya que cuando no es posible ubicar al vertedor sobre la cortina, este deberá de construirse sobre las laderas de la montaña, aunque no es necesario que se encuentre pegado a la cortina.

-**Tamaño de la Presa:** La cantidad de agua almacenada en una presa, ~~representa un gran riesgo potencial, en caso de que esta fallase, ya que se presentaría una~~ avenida de gran tamaño la cual el río no sería capaz de transitar sin que se produzcan daños graves debidos a la gran velocidad del agua y al gran volumen transitado en un tiempo muy corto.

-**Gasto Máximo de la Avenida de Diseño:** Este gasto resulta ser un factor muy importante dentro de las características que definen la capacidad total del vertedor, ya que en muchos casos la capacidad de regulación de la presa es mínima.

- **Avenida de Diseño:** Este estudio, nos presenta de manera gráfica, el comportamiento del río aguas arriba de la presa y nos proporciona la variación en el tiempo del gasto del río, con lo que podemos determinar la elevación del nivel del agua en el vaso de la presa durante la ocurrencia de un avenida determinada y de esta forma determinar la capacidad del vertedor.

parámetro que nos indique la longitud de cresta mas conveniente, obtenemos los tirantes críticos para cada una de las longitudes efectivas propuestas, esto se logra aplicand siguiente formula:

$$Yc = ((q^2)/g)^{1/3}$$

Donde:

Yc = tirante critico.

q = gasto unitario = Gasto total/ longitud total.

g = aceleración de la gravedad. 9.81 metros / segundo²

Se procede a determinar la longitud efectiva de la cresta, aplicando la siguiente formula:

$$Le = L' - 2(N \cdot Kp + Ka) \cdot He$$

despejando para L':

$$L' = Le + 2(N \cdot Kp + Ka) \cdot He$$

donde:

L' = longitud real.

Le = longitud efectiva

N = numero de pilas.

Kp = coeficiente de contracción por pilas que vale:

pilas cuadradas, con esquinas redondeadas en un radio de aproximadamente 0.1 de su espesor: Kp = 0.02

pilas cuya cara hacia aguas arriba sea redondeada: Kp = 0.01

pilas cuya cara hacia el agua sea en forma de flecha: Kp = 0.00

Ka = coeficiente de contracción por estribos y vale:

para estribos cuadrados: Ka = 0.20

para estribos redondeados cuyo radio sea $0.15H < r < 0.5H$ Ka = 0.10

para estribos redondeados cuyo radio sea $0.5H < r$ Ka = 0.00

He = carga efectiva que esta integrada por la carga de posición, y la carga de velocidad, la cual se considera despreciable. y que para este caso se tomo igual a 0.8 del tirante critico.

Para obtener el nivel máximo del espejo del agua, es necesario sumarle a la cota de la cresta, la carga sobre de esta, una vez que se han obtenido los niveles máximos, podemos analizar las diferentes cotas con el objeto de descartar aquellas que signifiquen una sobre elevación excesiva.

En este caso en particular, únicamente tomaremos en cuenta desde una longitud igual a 100 metros, hasta 135 ya que después de esta, el vertedor resulta de una longitud excesiva y ya no es funcional.

La ecuación general para un vertedor de cresta fija es:

$$Q = C * L * H^{3/2}$$

Donde:

Q = Gasto en metros cúbicos por segundo.

C = Coeficiente de descarga libre = 2.2

L = Longitud de Cresta Efectiva.

H = Carga efectiva sobre la cresta.

El método que emplearemos es el de " Puls", desarrollado por el Ingeniero Norteamericano "L.G. Puls", este método resuelve la ecuación:

$$(Q(e_{i+1})+Q(e_i))/2 + (Q(s_{i+1})+Q(s_i))/2 = (V(i+1)-V_i)/dt$$

donde:

$Q(e_{i+1})$ Es el gasto de entrada en el instante $i+1$

$Q(e_i)$ Es el gasto de entrada en el instante i

$Q(s_{i+1})$ Es el gasto de salida en el instante $i + 1$

Q_i Es el gasto de salida en el instante i

dt Es el diferencial de tiempo

$V(i+1)$ Es el volumen en el instante $i+1$

V_i Es el volumen en el instante i

Esta ecuación se resuelve por aproximaciones sucesivas, en nuestro caso se realizo mediante una hoja de calculo.

Para comparar las diferentes longitudes de cresta efectiva, se considero en todos los casos un coeficiente "C" igual a 2.2, las constantes N y K son las mismas de la curva elevación-capacidades, despejando el volumen. Los datos obtenidos fueron los siguientes:

TABLA DE LONGITUDES DE CRESTA , ELEVACIÓN, GASTO, CARGA.

PRESA MESILLAS, RÍO LA LAJA .

LONG. M	CARGA HID.	Q. MAX.	NAME
100	4.614	2187.79	241.99
105	4.536	2231.94	241.906
110	4.45	2274.29	241.82
115	4.376	2316.33	241.746
120	4.30	2355	241.67
125	4.228	2391.47	241.59
130	4.158	2424.93	241.52
135	4.094	2460.428	241.46

De la tabla anterior, podemos observar que para una longitud efectiva de 130 metros, tenemos una elevación de espejo de agua máxima de 241.52 metros , una carga efectiva de 4.158 metros y un gasto máximo de 2424.93 metros cúbicos por segundo, lo cual resulta ser la opción mas conveniente debido a que en este punto se conjuntan un el máximo gasto para la mínima distancia.

Una vez definida la longitud efectiva, procederemos a calcular la longitud real, esta resultado ser 131.66

La velocidad es: 4.43 m/seg. Su velocidad critica es: 5.65 por lo que el flujo al momento de pasar por el vertedor se considera subcrítico.

Para calcular la forma del cimacio, es necesario recordar que esta tendrá la forma de una partícula desplazándose en tiro parabólico hacia aguas abajo. La energía con la que esta partícula es lanzada, depende de la velocidad de llegada al vertedor la cual se considera despreciable y de la carga de posición la cual se convertirá en energía cinética.

Con estos datos procedemos a calcular el cimacio, de acuerdo con las ecuaciones que nos presenta el libro "Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E.", según la cual el cimacio se encuentra dividido en dos partes, la parte aguas arriba del punto máximo, se determina mediante la siguiente ecuación:

$$Y=(0.724*((X+0.270*HD)^{1.85}/(HD^{0.85}))+.126*HD-((0.4315*HD^{.375})*(X+0.270HD)^{.62}.$$

donde Hd es la carga de diseño.

Para la parte aguas abajo, la formula a emplear es:

$$X^{1.85} = 2 \cdot Hd^{0.85} \cdot Y$$

donde Hd es la carga de diseño.

Para determinar la carga de diseño del vertedor, tomemos como base la carga máxima que obtuvimos al determinar la longitud de cresta:

La carga máxima es de 4.158 metros, se recomienda que la carga de diseño del cimacio sea de aproximadamente 75% del valor de la carga máxima para lograr una eficiencia máxima, con lo que nuestra carga de diseño se determina:

$$4.158 \cdot 0.75 = 3.1185 \text{ lo que aproximamos a } 3.12$$

El origen de la curva del cimacio, se encuentra en el punto mas alto de este, el sentido positivo de X es hacia aguas abajo, el sentido positivo de Y es hacia abajo.

comenzaremos por graficar la parte aguas arriba de la cresta:

El valor máximo de -X es igual a 0.270 hd, su profundidad máxima es : 0.126hd con lo que el inicio de la curva queda : -0.8424 , 0.393

Tomaremos valores cada 0.05 metros:

X	Y
0.00	0.000
-0.05	0.001
-0.10	0.0035
-0.15	0.0077
-0.20	0.0137
-0.25	0.0215
-0.30	0.0313
-0.35	0.043
-0.40	0.057
-0.45	0.074
-0.50	0.093
-0.55	0.115
-0.60	0.141
-0.65	0.170
-0.70	0.205
-0.75	0.247
-0.80	0.302
-0.8424	0.393

El siguiente paso es determinar la curva hacia aguas abajo, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$X^{1.85} = 2 \cdot Hd^{0.85} \cdot Y$$

en donde Hd vale 3.12

Esta curva terminara en el punto en el cual la tangente de la curva sea igual a la tangente de la curva hacia abajo. Para determinar la tangente de la curva, se requiere derivar la ecuación de la siguiente manera:

$$X^{1.85} = 2.0 \cdot Hd^{0.85} \cdot Y$$

Despejamos para Y:

$$X^{1.85}/2.0 \cdot Hd^{0.85} = Y$$

Como Hd = 3.12 :

$$X^{1.85}/5.2609164 = Y$$

Derivamos ambos lados con respecto a X:

$$0.351649762007 \cdot X^{0.85} = dY/dx$$

Como dY/dX es la pendiente de la tangente a la curva en un punto dado, sustituimos dY/dX = 1/0.85 debido a que los sentidos son inversos a los sentidos tomados para la cortina: 1/0.85 = 1.17647

La ecuación queda :

$$0.351649762007 \cdot X^{0.85} = 1.17647$$

Despejando X:

$$X = 4.14$$

Sustituyendo este valor en la ecuación original:

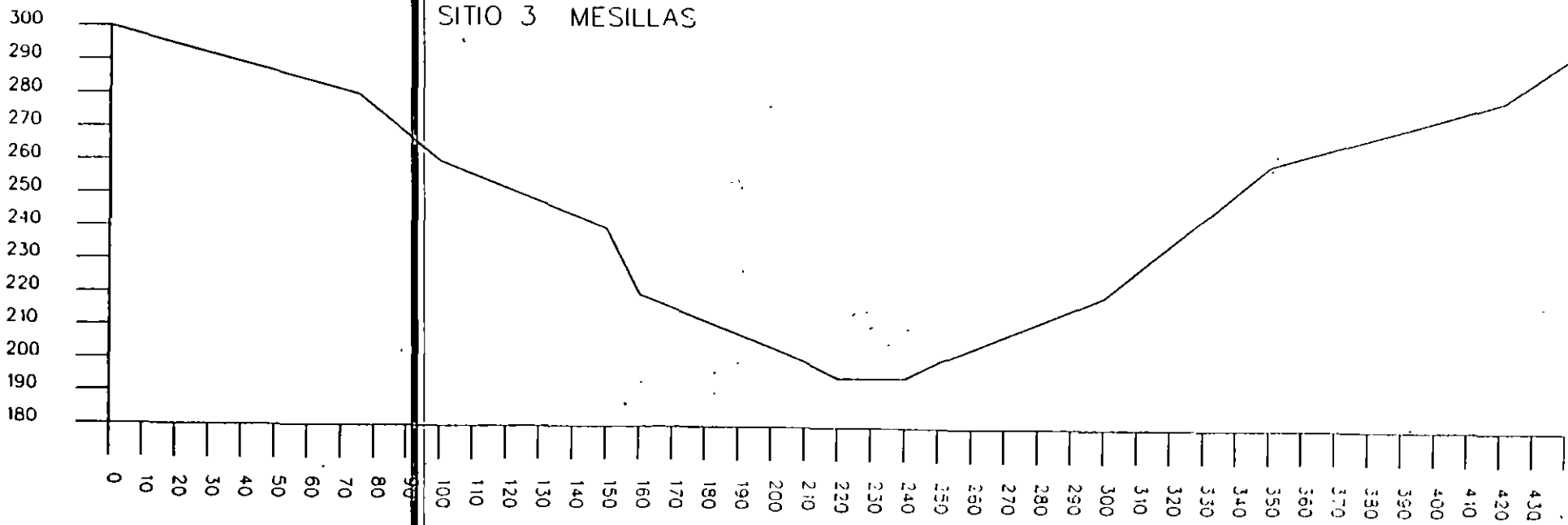
$$X^{1.85} = 2.0 \cdot Hd^{0.85} \cdot Y$$

y despejando para Y, obtenemos el siguiente resultado:

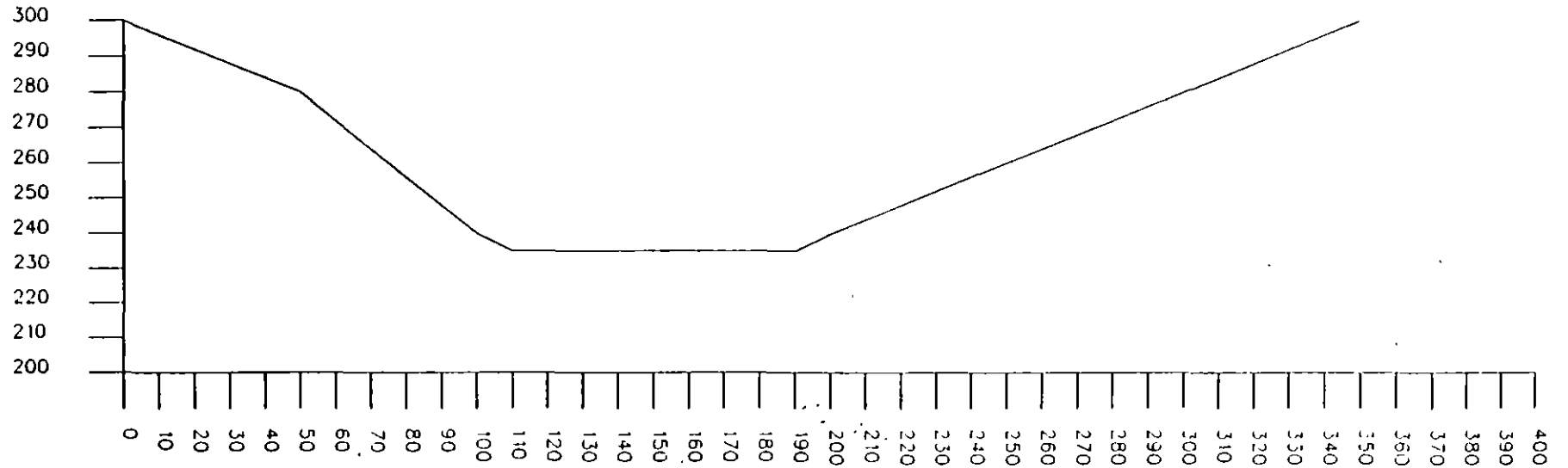
$$Y = 2.63262$$

Con estos Valores obtenemos la siguiente tabla:

SITIO 3 MESILLAS



SITIO 4 EL MONTOR



X	Y
0	0
0.05	0.00074
0.10	0.00268
0.15	0.00568
0.20	0.00968
0.25	0.01463
0.30	0.02049
0.35	0.02725
0.40	0.03489
0.45	0.04339
0.50	0.05273
0.55	0.06289
0.60	0.07387
0.65	0.08567
0.70	0.09826
0.75	0.11163
0.80	0.12579
0.85	0.14072
0.90	0.15642
0.95	0.17287
1.00	0.19008
1.10	0.226733
1.20	0.26633
1.30	0.30884
1.40	0.35422
1.50	0.40244
1.60	0.45348
1.70	0.50730
1.80	0.56388
1.90	0.62321
2.00	0.68524
2.10	0.74997
2.20	0.81737
2.30	0.88743
2.40	0.96013
2.50	1.03544
2.60	1.11336
2.70	1.19388
2.80	1.27697
2.90	1.36262
3.00	1.45081
3.10	1.54155
3.20	1.63480
3.30	1.73057
3.40	1.82883
3.50	1.92958
3.60	2.03282
3.70	2.13851

3.80	2.24666
3.90	2.35726
4.00	2.47030
4.14	2.63262

Apartir de este ultimo punto, comienza la rápida, esta tendrá una pendiente constante hasta llegar al inicio de lo que es la cubeta lanzadora, esta es un semicírculo de radio constante el cual tiene por objeto lanzar el agua lo mas lejos posible del pie de la cortina. El punto final de la cubeta, coincide con un eje prolongado desde el punto en que la proyección de la rápida toca el lecho del río. El radio de la cubeta deflectora se calcula de la siguiente manera:

Primeramente ubicamos el punto en donde va a terminar la rápida, esto se logra, prolongando una línea vertical que tiene su origen en el punto en donde termina la cara aguas abajo de la cortina, esta línea tendrá la altura que deseamos que tenga el vertedor, en nuestro caso deseamos que sean 20 metros, pues son 10 de la excavación en material de arrastre y 10 de altura sobre el lecho del río.

En el punto donde termina esta línea, se inicia el trazo de una línea que tendrá 30° de inclinación con la vertical y que interceptara la cara aguas abajo de la cortina.

Para evitar problemas de presiones excesivas y problemas de cavitación, el radio de curvatura de la cubeta deflector, no podrá ser menor que 10 veces el tirante en esta.

Por otro lado, sabemos que el punto final de la cubeta es precisamente el vértice del ángulo que forman las dos líneas trazadas anteriormente. De aquí en adelante, nuestro problema es concreta a resolver por geometría analítica, la tangencia de un círculo con dos rectas, una de las cuales es la rápida del vertedor y la otra es la proyección de la salida de la cubeta deflector desde su punto final hasta la intersección con la rápida. Del problema, solo conocemos el punto en donde el círculo tiene una tangente a 30 grados que es el punto 44.25, 210 teniendo su origen en el talón del cuerpo de la presa.

Las ecuaciones que nos definen las rectas son:

de la rápida:

$$Y = -1/0.85 * X + 240.5981$$

de la tangente de salida:

$$Y = 0.57735 * X - 184.4522$$

También sabemos que el radio del círculo es perpendicular a cada una de estas dos rectas, conociendo el punto de tangencia en la salida de la rápida, podemos definir la ecuación de la recta de la cual el radio es un segmento, esta ecuación es:

$$Y = -\text{tang } 60^\circ * X + 286.6432$$

Sobre esta línea se desplazara el centro del círculo hasta que la longitud desde el punto (44.25 , 210) hasta el centro sea igual a la distancia del centro a la rápida, interceptando a esta de forma perpendicular.

La longitud del radio es:

$$((44.25 - X)^2 + (20 - Y)^2)^{1/2} \dots\dots 1$$

El ángulo entre la vertical y el radio es para este punto 60°

Para la tangencia de la rápida y el círculo la ecuación de la recta de la cual el radio es un segmento es:

$$Y = 1/0.85 * X + B$$

El ángulo entre la vertical y el radio es : 40.36453657 °

La apertura entre radios es: 100° 21' 52.33"

otro punto muy importante es la intersección de las dos líneas, la de tangente y la de la rápida, este punto es aquel que satisface las dos ecuaciones siguientes:

de la rápida:

$$Y = - 1/0.85 * X + 240.5981$$

de la tangente de salida:

$$Y = 0.57735 * X + 184.4522$$

igualando ambas ecuaciones:

$$0.57735 * X + 184.4522 = -1/0.85 * X + 240.5981$$

despejando para X

$$(0.57735 + 1/0.85) * X = 56.1459$$

$$X = 32.01347$$

despejando para Y:

$$Y = 202.935$$

La Subtangente es:

$$12.437879$$

El ángulo entre las dos líneas es 100.364536573° , la mitad es: 50.1822682865°

$$R = 17.065271568$$

Para calcular el punto en donde termina la rápida y empieza la rampa, se procede de la siguiente manera:

La longitud de la subtangente es: 12.437876

El punto de inicio de la subtangente es: 32.01347 , 202.935

La ecuación de la recta de la rápida es: $-1.176470588 \cdot X + 240.5981 = Y$

Si tomamos la pendiente, y le aplicamos la tangente inversa, obtenemos el ángulo con respecto a la horizontal, el coseno de este ángulo que es 49.635463424° , multiplicado por la subtangente nos da la distancia en el eje X, el seno de dicho ángulo, por la subtangente nos da la distancia en el eje Y sumando y restando estas distancias, encontramos el punto de inicio de la rápida:

23.9579329293 , 212.411906754

El centro del círculo es :

35.717364216 , 224.7789587

La ecuación del círculo queda entonces:

$$R^2 = (X - 35.717364216)^2 + (Y - 224.7789587)^2$$

El siguiente paso es realizar el cálculo hidráulica desde la cresta y hasta la salida de la rampa.

Para este estudio utilizaremos el método conocido como "Paso Standard", el cual aparece en el libro "Hidráulica de los Canales Abiertos" escrito por Ven Te Chow.

De la tabla anterior, encontramos que la velocidad a la salida del canal es de 25.015 metros por segundo, el tirante es 0.746 metros, el ángulo de inclinación con el plano horizontal es 30 grados. Con estos datos, procederemos a calcular la trayectoria del agua una vez que abandona la cubeta deflector:

Si consideramos que una partícula de agua disparada desde la cubeta deflector se encuentra sometida a las leyes de tiro parabólico, entonces la trayectoria de esta partícula está dada por la ecuación:

$$Y = X \cdot \tan a - \frac{X^2}{K} [4 \cdot (d + hv) \cos^2 a]$$

en donde :

$a =$ ángulo entre la salida de la cubeta y la horizontal 30°

Y = distancia vertical desde el ultimo punto de la cubeta deflector.

X = distancia horizontal desde el ultimo punto de la cubeta deflector.

K = factor que vale 0.9 y que considera las turbulencias y fricción con el aire.

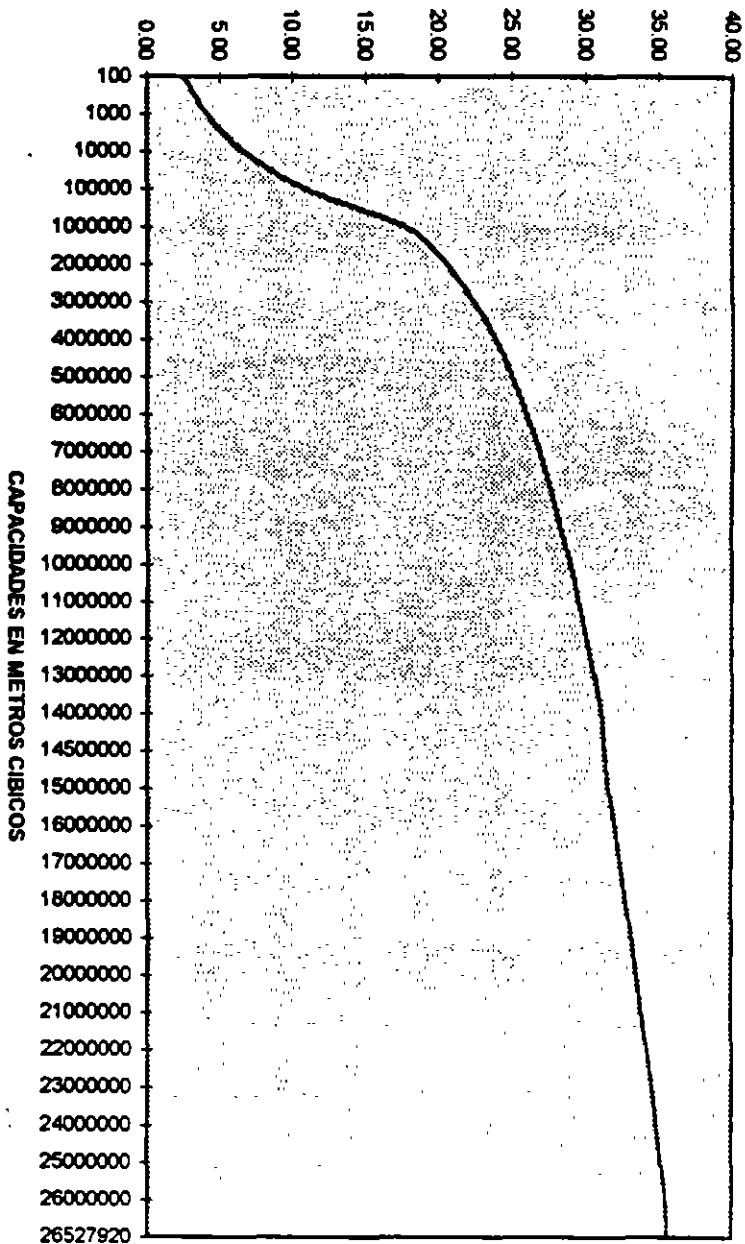
d = tirante Hidráulico = 0.746

hv = carga de velocidad = 31.893

La distancia que recorre el agua desde la salida del vertedor hasta que toca el lecho del río es de 118.78 metros, con lo cual queda mas que garantizada la seguridad de la presa.

Hasta este punto se puede realizar un estudio teórico de las condiciones del vertedor, faltaría realizar simulaciones en un modelo a escala con el fin de evaluar los daños por erosión que la descarga del vertedor originara sobre las laderas de la montaña aguas abajo de la cortina.

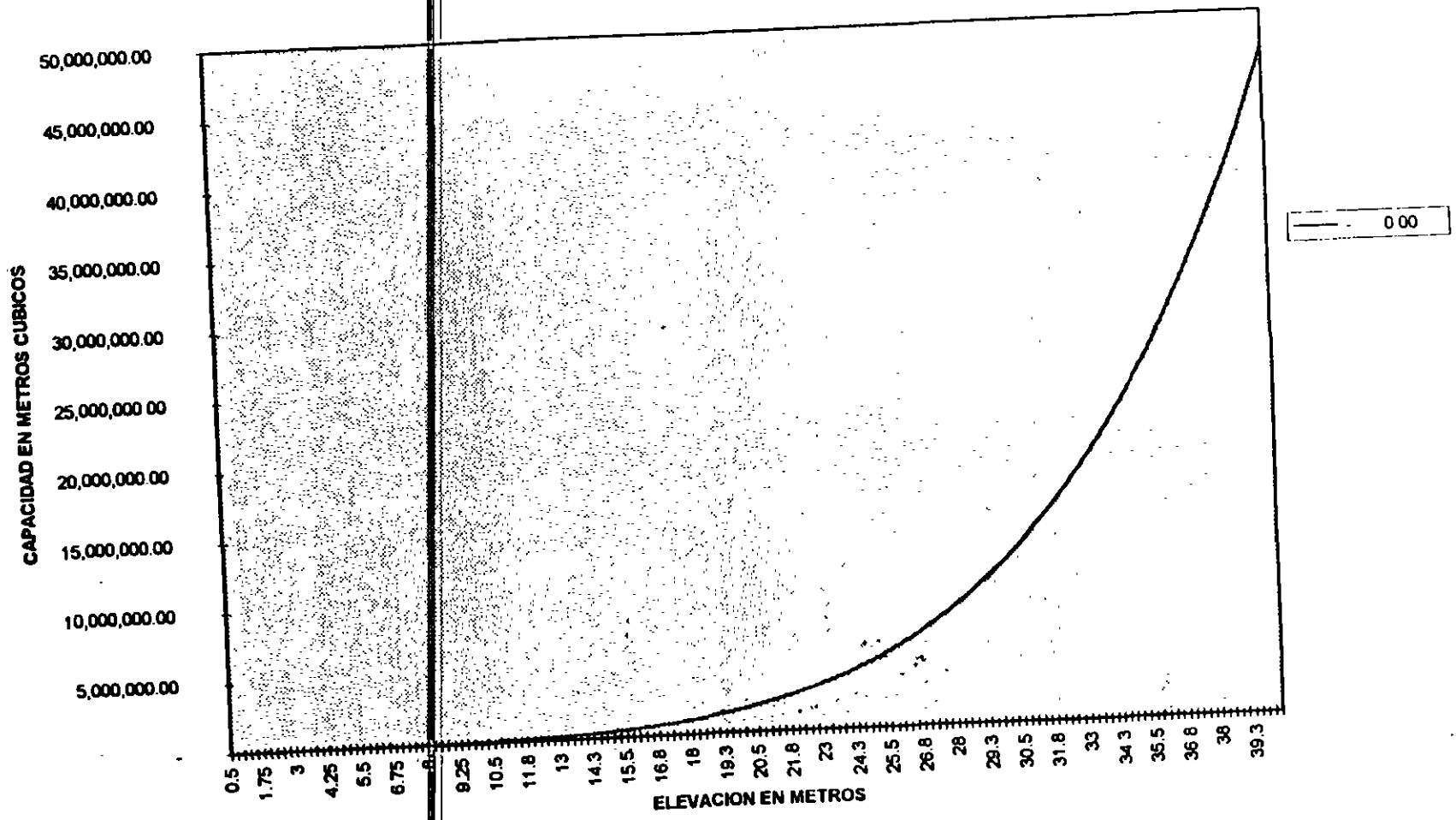
ELELEVACION DE LA CORTINA EN METROS



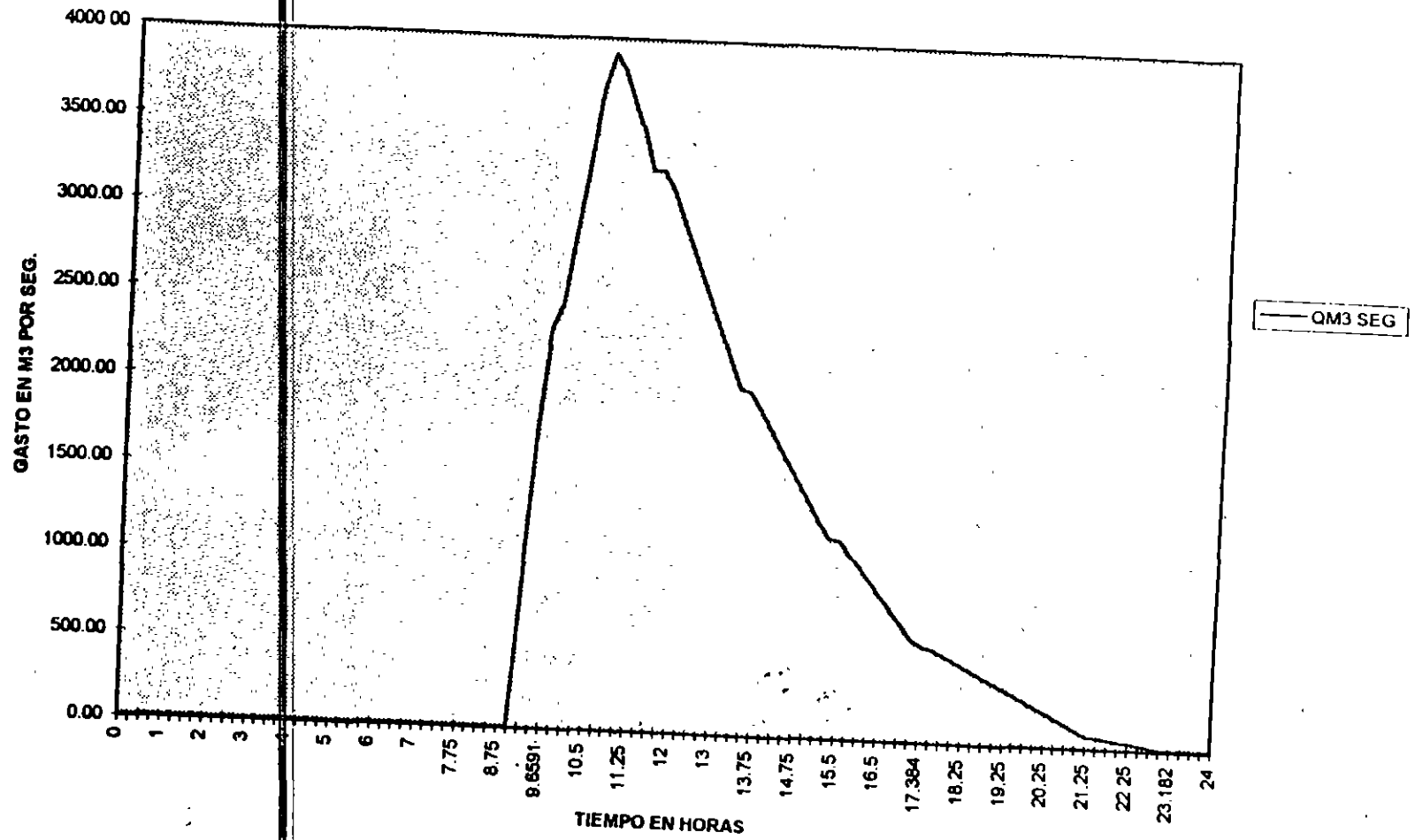
CURVA ELELEVACIONES CAPACIDADES SITIO MESILLAS

0.00

CURVA ELEVACIONES CAPACIDADES



HIDROGRAMA DE DISEÑO TR 10000 AÑOS



Q MEDIO

9.22

TIEMPO	ORD. H.U.	GASTO EN M3/SEG.	
0	0	0.00	9.22
0.25	0	0.00	9.22
0.5	0	0.00	9.22
0.75	0	0.00	9.22
1	0	0.00	9.22
1.25	0	0.00	9.22
1.5	0	0.00	9.22
1.75	0	0.00	9.22
2	0	0.00	9.22
2.25	0	0.00	9.22
2.5	0	0.00	9.22
2.75	0	0.00	9.22
3	0	0.00	9.22
3.25	0	0.00	9.22
3.5	0	0.00	9.22
3.75	0	0.00	9.22
4	0	0.00	9.22
4.25	0	0.00	9.22
4.5	0	0.00	9.22
4.75	0	0.00	9.22
5	0	0.00	9.22
5.25	0	0.00	9.22
5.5	0	0.00	9.22
5.75	0	0.00	9.22
6	0	0.00	9.22
6.25	0	0.00	9.22
6.5	0	0.00	9.22
6.75	0	0.00	9.22
7	0	0.00	9.22
7.25	0	0.00	9.22
7.5	0	0.00	9.22
7.2727	0	0.00	9.22
7.75	0	0.00	9.22
8	0	0.00	9.22
8.25	0	0.00	9.22
8.5	0	0.00	9.22
8.75	0	0.00	9.22
9	0	0.00	9.22
9.25	29.2745663	874.86	884.08
9.5	58.5491325	1749.72	1758.94
9.65909	77.1782955	2306.44	2315.66
9.75	82.2058034	2456.69	2465.91
10	96.0313119	2869.86	2879.08
10.25	109.85682	3283.03	3292.25
10.5	123.682329	3696.19	3705.41
10.625	130.595083	3902.78	3912.00
10.75	127.720025	3816.86	3826.08
11	121.96991	3645.02	3654.24
11.25	116.219795	3473.18	3482.40
11.5	108.46968	3241.57	3250.79
11.5909	108.378938	3238.86	3248.08

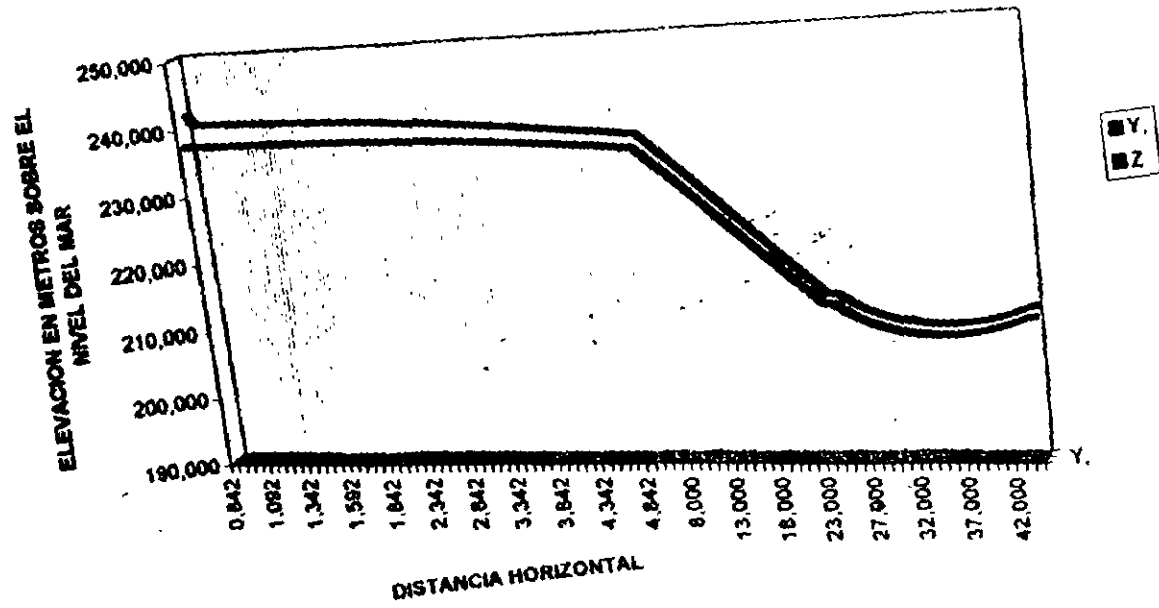
11.75	104.919572	3135.48	3144.70
12	99.4835952	2973.03	2982.25
12.25	94.0476732	2810.58	2819.80
12.5	88.6117512	2648.13	2657.35
12.75	83.1758291	2485.67	2494.89
13	77.7399071	2323.22	2332.44
13.25	72.1264947	2155.47	2164.69
13.5	66.8532884	1997.88	2007.10
13.5227	66.3744813	1983.57	1992.79
13.75	63.1198749	1886.31	1895.53
14	59.5402374	1779.34	1788.56
14.25	55.9605999	1672.36	1681.58
14.5	52.3809625	1565.38	1574.60
14.75	48.801325	1458.41	1467.63
15	45.2216875	1351.43	1360.65
15.25	41.6404999	1244.41	1253.63
15.4545	38.7139065	1156.95	1166.17
15.5	38.2373786	1142.71	1151.93
15.75	35.6190936	1064.46	1073.68
16	33.0008085	986.22	995.44
16.25	30.3825235	907.97	917.19
16.5	27.7642384	829.72	838.94
16.75	25.1459534	751.48	760.70
17	22.5276683	673.23	682.45
17.25	19.9097386	594.99	604.21
17.3836	18.5101717	553.17	562.39
17.5	18.0189226	538.49	547.71
17.75	16.9638342	506.96	516.18
18	15.9087459	475.43	484.65
18.25	14.8536576	443.90	453.12
18.5	13.7985693	412.36	421.58
18.75	12.743481	380.83	390.05
19	11.6883927	349.30	358.52
19.25	10.6333044	317.77	326.99
19.5	9.57821605	286.24	295.46
19.75	8.52312772	254.71	263.93
20	7.46803939	223.18	232.40
20.25	6.41295107	191.65	200.87
20.5	5.35786276	160.12	169.34
20.75	4.30277444	128.59	137.81
21	3.24768612	97.06	106.28
21.25	2.1925978	65.52	74.74
21.5	1.90884718	57.05	66.27
21.75	1.62509656	48.57	57.79
22	1.34134594	40.09	49.31
22.25	1.05759532	31.61	40.83
22.5	0.7738447	23.13	32.35
22.75	0.49009407	14.65	23.87
23	0.20634345	6.17	9.22
23.1818	0	0.00	9.22
23.25	0	0.00	9.22
23.5	0	0.00	9.22
23.75	0	0.00	9.22
24	0	0.00	9.22

CALCULO DEL PERFIL DEL FLUJO EN EL VERTEDOR.

TIRANTE SOBRE LA CRESTA. LONGITUD DE CRESTA: GASTO.								4.158	130	M						
ESTACION	So	BoM	Z	Y	A	V	nV ² /2G	H	R	R ⁴ /3	SF	SFMED	DX	NI	he	H
0.842	0,000		241,528	4,158	540,540	4,488	1,028	242,554	3,908	8,158	0,000		0,000			242,554
0.882	0,015	0,00738919	240,008	2,838	343,057	7,069	2,547	242,556	2,538	3,458	0,000	0,00001	0,050	0,000000	-	242,554
0.842	0,038	0,0267846	240,001	2,838	342,868	7,077	2,552	242,554	2,533	3,453	0,000	0,00001	0,050	0,000000	-	242,554
0.882	0,080	0,04833158	239,980	2,830	341,882	7,093	2,584	242,554	2,528	3,443	0,000	0,00001	0,050	0,000000	-	242,554
1.042	0,080	0,06801878	239,874	2,822	340,882	7,114	2,580	242,554	2,520	3,430	0,000	0,00001	0,050	0,000000	-	242,554
1.082	0,088	0,08913181	239,865	2,812	339,568	7,141	2,589	242,554	2,511	3,413	0,000	0,00001	0,050	0,000000	-	242,554
1.142	0,118	0,10748083	239,834	2,802	338,208	7,170	2,620	242,554	2,501	3,398	0,000	0,00001	0,050	0,000000	-	242,554
1.192	0,134	0,12518218	239,809	2,800	338,853	7,203	2,644	242,554	2,490	3,376	0,000	0,00001	0,050	0,000000	-	242,554
1.242	0,151	0,14291384	239,883	2,878	334,838	7,240	2,672	242,554	2,478	3,354	0,000	0,00001	0,050	0,000000	-	242,554
1.282	0,188	0,15832118	239,855	2,583	333,223	7,277	2,699	242,554	2,488	3,332	0,000	0,00001	0,050	0,000000	-	242,554
1.342	0,184	0,17580883	239,824	2,548	331,372	7,318	2,729	242,554	2,453	3,308	0,000	0,00001	0,050	0,000001	-	242,554
1.382	0,188	0,18137714	239,783	2,534	329,459	7,380	2,781	242,554	2,439	3,283	0,000	0,00001	0,050	0,000001	-	242,554
1.442	0,214	0,20880881	239,789	2,519	327,483	7,405	2,785	242,554	2,425	3,258	0,000	0,00001	0,050	0,000001	-	242,554
1.482	0,230	0,22288888	239,724	2,504	325,455	7,451	2,830	242,554	2,411	3,232	0,000	0,00001	0,050	0,000001	-	242,554
1.542	0,244	0,23883418	239,689	2,488	323,418	7,488	2,865	242,554	2,398	3,208	0,000	0,00001	0,050	0,000001	-	242,554
1.582	0,258	0,25128108	239,682	2,472	321,358	7,548	2,902	242,554	2,381	3,180	0,000	0,00001	0,050	0,000001	-	242,554
1.642	0,272	0,26540381	239,814	2,458	319,274	7,585	2,940	242,554	2,367	3,154	0,000	0,00001	0,050	0,000001	-	242,554
1.682	0,288	0,27830038	239,573	2,440	317,188	7,645	2,979	242,554	2,352	3,127	0,000	0,00001	0,050	0,000001	-	242,554
1.742	0,300	0,28284772	239,835	2,424	315,102	7,688	3,019	242,554	2,337	3,101	0,000	0,00001	0,050	0,000001	-	242,554
1.782	0,313	0,3088488	239,485	2,408	313,025	7,747	3,069	242,554	2,322	3,075	0,000	0,00001	0,050	0,000001	-	242,554
1.842	0,325	0,31888048	239,454	2,392	310,943	7,788	3,100	242,554	2,307	3,048	0,000	0,00001	0,050	0,000001	-	242,554
1.842	0,344	0,33488081	239,377	2,383	307,142	7,885	3,177	242,554	2,280	3,000	0,000	0,00001	0,100	0,000001	-	242,554
2.042	0,368	0,35814892	239,281	2,331	303,883	8,001	3,283	242,554	2,251	2,949	0,000	0,00001	0,100	0,000001	-	242,554
2.142	0,381	0,37888848	239,203	2,300	299,051	8,108	3,351	242,555	2,222	2,899	0,000	0,00001	0,100	0,000001	-	242,554
2.242	0,413	0,40222843	239,114	2,271	295,184	8,215	3,438	242,554	2,194	2,851	0,000	0,00001	0,100	0,000001	-	242,554
2.342	0,434	0,42378081	239,023	2,241	291,380	8,323	3,531	242,554	2,187	2,803	0,000	0,00001	0,100	0,000001	-	242,554
2.442	0,455	0,44447487	238,931	2,212	287,807	8,431	3,623	242,554	2,140	2,757	0,000	0,00001	0,100	0,000001	-	242,554
2.542	0,474	0,46428804	238,838	2,184	283,943	8,540	3,717	242,554	2,113	2,712	0,000	0,00001	0,100	0,000001	-	242,554
2.642	0,482	0,48318138	238,741	2,157	280,382	8,648	3,813	242,554	2,087	2,668	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
2.742	0,510	0,50134708	238,644	2,130	278,858	8,758	3,910	242,554	2,082	2,625	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
2.842	0,527	0,5188882	238,545	2,103	275,440	8,868	4,008	242,554	2,037	2,583	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
2.942	0,543	0,53828888	238,448	2,078	270,884	8,978	4,108	242,554	2,013	2,542	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
3.042	0,558	0,55114851	238,344	2,052	268,824	9,088	4,210	242,554	1,980	2,502	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
3.142	0,574	0,56834757	238,241	2,028	263,822	9,198	4,313	242,554	1,987	2,464	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
3.242	0,588	0,58888875	238,137	2,004	260,488	9,308	4,417	242,554	1,944	2,428	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
3.342	0,601	0,59470358	238,032	1,980	257,430	9,420	4,523	242,554	1,922	2,389	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
3.442	0,615	0,60810788	237,824	1,957	254,413	9,531	4,630	242,554	1,900	2,353	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
3.542	0,627	0,62088881	237,815	1,934	251,472	9,643	4,739	242,554	1,878	2,318	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
3.642	0,638	0,63312038	237,704	1,912	248,588	9,755	4,850	242,554	1,858	2,283	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
3.742	0,651	0,64478453	237,582	1,890	245,788	9,867	4,962	242,554	1,837	2,250	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
3.842	0,661	0,65587024	237,478	1,868	242,981	9,980	5,078	242,554	1,817	2,217	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
3.942	0,672	0,66870878	237,383	1,848	240,273	10,082	5,191	242,554	1,787	2,185	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
4.042	0,682	0,67888888	237,245	1,828	237,805	10,208	5,309	242,554	1,778	2,154	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
4.142	0,682	0,68882888	237,128	1,808	234,984	10,320	5,428	242,554	1,759	2,123	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
4.242	0,701	0,69827043	237,005	1,788	232,411	10,434	5,548	242,554	1,740	2,093	0,000	0,00002	0,100	0,000002	-	242,554
4.342	0,710	0,70830877	236,882	1,768	229,885	10,548	5,672	242,555	1,721	2,063	0,000	0,00003	0,100	0,000003	-	242,554
4.442	0,718	0,7140158	236,758	1,748	227,388	10,664	5,798	242,554	1,703	2,034	0,000	0,00003	0,100	0,000003	-	242,554
4.542	0,728	0,72233881	236,632	1,730	224,855	10,780	5,923	242,554	1,688	2,006	0,000	0,00003	0,100	0,000003	-	242,554
4.642	0,734	0,73031088	236,503	1,712	222,381	10,898	6,051	242,554	1,668	1,978	0,000	0,00003	0,100	0,000003	-	242,554
4.742	0,742	0,73788437	236,373	1,694	220,207	11,012	6,181	242,554	1,651	1,951	0,000	0,00003	0,100	0,000003	-	242,554
4.842	0,748	0,74537231	236,241	1,678	217,884	11,128	6,313	242,554	1,634	1,925	0,000	0,00003	0,100	0,000003	-	242,554

4,882	0,757	0,75311884	238,054	1,652	214,737	11,293	8,500	242,554	1,811	1,868	0,000	0,00003	0,140	0,000004	242,554
5,000	0,778	0,76847846	238,017	1,647	214,128	11,325	8,537	242,554	1,608	1,881	0,000	0,00003	0,018	0,000001	242,554
6,000	0,782	0,7688227	234,737	1,568	185,814	12,364	7,818	242,554	1,472	1,675	0,000	0,00004	1,000	0,000035	242,554
7,000	0,782	0,76183632	233,474	1,368	181,885	13,347	9,079	242,554	1,388	1,519	0,000	0,00004	1,000	0,000044	242,554
8,000	0,782	0,76183632	232,229	1,311	170,371	14,233	10,325	242,554	1,285	1,397	0,000	0,00005	1,000	0,000052	242,554
9,000	0,782	0,76183632	230,886	1,219	161,021	15,080	11,559	242,554	1,215	1,297	0,000	0,00006	1,000	0,000081	242,554
10,000	0,782	0,76183632	229,770	1,178	153,111	15,838	12,785	242,555	1,157	1,214	0,000	0,00007	1,000	0,000070	242,554
11,000	0,782	0,76183632	228,852	1,125	148,303	16,575	14,002	242,554	1,108	1,144	0,000	0,00008	1,000	0,000079	242,554
12,000	0,782	0,76183632	227,938	1,080	140,350	17,278	15,215	242,554	1,062	1,083	0,000	0,00009	1,000	0,000089	242,554
13,000	0,782	0,76183632	226,131	1,039	135,067	17,951	16,424	242,554	1,023	1,030	0,000	0,00010	1,000	0,000099	242,554
14,000	0,782	0,76183632	224,825	1,001	130,387	18,588	17,629	242,554	0,988	0,984	0,000	0,00011	1,000	0,000109	242,554
15,000	0,782	0,76183632	223,723	0,970	126,155	19,222	18,832	242,555	0,956	0,942	0,000	0,00012	1,000	0,000119	242,555
16,000	0,782	0,76183632	222,523	0,941	122,318	19,825	20,032	242,555	0,927	0,904	0,000	0,00013	1,000	0,000130	242,555
17,000	0,782	0,76183632	221,325	0,913	118,817	20,409	21,230	242,555	0,901	0,871	0,000	0,00014	1,000	0,000140	242,555
18,000	0,782	0,76183632	220,129	0,887	115,804	20,978	22,428	242,555	0,877	0,840	0,000	0,00015	1,000	0,000151	242,555
19,000	0,782	0,76183632	218,834	0,863	112,842	21,528	23,621	242,555	0,855	0,812	0,000	0,00016	1,000	0,000162	242,555
20,000	0,782	0,76183632	217,741	0,843	109,900	22,063	24,814	242,555	0,835	0,788	0,000	0,00017	1,000	0,000173	242,555
21,000	0,782	0,76183632	216,548	0,825	107,352	22,589	26,007	242,556	0,815	0,762	0,000	0,00018	1,000	0,000184	242,556
22,000	0,782	0,76183632	215,368	0,807	104,874	23,100	27,198	242,556	0,798	0,740	0,000	0,00020	1,000	0,000196	242,556
23,000	0,782	0,76183632	214,188	0,791	102,760	23,600	28,388	242,556	0,781	0,719	0,000	0,00021	1,000	0,000207	242,556
23,858	0,782	0,76183632	213,029	0,775	100,748	24,089	29,528	242,556	0,766	0,701	0,000	0,00022	0,858	0,000210	242,556
24,000	0,888	0,72482484	213,011	0,773	100,717	24,077	29,548	242,556	0,768	0,700	0,000	0,00022	0,042	0,000008	242,556
25,000	0,856	0,67283853	212,137	0,764	98,258	24,430	30,420	242,556	0,756	0,687	0,000	0,00023	1,000	0,000229	242,566
26,000	0,989	0,6284715	211,388	0,754	96,075	24,725	31,159	242,557	0,748	0,678	0,000	0,00024	1,000	0,000237	242,557
27,000	0,540	0,58878788	210,785	0,741	97,084	24,975	31,792	242,557	0,738	0,667	0,000	0,00024	1,000	0,000244	242,557
28,000	0,482	0,5111234	210,228	0,741	98,280	25,188	32,332	242,557	0,732	0,680	0,000	0,00025	1,000	0,000250	242,557
29,000	0,423	0,45247182	209,788	0,733	95,808	25,364	32,789	242,558	0,727	0,654	0,000	0,00026	1,000	0,000255	242,557
30,000	0,385	0,38382882	209,387	0,731	95,054	25,511	33,171	242,558	0,723	0,648	0,000	0,00026	1,000	0,000260	242,558
31,000	0,308	0,33819187	209,075	0,728	94,808	25,631	33,484	242,558	0,720	0,645	0,000	0,00026	1,000	0,000263	242,558
32,000	0,247	0,27885882	208,827	0,723	94,281	25,728	33,732	242,558	0,717	0,642	0,000	0,00027	1,000	0,000268	242,558
33,000	0,189	0,21783083	208,842	0,723	94,004	25,798	33,918	242,558	0,715	0,640	0,000	0,00027	1,000	0,000269	242,558
34,000	0,130	0,15830384	208,518	0,722	93,829	25,844	34,043	242,559	0,714	0,638	0,000	0,00027	1,000	0,000270	242,559
35,000	0,071	0,10087882	208,448	0,721	93,735	25,870	34,111	242,559	0,713	0,637	0,000	0,00027	1,000	0,000271	242,559
36,000	0,013	0,04285483	208,437	0,721	93,720	25,874	34,122	242,559	0,713	0,637	0,000	0,00027	1,000	0,000272	242,559
37,000	-0,048	-0,01888818	208,483	0,721	93,782	25,857	34,077	242,580	0,713	0,638	0,000	0,00027	1,000	0,000271	242,560
38,000	-0,105	-0,07518913	208,588	0,722	93,824	25,818	33,874	242,580	0,715	0,639	0,000	0,00027	1,000	0,000271	242,560
39,000	-0,183	-0,13381778	208,747	0,724	94,147	25,757	33,813	242,580	0,716	0,641	0,000	0,00027	1,000	0,000269	242,560
40,000	-0,222	-0,1844437	208,988	0,722	94,458	25,872	33,581	242,580	0,719	0,644	0,000	0,00027	1,000	0,000267	242,560
41,000	-0,280	-0,25107159	209,253	0,730	94,881	25,583	33,308	242,581	0,722	0,647	0,000	0,00028	1,000	0,000285	242,561
42,000	-0,338	-0,30870229	209,607	0,734	95,387	25,427	32,854	242,581	0,725	0,652	0,000	0,00028	1,000	0,000281	242,561
43,000	-0,388	-0,36833891	210,032	0,738	95,887	25,283	32,529	242,581	0,730	0,657	0,000	0,00028	1,000	0,000257	242,561
44,000	-0,458	-0,42897883	210,538	0,744	96,738	25,087	32,028	242,581	0,738	0,684	0,000	0,00025	1,000	0,000253	242,561
44,250	-0,483	-0,47488558	210,889	0,748	98,040	25,015	31,883	242,582	0,737	0,688	0,000	0,00025	0,250	0,000082	242,581

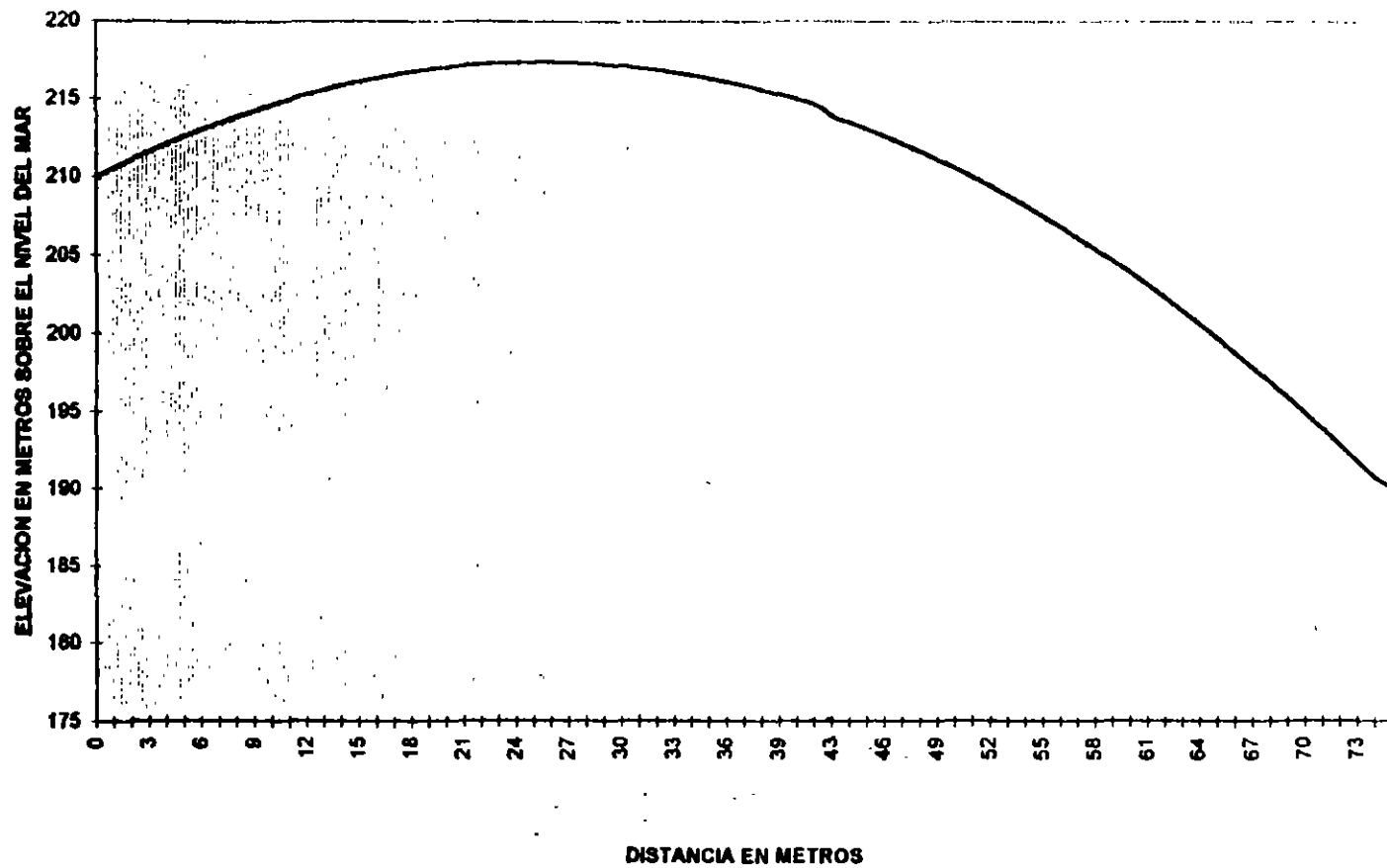
PERFIL DEL AGUA SOBRE EL VERTEDOR



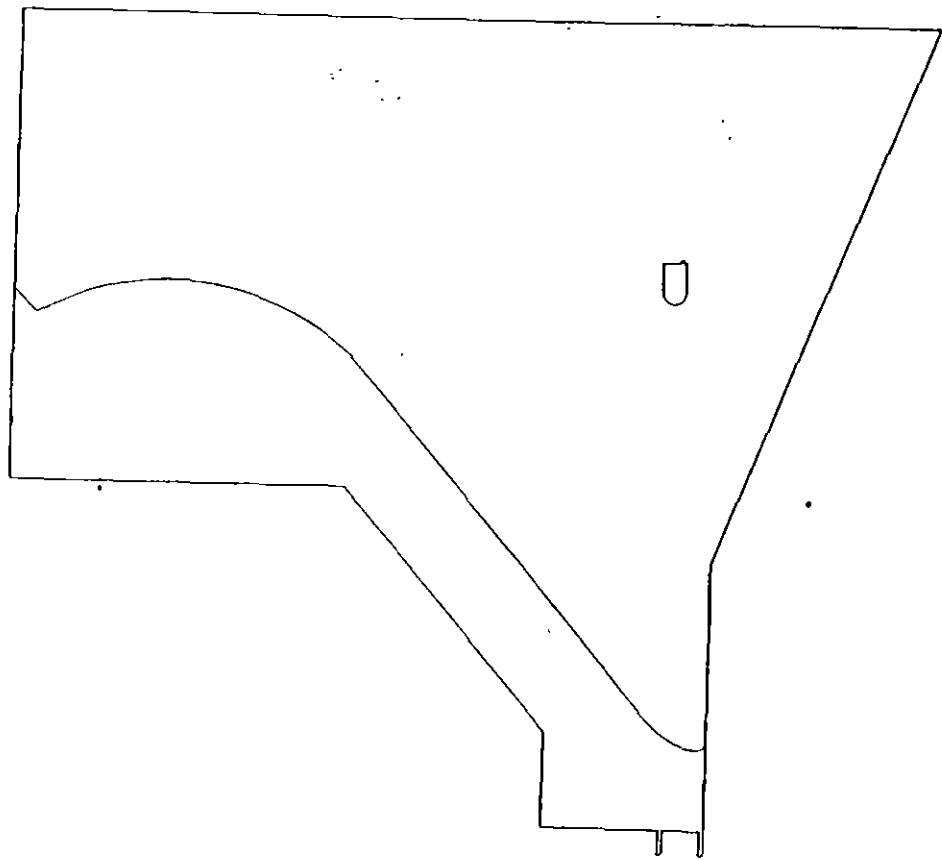
TRAYECTORIA DEL AGUA FUERA DEL VERTEDOR.

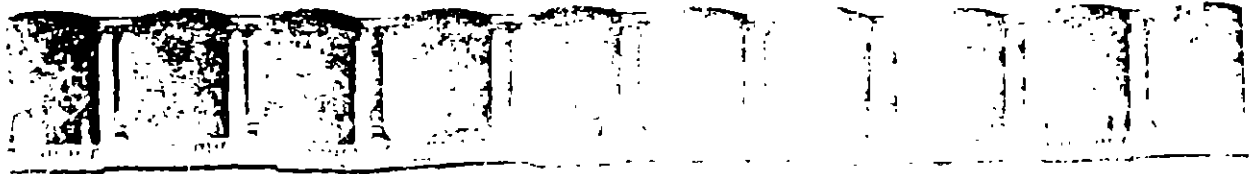
X	TAN A	X² TAN 30	X² 2	D+HV	0.94*(D+HV)	COS 30	COS 30 * 2	1° COS 2 30	X² / 8	X TAN 30	Y
0	0.57735027	0	0	0	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	0	44.25
1	0.57735027	0.57735027	1	1	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	0.01134748	45.25
2	0.57735027	1.15470054	4	4	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	0.04536892	46.25
3	0.57735027	1.73205081	9	9	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	0.10212731	47.25
4	0.57735027	2.30940108	16	16	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	0.18155987	48.25
5	0.57735027	2.88675135	25	25	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	0.28368686	49.25
6	0.57735027	3.46410162	36	36	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	0.40850975	50.25
7	0.57735027	4.04145189	49	49	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	0.55602648	51.25
8	0.57735027	4.61880215	64	64	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	0.72623688	52.25
9	0.57735027	5.19615242	81	81	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	0.91914581	53.25
10	0.57735027	5.77350269	100	100	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	1.13474791	54.25
11	0.57735027	6.35085296	121	121	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	1.37304497	55.25
12	0.57735027	6.92820323	144	144	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	1.63403689	56.25
13	0.57735027	7.50555350	169	169	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	1.91772387	57.25
14	0.57735027	8.08290377	196	196	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	2.22410590	58.25
15	0.57735027	8.66025404	225	225	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	2.55318226	59.25
16	0.57735027	9.23760431	256	256	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	2.90496465	60.25
17	0.57735027	9.81495458	289	289	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	3.27942148	61.25
18	0.57735027	10.39230485	324	324	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	3.67656323	62.25
19	0.57735027	10.96965512	361	361	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	4.09643988	63.25
20	0.57735027	11.54700539	400	400	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	4.53898184	64.25
21	0.57735027	12.12435566	441	441	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	5.00423628	65.25
22	0.57735027	12.70170593	484	484	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	5.49217988	66.25
23	0.57735027	13.27905620	529	529	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	6.00281844	67.25
24	0.57735027	13.85640647	576	576	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	6.53614798	68.25
25	0.57735027	14.43375674	625	625	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	7.09217444	69.25
26	0.57735027	15.01110701	676	676	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	7.67089577	70.25
27	0.57735027	15.58845728	729	729	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	8.27231226	71.25
28	0.57735027	16.16580755	784	784	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	8.89642382	72.25
29	0.57735027	16.74315782	841	841	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	9.54322992	73.25
30	0.57735027	17.32050809	900	900	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	10.21273712	74.25
31	0.57735027	17.89785836	961	961	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	10.9049274	75.25
32	0.57735027	18.47520863	1024	1024	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	11.6198186	76.25
33	0.57735027	19.05255890	1089	1089	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	12.3574047	77.25
34	0.57735027	19.62990917	1156	1156	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	13.1176858	78.25
35	0.57735027	20.20725944	1225	1225	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	13.9006819	79.25
36	0.57735027	20.78460971	1296	1296	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	14.7083329	80.25
37	0.57735027	21.36196000	1369	1369	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	15.5346689	81.25
38	0.57735027	21.93931027	1444	1444	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	16.3857598	82.25
39	0.57735027	22.51666054	1521	1521	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	17.2568157	83.25
40	0.57735027	23.09401081	1600	1600	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	18.1489666	84.25
41	0.57735027	23.67136108	1681	1681	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	19.0751124	85.25
42	0.57735027	24.24871135	1764	1764	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	20.0414889	86.25
43	0.57735027	24.82606162	1849	1849	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	21.0439231	87.25
44	0.57735027	25.40341189	1936	1936	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	22.0764274	88.25
45	0.57735027	25.98076216	2025	2025	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	23.1449317	89.25
46	0.57735027	26.55811243	2116	2116	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	24.2444461	90.25
47	0.57735027	27.13546270	2209	2209	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	25.3709813	91.25
48	0.57735027	27.71281297	2304	2304	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	26.5206217	92.25
49	0.57735027	28.29016324	2401	2401	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	27.6893771	93.25
50	0.57735027	28.86751351	2500	2500	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	28.8832478	94.25
51	0.57735027	29.44486378	2601	2601	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	29.5147931	95.25
52	0.57735027	30.02221405	2704	2704	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	30.6889636	96.25
53	0.57735027	30.59956432	2809	2809	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	31.8750688	97.25
54	0.57735027	31.17691459	2916	2916	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	33.0822491	98.25
55	0.57735027	31.75426486	3025	3025	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	34.3281249	99.25
56	0.57735027	32.33161513	3136	3136	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	35.6096945	100.25
57	0.57735027	32.90896540	3249	3249	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	36.9799980	101.25
58	0.57735027	33.48631567	3364	3364	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	38.429197	102.25
59	0.57735027	34.06366594	3481	3481	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	39.9505747	103.25
60	0.57735027	34.64101621	3600	3600	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	40.556249	104.25
61	0.57735027	35.21836648	3721	3721	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	42.2236897	105.25
62	0.57735027	35.79571675	3844	3844	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	43.8197077	106.25
63	0.57735027	36.37306702	3969	3969	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	45.0381448	107.25
64	0.57735027	36.95041729	4096	4096	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	46.4792744	108.25
65	0.57735027	37.52776756	4225	4225	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	47.9439882	109.25
66	0.57735027	38.10511783	4356	4356	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	49.429919	110.25
67	0.57735027	38.68246810	4489	4489	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	50.9365337	111.25
68	0.57735027	39.25981837	4624	4624	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	52.4707434	112.25
69	0.57735027	39.83716864	4761	4761	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	54.029348	113.25
70	0.57735027	40.41451891	4900	4900	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	55.6092478	114.25
71	0.57735027	40.99186918	5041	5041	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	57.2082421	115.25
72	0.57735027	41.56921945	5184	5184	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	58.823317	116.25
73	0.57735027	42.14656972	5329	5329	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	60.4707161	117.25
74	0.57735027	42.72392000	5476	5476	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	62.1367968	118.25
74.528818	0.57735027	43.0287984	5554.43197	32.639	117.5004	0.8660254	0.75	88.1253	63.0288008	-20.000004	118.778882

TRAYECTORIA DEL AGUA FUERA DEL VERTEDOR



— Y





FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL

DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRAULICAS

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : DISEÑO DE LA CORTINA

DISEÑO DE LA CORTINA:

La Cortina es el elemento estructural, que tiene como objetivo, impedir el libre paso del agua por el cauce del río, provocando que esta se acumule aguas arriba, una vez que esto ha sucedido, la cortina debe de resistir el empuje del agua y sólidos almacenados, de forma tal que no se ponga en peligro la seguridad aguas abajo de esta.

Las cortinas se clasifican en dos grandes grupos de acuerdo a los materiales de que están construidas:

A) Cortinas de Materiales Graduados.

B) Cortinas Homogéneas.

Las cortinas de materiales graduados, son aquellas que se construyen, colocando sobre el río diferentes tipos de materiales que van desde suelos, arcillas, gravas, y enrocamientos, para constituir la cortina. La principal ventaja de este tipo de cortinas es que son capaces de soportar grandes deformaciones sin que se ponga en peligro la estabilidad de la estructura. Debido a esta cualidad, son muy utilizadas en nuestro país, debido a la gran actividad sísmica que existe.

Las cortinas homogéneas, son construidas ya sea de mampostería o de concreto masivo, son muy rígidas y por lo general no son capaces de soportar grandes deformaciones, su principal ventaja es la velocidad de construcción y el grado de impermeabilidad que proporcionan. Las cortinas de tipo arco bóveda, gravedad, y contrafuertes. Son ejemplos de esta categoría.

Dentro de las cortinas homogéneas, se encuentran las cortinas conocidas como de Gravedad. Estas basan su diseño en contrarrestar los empujes y esfuerzos producidos, con su peso propio, generalmente están construidas con mampostería, concreto masivo o bien con concreto compactado con rodillo (CCR). (Esta última categoría no está muy difundida y por lo tanto existen pocas presas construidas por este método.)

El diseño de las cortinas de gravedad resulta ser de los más sencillos, por lo que este tipo de cortinas son muy utilizadas en pequeñas presas, generalmente construidas con mampostería.

Las boquillas que son elegibles para construir en ellas cortinas de tipo gravedad, son aquellas en las cuales las laderas de la montaña no presentan un alto grado de inclinación, esto debido a que no es posible que una cortina de gravedad tenga una unión con un elemento rocoso en forma vertical ya que la continuidad no estaría garantizada en el caso de que se presentaran asentamientos diferenciales.

MÉTODOS DE DISEÑO:

Existe una división principal en los métodos de diseño de las cortinas de gravedad, y es la manera en que se considera que trabajara estructuralmente esta.

Si se considera que la cortina trabajara de forma monolítica, y por lo tanto se considera que existe transmisión de esfuerzos en el sentido longitudinal, entonces el problema estructural se complica y es necesario utilizar el método de "Cargas de Prueba", el cual consiste en considerar a la cortina como una serie de vigas y mensulas, en donde iremos repartiendo las cargas con el fin de igualar las deformaciones verticales con las horizontales, en este caso se requiere desarrollar un modelo tridimensional por elemento finito.

Si por el contrario, se considera que la presa esta formada por pequeños bloques de ancho unitario los cuales no transmiten esfuerzos de manera lateral, resulta mucho mas sencillo su calculo y es posible utilizar métodos estáticos o pseudo estáticos. Para el caso que nos ocupa, consideraremos un estudio pseudo estático. La diferencia entre estos métodos de diseño, radica principalmente en que el método estático considera:

- La distribución de esfuerzos, varia de manera lineal a lo largo de una sección horizontal mientras no exista subpresion.
- Una vez que se ha producido una grieta, la subpresion equivalente a la presión hidrostática arriba de la grieta, actúa en todo lo largo de la grieta, los drenes se consideran inexistentes o inoperables una vez que se ha producido la grieta.
- La grieta penetra hasta un punto en el que el esfuerzo vale cero, considerando que la parte intacta de la cortina se encuentra trabajando a compresión.

El método pseudo estático considera que una grieta producida por un sismo, se abre y cierra de manera tan rápida que impide que el agua penetre en ella, por lo que la subpresion se considera igual a cero dentro de esta.

SISMOS DE DISEÑO:

La respuesta que se espera de la presa ante la presencia de sismos de diferente magnitud, tomando en cuenta el daño permitido, es la base para el diseño de las estructuras que la componen y esta dictado en base a los daños que una falla en esta pudiesen ocasionar aguas abajo. En base al daño permitido se dividen los sismos de la siguiente manera:

- Sismo Base de Operación: Las estructuras, sistemas y componentes necesarios para la operación de un proyecto, deben de ser diseñados para permanecer en operación durante la presencia de este sismo.
- Sismo Base de Diseño: Cuando se presenta este sismo, el proyecto debe de ser capaz de mantenerse en pie aceptando determinado daño que puede ser reparado después, sin embargo, aquellas estructuras, sistemas y componentes que son importantes para la seguridad de la presa deben de mantenerse en condiciones de operación. El grado de daño aceptable se deriva de un estudio económico.

-Sismo Máximo Creíble: Las estructuras encargadas de retener el agua así como aquellas cuya función es controlar la salida del agua, deben ser diseñadas para soportar este sismo y permanecer operables, garantizando que no se presentara una falla del proyecto que ponga en peligro lo que existe aguas abajo de la presa. Este punto se refiere a cortinas, obras de toma, drenajes de fondo y vertedores.

Debido a la sencillez de la presa que estamos estudiando, se considera que todas las estructuras deben de soportar el Sismo Máximo Creíble, por lo que adoptaremos este como sismo de diseño en los cálculos siguientes.

COMBINACIONES DE CARGA:

El diseño de presas de gravedad, debe de analizar las siguientes condiciones de carga:

a) Condiciones Normales:

- Presa llena al NAMO
- Empuje Hidrostática.
- Peso propio y de accesorios.
- Subpresion. drenes operantes.
- Azolves.
- Hielo (este no se considerara dado el clima en la región.)

b) Condiciones extraordinarias:

- Presa llena al NAME (o presa al NAMO + Sismo considerado con métodos Pseudo estáticos).
- Empuje hidrostática.
- Peso propio y de accesorios.
- Subpresion
- Azolves.

c) Condiciones extremas:

- Presa llena al NAMO.
- Empuje Hidrostática.
- Peso propio y de accesorios.
- Subpresion.
- Azolves.
- Sismo de diseño(Sismo Máximo Creíble.)

d) Presa Vacía.

- Con sismo en dirección hacia aguas arriba.

FACTORES DE SEGURIDAD:

- Condiciones de carga ordinarias: 3
- Condiciones de carga extraordinarias: 2
- Condiciones de carga extremas: 1
- Presa Vacía: 1.5

Para iniciar el diseño de la cortina, es necesario determinar su altura, esta es igual a la elevación del NAME mas un bordo libre que se calcula en base al oleaje que se espera en el sitio, en este caso debido a que se trata de una cortina de gravedad, la cual permite que el agua pase por encima de ella sin ocasionar daños a la estructura, vamos a determinar el bordo libre igual a 2 metros. La elevación la obtenemos de la siguiente manera:

NAME	241.52
B.L.	000.536
TOTAL :	242.056

La altura de la cortina se comprende desde el desplante de esta en roca sana hasta la altura de la corona. En este caso el desplante se considerara en la cota 190, que es el nivel al cual consideramos se encuentra la roca sana en el cauce del río.

La altura total de la cortina es de: $242.056 - 190 = 52.056$ metros.

CALCULO DE LA PENDIENTE DEL PARAMENTO AGUAS ABAJO :

Este calculo se realiza con el fin de evitar que la cortina gire al rededor de su pie debido a las cargas estáticas que actúan sobre de ella, para lograr esto, es necesario considerar efectos de la subpresion, ya que la cimentación no es totalmente impermeable, aun después de haber realizado las pantallas de inyección. Para determinar la pendiente, aplicamos la siguiente formula:

$$k = (1/(ym-1))^{1/2}$$

donde $ym =$ peso especifico del concreto = 2.4 ton por metro cubico.

$$k = 0.8451$$

en base a este resultado tenemos una pendiente de $0.8451 : 1$ que se aproxima a $0.85 : 1$ con este dato podemos calcular el espesor de la base de la cortina:

$$52.056 * 0.85 = 44.247 \text{ que aproximamos a } 44.25 \text{ m.}$$

Se requiere de un pasillo en la parte superior de la cortina, de modo que la ultima parte deberá tener un paramento vertical, este paramento tendrá la altura necesaria para dar un ancho de corona de 3 metros que es lo que se requiere para poder tener acceso a las compuertas y de esta manera tener la posibilidad de darles mantenimiento. La altura del paramento vertical es:

$$3/0.85 = 3.53 \text{ metros, y va desde la cota } 242.00 \text{ hasta la cota } 238.47$$

DISEÑO BAJO DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA:

En este punto, analizaremos la cortina desde un punto de vista estructural, para cada una de las diferentes condiciones de carga vistas anteriormente, para definir el paramento de la cortina aguas arriba, iniciaremos el estudio con la siguiente combinación de cargas:

Presa Vacía, y sismo:

Existen un caso para esta combinación de carga y es cuando el sismo se presenta de aguas abajo hacia aguas arriba, que es el punto mas desfavorable, debido a su poca estabilidad, la cual vamos a resolver mediante el uso de un paramento triangular que dará apoyo a la presa en la cara aguas arriba.

Para este caso solo se consideraran los empujes sísmicos originados por la misma cortina, ya que la presa se considera vacía totalmente.

El coeficiente sísmico que se utilizara, es el que nos proporciona el "Manual para Diseño de Obras Civiles" de la C.F.E. y que aparece en la obra "Manual de Diseño Estructural" de Roberto Meli Piralla. y es para la zona D en terreno tipo I, $C = 0.48$

Para este análisis, se utilizara un método estático, debido a que no cuenta la cortina con columnas, dividiremos a la cortina en rebanadas de aproximadamente 1 m de espesor, y de esta manera calcularemos los pesos a diferentes niveles, de igual manera se considerara un bloque unitario, de 1 metro de ancho.

Una vez determinadas las fuerzas de inercia para cada sección, se procede a determinar el momento originado por cada una de estas fuerzas con respecto al origen que se sitúa en el punto en el cual hacen contacto la base de la cortina con el paramento vertical de esta.

Una vez determinado este momento, se determina el peso de la cortina, después se determina el momento resistente que ocasiona el peso de la cortina, actuando en el centro de gravedad de esta y multiplicado por la distancia al origen. Este momento actúa en sentido contrario al momento ocasionado por el sismo.

Para comparar el momento actuante con el momento resistente, se multiplica el momento actuante por el factor de seguridad que es $F.S = 2$, lo cual nos da un momento actuante de diseño = $M. Act. = 43344.52$, el momento resistente debido al peso propio de la cortina resulta ser: $M.R. Cort. = 40792,55$ por lo que existe una diferencia de 2551.97 toneladas metro, la cual absorberemos colocando en la cortina un prisma triangular en el paramento aguas arriba, con lo cual evitaremos la inestabilidad de la cortina, el momento ocasionado por el peso propio del prisma, aplicado en su centro de gravedad y multiplicado por la distancia al origen debe ser igual o mayor a la diferencia entre el momento actuante de diseño menos el momento resistente debido al peso propio de la cortina. El problema radica entonces en determinar las dimensiones del prisma, lo cual en este caso se hizo de manera iterativa de acuerdo con la siguiente tabla:

K	H	B	MR
0,5	41	20,5	6892,1
0,3	41	12,3	2481,156
0,25	41	10,25	1723,025
0,6	35	21	6174
0,5	35	17,5	4287,5
0,4	35	14	2744

De esta tabla, elegimos la opción que nos determina que la base es 35 metros, la altura 35 metros y $k = .4$ debido a que es la mas cercana al momento remanente.

Con esto damos por terminado el procedimiento de diseño para la presa vacía y con sismo hacia aguas arriba.

Condiciones Extremas:

El procedimiento de diseño para condiciones extremas, tiene como finalidad, garantizar que la presa resista de manera segura la presencia de un sismo el cual según datos estadísticos sea el mas fuerte que se pueda presentar en la obra. Para el estudio del comportamiento de la estructura ante la acción de este sismo, es muy importante conocer el tipo de subsuelo e que nos estamos desplantando, así como la distancia al epicentro probable para este sismo.

En el caso particular de esta presa, resulta muy importante el determinar la distancia al epicentro, ya que nos encontramos muy cerca de la zona de subduccion entre la placa de Cocos y la placa Continental. En esta zona de subduccion, existen varias brechas sísmicas, una de ellas se encuentra localizada entre las poblaciones de Zihuatanejo y Acapulco, debido a esto, se considera oportuno tomar la distancia del epicentro a la presa como la que existe entre la presa y la costa, en línea recta. Esta distancia es igual a 20 kilómetros. El sismo que se generaría en el caso de que el epicentro se localizara en la zona de la brecha sísmica, podría ser de la magnitud del que se presento en el año de 1985 y que causo gravisimos daños en la Ciudad de México, considerando esto, se llevo a la conclusión de que la magnitud para el sismo máximo creible es de 8.5 grados en la escala de Richter. El coeficiente sísmico que se utilizara será el mismo que se utilizo para el análisis de la presa vacía y con sismo hacia aguas arriba $C = 0.48$, este coeficiente es una relación entre la aceleración horizontal y la aceleración de la gravedad. Tomando el criterio que se indica en el libro " Design of Small Dams" el coeficiente resulta ser $C = 0.45$, dado que el de la C.F.E. es mayor, se continua con $C = 0.48$

Para llevar a cabo un correcto análisis de la estructura, es necesario valuar las fuerzas actuantes sobre de ella. Estas fuerzas son:

- 1 Empuje hidrostático.
- 2 Empuje horizontal de azolves.
- 3 Empuje vertical de azolves
- 4 Empuje vertical del agua.

- 5 Peso propio de la presa
- 6 Subpresion actuante.
- 7 Empuje hidrostática dinámico por sismo
- 8 Fuerza sísmica actuante debido al peso propio de la cortina.

Estas fuerzas fueron analizadas para diferentes profundidades, apartir del NAME, y serán utilizadas también en otras combinaciones de cargas.

Para el empuje horizontal de azolves, se considero la siguiente formula:

$$(y \cdot h^2) / 2$$

en donde:

$$y = 0.36 \text{ ton} / \text{m}^3$$

hd = profundidad de la capacidad de azolves.

el peso de los azolves mojados, se considero $0.92 \text{ ton} / \text{m}^3$

Para el caso de la combinación extrema, es necesario además considerar el empuje del agua debido al sismo actuante, según la siguiente formula:

$$P_{\text{sismo}} = C \cdot \rho \cdot k \cdot h$$

donde:

k = coeficiente sísmico del lugar, para este caso $k = 0.48$

C = coeficiente del agua

ρ = peso específico del agua.

C se determina de la siguiente ecuación:

$$C = (c_m / 2) \cdot [(h/H)^2 + (2-h/H)]^{1/2}$$

donde c_m se adopta de la siguiente tabla

ángulo	c_m
0	0.726
10	.670
20	.600
30	.540

Además de calcular el empuje del agua por sismo, se debe de calcular el empuje Hidrostática dinámico total, según la siguiente formula:

$$Esa = a \cdot (cm/2) \cdot ya \cdot k \cdot H^2 \cdot sec \ o$$

aplicado a una profundidad: $hsa = b \cdot h$

Los valores a y b se obtienen de la siguiente tabla:

h/H	a	b
0.0	0.00	0.389
0.1	0.04	0.385
0.2	0.11	0.383
0.3	0.22	0.383
0.4	0.34	0.384
0.5	0.50	0.385
0.6	0.69	0.388
0.7	0.86	0.390
0.8	1.05	0.394
0.9	1.24	0.397
1.0	1.43	0.402

Una vez determinados estas variables, se deben de calcular las fuerzas actuantes en la sección analizada, las cuales mostraremos en la siguiente tabla:

SECCION NO VERTEDEDORA:

Variable	Valor total	X	Y
Empuje hidrostática	1121,96	0	15,79
Empuje Azolve	3074,70	0	13,67
Peso Azolve	772,8	4,66	0
Peso Agua	418,18	8,37	0
Peso Cuerpo	2758,08	14,75	0
Peso Pasillo	12,672	2	0
Peso Pie	588	4,67	0
Subpresion 1	505,28	9,33	0
Subpresion 2	352,15	16,08	0
Sismo Cuerpo	1323,88	0	17,34
Sismo Pasillo	6,08	0	50,81
Sismo Pie	282,24	0	11,66
ESA	488,54	0	19,04274

A continuación, se determinara si debido a la subpresion, se generara alguna grieta, esta solo se presentara si la fuerza de subpresion es mayor que las fuerzas actuantes en la cortin el caso de que se genere esta fisura, las condiciones de trabajo de la cortina cambian de la siguiente manera:

Si la subpresión es mayor que las fuerzas que actúan sobre la cortina, esta presentará un cambio de esfuerzos que va de tensión en la parte de aguas arriba, hasta compresión en la parte de aguas abajo. Al producirse una falla a tensión, aparecerá una fisura, que se correrá hasta el punto en que los esfuerzos valgan cero. De este punto en adelante, el resto de la cortina trabajará a compresión.

De esta explicación, se deduce entonces que si existiera la grieta, la cortina de la presa solo estaría apoyada en la parte que no ha fallado, por lo que se deben recalcular los esfuerzos actuantes.

El análisis de subpresiones deberá de realizarse para cada una de los dos tipos de cortina que se presentaran, la primera es cuando la sección de cortina no se encuentra sobre el vertedor, por lo que la denominamos Sección No Vertedora, la segunda es cuando la sección se encuentra en el área de vertedor, por lo que se considera la Sección Vertedora.

La principal diferencia radica en que en la Sección No Vertedora, consideramos el peso del paramento inclinado hacia aguas arriba, el cuerpo de la cortina y además el peso del pasillo. En la Sección Vertedora, se considera únicamente el paramento inclinado hacia aguas arriba y el peso del cuerpo de la cortina por abajo del nivel del vertedor.

El Primer punto es determinar el área de la base para ambas secciones, esta es de un metro de ancho por la suma de la base 44.25 m. más la base del paramento inclinado hacia aguas arriba 14m. con lo que obtenemos una longitud de 58.25 m. Se calcula su momento de inercia = 16470.49.

El Segundo paso es determinar para cada una de las secciones el centro de gravedad.

El Tercer paso consiste en obtener los momentos con respecto a este centro de gravedad.

El Cuarto paso es calcular los esfuerzos efectivos tanto aguas arriba como aguas abajo de la sección.

El centro de gravedad de la base = 29.125

Aplicando las siguientes fórmulas y comparando los resultados con la subpresión máxima posible determinaremos si se presenta la fisura o no. Las fórmulas son:

$$f_b = (N/A) + (M/I) * Y_{\max}$$

$$f_a = (N/A) - (M/I) * Y_{\max}$$

donde:

f_b Compresión aguas abajo.

f_a Compresión aguas arriba.

N Fuerza normal actuante.

M Momentos actuantes.

I Momento de inercia de la sección.

A Área de la sección.

El centro de gravedad de la cortina para la sección no vertedora, se encuentra a 11.30 metros a la derecha del pie del cuerpo.

Para la sección vertedora, se encuentra a 11.41 metros a la derecha del pie del cuerpo.

En este momento iniciaremos el calculo para la sección vertedora:

$$F_x = 4520.57 \quad L_x = 11.41$$

$$F_y = 4196.66 \quad L_y = 14.24$$

$$F_y = 2094.66 \quad L_y = 16.81$$

Se obtienen momentos con respecto al centro de gravedad de la base:

$$-4520.57 \cdot 17.715 + 4196.66 \cdot 14.24 + 2094.66 \cdot 16.81 = 14889.77 \text{ ton / m.}$$

$$y_{\max} = 29.125$$

$$f_B = 103.94$$

$$f_A = 51.28$$

La subpresion actuante es igual a la carga hidráulica = 47.37 por lo que no se presentara ninguna fisura en la sección vertedora.

El calculo para la sección No vertedora es el siguiente:

$$F_x = 4549.73 \quad L_x = 11.30$$

$$F_y = 4196.66 \quad L_y = 14.23$$

$$F_y = 2100.74 \quad L_y = 17.07$$

Se obtienen los momentos con respecto al centro de gravedad:

$$-4549.73 \cdot 17.825 + 4196.66 \cdot 14.23 + 2100.74 \cdot 17.707 = 15817.34$$

$$y_{\max} = 29.125$$

$$f_B = 106.08$$

$$f_A = 50.14$$

En base a estos resultados concluimos que en ninguno de los dos casos analizados se presentaran fisuras, por lo que la presa permanece estable durante el sismo.

Combinación Extraordinaria:

Esta combinación de carga, considera a la presa totalmente llena, lo cual no es frecuente pero si se presentara en algunas ocasiones durante la vida útil de la presa. las consideraciones de proyecto que utilizaremos serán:

- 1 Presa llena al NAME
- 2 Subpresion actuando, drenes inoperantes.
- 3 Peso propio y de accesorios.
- 4 Empuje de Azolves.
- 5 Empuje Hidrostático.

Es posible considerar la presa llena al NAMO y considerar un sismo normal, pero en este caso en particular, debido a que con el sismo máximo creíble no se presentaron fallas en la cortina, podemos intuir que tampoco se presentarán en estas condiciones de carga. El factor de seguridad a utilizar es: 2.

Las cargas a evaluar son:

- 1.- Peso propio de la cortina
- 2.- Peso propio del pie de la cortina
- 3.- Peso propio del pasillo
- 4.- Empuje hidrostática
- 5.- Peso del agua sobre el pie
- 6.- Empuje por azolves
- 7.- Peso de los azolves sobre el pie.
- 8.- Subpresion actuando con drenes inoperantes.

CARGA	FUERZA	FX	X	FY	Y	MOMENTOS
PESO CUERPO	2758,08	2758,08	14,75			40681,68
PESO PIE	588,00	588,00	11,67			6861,96
PESO PASILLO	12,67	12,67	2,00			25,34
PESO AGUA	605,64	605,54	8,25			4996,53
PESO AZOLVES	772,80	772,80	9,33			7210,22
SUBPRESION	1500,00	1500,00	5,42			8130
EMPUJE HIDROSTÁTICA	1327,15			1327,15	17,17	22787,16
EMPUJE AZOLVES	3074,70			3074,70	13,78	42369,42

Vamos a obtener las resultantes de las fuerzas actuantes:

- 1.- Empuje hidrostática y empuje de azolve:

R = 4401.85	L = 14.80
-------------	-----------

- 2.- Peso del agua y peso de azolves:

R = 1378.44	L = 8.85
-------------	----------

3.- Peso propio:

R = 3358.75	L = 14.16
-------------	-----------

4.- Subpresiones:

R = 1500	L = 5.42
----------	----------

Ahora vamos a obtener las fuerzas con relación al centro de gravedad de la cortina

Fuerza	F	X	Y	M
1	4401.85		14.80	65147.38
2	1378.44	23.98		33054.99
3	3358.75	14.16		47559.9

Área de la base: $1 * (14 + 44.25) = 58.25$

Momento de inercia: 16470.49

Momento respecto al centro de gravedad: 145762.27

Calculando los esfuerzos efectivos:

Aguas abajo de la cortina: 250.57

Aguas arriba de la cortina: -87.93

Debido a que existen esfuerzos de tensión en la cara aguas arriba, se generará una grieta, la cual como ya hemos mencionado llegará hasta el punto de tensión y compresión igual a cero. Para revisar la estabilidad de la presa, utilizaremos un análisis estático, debido a que no existe la presencia de un sismo. Para cumplir con la norma, es necesario que no se presente ninguna grieta al aplicar la combinación extraordinaria de cargas, para que esto suceda es necesario determinar el esfuerzo mínimo de tensión que debe de ser capaz de soportar el concreto, esto se logra mediante la ecuación:

$$Ozu = p \cdot w \cdot h - (F/t/s)$$

donde:

Ozu es el esfuerzo mínimo de compresión que debe de existir para que no se presenten grietas.

p = factor de reducción por drenes en este caso = 1

w = peso unitario de agua.

h = profundidad por debajo de la superficie del agua.

F_t = esfuerzo de tensión en el concreto.

s = factor de seguridad.

debido a que existe esfuerzo de tensión en la cara aguas arriba de la presa, se considera que el concreto debe de ser capaz de soportar esta condición, por lo que el esfuerzo mínimo de compresión que debe de existir para que la presa no se agriete, debe ser igual a cero, quedando la expresión de la siguiente manera:

$$0 = 1 * w * 51 - (F_t/2)$$

$$51 = F_t/2$$

$$102 = F_t$$

102 toneladas por metro cuadrado equivalen a 10.02 kilogramos por centímetro cuadrado. Si se considera que la resistencia a tensión estática del concreto es del orden del 6% de la capacidad de resistencia a la compresión, tenemos que el f'_c del concreto debe de ser: 167 kg/cm².

Con estos resultados podemos entonces garantizar que la presa permanecerá íntegra y que no se presentara ninguna fisura, además de que la estabilidad, se encuentra dentro de los márgenes de seguridad establecidos.

Este análisis no es realizado para la sección vertedora debido a que adicionalmente de las cargas por peso propio esta sección cuenta además con el peso del vertedor y con el peso del agua que transita sobre de este.

Condiciones Normales de Operación:

~~Esta combinación de carga es la que va a regir durante la mayor parte del tiempo. Dada su gran temporalidad, se debe de considerar un factor de seguridad mayor, para este caso $f_s = 3$. No se considera sismo, además de que se supone que los drenes deben de ser operantes.~~

Las condiciones a evaluar son:

- Presa llena al NAMO.
- Empuje Hidrostática.
- Peso del agua sobre el pie.
- Empuje de Azolves.
- Peso de los Azolves sobre el pie.
- Peso propio de la cortina.
- Subpresión con drenes operantes

A continuación determinaremos el estado de esfuerzos para determinar si se presenta una fisura. Esto se hará para las dos condiciones de cortina, es decir para sección vertedora y para sección no vertedora.

Sección No Vertedora:

Variable	Valor total	X	Y
Empuje hidrostática	1121,96	0	15.79
Empuje Azolve	3074,70	0	13.67
Peso Azolve	772,8	4.66	0
Peso Agua	418.18	8.37	0
Peso Cuerpo	2758,08	14.75	0
Peso Pasillo	12,672	2	0
Peso Pie	588	4.67	0
Subpresión 1	505.28	9.33	0
Subpresión 2	352.15	16.08	0

Sección Vertedora:

Variable	Valor total	X	Y
Empuje hidrostática	1121,96	0	15,79
Empuje Azolve	3074,7	0	13,67
Peso Azolve	772,8	4,66	0
Peso Agua	418,18	8,37	0
Peso Cuerpo	2741,59	14,81	0
Peso Pasillo	0	0	0
Peso Pie	588	4,67	0
Subpresion 1	505.28	9,33	0
Subpresion 2	352.15	16,08	0

Una vez evaluadas las cargas, se procede a calcular los momentos con respecto al centro de gravedad de la sección no vertedora y de la sección vertedora::

Variable	Valor total	X	Y	MX	MY
Empuje hidrostática	1121,96	0	15,79	0	17715,7484
Empuje Azolve	3074,7	0	13,67	0	42031,149
Peso Azolve	772,8	4,66	0	3601,248	0
Peso Agua	418,18	8,37	0	3500,1666	0
Peso Cuerpo	2741,59	14,81	0	40602,9479	0
Peso Pasillo	0	0	0	0	0

Peso Pie	588	4,67	0	2745,96	0
		57,92	29,46	40073,488	59746,897
				1	4

	FX	4520,57	X	Y	
	LX	11,16	3,96		
	FY	4196,66			
	LY	14,24		14,24	
	MV	77683,737			
		2			
SECCIÓN NO VERTEDORA					
Variable	Valor total	X	Y	mx	my
Empuje hidrostática	1121,96	0	15,79	0	17715,748
					4
Empuje Azolve	3074,7	0	13,67	0	42031,149
Peso Azolve	772,8	4,66	0	3601,248	0
Peso Agua	418,18	8,37	0	3500,1666	0
Peso Cuerpo	2758,08	14,75	0	40681,68	0
Peso Pasillo	12,672	2	0	25,344	0
Peso Pie	588	4,67	0	2745,96	0
				50554,398	59746,897
				6	4
FX	4549,732	X	Y		
LX	11,111511	4,015			
	3				
FY	4196,66				
LY	14,236773		14,24		
	4				
			MNV	78027,612	
				4	

Área de la base: $1 * (14 + 44.25) = 58.25$

Momento de inercia: 16470.49

L max = 29.125

Sección vertedora:	
fb	214,98
fa	-59,76

Sección no vertedora:	
fb	216,08
fa	-59,87

El factor de seguridad es 3, para la parte aguas abajo, de la sección vertedora, vemos que $f_s = 4.53$. Para la sección no vertedora, en su porción aguas abajo, $f_s = 4.56$

Para la parte aguas arriba, de las dos secciones, revisaremos si con la $f'c$ que determinamos para las condiciones extraordinarias, se cumple con $f_s = 3$, si no, determinaremos otra $f'c$.

$$f'c = 166 \text{ kg/cm}^2$$

el esfuerzo máximo de compresión es 1660 ton por metro cuadrado, como determinamos en las condiciones extraordinarias, el esfuerzo máximo de tensión estático equivale al 6% de resistencia a compresión, por lo que el esfuerzo de tensión estático máximo es: 99.6 toneladas por metro cuadrado, aplicando la fórmula de compresión mínima que ocupamos para las condiciones extraordinarias, únicamente cambiando las cargas obtenemos:

$$Ozu = p \cdot w \cdot h - (Ft/s)$$

donde:

Ozu es el esfuerzo mínimo de compresión que debe de existir para que no se presenten grietas.

p = factor de reducción por drenes en este caso = 1

w = peso unitario de agua.

h = profundidad por debajo de la superficie del agua.

Ft = esfuerzo de tensión en el concreto.

s = factor de seguridad.

debido a que existe esfuerzo de tensión en la cara aguas arriba de la presa, se considera que el concreto debe de ser capaz de soportar esta condición, por lo que el esfuerzo mínimo de

compresión que debe de existir para que la presa no se agriete, debe ser igual a cero, quedando la expresión de la siguiente manera:

$$0 = 1 * w * 47.37 - (Ft/3)$$

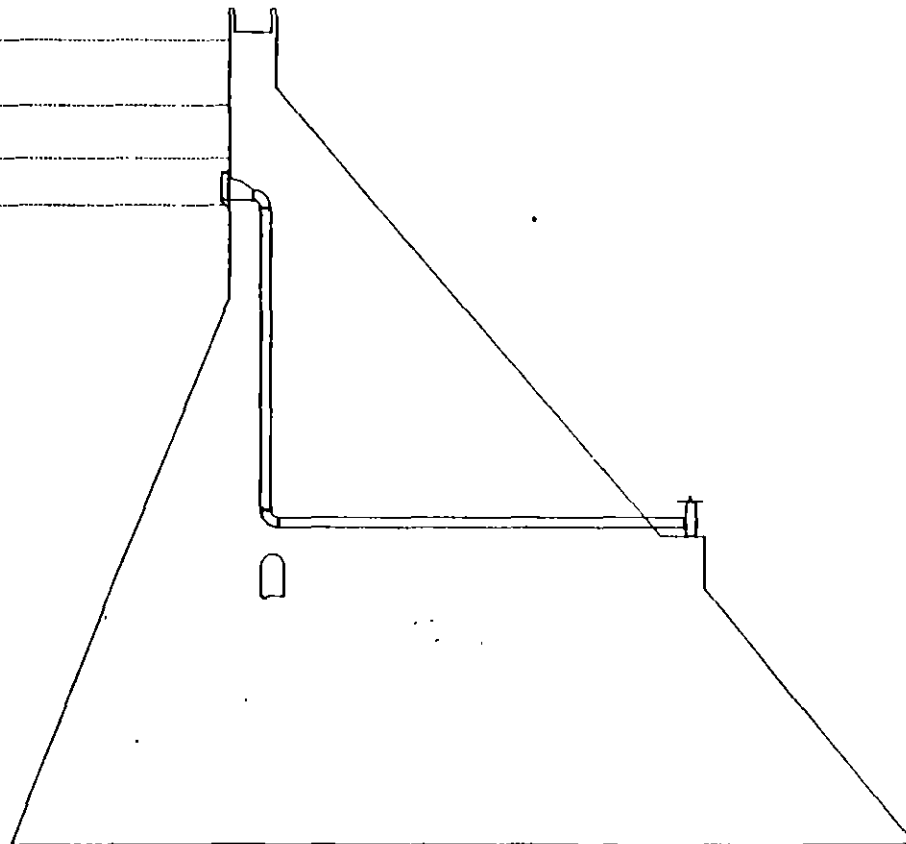
$$47.37 = Ft/3$$

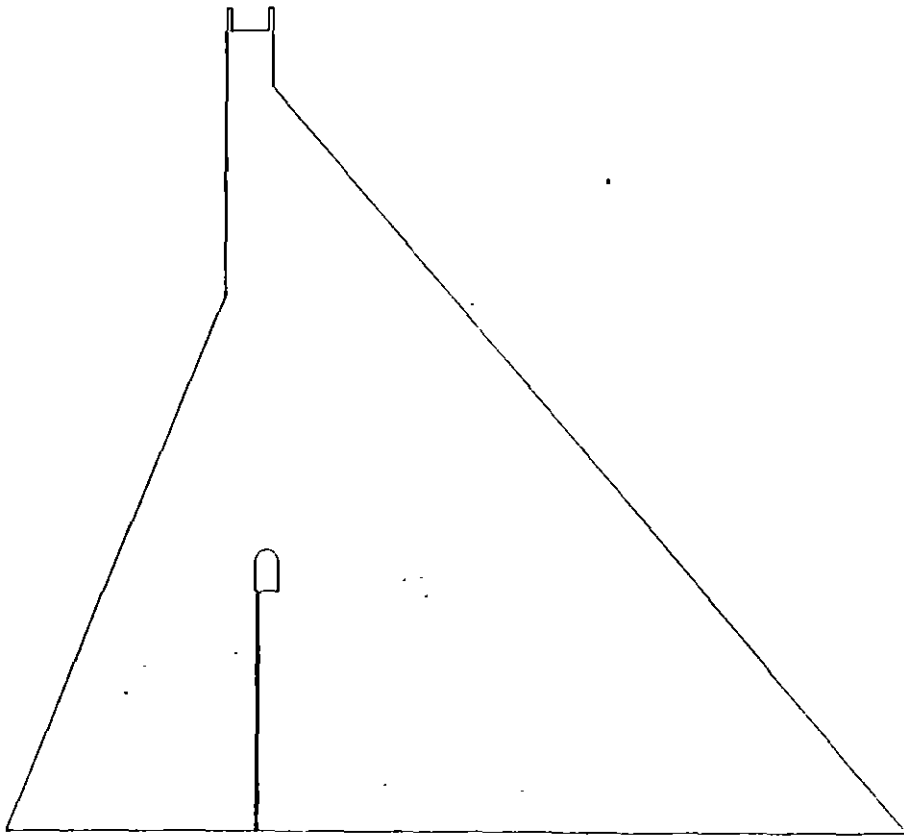
$$142.11 = Ft$$

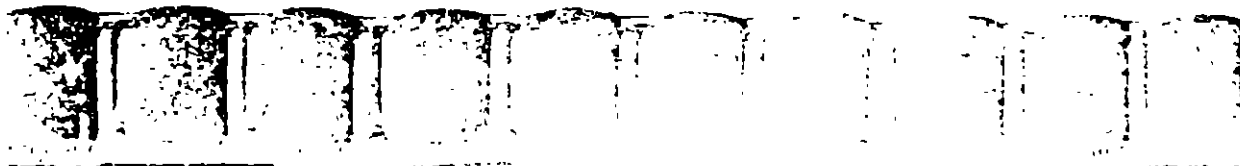
142.11 toneladas por metro cuadrado equivalen a 14.211 kilogramos por centímetro cuadrado, de tensión, el esfuerzo de compresión necesario es entonces: 236. 85 kilogramos por centímetro cuadrado. Para facilitar la dosificación, diseñaremos el concreto para que tenga una $f'c$ de 250 kilogramos por centímetro cuadrado.

De esta manera, damos por concluido el dimensionamiento de la cortina. Las galerías de drenaje irán a 1/3 de la altura de la cortina y a 2.00 metros de la zona vertical del cuerpo de la cortina.

NAME 241.52
NAMEO 237.37
NAMINO 234
NAZ 231.00







FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE MINERIA

1978

DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRAULICAS

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : CONCLUSIONES

CONCLUSIONES:

El aprovechamiento de los ríos para abastecimiento de agua potable a las ciudades, no es nada nuevo, tampoco el hecho de construir una presa para cumplir con este fin.

Lo que probablemente pudiera dar un impulso a la construcción de presas para abastecimiento de agua potable, es el hecho de que aunque su inversión inicial es un poco alta, si tomamos en cuenta su vida útil, su bajo costo de mantenimiento así como su bajo costo de operación, la capacidad de aportaciones que es posible obtener y lo comparamos con otros métodos de captación tales como perforación de pozos, galerías filtrantes etc. nos daremos cuenta de que las ventajas a favor de la construcción de presas muy grandes.

Quizá una de las ventajas mas grandes que podemos observar es el hecho de que una presa no solamente puede funcionar para abastecer de agua potable a una población, sino que tiene la gran posibilidad de aportar agua para otros fines (dependiendo de cada caso en particular) tales como abastecimiento de agua para riego, generación de energía eléctrica, creación de áreas de recreación, áreas para desarrollo de acuacultura etc.

Esta gran posibilidad de diseñar, construir y operar presas con mas de un fin no solo resulta ser una respuesta para el financiamiento de estas, sino que se convierte en una necesidad y obligación ya que si nos ponemos a revisar los sitios en donde es factible construir una presa, nos daremos cuenta de que estos son limitados, y cada vez que se construye una presa estamos modificando de tal manera el emplazamiento que quizá resulte imposible en un futuro modificar la presa para cumplir con mas de un objetivo, con lo que estamos desperdiciando una única y valiosa oportunidad.

Por este motivo los estudios para el proyecto de una presa deben de realizarse con la mayor profundidad posible, deben de evaluarse todas las posibilidades, de forma tal que la presa resulte ser lo mas flexible posible, garantizando el máximo aprovechamiento del sitio.

~~Por otro lado, la construcción de una presa, cambia de manera radical el entorno, coloca un lago donde antes no lo había, provoca migración de las especies animales que habitaban el embalse, movimiento de las personas que vivían dentro de ella, viéndonos en la necesidad de construir poblaciones nuevas, las cuales deberán de respetar las costumbres y reglas que se tenían antes de la construcción de la presa. Se debe de tener un especial cuidado con estos movimientos de personas ya que al cambiar su lugar de residencia, también es posible que también cambien su "Modus Vivendi", debiéndoseles procurar en tal caso una alternativa que los mantenga en igual o mejor situación de la que tenían anteriormente.~~

En el caso particular de la presa que nos ocupa, realizaremos un análisis con relación a todo lo que hemos discutido en los párrafos anteriores:

Las poblaciones que se afectan si inundásemos hasta la cota 243, serían:

El Montor, con 2,500 habitantes.

Zumatlan, con 500 habitantes.

Los Papayos, con 500 Habitantes.

La suma total de personas afectadas es 3,500. Estas personas se dedican principalmente a la agricultura, por lo que una vez que sean rehubicados a las orillas de la presa, se deberá de tener cuidado de evitar que caigan de su ya precaria situación económica. Una opción es el desarrollar granjas piscícolas en las riberas del embalse. Esta opción puede ser apoyada en el hecho de que a no mas de 100 kilómetros de la cortina de la presa, se encuentra la población a la cual se abastecerá de agua y es también un sitio turístico, el cual podría consumir la producción de dichas granjas.

Otra opción, es el buscar desarrollar turísticamente las riberas del embalse, lo que es un poco mas aventurado.

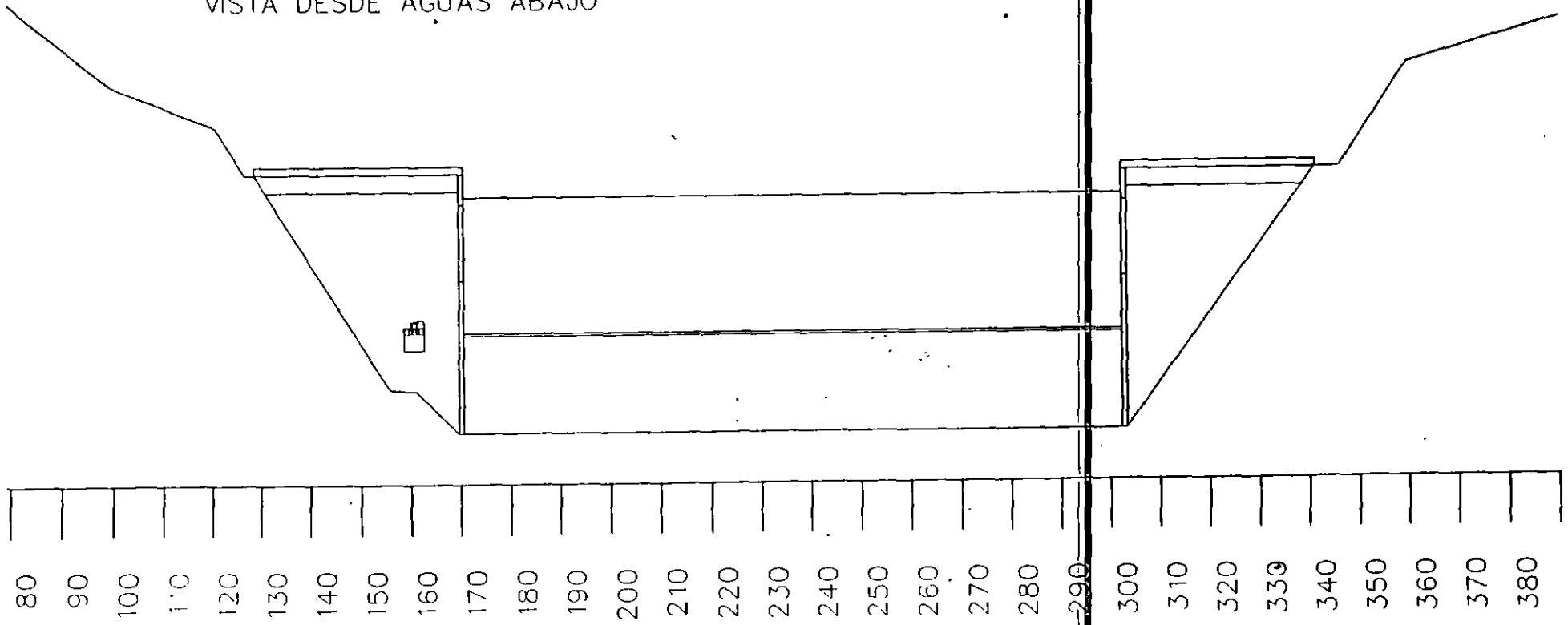
En cuanto a la posibilidad de utilizar la presa para otros fines adicionales, podemos decir que el porcentaje de aprovechamiento del río, es muy pequeño y como ya lo mencionamos en su oportunidad resultaría interesante realizar una evaluación para determinar la factibilidad de generación de energía eléctrica, la cual dependiendo de la capacidad, podría utilizarse para operar el sistema de bombeo y conducción que abastecerá de agua potable a Ixtapa y Zihuatanejo.

Debido a que no es una zona agrícola tecnificada, no se considero la evaluación de esta presa como de uso agrícola aunque pudiese pensarse en realizar un estudio en este sentido.

Como ultima reflexión, podemos mencionar que el proyecto de esta presa requiere adicionalmente de todo el fundamento teórico que hemos desarrollado en este trabajo, del estudio en laboratorio del modelo físico de la presa, principalmente del vertedor ya que debido a lo estrecho del cañón con relación al ancho de este, es posible que se presenten erosiones en las laderas aguas abajo de la presa, que en un momento dado pudiesen requerir de excavaciones adicionales con el fin de preparar una especie de canal de salida para de esta manera evitar dicha erosión.

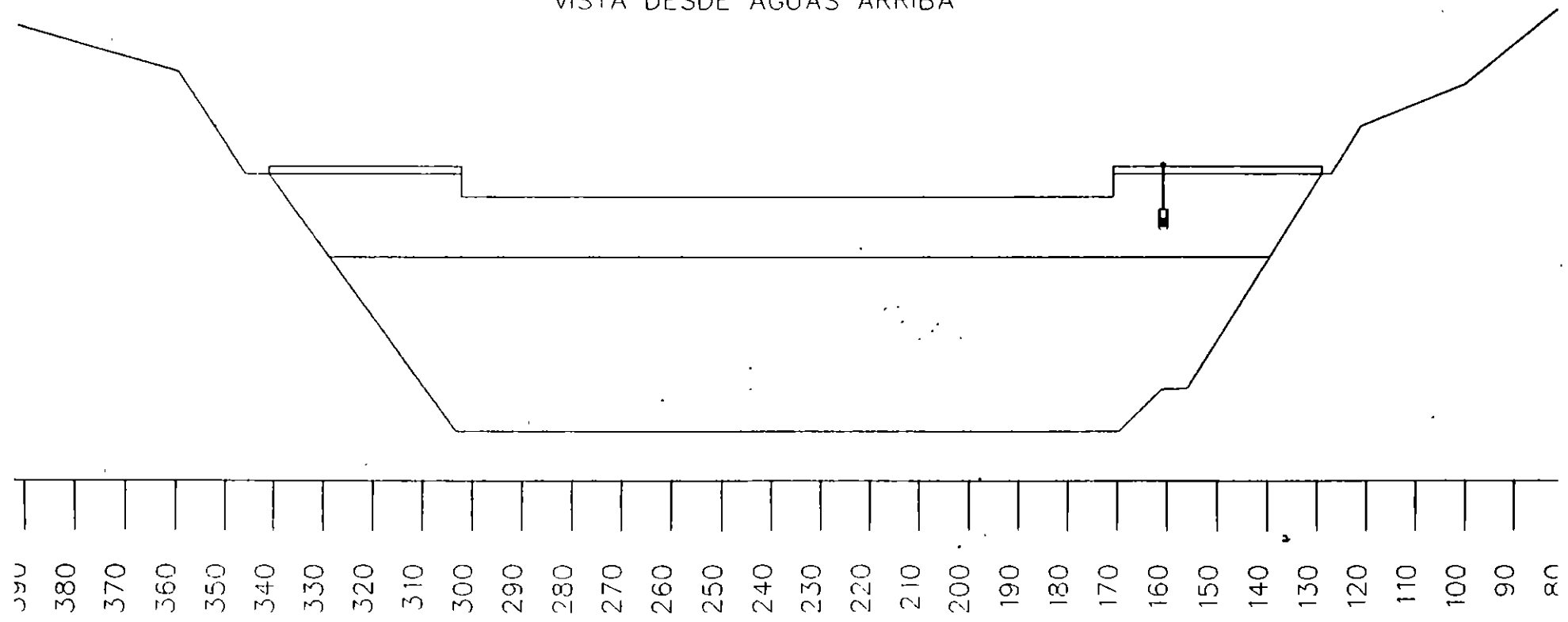
SITIO 3 MESILLAS

VISTA DESDE AGUAS ABAJO



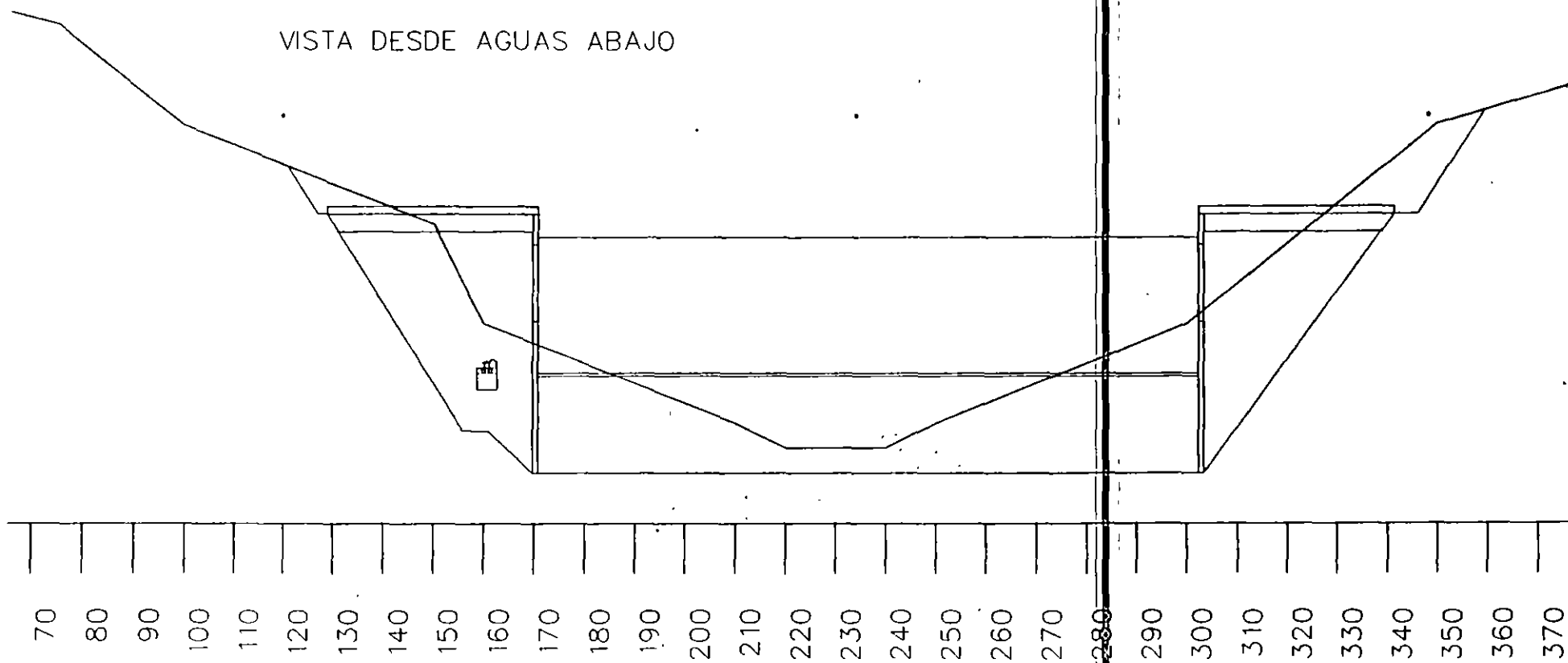
SITIO 3 MESILLAS

VISTA DESDE AGUAS ARRIBA



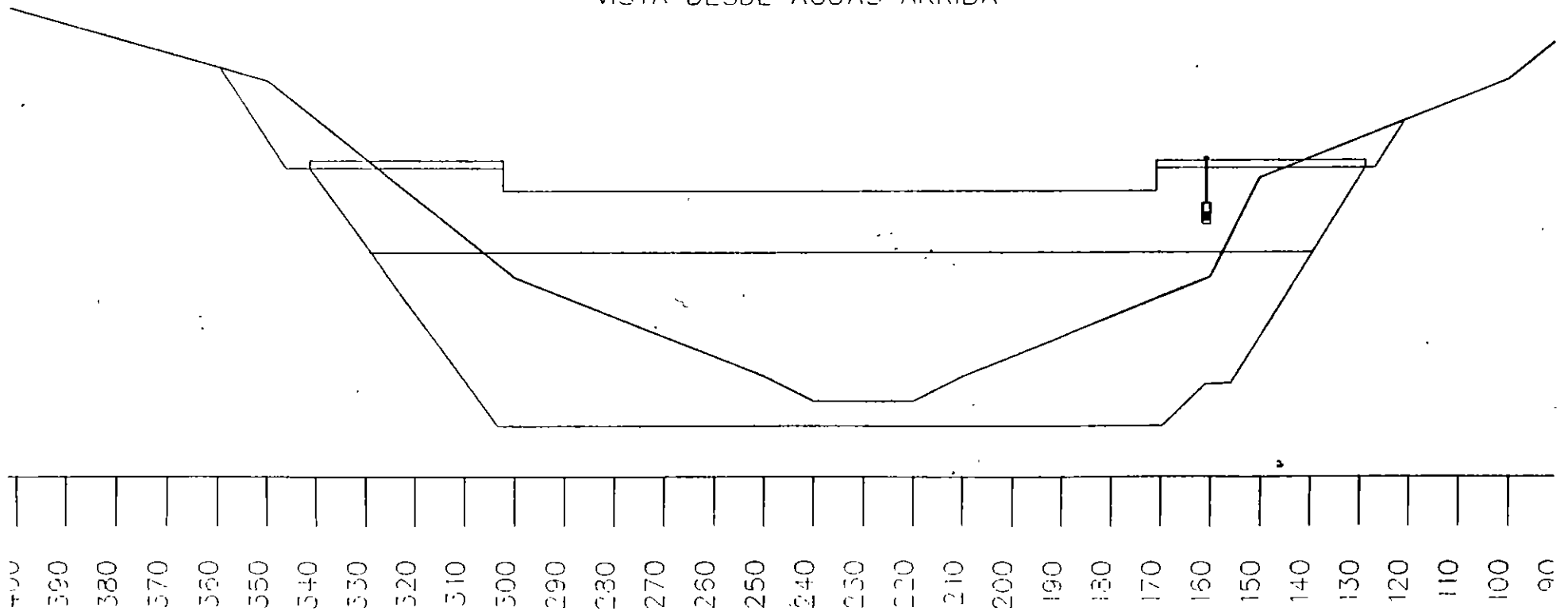
SITIO 3 MESILLAS

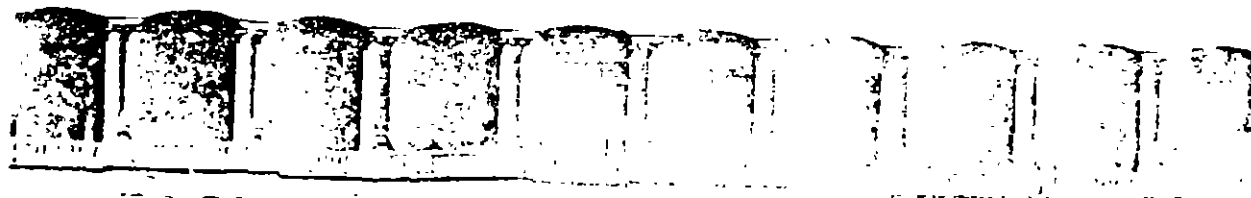
VISTA DESDE AGUAS ABAJO



SITIO 3 MESILLAS

VISTA DESDE AGUAS ARRIBA





FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
DIVISION DE INGENIERIA EN HIDRAULICA Y SANEAMIENTO

DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRAULICAS

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : TEORIA DE TUBERIAS DE PRESION

EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA

TUBERÍAS DE PRESIÓN Raúl Cuéllar Borja

- Esfuerzos alrededor de túneles y galerías ocasionados por presión hidrostática dentro del conducto.

Los esfuerzos analizados serán aquellos inducidos en la masa de roca por la presión hidrostática o hidrodinámica, p_i , del agua, fluido o gas llenando el túnel, galería o cavidad.

Los análisis de estos esfuerzos usualmente parten de la teoría de esfuerzos en tubos de pared gruesa, la cual es extendida al caso de túneles no revestidos (Jaeger, 1933 y 1949).

La teoría de esfuerzo-deformación y mediciones en túneles circulares bajo una carga radial (Seeber 1961) aplicada a lo largo de la circunferencia total de un túnel (técnica Austriaca sobre pruebas en roca) puede fácilmente relacionarse a las ecuaciones obtenidas para túneles presurizados.

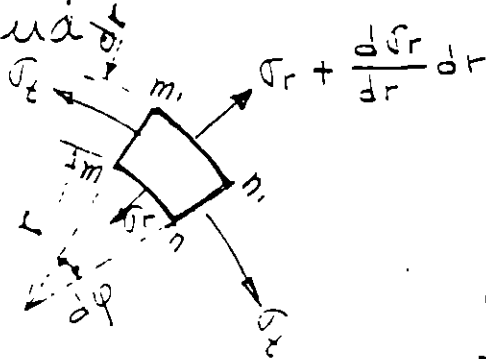
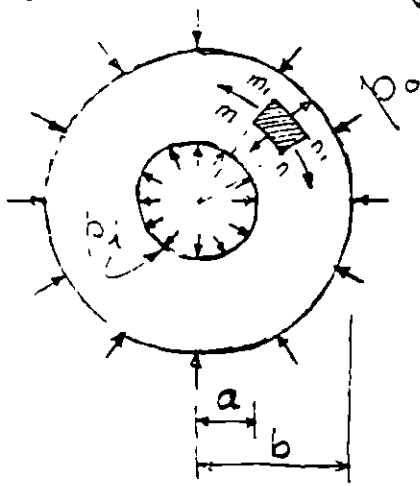
Similarmente estas ecuaciones pueden ser utilizadas para establecer el techo de roca seguro sobre un túnel

~~de presión p_i (Jaeger 1961).~~ Finalmente, las

ecuaciones básicas pueden utilizarse en la teoría de las ondas de ariete hidráulico que se desarrollan en túneles y lumbreras.

2. Teoría de tubos elásticos de pared gruesa.

Un cilindro circular cuya pared tiene un espesor constante está sujeto a la acción de presiones interna y externa, uniformemente distribuidas, la deformación que se produce es simétrica alrededor del eje del cilindro y no varía a lo largo de su longitud.



Consideraremos un anillo separado del cilindro mediante dos planos perpendiculares a su eje y

separados por la unidad de distancia.

Por simetría en las caras de un elemento $-mm_1, nn_1$ separado por dos planos axiales y dos superficies cilíndricas concéntricas, no existen esfuerzos cortantes. Sea σ_t el esfuerzo tangencial normal a las caras mm_1 y nn_1 del elemento, y σ_r el esfuerzo normal radial en la cara mn . Este esfuerzo es función del radio r y varía en $\frac{d\sigma_r}{dr} dr$ cuando r varía en dr . El esfuerzo radial en la cara m_1n_1 es por tanto $\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} dr$

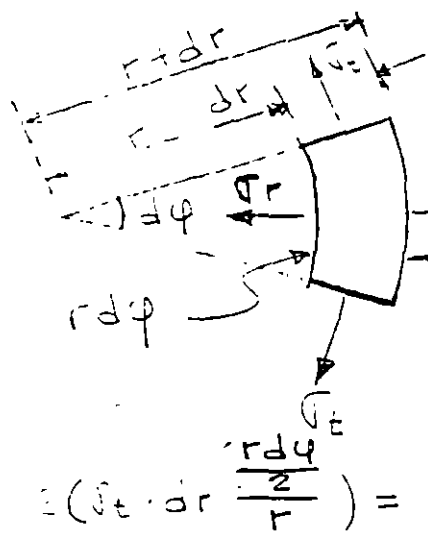
Sumando las proyecciones de las fuerzas que actúan sobre el elemento en dirección de la bisectriz del ángulo $\frac{d\varphi}{2}$, se obtiene la ecuación de equilibrio siguiente:

$$\sigma_r \cdot r \cdot d\varphi + \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi - \left(\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} \right) (r+dr) \cdot d\varphi = 0 \dots (a)$$

$$\sigma_r \cdot r + \sigma_t \cdot dr - \sigma_r \cdot r - r \frac{d\sigma_r}{dr} - \sigma_r \cdot dr - \frac{d\sigma_r}{dr} \cdot dr = 0$$

Despreciando cantidades de orden superior:

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \dots (b)$$



$$\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} \cdot dr$$

$$-(r+dr) \cdot d\varphi$$

Nota: Ver inciso 1, Apéndice 1

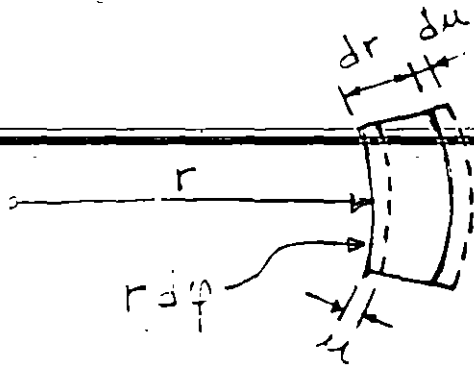
Proyección de σ_t : Esta ecuación tiene dos incógnitas, σ_t y σ_r .

$$2 \left(\sigma_t \cdot dr \cdot \frac{r \cdot d\varphi}{r} \right) = \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi$$

Es necesaria otra ecuación

que se obtiene considerando la deformación del cilindro.

La deformación es simétrica respecto al eje y consiste en un corrimiento radial de todos los puntos de la pared del cilindro. Este corrimiento es constante en dirección circunferencial, pero varía a lo largo



del radio; es decir, es una función del radio. Representando con u al corrimiento de la superficie cilíndrica de radio r , el corrimiento para la superficie $r+dr$ será: $u + \frac{du}{dr} \cdot dr$

Por consiguiente, un elemento tal como mnm, n_1 , experimenta en sentido radial un alargamiento de $\frac{du}{dr} dr$ y un alargamiento unitario en di-

recta dirección es: $\epsilon_r = \frac{du}{dr}$ $\frac{du}{dr} dr =$ diferencia total de una función.

El alargamiento unitario del mismo elemento en dirección tangencial es igual al alargamiento unitario del radio correspondiente; es decir $\epsilon_t = \frac{u}{r}$
 Nota: Ver inciso 2 de apéndice 1.

Mediante las ecuaciones de esfuerzos para el caso de extensión o compresión en dos direcciones perpendiculares en función de los alargamientos unitarios (ecuaciones de compatibilidad elástica):

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x) \quad \text{y} \quad \sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y)$$

Sustituyendo tenemos:

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right) \dots (c) \quad \text{y} \quad \sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) \dots (d)$$

Los esfuerzos normales σ_r y σ_t dependen por consiguiente del corrimiento u . Sustituyendo las expresiones (c) y (d) en (b), se obtiene la ecuación siguiente en u : (Ver inciso 3, Apéndice 1)

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \dots (e)$$

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \dots (e)$$

La solución general de esta ecuación es:

$$u = C_1 \cdot r + \frac{C_2}{r} \dots (f) \quad \text{Nota: Ver inciso 4, Apéndice 1}$$

Esta puede comprobarse sustituyendo en la ecuación diferencial (e) Nota: Ver inciso 5, Apéndice 1
Las constantes C_1 y C_2 se determinan por las condiciones de frontera en las superficies interior y exterior del cilindro en las que los esfuerzos normales son conocidos y son iguales a las presiones actuantes.

Sustituyendo (f) en las ecuaciones (c) y (d).

Ver inciso 6, Apéndice 1,

se tiene:
$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (g)$$

y
$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[C_1 (1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (h)$$

Si p_i y p_o representan las presiones interna y externa respectivamente, las condiciones en las superficies exterior e interior del cilindro son:

para $r=b$; $\sigma_r = -p_o$ y para $r=a$ $\sigma_r = -p_i$

El signo del segundo miembro de cada ecuación es negativo porque se toman como positivos los esfuerzos normales de tensión.

Combinando la expresión (2) en las ecuaciones (1) se obtienen dos ecuaciones para obtener los constantes C_1 y C_2 . Ver incisos 7 y 8 Apéndice 1

$$C_1 = \frac{E}{1-\mu} \frac{a^2 p_1 - b^2 p_0}{b^2 - a^2} \quad \text{y} \quad C_2 = \frac{E}{1+\mu} \frac{a^2 b^2 (p_1 - p_0)}{b^2 - a^2}$$

Con estos valores de las constantes, las ecuaciones (2) y (3) que dan los esfuerzos normales σ_r y σ_t .

Ver inciso 9, Apéndice 1

Sean:

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_1 - b^2 p_0}{a^2 p_1 - b^2 p_0} - \frac{r^2 (b^2 - a^2)}{(p_1 - p_0) a^2 b^2} \quad (4)$$

$$\sigma_t = \frac{a^2 p_1 - b^2 p_0}{a^2 p_1 - b^2 p_0} + \frac{r^2 (b^2 - a^2)}{(p_1 - p_0) a^2 b^2} \quad (5)$$

Esta solución fue dada por primera vez por Lamé y Clapeyron en su Mémoire sur l'équilibre intérieur des corps solides homogènes, 1822.

Ocurrese que la suma de los dos esfuerzos resulta constante, es modo que la deformación de todas las fibras en la dirección del eje del cilindro es la misma y las secciones rectas del cilindro permanecen planas después de la deformación.

Repetición

Considerando el caso particular de $p_o = 0$, es decir, el cilindro sometido solo a presión interna las ecuaciones (i) (j) quedan:

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{r^2}\right) \quad (k) \quad \text{y} \quad \sigma_t = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{r^2}\right) \quad (l)$$

Estas ecuaciones muestran que σ_r es siempre una fatiga de compresión, mientras que σ_t es de tensión. El esfuerzo tangencial es máximo en la superficie interior del cilindro, donde:

$$r = a \quad \sigma_{t \text{ máx.}} = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{a^2}\right) = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \frac{(a^2 + b^2)}{a^2}$$

$$= \frac{a^2 b_i}{a^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{a^2}\right) = \frac{a^2}{a^2 - a^2} (a^2 - b^2)$$

$$\sigma_{t \text{ máx.}} = \frac{p_i (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} \quad (j)$$

$\sigma_{t \text{ máx.}}$ es siempre numéricamente mayor que la presión interna y se aproxima a ella según crece b . El valor mínimo de σ_t acontece en la superficie exterior del cilindro o sea para $r = b$:

$$\sigma_{t \text{ mín.}} = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{b^2}\right) = \frac{2 a^2 p_i}{b^2 - a^2}$$

$$\frac{\sigma_{t \text{ máx.}}}{\sigma_{t \text{ mín.}}} = \frac{a^2 + b^2}{2 a^2}$$

Esta relación aumenta al aumentar el espesor del cilindro.

Si el espesor es pequeño, no hay gran diferencia entre los valores máximos y mínimos de σ_t . Si por ejemplo, $b = 1.1a$; $\sigma_{t \text{ máx}}$ excede a $\sigma_{t \text{ mín}}$ en un 10.5%. Se ve, por consiguiente, que no se comete gran error suponiendo que el esfuerzo σ_t se distribuye uniformemente a lo largo del espesor de la pared. Y empleando la ecuación $\sigma_t = \frac{p_i a}{b-a}$, coincide con la ecuación para cilindros delgados.

El esfuerzo cortante máximo en la superficie interior del cilindro es

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_t - \sigma_r}{2} = \frac{1}{2} \left[\frac{p_i (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} + \frac{p_i (b^2 - a^2)}{b^2 - a^2} \right]$$

$$\therefore \tau_{\text{máx}} = \frac{p_i b^2}{b^2 - a^2} \dots \dots (k)$$

Cuando actúa solamente sobre el cilindro una presión exterior, o sea que $p_i = 0$, las ecuaciones (i) y (j) dan

$$\sigma_r = - \frac{p_o b^2}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (l) \quad \sigma_t = - \frac{p_o b^2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (m)$$

En este caso σ_r y σ_t son ambos esfuerzos de compresión y σ_t es siempre numéricamente mayor que σ_r . El esfuerzo de compresión máximo se presenta en la superficie interior del cilindro donde $r = a$; $\sigma_{t \text{ máx}} = - \frac{2 p_o b^2}{b^2 - a^2} \dots \dots (n)$

Consideremos ahora la deformación del cilindro. Sustituyendo las expresiones de las constantes arbitrarias C_1 y C_2 en (f) tenemos:

$$u = \frac{1-\mu}{E} \cdot \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} r + \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{(b^2 - a^2) r} \quad (6)$$

Esta ecuación da el desplazamiento radial de cualquier punto de la pared del cilindro.

Para el caso particular de un cilindro sometido solo a presión interna, $p_o = 0$ y $r = a$ para el desplazamiento radial en el interior del cilindro: (Ver inciso 10, Apéndice 1)

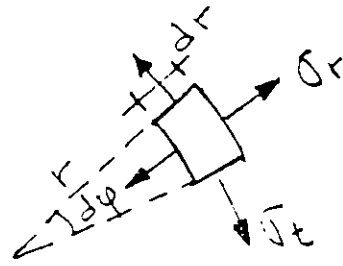
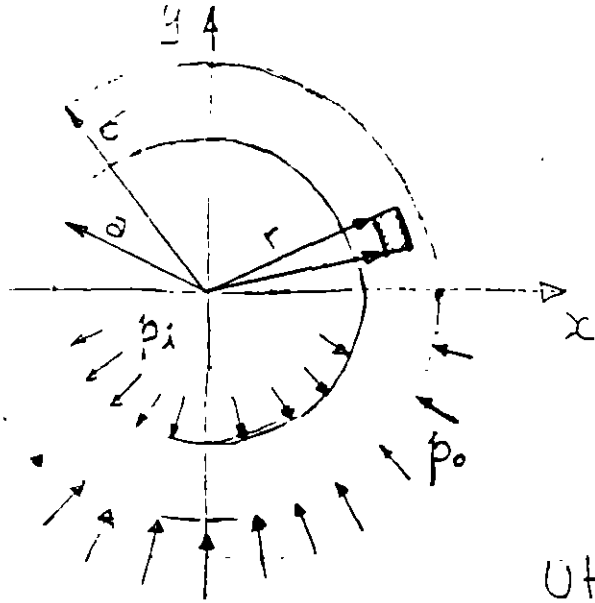
$$r = a \quad u = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \mu \right) \dots (7)$$

Cuando el cilindro está sometido a presión externa solamente, $p_i = 0$, el desplazamiento radial en la superficie exterior es: (Ver inciso 11, Apéndice 1)

$$r = b \quad u = - \frac{b p_o}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \mu \right) \dots (8)$$

El signo menos indica que el desplazamiento es hacia el interior del cilindro.

... Variante en la evaluación de las constantes de integración para la determinación de los esfuerzos normales radiales y tangenciales en cilindros de pared gruesa, según Jaeger.



Utilizando las ecuaciones (g) y (h) que resuelven los esfuerzos normales radiales y tangenciales:

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1(1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (g)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1(1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (h)$$

$$\sigma_r = \frac{E C_1 (1+\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} - \frac{E C_2 (1-\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_r = \frac{E C_1}{1-\mu} - \frac{E C_2}{1+\mu} \frac{1}{r^2} \dots (r)$$

Substituyendo μ por $\frac{1}{m}$

$$\sigma_r = \frac{E C_1}{1 - \frac{1}{m}} - \frac{E C_2}{1 + \frac{1}{m}} \cdot \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_r = \frac{m E}{m-1} C_1 - \frac{m E}{m+1} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot C_2 \dots (s)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left(C_1 (1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (k)$$

$$\sigma_t = \frac{E C_1 (1+\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} + \frac{E C_2 (1-\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_t = \frac{E C_1}{1-\mu} + \frac{E C_2}{1+\mu} \frac{1}{r^2} \dots (l)$$

Substituyendo μ por $\frac{1}{m}$:

$$\sigma_t = \frac{E C_1}{1 - \frac{1}{m}} + \frac{E C_2}{1 + \frac{1}{m}} \frac{1}{r^2}$$

$$\therefore \sigma_t = \frac{m E}{m-1} C_1 + \frac{m E}{m+1} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot C_2 \dots (m)$$

Los esfuerzos σ_r y σ_t son ahora :

$$\sigma_r = \frac{m E}{m-1} C_1 - \frac{m E}{m+1} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot C_2 = B' - \frac{C'}{r^2} \dots (n)$$

~~$$\sigma_t = \frac{m E}{m-1} C_1 + \frac{m E}{m+1} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot C_2 = B' + \frac{C'}{r^2} \dots (u)$$~~

Las constantes C_1 y C_2 dependen de las condiciones de frontera para $r=a$ y $r=b$

Para el tubo de pared gruesa solicitado por presiones estáticas interna p_i y externa p_o ; resulta.

Para $r=a$ $\sigma_r = B' - \frac{C'}{a^2} = p_i$

$$\text{Para } r=a ; \quad \nabla_r = B' - \frac{C'}{a^2} = p_i ; \quad B' = p_i + \frac{C'}{a^2} \dots (1)$$

$$\text{Para } r=b ; \quad \nabla_r = B' - \frac{C'}{b^2} = p_o ; \quad B' = p_o + \frac{C'}{b^2} \dots (2)$$

Restando (1) de (2):

$$p_o - p_i + \frac{C'}{b^2} - \frac{C'}{a^2} = 0$$

$$(p_o - p_i) a^2 b^2 + C' a^2 - C' b^2 = 0$$

$$\therefore C' = \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2}$$

Sumando (1) y (2)

$$2 B' = p_o + p_i + \frac{1}{a^2} \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2} + \frac{1}{b^2} \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2}$$

$$2 B' = \frac{p_o b^2 + p_i b^2 - p_i a^2 - p_i a^2 + p_o b^2 + p_i b^2 + p_i a^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2}$$

$$2 B' = \frac{2 p_o b^2 - 2 p_i a^2}{b^2 - a^2} \quad \therefore B' = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2}$$

Por lo tanto, para $r=a$ y sustituyendo en (5) y (4)

$$\nabla_r = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} - \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) a^2} = p_i$$

$$\sigma_t = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} + \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) a^2} = \dots (3)$$

$$= \frac{p_o b^2 - p_i a^2 + p_o b^2 - p_i b^2}{b^2 - a^2}$$

$$\nabla_t = -p_i \frac{(a^2 + b^2) + 2 p_o b^2}{b^2 - a^2} = -p_i \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \frac{2 b^2 p_o}{b^2 - a^2}$$

NOTA: Los valores positivos de ∇_r y σ_t ... (w)

Para $r = b$ y sustituyendo en (s) y (u)

$$C_r = \frac{p_0 b^2 - p_1 a^2}{b^2 - a^2} - \frac{(p_0 - p_1) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) b^2} = p_0 \dots (x)$$

$$C_{-r} = \frac{p_0 b^2 - p_1 a^2}{c^2 - a^2} + \frac{(p_0 - p_1) a^2 b^2}{(c^2 - a^2) b^2}$$

$$\begin{aligned} C_{-r} &= \frac{p_0 b^2 - p_1 a^2 + p_0 a^2 - p_1 a^2}{b^2 - a^2} = -p_1 \frac{2a^2}{b^2 - a^2} + p_0 \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} \\ &= -p_1 \frac{2a^2}{b^2 - a^2} + p_0 \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} \dots (y) \end{aligned}$$

Repasar

4.- Caso de un túnel a presión en roca sana

Las condiciones de frontera sobre una pared de un túnel en roca sana son:

para $r = a$; $p_i = p$.

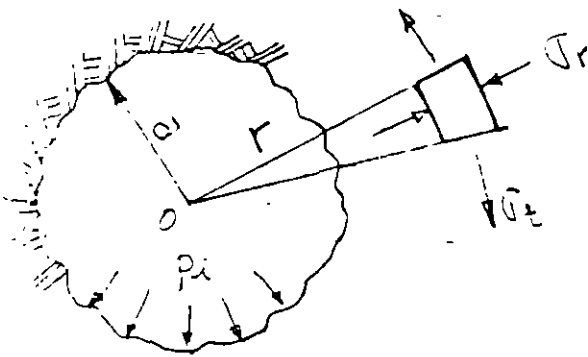
Otras condiciones de frontera son:

Para $r = \infty$; $\sigma_r = \sigma_\theta = 0$

Recordando que:

$$\sigma_r = B' - \frac{C'}{r^2} \dots (5)$$

$$\text{y } \sigma_\theta = B' + \frac{C'}{r^2} \dots (6)$$



Túnel de presión en roca sana

Esta segunda condición implica que:

$$\sigma_r = B' = 0 \text{ y } \sigma_\theta = 0$$

y para cualquier punto entre $0 \leq r \leq \infty$ recordando que:

$$\sigma_r = \frac{mE}{m-1} C_1 - \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' - \frac{C'}{r^2} (5)$$

$$\text{y } \sigma_\theta = \frac{mE}{m-1} C_1 + \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' + \frac{C'}{r^2} (6)$$

tenemos:

$$\sigma_r = - \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = - \sigma_\theta$$

Para $r = a$; $\sigma_r = - \frac{mE C_2}{(m+1) a^2} = p$ y $C_2 = - \frac{p a^2 (m+1)}{Em}$

$$\sigma_\theta = + \frac{mE C_2}{(m+1) a^2} = -p$$

Para cualquier punto dentro de la roca: $\sigma_r = - \sigma_\theta = - \frac{mE C_2}{(m+1) r^2} = p \frac{a^2}{r^2}$

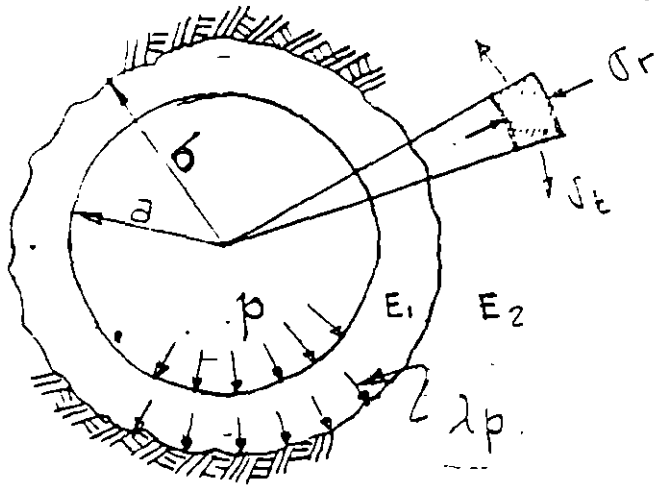
Los esfuerzos σ_r y σ_θ decrecen rápidamente dentro de la roca. A una distancia $r = 2a$, ellos son únicamente el 25% de los de la pared.

2.- Túnel a presión con revestimiento de concreto.

2.1.- Roca sana sin fisuras

Consideramos un túnel con diámetro interior a y diámetro exterior b .

Si p es la presión hidrostática dentro del túnel, una cierta presión $p_c = \lambda p$ se transmite desde el revestimiento a la roca, suponemos que no hay espacios vacíos entre el concreto y la roca.



Para $b \leq r \leq \infty$

Los esfuerzos σ_r de (u) son:

$$\sigma_r = \frac{m_2 E_2}{m_2 - 1} F_2 - \frac{m_2 E_2}{m_2 + 1} \frac{G_2}{r^2}$$

Los índices '2' para m_2 , E_2 , F_2 y G_2 se refieren a la roca.

La condición $\sigma_r = 0$ para

Túnel a presión con revestimiento de concreto en roca sana

$r = \infty$ implica que $F_2 = 0$ y $\sigma_r = -\sigma_t$ para la

masa total de roca.

Para $r = b$ sobre el lado de roca:

$$\sigma_r = - \frac{m_2 E_2}{m_2 + 1} \frac{G_2}{b^2} = p_b = \lambda p$$

$$G_2 = - \frac{p_c \cdot b^2 \cdot (m_2 + 1)}{E_2 m_2}, \text{ con } F_2 = 0.$$

El desplazamiento radial u para $r = b$ en la roca

es:

$$u_{r=b} = \underbrace{F_2 r}_{=0} + \frac{G_2}{R} = \frac{p_b \cdot b}{E_2} \cdot \frac{m_2 + 1}{m_2}$$

En el concreto cuando $a \leq r \leq b$, se utilizará el índice '1' para representar sus propiedades.

Para $r = a$

$$\sigma_{r=a} = \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1 - \frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \cdot \frac{G_1}{a^2} = p \dots (1)$$

Para $r = b$

$$\sigma_{r=b} = \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1 - \frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \cdot \frac{G_1}{b^2} = \lambda p \dots (2)$$

Restando (2) de (1)

$$-\frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \cdot \frac{G_1}{a^2} + \frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \cdot \frac{G_1}{b^2} = p - \lambda p$$

$$\frac{-m_1 E_1 \cdot b^2 G_1 + m_1 E_1 \cdot a^2 G_1}{a^2 b^2 (m_1 + 1)} = p(1 - \lambda)$$

$$G_1 (m_1 E_1 a^2 - m_1 E_1 b^2) = a^2 b^2 (m_1 + 1) p(1 - \lambda)$$

$$\therefore G_1 = \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} p(1 - \lambda)$$

Despejando G_1 de (1) y (2).

$$G_1 = -p \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} \cdot \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1$$

$$G_1 = -\lambda p \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} \cdot \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} F_1$$

Iguando:

$$-p \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{a^2 (m_1 + 1)}{m_1 - 1} F_1 = -\lambda p \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 E_1} + \frac{b^2 (m_1 + 1)}{m_1 - 1} F_1$$

$$F_1 \frac{a^2}{m_1 - 1} - \frac{b^2}{m_1 - 1} F_1 = p \frac{a^2}{m_1 E_1} - \lambda p \frac{b^2}{m_1 E_1}$$

Multiplicando por (-1)

$$F_1 \frac{b^2 - a^2}{m_1 - 1} = \frac{\lambda p b^2 - p a^2}{m_1 E_1} \therefore F_1 = -\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} p$$

Iguando los desplazamientos elásticos:

Para $r = b$ y recordando $u = C_1 r + \frac{C_2}{r}$

$$u_{r=b} = F_1 \cdot b + \frac{G_1}{b} = \underbrace{F_2 \cdot b}_{\text{Cero}} + \frac{G_2}{b}$$

$$-\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} \cdot p \cdot b - \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{\lambda^2 b^2}{b^2 - a^2} \frac{p(1 - \lambda)}{b} = -\frac{\lambda p b^2 (m_2 + 1)}{E_2 m_2 \times b}$$

Despejando λ de esta ecuación se tiene:

Ver inciso 12 de Apéndice 1:

$$\lambda = \frac{p_b}{p} = \frac{2a^2}{E_1 (b^2 - a^2)} \frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}$$

Los esfuerzos en el revestimiento de concreto son:

Para $r = a$; $\sigma_{ra} = p$

Para obtener σ_{ta} tenemos que sustituir las constantes F_1 y G_1 en la ecuación (u), con $r = a$.

Con $r = a$.

$$\sigma_t = \frac{mE}{m-1} C_1 + \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 \quad (u)$$

$$C_1 = F_1 = -\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} p \quad \text{y} \quad C_2 = G_1 = -\frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{\lambda^2 b^2}{b^2 - \lambda^2} p(1 - \lambda)$$

$$\text{Para } r = a \quad \sigma_t = \left(\frac{mE}{m-1} \right) \left(-\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} p \right) + \left(\frac{mE}{m+1} \frac{1}{a^2} \right) \left(-\frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{\lambda^2 b^2 (p - \lambda p)}{b^2 - \lambda^2} \right)$$

$$\sigma_{ta} = -\frac{a^2 p - \lambda b^2 p}{b^2 - a^2} - \frac{b^2 p - b^2 \lambda p}{b^2 - a^2}$$

$$\sigma_{ta} = -\frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p$$

Para $r = b$; $\sigma_{rb} = \lambda \cdot p$

Para obtener σ_{tb} , sustituimos las constantes F_1 y G_1 en la ecuación (u):

con $r = b$

$$\sigma_{tb} = \left(\frac{m_1 E_1}{m_2 - 1} \right) \left(- \frac{m_1 - 1}{m_2 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2) p}{b^2 - a^2} \right) + \left(\frac{m_1 E_1}{m_2 + 1} \frac{1}{b^2} \right) \left(- \frac{(m_2 + 1) a^2 b^2 (p - \lambda p)}{m_2 E_1 (b^2 - a^2)} \right)$$

$$\sigma_{tb} = - \frac{a^2 p - \lambda b^2 p}{b^2 - a^2} - \frac{a^2 p - a^2 p \lambda}{b^2 - a^2}$$

$$\therefore \sigma_{tb} = - \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$$

Caso 2. - El revestimiento de concreto está fisurado.

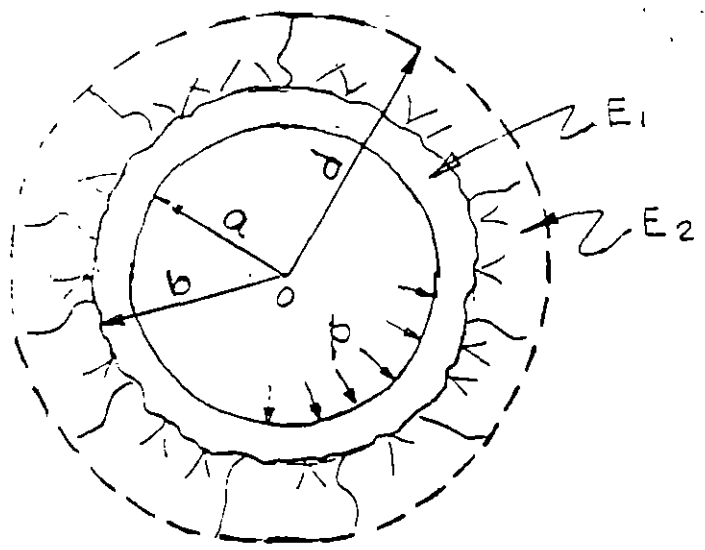
Si las paredes del revestimiento de concreto del túnel estuvieran uniformemente fisuradas en una dirección radial, una presión:

$$p_c = \frac{a}{b} p$$

podría ser transmitida directamente a la roca y los esfuerzos sobre la superficie de roca podrían ser:

$$\sigma_r = - \sigma_t = \frac{a}{b} p$$

Caso 3. - La roca tiene fisuras hasta una profundidad d .



Túnel revestido en roca radialmente fisurada

A lo largo de la superficie de roca la presión radial es :

$$p_b = \frac{a}{b} p$$

$$y \quad \sigma_t = 0$$

$$\therefore \sigma_{rb} = p_b = \frac{a}{b} p$$

Para cualquier profundidad $r < d$ dentro de la masa de roca fisurada :

$$\sigma_t = 0 \quad y \quad \sigma_r = \frac{a}{r} p$$

Para el límite de la roca sana la presión es :

$$p_d = \frac{a}{d} p$$

Dentro de la roca sana con $d \leq r \leq \infty$:

$$\sigma_r = -\sigma_t = p \cdot \frac{a}{d} \cdot \frac{d^2}{r^2} = \frac{ad}{r^2} p$$

3.- Túneles y lumbreras a presión con camisa metálica

a.- En roca sana

La presión hidrostática dentro del túnel es p

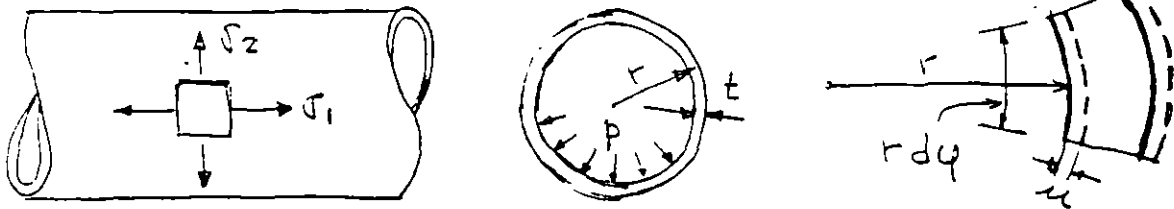
Una presión $p_b < p$ es transmitida desde la placa metálica al concreto y una presión $p_c < p_b$ desde el concreto a la roca.

La deformación elástica u_b del revestimiento de acero es:

$$u_b = \frac{p - p_b}{E} \times \frac{a^2}{e} = p(1 - \lambda_1) \times \frac{a^2}{E e}$$

Donde: E = módulo elástico de la placa de acero; e = espesor de la placa y $p_b = \lambda_1 p$

Esta expresión viene del estudio de tubos de pared delgada.



Las deformaciones unitarias son:

Tangencial:
$$\delta_t = \frac{2\pi(r+u) - 2\pi r}{2\pi r} = \frac{u}{r}$$

$$\therefore \delta_t = \frac{u}{r} = \frac{1}{E} (\sigma_2 - \mu \sigma_1)$$

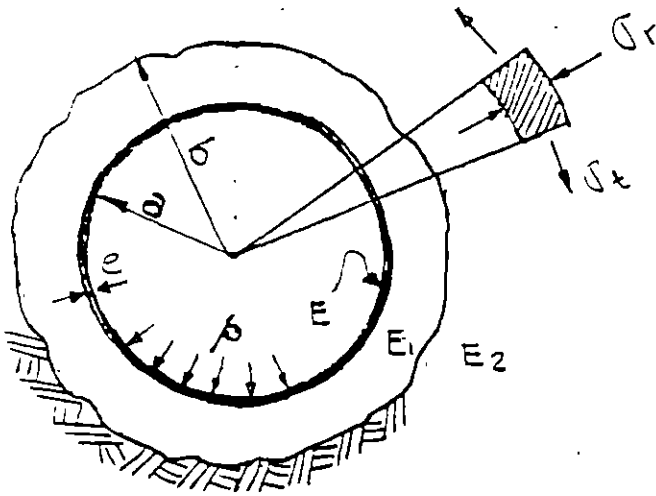
Radial:
$$\delta_r = \frac{du}{dr} = \frac{1}{E} (\sigma_1 - \mu \sigma_2)$$

De donde:
$$u = \frac{r}{E} (\sigma_2 - \mu \sigma_1)$$

Como $\sigma_2 = \frac{pr}{t}$ y $\sigma_1 = \frac{br}{2t}$;
$$u = \frac{r}{E} \left(\frac{pr}{t} - \mu \frac{br}{2t} \right)$$

$$\therefore u = \frac{p r^2}{t E} \left(1 - \frac{\mu}{2} \right) = \frac{p r^2}{t E}$$

La deformación u_b de la placa de acero debe ser igual a la deformación elástica de la superficie interna del concreto, y la deformación de la cara externa del concreto debe ser igual a la fluencia de la superficie de la roca.



Túnel con camisa metálica

Cálculos detallados de Jaeger, 1933, demuestran que:

$$\lambda_1 = \frac{p_b}{p_c}$$

$$\lambda_1 = \frac{a^2}{Ee}$$

$$\lambda_1 = \frac{\left(\frac{a^2}{Ee}\right) + \left[\frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}\right] \left[(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2^* b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2^*) b^2 \right]}{p_c}$$

$$\lambda_2 = \frac{2a^2}{E_1 (b^2 - a^2)}$$

$$\lambda_2 = \frac{\left(\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2}\right) + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}{p_b}$$

E... En roca fisurada radialmente

La deformación u_b de la placa de acero es:

$$u_b = \frac{p - p_b}{E} \frac{a^2}{e} = p(1 - \lambda_3) \frac{a^2}{e} \quad \text{con. } p_b = \lambda_3 p$$

y la deformación del revestimiento de concreto y la roca fisurada radialmente hasta una distancia d .

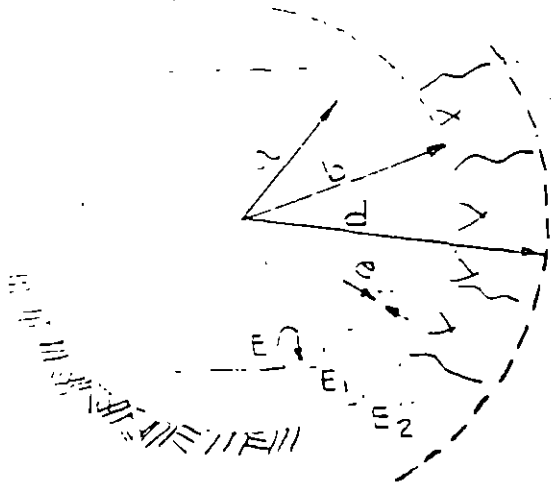
$$u_b = \frac{(p_b + p_d)}{2} \cdot \frac{(a-d)}{E_1} + p_d \frac{d(m_2+1)}{m_2 E_2}$$

Igualando los dos valores de u_b se tiene:

$$\lambda_3 = \frac{\frac{a^2}{Ee}}{\frac{a^2}{Ee} + \frac{d^2 - a^2}{2dE_1} + \frac{(m_2+1)a}{m_2 E_2}}$$

Ejemplo:

Revisión de los esfuerzos que se producen en un túnel con camisa metálica:



$$a = 10' = 304.8 \text{ cm.}$$

$$e = 1/2'' = 1.27 \text{ cm}$$

$$b = 10.5' = 320 \text{ cm.}$$

$$d = 156'' = 396 \text{ cm}$$

$$p = 216 \text{ psi} = 15.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_1 = 4 \times 10^6 \text{ psi} = 281,690 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_2 = 6 \times 10^6 \text{ psi} = 422,535 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 3 \times 10^7 \text{ psi} = 2,112,676 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_1 = 0.2 \quad ; \quad \mu_2 = 0.26 \quad ; \quad \mu = 0.28$$

$$f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 3.048 \text{ m} \quad ; \quad a^2 = 9.29 \quad ;$$

$$b = 3.20 \text{ m} \quad , \quad b^2 = 10.24 \quad ; \quad b^2 - a^2 = 0.95$$

$$m_2 = \frac{1}{\mu_2} = \frac{1}{0.26} = 3.85 \quad ; \quad E_2 = 4.22 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$m_1 = \frac{1}{\mu_1} = \frac{1}{0.20} = 5 \quad ; \quad E_1 = 2.82 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$m = \frac{1}{\mu} = \frac{1}{0.28} = 3.57 \quad ; \quad E = 21 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

Obtención de λ_2 ; $\lambda_2 = \frac{e_c}{p_0}$; $\lambda_2 = \frac{E_1 (b^2 - a^2)}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}$

$$\frac{e_c a^2}{E_1 (b^2 - a^2)} = \frac{0.5 \times 9.29}{2.82 \times 10^6 \times 0.95} = \frac{6.94}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)10.24 = 40.96 \quad ; \quad m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 2.82 \times 10^6 \times 0.95 = 13.4 \times 10^6$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)9.29 = 55.74$$

$$\lambda_2 = \frac{\frac{6.94}{10^6}}{\frac{1.26}{4.22 \times 10^6} + \frac{96.70}{13.4 \times 10^6}} = \frac{6.94 \times 4.22 \times 13.4}{13.4 \times 1.26 + 96.70 \times 4.22} \quad \therefore \quad \lambda_2 = 0.92$$

Determinación de λ_1 : $\lambda_1 = \frac{p_1}{p_2}$

$$\frac{\frac{E_1}{a^2} \left[\frac{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}{a} + \frac{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}{a} \right]}{\frac{E_2}{a^2} \left[\frac{m_2 E_2 (b^2 - a^2)}{a} + \frac{m_2 E_2 (b^2 - a^2)}{a} \right]}$$

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{21 \times 10^6 \times 0.0127}{24.64} = \frac{10^6}{24.64}$$

$$\frac{E_1 (b^2 - a^2)}{a} = \frac{5 \times 2.82 \times 10^6 \times 0.95}{0.23} = \frac{10^6}{0.23}$$

$$(m_1 - 1) (a^2 \lambda_1 b^2) = (-1) (9.27 - 0.92 \times 10.24) = -0.52$$

$$(m_1 + 1) (1 - \lambda_1) b^2 = (5 + 1) (1 - 0.72) 10.24 = 4.92$$

$$\lambda_1 = \frac{\frac{34.64}{10^6} + \left(\frac{0.23}{10^6} \right) (-0.52 + 4.92)}{\frac{34.64}{24.64} + \frac{1.01}{10^6}} = \frac{34.64}{34.64} = 5.65$$

$$\therefore \lambda_1 = 0.97 ; p_b = \lambda_1 p ; p_b = 15.2 \times 0.97 = 14.74 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto la presión sobre el concreto es $p_b = 14.74 \text{ kg/cm}^2$

La presión sobre la roca será : $p_c = \lambda_2 p_b$

$$\therefore p_c = 0.92 \times 14.74 = 13.56 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en el tubo puede obtenerse de dos maneras

a) con la fórmula del esfuerzo tangencial de tubos

$$\text{esfuerzos } \sigma = \frac{p r}{b - p b r} ; \sigma = \frac{p r}{b - p b r}$$

$$\therefore \sigma = \frac{15.2 - 14.74}{1.27} \times 305.43 ; \sigma = 110 \text{ kg/cm}^2$$

b) A través de la deformación tangencial unitaria

$$u_b = p (1 - \lambda_1) \frac{a^2}{r^2} = 15.2 (1 - 0.97) \frac{21 \times 10^6 \times 0.0127}{9.29} = 0.000159 \text{ m} = 107 \text{ kg/cm}^2$$

Caso de roca sana

Los esfuerzos en el concreto son:

Para $r = a$: $\sigma_r = \frac{p}{b} = \frac{14.74 \text{ Kg/cm}^2}{1} \dots$ Compresión

$$\sigma_t = - \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{c^2 - a^2} p$$

$$\lambda = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}} = \lambda_2 = 0.92$$

de donde $\sigma_t = - \frac{9.29 + 10.24 - 2 \times 0.92 \times 10.24}{0.95} \times 14.74 = -10.71$

$\therefore \sigma_t = 10.71 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ Tensión

Para $r = b$; $\sigma_r = \lambda p_b$; $\sigma_r = 0.92 \times 14.74 = 13.56 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Compresión

y $\sigma_t = - \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$

$$\sigma_t = - \frac{2 \times 9.29 - 0.92(9.29 + 10.24)}{0.95} \times 14.74 = 9.46$$

$\therefore \sigma_t = 9.5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ Tensión

Los esfuerzos permisibles en el concreto en tensión son igual a aproximadamente a $1/12$ de la resistencia en compresión, por tanto:

$$R_t = \frac{R_c}{12} \therefore R_t = \frac{350}{12} ; R_t = 29 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_t$$

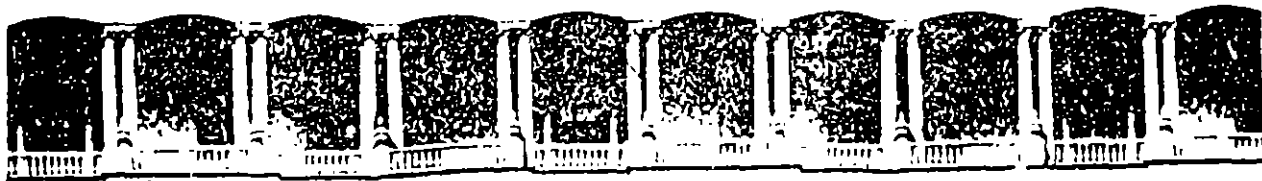
que es mayor que los esfuerzos tangenciales de flexión σ_t que se producen por $r = a$ y $r = b$.

TECHO MÍNIMO SOBRE UN TUNEL DE PRESIÓN

El problema para la determinación del techo mínimo sobre túneles de presión es muy importante en plantas hidroeléctricas.

Criterios adoptados: $\gamma =$ peso volumétrico del agua $= 1 \text{ ton/m}^3$

- 1.- Regla antigua $p/\gamma = \frac{1}{2} H$ tiene un factor de seguridad muy alto. $H = 2p$
- 2.- Algunos túneles sin revestir en Estados Unidos (Túnel Hass y Nantahala) $p/\gamma = H$ _{$H=p$} implica que las filtraciones no alcanzan la superficie de roca a través de las fisuras.
- 3.- Túnel de abastecimiento de agua en Sydney, $p/\gamma = 2.4 H$; _{$H = 0.42p$}
La cobertura de roca es igual a la presión hidrostática
Glen Moriston Tunnel de la Livishie hydroelectric development diseñado por Sir William Halcrow, sin revestimiento
- 4.- Terzaghi.- $p/\gamma = 2H$. La cobertura igual a la mitad de la columna hidrostática. $H = 0.5p$
- 5.- Hidroeléctrica Spray en Canada.- $p/\gamma = 5H$ _{$H = 0.2p$}
El techo es de 216 pies y la presión de agua
 $p/\gamma = 1220$ pies



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

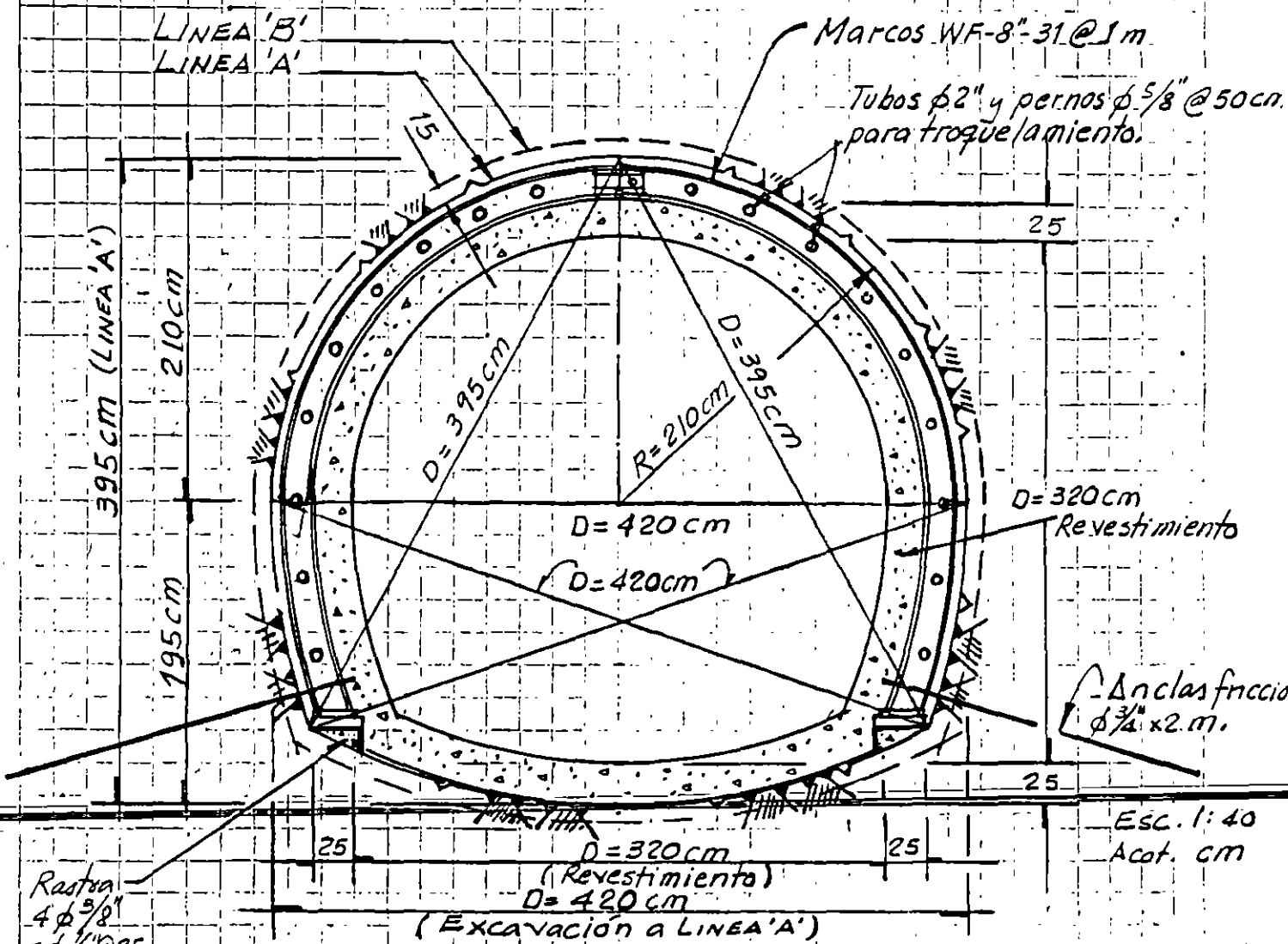
MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

**TEMA : CONTINUACION, EJEMPLO DISEÑO DE TUNELES.
TUNEL DOÑA JULIA, COSTA RICA**

EXPOSITOR: ING. RAUL CUELLAR BORJA

RAUL CUELLAS COSTA

CONTINUACION EJEMPLO
DISEÑO DE TUNELES
TUNEL DOÑA JULIA, COSTA RICA



SECCION DE EXCAVACION EN ROCAS CON MARCOS DE ACERO

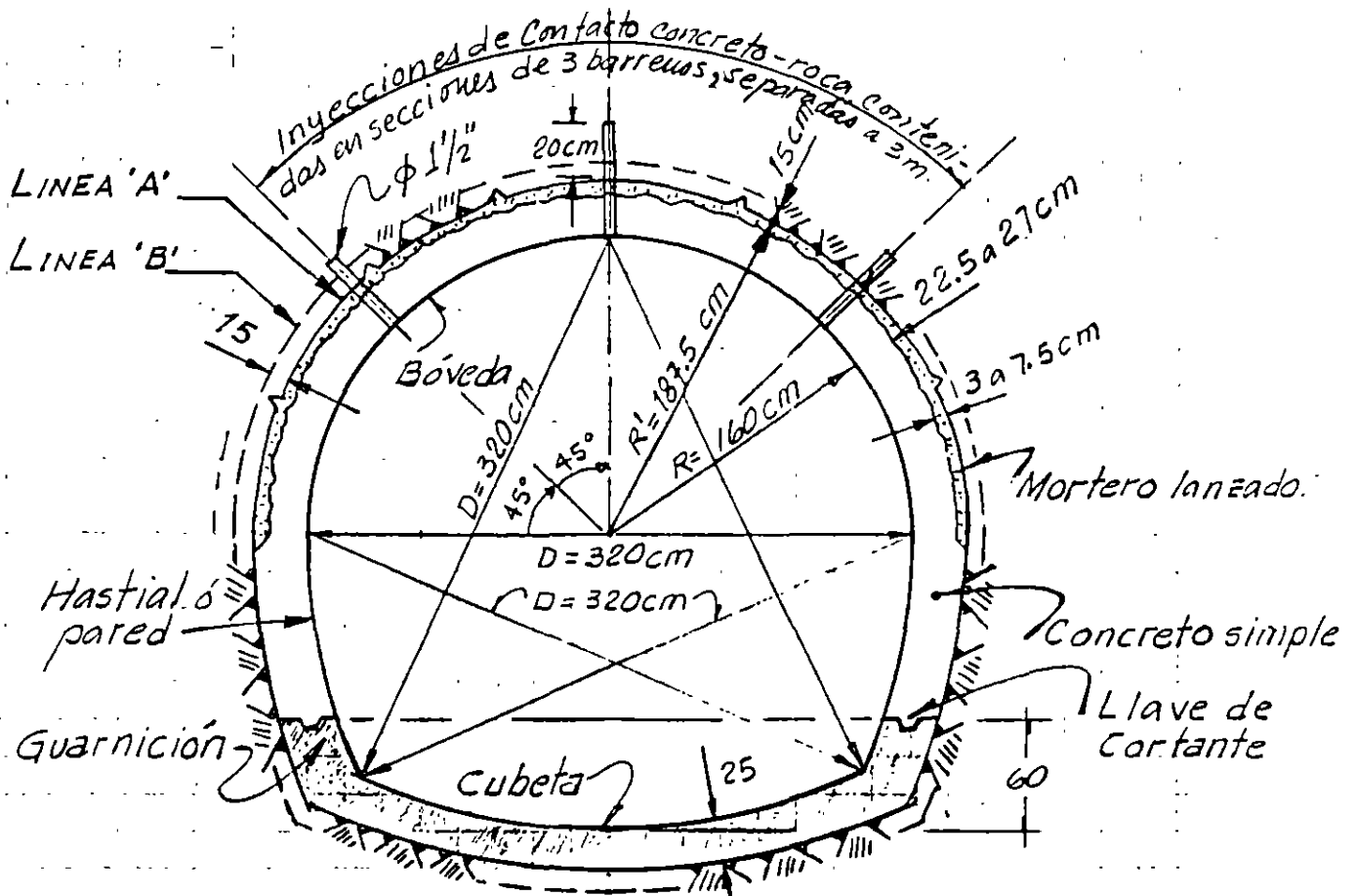
- Roca Tipo I. - Andesita sana
- Roca Tipo II. - Andesita fracturada.
- Roca Tipo III. - Andesita muy fracturada.

NOTAS: Los marcos WF-8"-31 @ 1m, se colarán con concreto hidrúlico o con mortero $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$. Alternativa: Rellenarlos con concreto lanzado hasta $1/2$ peralte.

5.- REVESTIMIENTO DEFINITIVO

5.1.- Zona de rocas andesíticas

El revestimiento estará constituido por concreto simple de 25 cm de espesor.






REVESTIMIENTO TIPO I Esc. 1:40 ; A cot. cm

- Roca Tipo I.- Andesita sana L ≈ 725 m
- Roca Tipo II.- Andesita fracturada L ≈ 350 m
- Roca Tipo III.- Andesita muy fractada L ≈ 300 m

$\Sigma \approx 1375 \text{ m}$

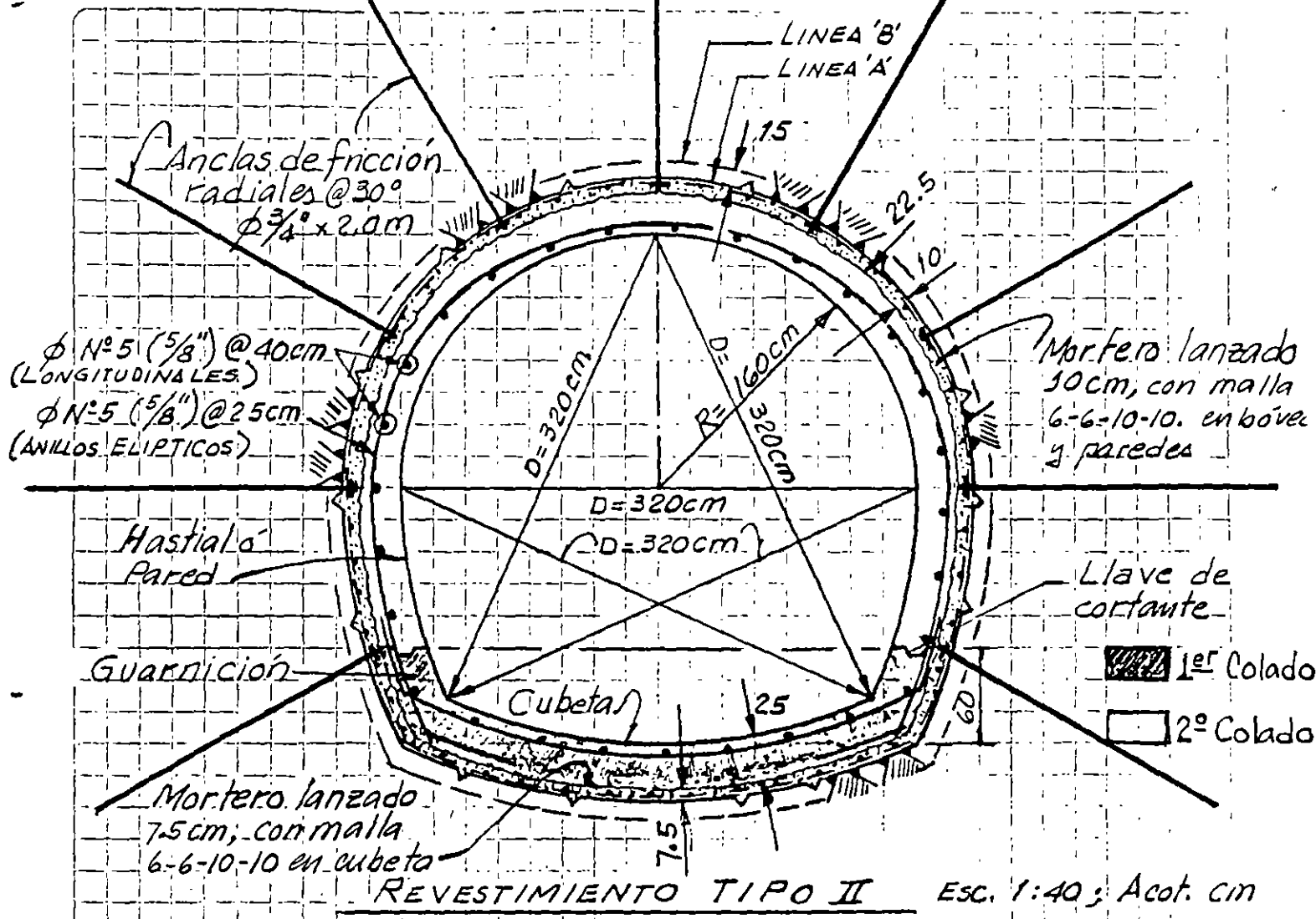
Concreto simple $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 Revenimiento : $10 \text{ cm} \pm 2$ ($4'' \pm 3/4''$)
 Tamaño máximo de agregado grueso: $1 1/2''$

	1ER COLADO
	CUBETA
	2º COLADO
	PARED Y BOVEDA

5.2 Lahares

Revestimiento de
de espesor

concreto armado: de 25cm



Lahares

$L \approx 300m$

Concreto hidráulica $f'_c = 200 Kg/cm^2$; Revenimiento: $10cm \pm 2 (4'' \pm \frac{3}{4}'')$.

Tamaño máximo de agregado grueso: $1\frac{1}{2}''$.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS

EXPOSITOR: ING. SERGIO R. HERRERA CASTEÑEDA

PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS

~~GEOTECNIA APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION~~
DE OBRAS HIDRAULICAS

APLICACIONES AL DISEÑO DE PRESAS

PROF. SERGIO R. HERRERA CASTAÑEDA

PRUEBAS DE LABORATORIO EN ROCA INTACTA

CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES ÍNDICE

1. Litología y mineralogía
2. Peso volumétrico
3. Índice de alteración
4. Contenido de agua
5. Intemperismo acelerado
6. Índice de carga puntual
7. Velocidad sónica y parámetros de deformabilidad dinámicos

PROPIEDADES MECÁNICAS

1. Compresión uniaxial
2. Compresión triaxial
3. Resistencia al esfuerzo cortante
4. Tensión directa e indirecta
5. Expansión y presión de expansión
6. Parámetros de deformabilidad estáticos

PRUEBAS DE LABORATORIO EN ROCA INTACTA

OTRAS CARACTERÍSTICAS ÍNDICE

1. Reactividad con el cemento
2. Dureza con martillo Schmidt
3. Cortante simple y doble
4. Punzocortante
5. Módulo de ruptura o flexión
6. Porosidad
7. Permeabilidad
8. Sensitividad

Consideraciones geológicas*

D. U. Deere

Rock Mechanics in Engineering Practice
Edits. R.G. Stagg y O.C. Zienkiewcs
J. Wiley & Sons., 1968

1.1 Introducción

La mecánica de Rocas es la ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento mecánico de las rocas; es la rama de la Mecánica que estudia la reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico †.

Esta definición, dada recientemente por un grupo de investigadores en Mecánica de Rocas, puede parecer a primera vista que realza el papel de la mecánica, ignorando el de la geología. En realidad esta definición es de miras muy amplias. La frase «reacción de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico» es suficientemente general para que sea aplicable a problemas a cualquier escala. Por ejemplo, comprende los estudios del mecanismo de deformación de los cristales minerales sometidos a elevadas presiones y temperaturas, el comportamiento triaxial de una muestra de roca ensayada en laboratorio, la estabilidad del revestimiento de un túnel e incluso el mecanismo de los movimientos de la corteza terrestre.

El papel de la geología es evidente; todos los materiales estudiados son masas rocosas situadas en un entorno geológico o extraídas de él. Los materiales poseen ciertas características físicas que son función de su origen y de los procesos geológicos posteriores que han actuado sobre ellos. El conjunto de estos fenómenos en la historia geológica de una cierta zona conduce a una *litología* particular, a una determinada serie de *estructuras geológicas* y a un *estado tensional in situ* característico. Regionalmente se producen variaciones de estas condiciones y pueden también producirse localmente, aún con mayor importancia, dentro del emplazamiento de una obra determinada. Al realizar programas de reconocimiento, y al extrapolar los resultados de ensayo en un punto a las zonas adyacentes, es totalmente necesario considerar la distribución en el lugar de los diferentes elementos geológicos. La experiencia ha demostrado ~~que quien mejor puede realizar este trabajo es un ingeniero-geólogo que no~~ sólo tenga base suficiente en ciencias geológicas para apreciar los detalles de la geología del lugar, sino que también esté bien enterado de los métodos modernos de reconocimiento de las rocas y esté familiarizado con las exigencias de los técnicos en Mecánica de Rocas.

* De una próxima publicación en dos volúmenes original de Donald U. Deere, titulados provisionalmente, *Engineering Geology* (Geología aplicada a la Ingeniería) y *Rock Mechanics* (Mecánica de las Rocas). Cita reproducida con la autorización de Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, EE. UU.

† Definición del Comité de Mecánica de Rocas de la Academia Nacional de Ciencias en «Rock-Mechanics Research», *Natl. Acad. Sci.-Natl. Res. Council*, Washington, D. C., 1966.

En la Mecánica de Rocas aplicada, en especial en los campos de ingeniería civil y minería, el método de proyecto supone la selección de un anteproyecto y la predicción del comportamiento esperado. Se emplean para ello ecuaciones de la mecánica teórica y aplicada. Sin embargo, en la mayoría de los casos, deben introducirse en las ecuaciones algunas propiedades mecánicas de la roca. La validez de la solución obtenida no es mayor que la validez de la propiedad mecánica empleada. Las propiedades mecánicas de una muestra inalterada ensayada en laboratorio pueden ser muy diferentes de las propiedades del macizo rocoso del que se ha extraído la muestra. El reconocimiento de este hecho ha motivado en estos últimos años una gran atención hacia los ensayos *in situ*.

El comportamiento de un macizo rocoso sometido a una variación de tensiones viene determinado por las propiedades mecánicas del material rocoso y por el número y naturaleza de las discontinuidades geológicas existentes en el mismo. La importancia relativa de cada uno de estos factores sobre el comportamiento de la roca depende principalmente de la relación entre las dimensiones de la obra de ingeniería a realizar y la separación entre las discontinuidades. Cuando la variación introducida en el estado tensional afecta a una zona grande respecto a la distancia entre diaclasas *, por ejemplo, como es el caso de la cimentación de presas o grandes excavaciones subterráneas, la influencia de las diaclasas puede ser muy pronunciada. Sin embargo, en aquellos casos en que la separación entre las mismas es muy grande respecto a las dimensiones de la obra, como en la perforación de un barreno o la construcción de un túnel a través de una roca masiva con una perforación mecánica, el comportamiento de la roca depende más de las propiedades inherentes al material rocoso.

En muchos problemas de Mecánica de Rocas aplicada también se requiere conocer el estado tensional a una cierta profundidad en la zona estudiada. Como se señala en una sección posterior de este capítulo, el estado tensional es consecuencia directa de la historia geológica pasada de la zona. Sin embargo, el conocimiento de la historia geológica no basta por sí mismo para permitir una estimación razonable del estado de tensiones.

1.2 Importancia de la litología o tipo de roca

La litología de una roca hace referencia a su mineralogía, textura y fábrica, junto con un nombre o término descriptivo de algún sistema de clasificación reconocido, por ejemplo; caliza oolítica, pizarra bituminosa, granito, clorita-biotita, esquistos, etc. Los nombres y la clasificación son geológicos. Los técnicos en Mecánica de Rocas han reconocido frecuentemente lo inadecuado de un sistema de clasificación de este tipo, advirtiendo al menos que rocas de la misma litología pueden presentar una gama extraordinariamente amplia de propiedades mecánicas. Se ha propuesto incluso abandonar tales nombres geológicos y adoptar un nuevo sistema de clasificación basado únicamente en propiedades mecánicas.

Esta propuesta puede resultar excesiva, ya que hay diversas razones para conservar los términos litológicos. En primer lugar, existe como mínimo una

61

* Para unificar hemos traducido, en todo el texto, *joints* por diaclasas, aunque cabría establecer diferencias entre éstas, las litoclasas y algunos otros tipos de discontinuidades y fracturas (N. del T.).

gama de valores para cualquier tipo de roca donde queda comprendido el valor de una cierta propiedad mecánica. Para algunas propiedades mecánicas y para algunos tipos de rocas este intervalo de variación puede ser desalentadoramente grande; para otras bastante más pequeño. Por ejemplo, la resistencia a compresión simple de una caliza puede variar de 350 a 2.500 kg/cm²; sin embargo, para la sal gema la variación es solamente de 200 a 350 kg/cm², aproximadamente. La dureza de una cuarcita será elevada y prácticamente constante, mientras que la de una arenisca será muy baja o muy alta según el tipo y grado de cementación.

Otra razón importante para el empleo del nombre litológico es la relación entre la textura, fábrica y anisotropía estructural de las rocas de un determinado origen. Por ejemplo, la mayoría de las rocas ígneas tienen una estructura densa, bien encajada, con muy pequeñas diferencias de dirección en las propiedades mecánicas (con la excepción, por supuesto, de muchas rocas volcánicas superficiales, rocas intrusivas subsuperficiales, y algunas intrusivas profundas, como los granitos gneísicos, que presentan una estructura riolítica en la periferia de la intrusión). Las rocas sedimentarias, como las pizarras arcillosas, las areniscas y algunas calizas, están estratificadas y por tanto muestran una anisotropía considerable en las propiedades mecánicas. Otras rocas sedimentarias, como la sal gema, el yeso y muchas calizas y dolomías, han recristalizado en una textura compacta, presentando únicamente una ligera anisotropía. Las rocas metamórficas son quizá las más sorprendentes respecto a la anisotropía. La clorita, el talco y el micasquisto tienen superficies de exfoliación bien desarrolladas y se componen de minerales de estructura hojosa que dan lugar a grandes diferencias en la resistencia y el módulo de deformación según la dirección de ensayo. Los gneis * muestran alguna anisotropía pero en menor grado. La pizarra es también muy anisotropa debido a su pronunciada estratificación. Otras rocas metamórficas, como el mármol y la cuarcita, han recristalizado en una textura compacta, siendo bastante homogéneas.

Otra razón para conservar el nombre geológico es la asociación que puede hacerse entre ciertos tipos de rocas y otras características *in situ* que pueden presentarse. Por ejemplo, la presencia en el terreno de caliza, yeso y sal gema puede inclinar al investigador a la búsqueda de fenómenos de disolución como cavidades, torcas y fisuras agrandadas por la disolución. En otro caso, la presencia de una colada de lava basáltica puede indicar la posible presencia de un diaclasado columnar y llamar la atención sobre los problemas con él relacionados. Análogamente, algunos tipos de rocas presentan un comportamiento característico o problemas específicos. La existencia de sal gema u otras evaporitas puede dar lugar a problemas con deformaciones de fluencia. Debido a su contenido de arcilla, las pizarras arcillosas presentan frecuentemente hinchamiento y disgregación al aire por variaciones de presión y humedad. Resulta evidente que se da una información mucho más valiosa sobre las propiedades y el comportamiento de una roca cuando se indica su nombre geológico. Sin embargo, a efectos ingenieriles, el nombre geológico es insuficiente por sí solo y debe acompañarse de una clasificación de tipo mecánico según se indica en la sección siguiente.

* Aunque últimamente se tiende a escribir *gneis* hemos preferido conservar la grafía tradicional (*N. del T.*).

1.3 Clasificación de las rocas en ingeniería

Se entiende por roca «íntacta» aquella de la cual pueden tomarse muestras para su ensayo en laboratorio, no presentando características estructurales de gran escala, como diaclasas, planos, de estratificación, fracturas y zonas milonitizadas. Coates¹ ha empleado el término *sustancia rocosa*. Coates¹, Coates y Parsons² y Miller³ han realizado un trabajo acerca de la clasificación de la roca íntacta a partir de las propiedades mecánicas determinadas en laboratorio. Deere y Miller⁴ han dado una versión modificada del primer trabajo de Miller, siendo esta clasificación la que se describe a continuación.

La clasificación se basa en dos propiedades importantes de la roca: la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad. El módulo empleado es el módulo tangente correspondiente a un nivel tensional igual a la mitad de la resistencia de la roca. La resistencia a compresión simple se determina con muestras de relación longitud/diámetro igual o superior a 2. La roca se clasifica en una de las cinco categorías de resistencia indicadas en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Clasificación de la roca íntacta¹

I. Basada en la resistencia (σ_c)

Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)
A	Resistencia muy alta	> 2.250
B	Resistencia alta	1.120-2.250
C	Resistencia media	560-1.120
D	Resistencia baja	280-560
E	Resistencia muy baja	< 280

Se advierte que las categorías de resistencia siguen una progresión geométrica. La línea divisoria entre las categorías A y B se ha fijado en 2.250 kg/cm² ya que éste constituye el límite superior de resistencia de las rocas más comunes.

Tabla 1.2 Clasificación² de la roca íntacta⁴

II. Basada en el módulo relativo (E_t/σ_c)

Clase	Descripción	Módulo relativo ^b
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	200-500
L	Módulo relativo bajo	< 200

^a Las rocas se clasifican según su resistencia y módulo relativo en AM, BL, BH, CM, etc.

^b Módulo relativo = E_t/σ_c .

siendo E_t = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura,
 σ_c = resistencia a compresión simple.

Únicamente unos pocos tipos de rocas entran en la categoría A, la cuarcita, la diabasa y los basaltos densos, entre ellas. La categoría B, 1.120-2.250 kg/cm², comprende la mayoría de las rocas ígneas, las rocas metamórficas más duras y las areniscas bien cementadas, las pizarras arcillosas duras y la mayoría de las calizas y dolomías. En la categoría C, rocas de resistencia media en el intervalo 560-1.120 kg/cm², se encuentran muchas pizarras arcillosas, areniscas y

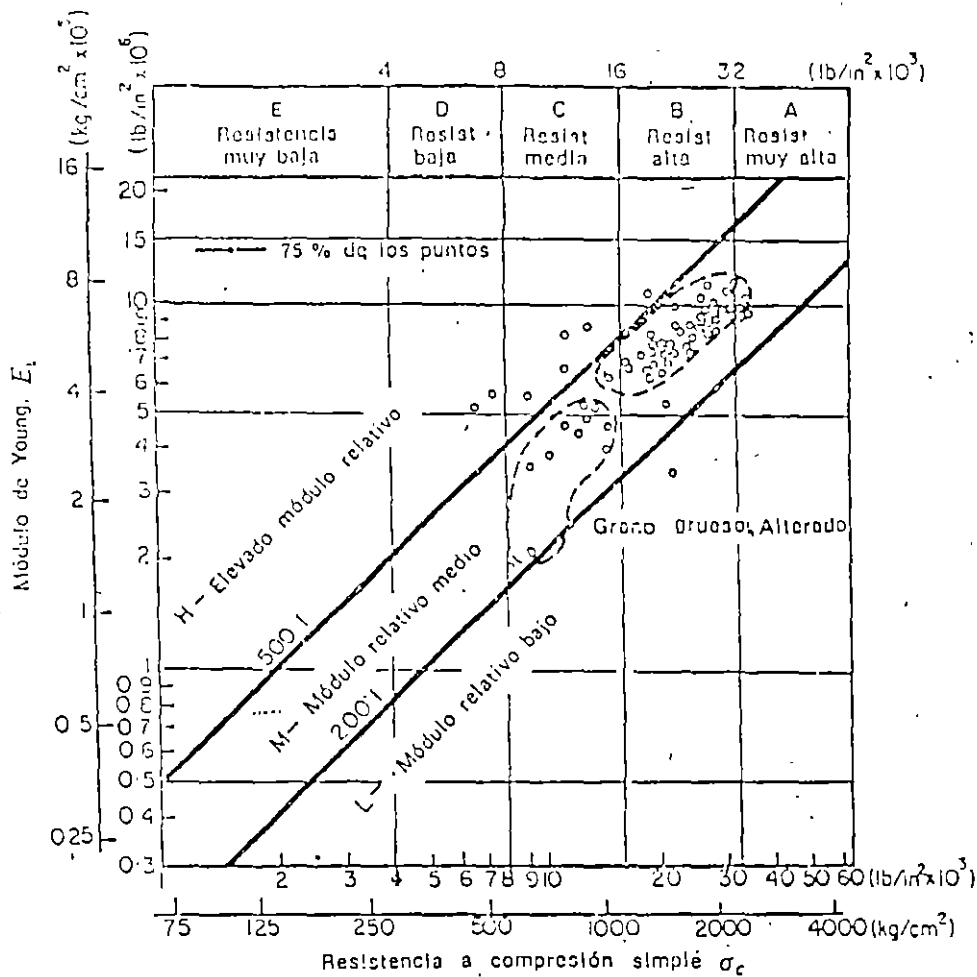


Figura 1.1 Clasificación de rocas ígneas de la familia del granito (30 muestras, 16 emplazamientos, varios investigadores) *

E_i = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, B11, BL, etc.

calizas porosas, las variedades más esquisosas de las rocas metamórficas (por ejemplo la clorita, y los mica y talcoesquistos). Las categorías D y E, de resistencia baja a muy baja, comprenden rocas porosas o de baja densidad como la arenisca friable, la toba porosa, las pizarras muy arcillosas, la sal gema y las rocas meteorizadas o alteradas químicamente de cualquier litología.

El segundo elemento del sistema de clasificación es el módulo de elasticidad (E_i). Sin embargo, en lugar de emplear el módulo propiamente dicho,

se utiliza la relación entre este módulo y la resistencia a compresión simple, el *módulo relativo**, según se indica en la tabla 1.2.

Puede emplearse un diagrama de clasificación como el de la figura 1.1. Los valores de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad se ha representado en escala logarítmica para abarcar una amplia gama de valores. Las categorías de resistencia se indican en la parte superior de la figura. El mó-

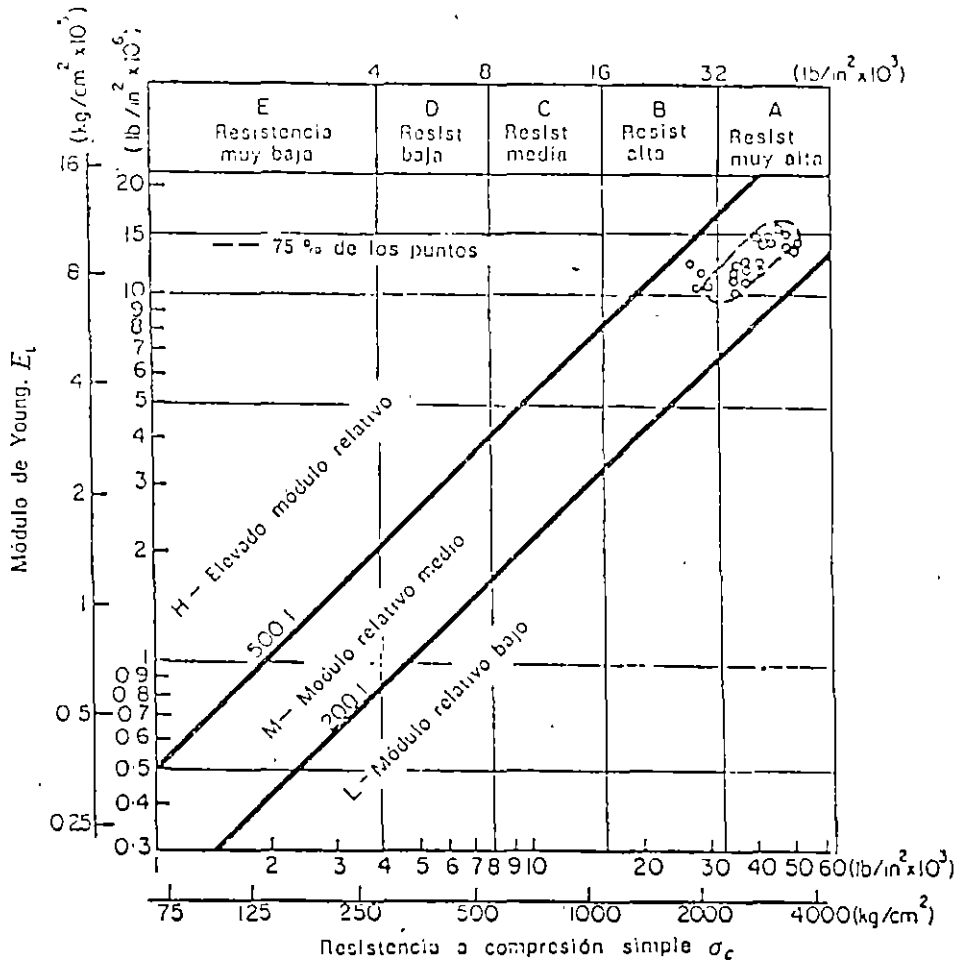


Figura 1.2 Clasificación de rocas intactas-Diabasas (26 muestras, 8 emplazamientos, varios investigadores) *

E_t = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

El módulo relativo se deduce de la posición respecto a las diagonales. La zona central viene limitada por una línea superior con un módulo relativo de 500:1 y una línea inferior correspondiente a un módulo de 200:1. Esta zona se designa con la letra M, o zona de módulo relativo *medio*. Las rocas que poseen una estructura compacta y poca o ninguna anisotropía suelen entrar dentro de esta categoría. En ella están comprendidas la mayoría de las rocas ígneas. Los puntos marcados en la figura 1.1 representan 80 muestras de granito corres-

* Traducción arbitraria que proponemos para la *modulus ratio* del texto original. (N. del T.).

pendientes a 16 localidades. La figura 1.2 muestra los resultados de 26 probetas de diabasa, roca ignea densa y uniforme de grano fino a medio. Se advierte que los resultados son más uniformes y que la roca entra principalmente en la clasificación AM, roca de muy alta resistencia con un módulo relativo medio. En la figura 1.3 aparecen los resultados de 70 muestras de basalto y otras rocas volcánicas de grano fino. Como era de esperar, los resultados abarcan una

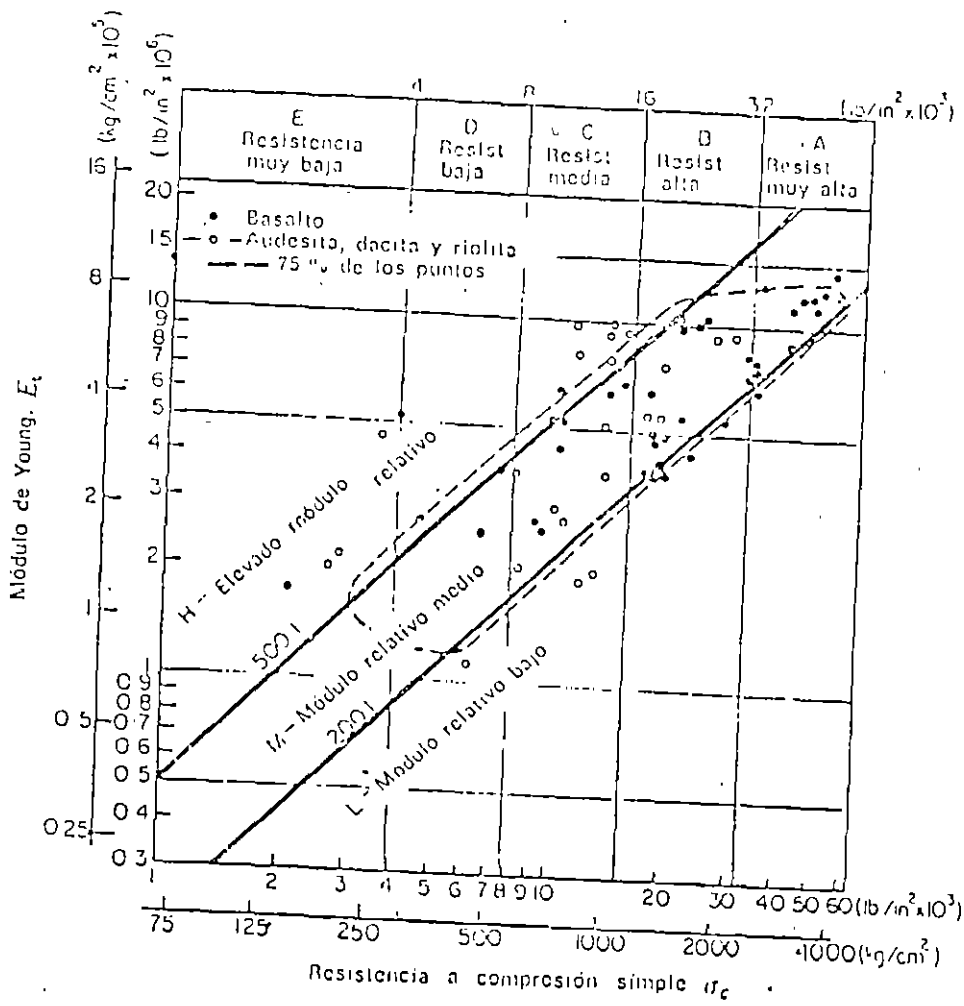


Figura 1.3 Clasificación de rocas intactas-Basalto y otras rocas volcánicas (70 muestras, 20 emplazamientos, varios investigadores) ⁴

E_t = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como A-M, H-L, etc.

amplia gama de valores debido a la variación en la mineralogía, porosidad, tamaño del grano y estructura de cristalización. El diagrama resumen de las rocas ígneas se indica en la figura 1.4.

En la figura 1.5 aparece el diagrama resumen de las rocas sedimentarias. Se advierte que las calizas y dolomías entran principalmente en las categorías de resistencia B y C aunque algunas muestras son del tipo A, de muy elevada resistencia, o D, rocas muy débiles. Los detalles de estas calizas y dolomías se indican en la figura 1.6. Puede verse que muchos de los puntos caen próximos a la línea superior (módulo relativo 500:1) o por encima de ella. Esta situación

parece deberse a su particular estructura (compacta) y mineralogía (calcita y dolomía). Los diagramas correspondientes a la arenisca y pizarra arcillosa, en la figura 1.5 aparecen abiertos por su extremo inferior debido a que diversas probetas se rompieron con presiones inferiores a 75 kg/cm². Se aprecia que tanto la envolvente de las areniscas como la de las pizarras entran en la zona de módulo relativo bajo. Esta situación es el resultado de la anisotropía creada

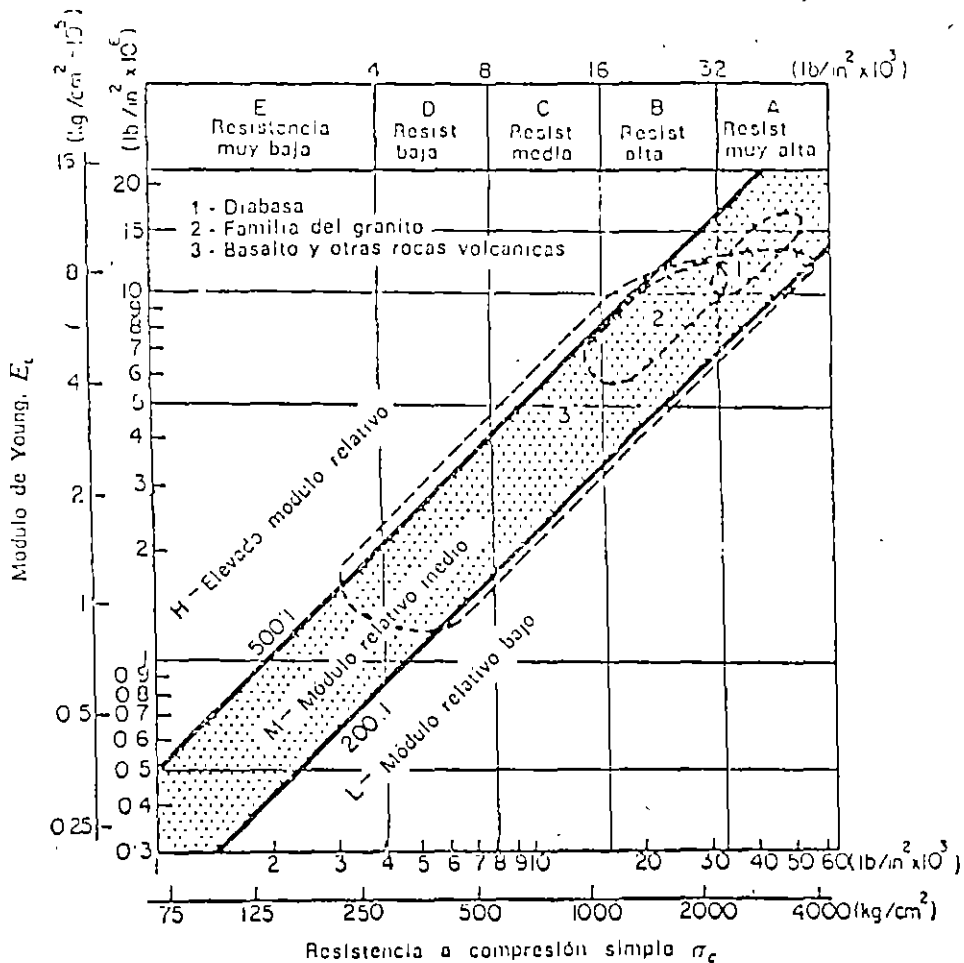


Figura 1.4 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas ígneas (176 muestras, 75 % de los puntos)⁴

E_t = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

por la estratificación o esquistosidad. Los módulos relativos son bajos ya que casi todas las muestras se ensayaron con el eje de carga normal al plano de estratificación. Esta orientación no modifica la resistencia pero da lugar a módulos bajos por efecto de la deformación originada por el cierre de los planos de estratificación incipientes y la alineación de los minerales, la mayoría de los cuales son aplanados, especialmente en las pizarras.

El diagrama resumen de las rocas metamórficas aparece en la figura 1.7. La dispersión de los resultados es superior a la de los otros tipos de rocas por la gran variación de mineralogía y grado de anisotropía. La mayoría de las

rocas cuarcíticas aparecen clasificadas como AM, en la misma posición que otros tipos de rocas densas, de granos iguales y estructura compacta, como la diabasa y los basaltos densos. Los gneis vienen representados de forma semejante a los granitos pero con una resistencia media algo menor y una mayor dispersión en el módulo relativo. La dispersión adicional proviene de la mayor variación de mineralogía respecto al granito y a la anisotropía por efecto de

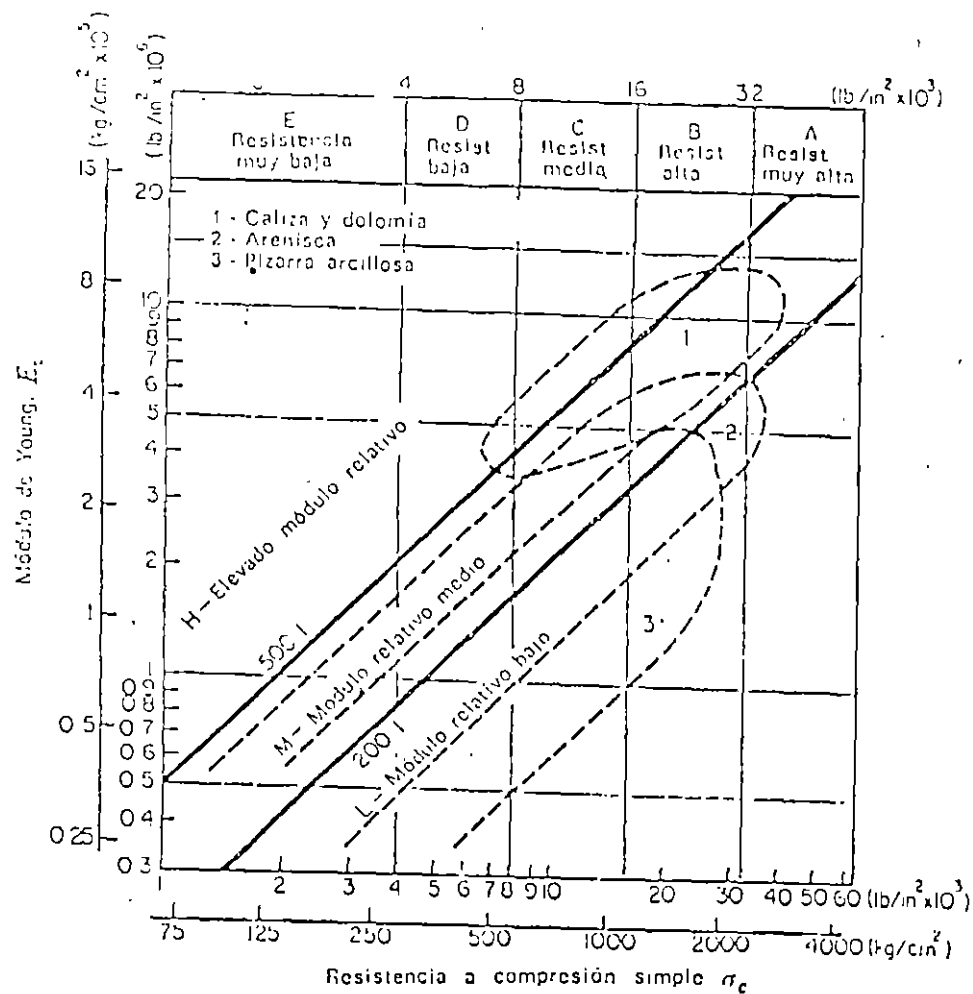


Figura 1.5 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas sedimentarias (193 muestras, 75 % de los puntos) ¹

E_t = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

la esquistosidad. Muchos de los puntos que caen en la zona de elevado módulo relativo representan roturas según bandas esquistosas de muestras con una fuerte foliación.

Quizá el diagrama más interesante es el de los esquistos. La envolvente 4a (fig. 1.7) corresponde a muestras con una esquistosidad orientada hacia la vertical, es decir con un ángulo elevado (45° o superior) entre el plano de esquistosidad y la horizontal (testigos ensayados con el eje en posición vertical). El elevado módulo relativo de la mayoría de las muestras no corresponde tanto a un valor inherentemente alto sino más bien a un caso de baja resis-

tencia por efecto de roturas prematuras según los planos de esquistosidad con fuerte buzamiento. Por otro lado, la envolvente de las muestras con un pequeño ángulo de esquistosidad (45° o menos respecto a la horizontal) cae en la zona de módulos relativos bajos. En este caso, la resistencia no resulta muy afectada por la esquistosidad pero el módulo de elasticidad es bajo por efecto del cierre de las microfisuras paralelas a los planos de esquistosidad. La envolvente del

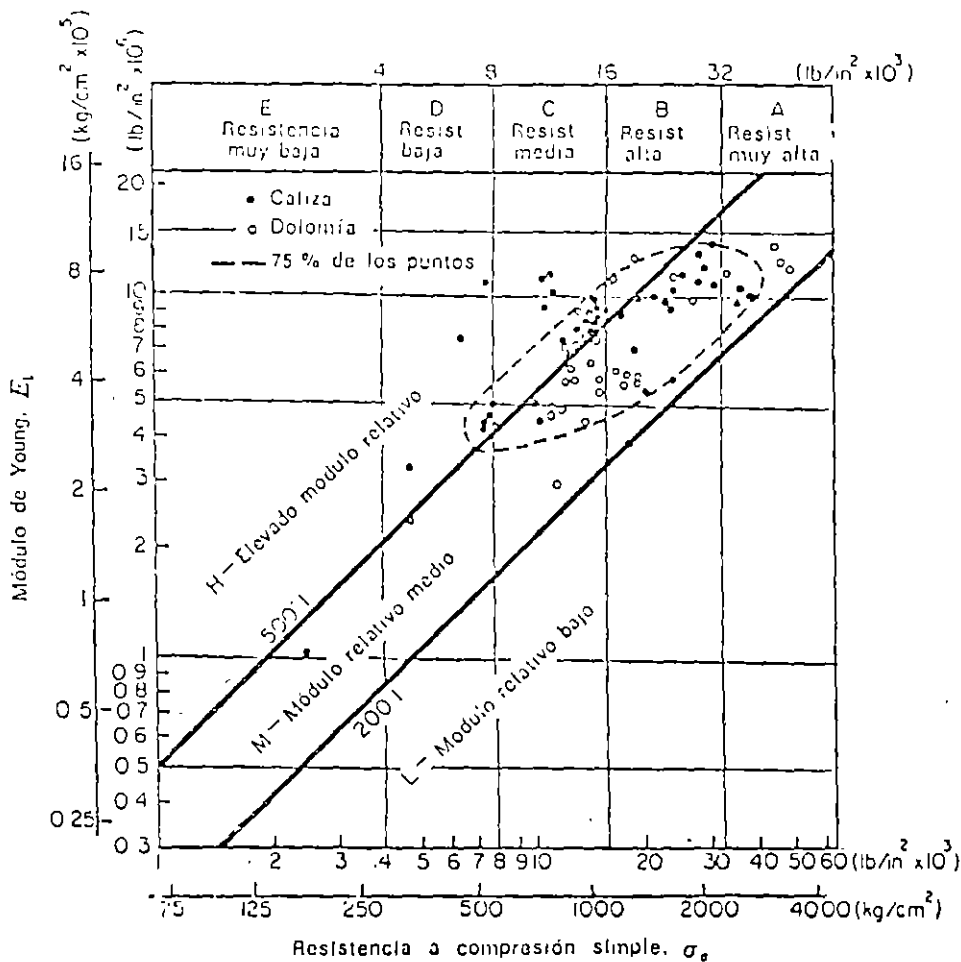


Figura 1.6 Clasificación de rocas intactas-Caliza y dolomía (77 muestras, 22 emplazamientos, varios investigadores) ⁴

E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

mármol (fig. 1.7) corresponde a un pequeño número de muestras y, aunque 15 de las 22 muestras ensayadas quedaron comprendidas en esa envolvente, se necesitan más resultados para poder generalizar. De hecho parece que el elevado módulo relativo se corresponde con la tendencia de las calizas y dolomías que contienen los mismos minerales.

En el diagrama resumen de las rocas metamórficas es significativo que la envolvente de los gneis se superponga con la de las cuarcitas y con las dos envolventes de los esquistos. Esta posición de transición indica una complejidad creciente de mineralogía y estructura, pasando de las cuarcitas a los gneis y

de éstos a los esquistos. Los diagramas resumen de las rocas ígneas y de las rocas sedimentarias muestran características semejantes en cuanto a las diferencias de mineralogía y estructura.

La clasificación propuesta se considera útil y manejable. Está basada en la resistencia a compresión simple y en el módulo de elasticidad —dos propiedades físicas importantes de la roca que intervienen en la mayoría de los

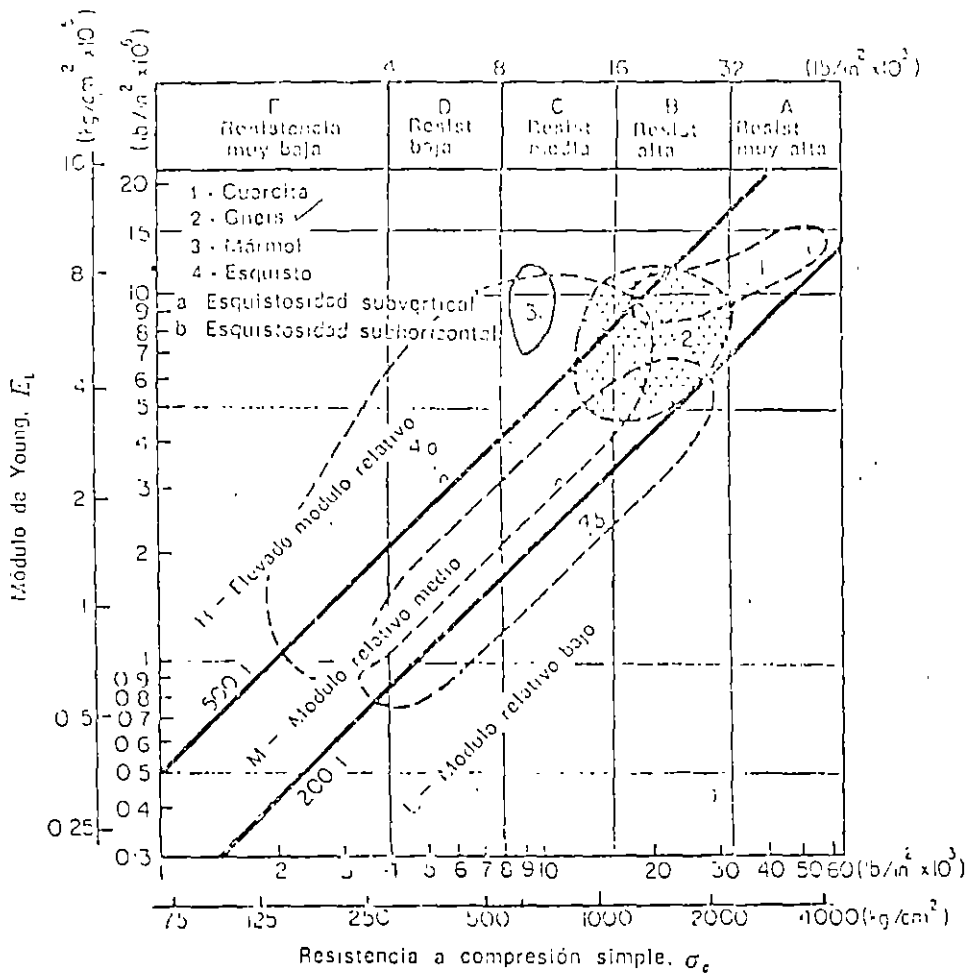


Figura 1.7 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas metamórficas (167 muestras, 75 % de los puntos) ¹

~~E_1 = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura~~

La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

problemas de ingeniería. La clasificación también considera la mineralogía, textura, estructura y dirección de anisotropía de la roca, de forma que tipos específicos de roca caen dentro de áreas determinadas del diagrama de clasificación. La clasificación completa debería incluir también la descripción litológica, por ejemplo, Caliza: alta resistencia, elevado módulo relativo (BH): grano fino, densa, uniforme.

1.4 Características estructurales de los macizos rocosos

Desde el punto de vista de la Mecánica de Rocas tiene una gran importancia cualquier estructura geológica que pueda influir sobre las propiedades de la roca *in situ*, como la resistencia, el módulo de deformación o la permeabilidad. Las singularidades estructurales más comunes son las diaclasas, los planos de estratificación y esquistosidad y las fallas. Debido a que constituyen discontinuidades planas o quasi-planas tienen un importante efecto anisótropo sobre las propiedades del macizo rocoso.

1.4.1 Representación de las discontinuidades geológicas

Es importante representar cuidadosamente todas estas estructuras geológicas indicando su emplazamiento, orientación (dirección y buzamiento) y separación. Deben también describirse las características físicas. Se ha advertido que, incluso en los testigos rocosos obtenidos por perforación con diamante, puede observarse la abertura e irregularidad de las superficies de discontinuidad así como el tipo de material de relleno entre o a lo largo de superficies adyacentes, siendo conveniente registrar estos datos. Los términos *abierto* o *cerrado* pueden aplicarse para describir el grado de abertura; *plano*, *curvo* o *irregular* para señalar la homogeneidad del perfil; y *pulida*, *lisa* o *rugosa* para indicar la textura superficial. También deberían obtenerse valores numéricos siempre que fuera posible medirlos.

Los reconocimientos de campo pueden dar resultados muy útiles respecto a las características citadas. Sin embargo, debe tenerse cuidado en no sacar conclusiones erróneas de las medidas, por las razones siguientes: en primer lugar, los afloramientos pueden no ser lo suficientemente numerosos para proporcionar una muestra representativa estadísticamente; en segundo lugar, las discontinuidades principales, como fallas o zonas de fallas múltiples, pueden no ser visibles por efecto de la erosión o una meteorización profunda que las haya enmascarado; en tercer lugar, los afloramientos pueden no tener una exposición tridimensional suficiente para permitir determinar el número real y la separación de todas las discontinuidades (ver, por ejemplo, Terzaghi ⁶); y, por último, las discontinuidades profundas pueden diferir considerablemente de las que aparecen superficialmente. Por estas razones, suele ser conveniente realizar los levantamientos no sólo en la superficie sino en pozos de reconocimiento, galerías y sondeos.

Se emplean dos métodos principales para realizar representaciones gráficas a partir de sondeos. Un método utiliza el testigo orientado ⁷; el otro parte de la fotografía, bien por medio de la televisión ⁸ o con película en color ⁹. La ventaja de los métodos fotográficos es que puede obtenerse cierta información sobre el ancho de las singularidades estructurales, permitiendo saber si están abiertas o rellenas de otro material.

1.4.2 Presentación de los resultados

Los datos obtenidos por observación directa de las discontinuidades geológicas pueden representarse de dos formas básicamente diferentes: 1) como un plano de situación real, con las distintas singularidades estructurales identificadas en lo referente a su tipo, características físicas, orientación y emplaza-

51

miento, y 2) como diagramas estadísticos señalando las frecuencias relativas de las discontinuidades de diferentes orientaciones encontradas en el lugar. Ambos sistemas tienen sus ventajas y también sus limitaciones.

El primer tipo de representación es preferible para un empleo general. Permite dibujar secciones transversales de cualquier zona especialmente crítica de una obra, como un estribo, un desmonte escarpado o las paredes de una gran excavación subterránea, permitiendo ver inmediatamente cualquier discontinuidad orientada peligrosamente. La ausencia de una estructura geológica de orientación crítica en tales secciones no significa necesariamente que no pueda existir; únicamente quiere decir que no fue advertida en el programa de reconocimiento. Deben examinarse los datos de las zonas circundantes para ver si, estadísticamente, puede tener alguna probabilidad de presentarse una discontinuidad crítica.

La situación real de las singularidades puede representarse en un plano: para los pozos y galerías de reconocimiento se recomiendan las secciones desarrolladas. La orientación se suele representar mediante un símbolo apropiado de dirección y buzamiento. El diagrama cuadrado de Müller constituye también una forma gráfica excelente para representar los datos⁸.

Los diagramas estadísticos pueden ser de diversos tipos. Los dos más comunes son la roseta de diaclasas¹¹ y la proyección estereográfica^{10, 8, 12, 11}. La ventaja del diagrama estadístico es que permite reunir un gran número de observaciones dispersas en torno a un origen único, componiendo una figura de la que se pueden sacar conclusiones¹³. El diagrama estadístico es útil para obtener una indicación sobre las condiciones «medias». En algunos casos puede servir para definir las direcciones de excavación, etc., haciendo mínimos los problemas de estabilidad. Debe señalarse una vez más, sin embargo, que el factor más importante en un determinado emplazamiento suele no ser el estado «medio», sino la presencia de una estructura geológica de orientación crítica como una zona milonitizada, una falla o una diaclasa principal.

1.5 Clasificación de las rocas «in situ» para obras de ingeniería

Además de la representación gráfica o estadística de las discontinuidades geológicas conviene disponer de alguna forma de clasificación que permita la caracterización del macizo rocoso. El objeto de esta clasificación es facilitar la comunicación entre los geólogos, técnicos de Mecánica de Rocas, ingenieros proyectistas y contratistas. Para unificar la terminología en la descripción de las diaclasas, Deere⁹ ha hecho la propuesta que figura en la tabla 1.3.

Tabla 1.3 Terminología descriptiva para la separación entre diaclasas⁹

Término descriptivo	Separación entre diaclasas
Muy juntas	Menor de 5 cm
Próximas	5 cm-30 cm
Bastante próximas	30 cm-1 m
Separadas	1 m-3 m
Muy separadas	Mayor de 3 m

A continuación se describen dos métodos generales para determinar la calidad de la roca en un determinado emplazamiento a partir del porcentaje de fracturas y del grado de alteración. En un método, la clasificación se basa en el testigo recuperado de un sondeo. En el otro se emplea la velocidad sísmica.

1.5.1 Índice de calidad de las rocas, RQD*

El índice de calidad (RQD) se basa en la recuperación modificada de testigo, que a su vez depende indirectamente del número de fracturas y del grado de debilitamiento o alteración del macizo rocoso, según se puede observar por los testigos extraídos de un sondeo. En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta sumando la longitud total de testigo pero considerando únicamente aquellos trozos de testigo de longitud igual o superior a 10 cm, en estado sano y compacto.

(a)		(b)	
Longitud de testigo recuperado (cm)	Recuperación modificada (cm)	Índice de calidad (RQD)	Calidad
25	25	0 - 25	Muy mala
5		25 - 50	Mala
5		50 - 75	Regular
8		75 - 90	Buena
10	10	90 - 100	Excelente
12	12		
8			
10	10		
15	15		
10			
5			
15	15		
<hr/> 128	Longitud Total 150 cm		
Recuperación = 128/150 = 85 %	RQD 87/150 = 58 %		

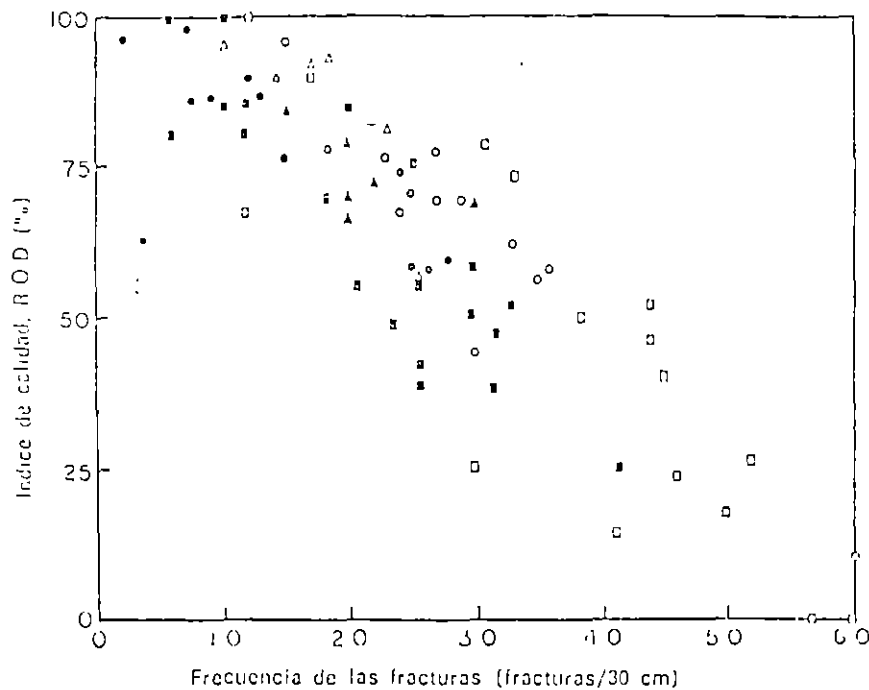
Figura 1.8 La recuperación modificada de testigo como índice de calidad de una roca¹⁵

En la figura 1.8 se muestra un ejemplo correspondiente a un sondeo de 150 cm. En este caso particular la recuperación total de testigo fue de 128 cm, con un porcentaje de testigo recuperado del 85 %. Con la modificación, sólo se tienen en cuenta 87 cm, siendo el RQD del 58 %. Se ha visto que el RQD es un índice más sensible y consistente de la calidad general de una roca que el porcentaje de recuperación total.

Si el testigo se ha roto por el manejo o por el proceso de perforación (por ejemplo, cuando se aprecian superficies de fractura recientes y regulares en lugar de diaclasas naturales), se juntan los trozos partidos y se cuentan

* Rock Quality Designation.

como una pieza única, siempre que alcancen la longitud requerida de 10 cm. Es necesario un cierto criterio en el caso de las rocas sedimentarias o rocas metamórficas estratificadas, no siendo tan exacto el método en estos casos como en las rocas ígneas, calizas en estratificación gruesa, areniscas, etc. Sin embargo, el método se ha aplicado con éxito incluso en pizarras, aunque era necesario medir los testigos inmediatamente después de extraerlos del sondeo y antes de que comenzara el desmenuzamiento y disgregación al aire.



- | | |
|--|--------------------------------------|
| Granito del batolito Climax | Testigo NX |
| ○ Pared de túnel normalmente a las diaclasas | ● Presa de Dworshak, gneis granítico |
| △ Pared de túnel paralelamente a las diaclasas | △ Basalto de John Day |
| □ Testigo NX | ■ Aleurita de Hackensack |

Figura 1.9 Correlación entre los índices de calidad de las rocas: frecuencia de las fracturas y RQD ¹⁵

Evidentemente este método es muy rígido para la roca cuando la recuperación es escasa, si bien una escasa recuperación suele indicar una pobre calidad de la roca. Pero esto no siempre es cierto, sin embargo, ya que un equipo de perforación o una técnica deficientes pueden también dar lugar a una recuperación escasa. Por esta razón, se requiere una batería de sondeo de doble tubo de diámetro mínimo NX (54 mm), siendo fundamental una adecuada vigilancia de la perforación.

Por simple que parezca el procedimiento, se ha encontrado que existe una correlación bastante buena entre los valores numéricos del RQD y la calidad general de la roca a efectos prácticos de ingeniería. Esta correlación se da en la figura 1.8 y en la tabla 1.4.

El RQD está siendo utilizado por diversas oficinas de proyectos, consultores en ingeniería y contratistas en los Estados Unidos para estimar la calidad de las rocas *in situ* y las variaciones en un mismo sondeo o de un sondeo a otro en una zona.

Tabla 1.4 Relación entre el RQD y la calidad de la roca¹⁵

Índice de calidad (RQD) (%)	Calidad
0-25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

Algunos ingenieros prefieren emplear la frecuencia de las fracturas (por ejemplo, las discontinuidades naturales expresadas en fracturas por metro) como medida de la calidad de la roca. En la figura 1.9 se ve que existe una buena correlación entre la frecuencia de las fracturas y el RQD.

1.52 Velocidad relativa

El efecto de las discontinuidades del macizo rocoso puede estimarse comparando la velocidad *in situ* de ondas de compresión con la velocidad sónica determinada en laboratorio para un testigo inalterado extraído de la misma roca, como se indica en la figura 1.10. La diferencia entre ambas velocidades se debe a las discontinuidades estructurales que existen en el terreno. Onodera¹⁶ fue el primero en proponer como criterio de calidad el cociente de velocidades o velocidad relativa V_F/V_L , donde V_F y V_L son las velocidades de la onda de compresión para el macizo rocoso *in situ* y para el testigo inalterado respectivamente. Para una roca masiva de excelente calidad, con sólo unas pocas diaclasas cerradas, la velocidad relativa debe ser próxima a la unidad. Al aumentar el grado de diaclasado y fracturación, la velocidad relativa disminuye a valores inferiores a la unidad.

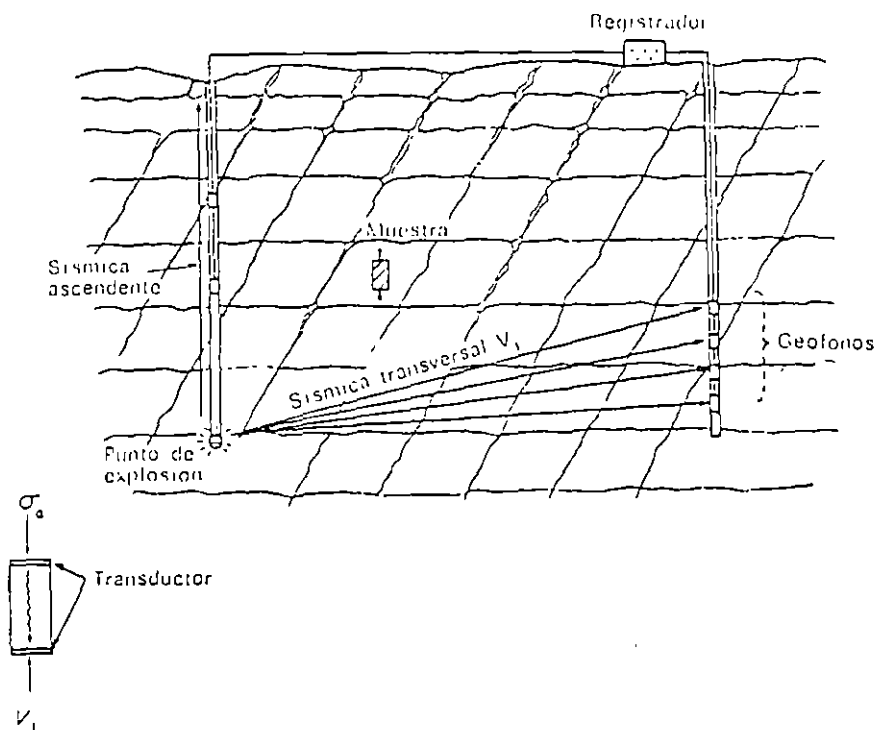


Figura 1.10 La velocidad relativa (V_F/V_L) como índice de la calidad de una roca¹⁵

La velocidad sónica se determina en laboratorio con un testigo sometido a una tensión axial igual a la sobrecarga de peso propio calculada para la profundidad a la que se tomó la muestra, y con una humedad equivalente a la supuesta para la roca *in situ* (es decir seca o saturada). Preferentemente la velocidad sísmica en el terreno debe determinarse por la velocidad ascendente en un sondeo o la transversal entre sondeos o galerías de reconocimiento próximas, ya que con estas medidas se pueden reconocer zonas particulares homogéneas con más precisión que con la sísmica de refracción superficial.

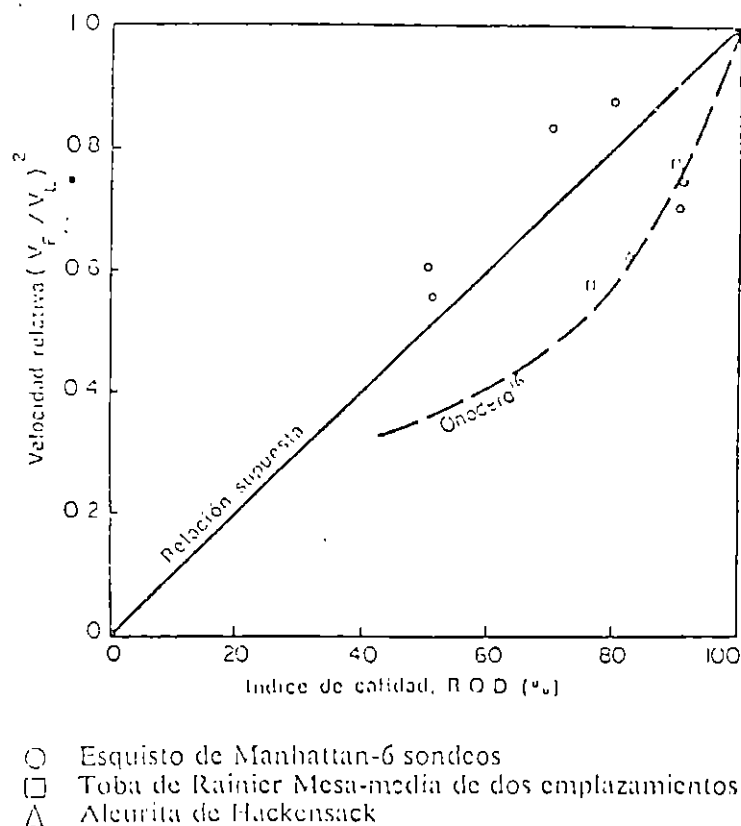


Figura 1.11 Correlación entre la velocidad relativa y el índice de calidad RQD¹⁵

En la figura 1.11 se muestra una correlación entre el cuadrado de la velocidad relativa (V_F/V_L) y el RQD. De los limitados datos recogidos se deduce que el cuadrado de la velocidad relativa puede utilizarse de forma equivalente al RQD en estudios de ingeniería. Sin embargo, se requiere un mayor número de datos para ampliar el conocimiento de la relación existente entre ambos índices de calidad. Se verá en los capítulos 2 y 7 que estas descripciones de la calidad de los macizos rocosos pueden relacionarse con las propiedades mecánicas *in situ*.

1.6 Estado tensional «in situ»

El estado de tensiones natural que existe en un punto en el interior de un macizo rocoso es función de todos los procesos geológicos anteriores que han actuado sobre éste. Por supuesto, es imposible conocer con un cierto grado de

precisión todos los acontecimientos ocurridos. Incluso conociendo la historia geológica completa, no sería posible determinar el estado tensional por ignorar las propiedades características del material bajo sollicitaciones de larga duración y el mecanismo real de deformación por efecto de la subpresión, erosión, etc.

No existe la menor justificación para suponer que la tensión horizontal, a una cierta profundidad bajo una superficie horizontal, está relacionada con la sobrecarga de peso propio, de acuerdo con la teoría elástica, por el factor $\nu/(1 - \nu)$ donde ν es el módulo de Poisson. Cualquier fenómeno geológico ha podido hacer que la tensión horizontal difiera significativamente de este valor. Por ejemplo, en una zona de hundimiento regional activo, el centro de la misma habrá sufrido deformaciones de compresión, mientras que la periferia habrá estado sometida a tracciones. Evidentemente, las tensiones horizontales en el centro serán muy superiores a las de los bordes. Análogamente, los movimientos tectónicos profundos que producen plegamientos, formación de montañas, fallas de gravedad y empuje, darán lugar a ciertos estados tensionales, características estructurales y condiciones de contorno que diferirán grandemente de las consideradas por la teoría elástica. Además, la fluencia, la relajación y la reducción de tensiones por erosión o meteorización originan tales modificaciones del estado tensional que localmente habrá grandes diferencias respecto a las tensiones inducidas inicialmente.

Como conclusión, es evidente que las tensiones *in situ* no pueden determinarse a partir de la geología de la zona ni, en el estado actual de conocimientos, mediante cálculos con las ecuaciones de la mecánica. El único método práctico para obtener una estimación del estado tensional consiste en medidas en el propio terreno, un tema que se discutirá en los capítulos 5 y 6.

Referencias

1. D. F. Coates, «Classification of rocks for rock mechanics», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 1, 421-429 (1964).
2. D. F. Coates y R. D. Parsons, «Experimental criteria for classification of rock substances», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 3, 181-189 (1966).
3. R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rock», *Ph. D. Thesis*, Univ. Illinois, 1965.
4. D. U. Deere y R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rock», Tech. Rept. No. AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab., Kirtland Air Force Base, Nuevo Méjico, 1966.
5. D. U. Deere, «Technical description of rock cores for engineering purposes», *Rock Mech. Eng. Geol.*, 1, 18-22 (1963).
6. R. D. Terzaghi, «Sources of error in joint surveys», *Géotechnique*, 15, 287-304 (1965).
7. D. S. Rowley, C. A. Burk y T. Manuel, *Oriented Core*, Christensen Diamond Products Co., Salt Lake City, Utah.
8. L. Muller, *Der Felsbau*, Ferdinand Enke, Stuttgart, 1963.
9. E. B. Burwell y R. H. Nesbitt, «The NX borehole camera», *Trans. AIME*, 194, 805-808 (1954).
10. K. John, «An approach to rock mechanics», *Proc. Am. Soc. Civil Engrs.*, 88, 1 (1962).
11. D. P. Kryniene y W. R. Judd, *Principles of Engineering Geology and Geotechnics*, McGraw-Hill, Nueva York, 1957.
12. E. B. Knopf, «Petrofabrics in structural geology», en Behavior of Materials in the Earth's Crust (2nd Ann. Symp. Rock Mech.), *Quart. Colo. School Mines*, 52, 99-111 (1957).

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES B.3.4
G E O T E C N I A

CÁPITULO 4.

4.1 ENSAYES DE LABORATORIO

4.1.1 ENSAYES DE COMPRESION SIMPLE Y TRIAXIAL

4.1.1.1 Compresión simple

Las pruebas de compresión simple se ejecutan aplicando cargas axiales sin confinamiento a los especímenes de roca. Para cada incremento de carga se mide la deformación longitudinal del espécimen.

4.1.1.2 Compresión triaxial

a) Pruebas triaxiales no drenadas con medición de presión de poro

La fig III.1 muestra un corte esquemático de una cámara de compresión triaxial diseñada para medir presión de poro. Consiste en una base, cabeza, mangueras, deformómetros, manómetros y accesorios. La base y la cabeza tienen varios orificios a través de los cuales la presión de poro penetra en el espécimen. La presión confinante se mantiene constante manualmente por medio de un tornillo-pistón que compensa los cambios de volumen que resultan de la deformación del espécimen. También puede controlarse automáticamente con un regulador de presión. Lleva conectado un tubo pequeño de plást.

tico enrollado al espécimen, que sirve de dren durante el llenado de la cámara del fluido confinante (agua o aceite). La deformación axial durante la prueba se mide con una celda eléctrica. En cada medición de desplazamiento del espécimen se resta el efecto de la deformación elástica del aparato.

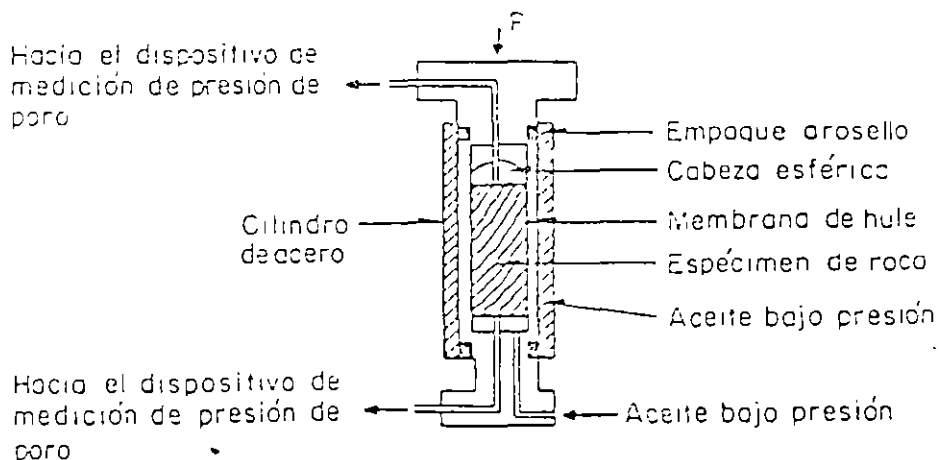


Fig III.1 Corte esquemático de una cámara triaxial diseñada para medir la presión de poro

Al comienzo de los ensayos se saturan el sistema de medición de poro y el espécimen que queda protegido con una membrana de hule. Se aplica una pequeña carga axial, y la presión confinante se incrementa gradualmente hasta su nivel de trabajo; entonces la presión de poro se mide en ambos extremos. El sistema de contrapresión se cierra y el espécimen se carga progresivamente con una velocidad de aplicación de carga que debe quedar entre 5 y 10 kg/cm² (ref 1).

Durante las pruebas, la presión de poro debe mantenerse menor que la presión confinante, de tal manera que el incremento de presión durante la carga deje siempre la presión confinante efectiva, σ'_3 , con valor positivo. Una disminución de la presión de poro, es señal de expansión del espécimen y ocurre frecuentemente durante una etapa avanzada de deformación.

b) Pruebas drenadas

En estas pruebas la instalación del sistema de contrapresión se mantiene

B.III

abierto, de tal manera que, durante la aplicación de la carga axial, cualquier incremento de la presión de poro se disipa por los extremos.

4.1.1.3 Análisis de las pruebas

Para analizar los resultados de los ensayos de compresión deben trazarse sus círculos de falla de Mohr. Los círculos de Mohr de pruebas de compresión simple son tangentes al eje de las ordenadas y los de triaxiales se localizan a una distancia de este eje igual al valor del esfuerzo confinante efectivo (Fig III.2). En ensayos drenados los esfuerzos normales aplicados, σ_1 y σ_3 , son los efectivos, y en ensayos no drenados los esfuerzos efectivos, σ'_1 y σ'_3 , son los normales aplicados, σ_1 y σ_3 , menos la presión de poro, u .

Se dibuja la envolvente de los círculos de falla y la resistencia al corte se interpreta, tomando en cuenta la ley de Coulomb:

$$R_c = c + \sigma' \tan \phi \quad (\text{III.1})$$

donde

- R_c resistencia al corte
- ϕ ángulo de fricción interna
- c cohesión o resistencia al corte cuando $\sigma' = 0$
- σ' esfuerzo normal efectivo actuante sobre el plano de corte
- $\sigma' = \sigma - u$, donde σ = esfuerzo normal externo y u = presión de poro.

Las envolventes de falla de las rocas son, en general, curvas. Los parámetros c y ϕ de Coulomb definen la posición de intervalos limitados que puedan considerarse rectos. La posición de estos se selecciona de acuerdo con el nivel de esfuerzos del problema de interés.

El cambio de presión de poro, Δu , se expresa en función de los cambios en los esfuerzos principales, $\Delta \sigma_1$ y $\Delta \sigma_3$, mediante la ecuación de Skempton desarrollada para suelos:

$$\Delta u = B (\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_3)) \quad \text{con } B = 4 \quad (\text{III.2})$$

donde el coeficiente A depende de la desviación relativa del comportamien-

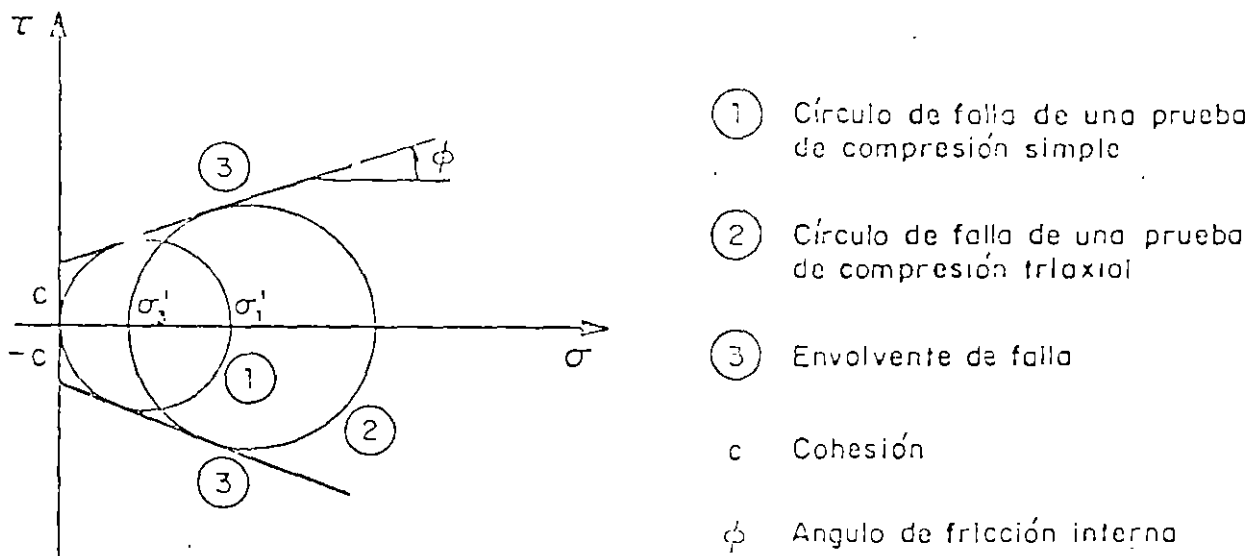


Fig III.2 Círculos de Mohr y envolventes de falla de una prueba de compresión simple y una triaxial

eo de la roca de la teoría elástica, que para algunas rocas es considerable.

4.1.2 ENSAYES DE TENSION

4.1.2.1 Tensión axial

Existen dos técnicas para efectuar esta prueba. Una consiste en transmitir la carga de tensión axial al espécimen de roca con casquetes metálicos cementados a sus extremos (fig III.3). En la otra técnica, la carga de tensión se aplica a los especímenes con mordazas ajustadas a sus extremos que son de mayor sección transversal que la zona central del espécimen donde se produce la falla.

Otro método, poco usual, de obtener la resistencia a la tensión es empleando una máquina centrífuga en la que se introduce el espécimen de roca de 36 cm de diámetro y 180 cm de longitud en un recipiente cilíndrico de acero de longitud algo mayor, que se puede girar según el eje ortogonal central. Al iniciar la rotación, el espécimen desliza, apoyándose sobre una de sus bases en el interior del recipiente, creándose en el espécimen un estado de esfuerzos de tensión (fig III.4) no uniforme que alcanza su valor máximo en su parte media. Conociendo la velocidad angular ω y la densidad de la roca ρ , el esfuerzo a una distancia x de uno

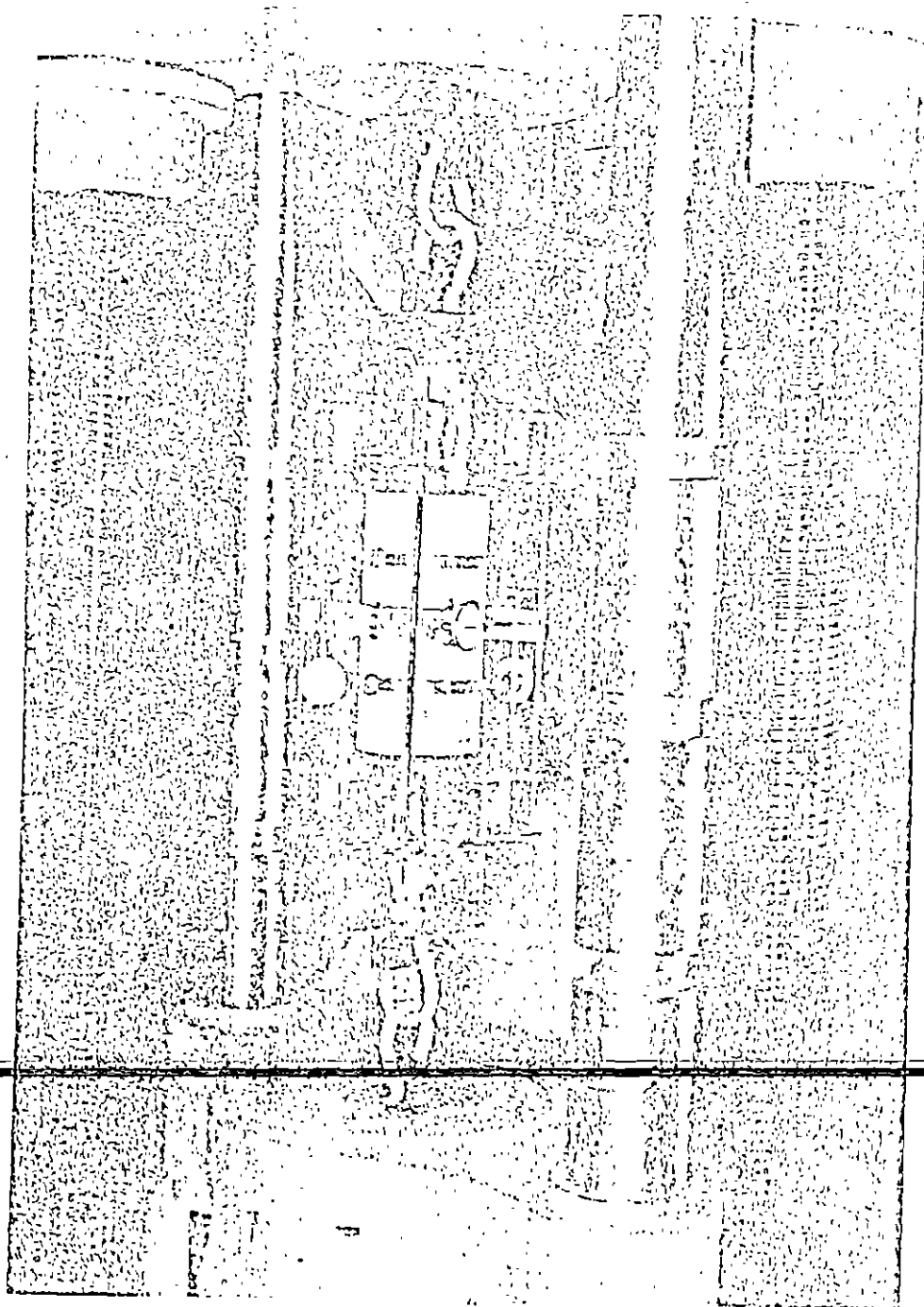


Fig III.3 Dispositivo de tensión axial

B.III

de los extremos de la probeta es:

$$\sigma_x = \frac{1}{2} \rho \omega^2 (Lx - x^2) \quad (\text{III.3})$$

donde

L longitud del espécimen

ρ cociente del peso específico entre la aceleración de la gravedad

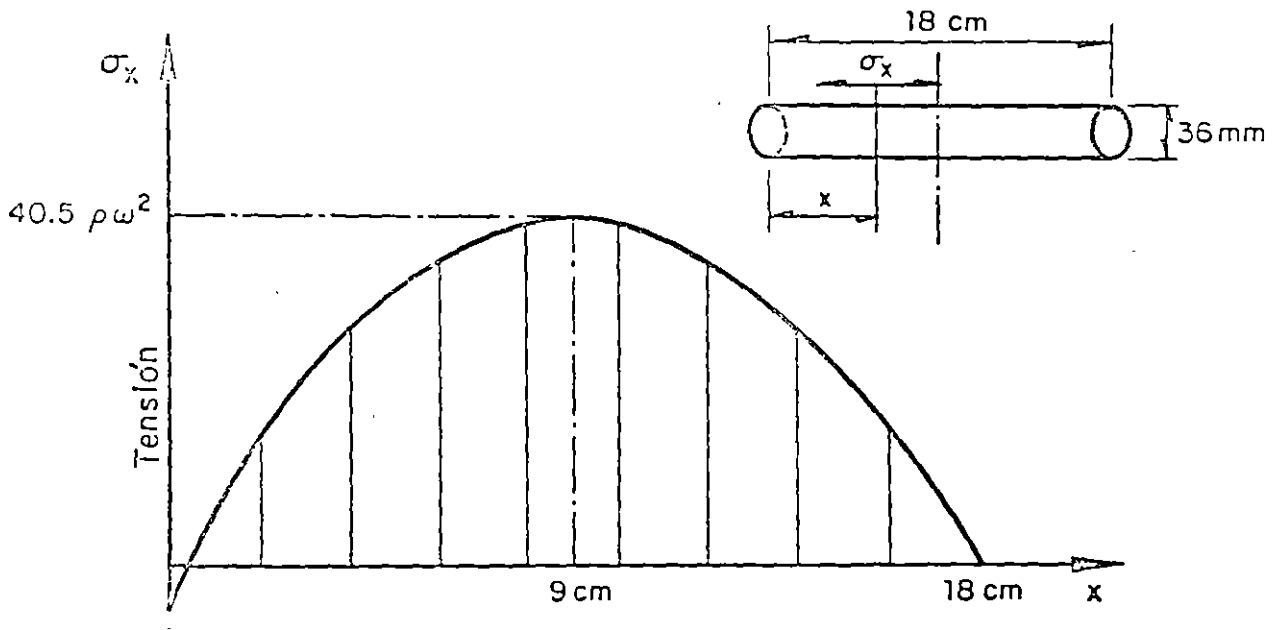


Fig III.4 Distribución de esfuerzos longitudinales en la probeta.

4.1.2.2 .Prueba de flexión

Consiste en someter a un espécimen de roca simplemente apoyado en sus dos extremos a una carga en el punto medio del claro. Cuando los esfuerzos son más altos que la resistencia a la tensión de la roca, el espécimen falla (fig III.5).

Cuando una carga, P , se aplica al centro de una viga simplemente apoyada de longitud 2ℓ , produciendo una flecha y perpendicular al eje de la viga, el m \acute{o}

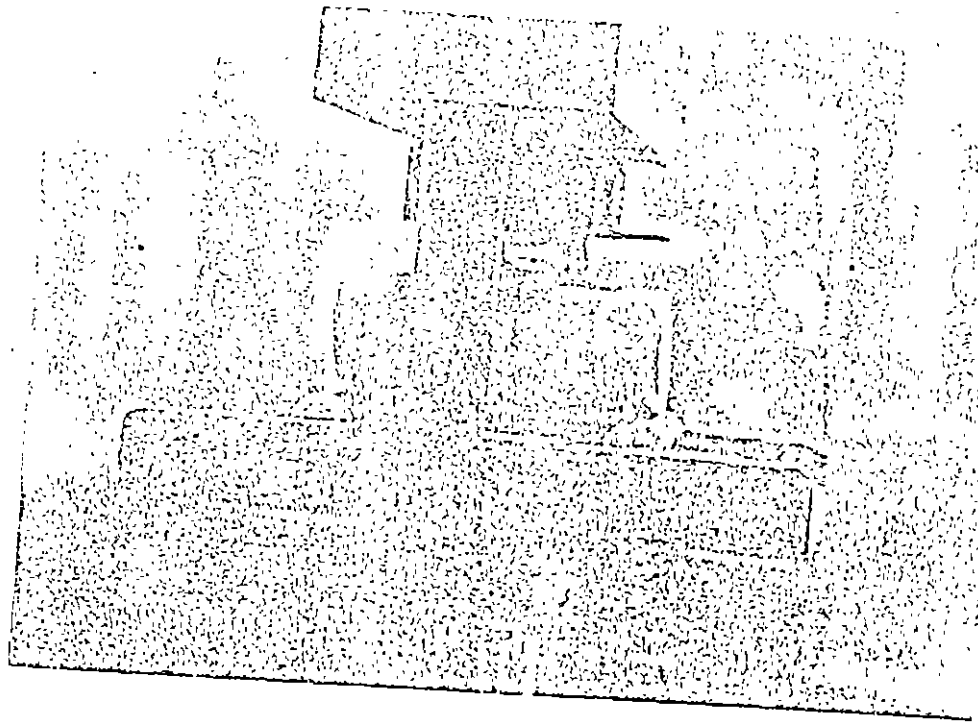


Fig III.5 Prueba de flexión

dulo de elasticidad promedio a la flexión es (ref 1):

$$E_{\text{prom}} = \frac{Pl^3}{6I\Delta} \quad (\text{III.4})$$

La resistencia de tensión a la flexión es

$$F = Pl y_0 / 2I \quad (\text{III.5})$$

donde

I momento de inercia de la sección transversal de la viga. (Para una sección transversal circular de radio R, $I = \pi R^4/4$, y para una sección transversal rectangular, $h \times b$, $I = bh^3/12$)

y_0 distancia del eje neutro de la viga al punto extremo de la sección transversal en el lado de tensión.

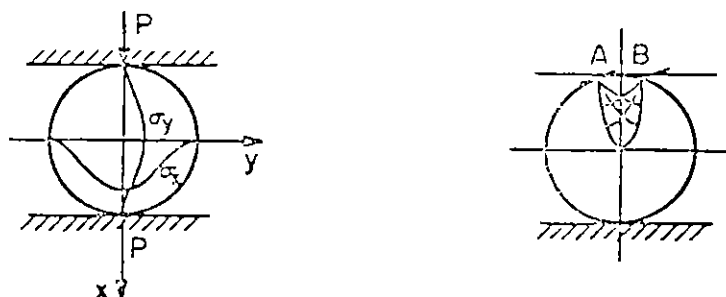
4.1.2.3 Prueba brasileña

Consiste en someter a compresión diametral a un espécimen cilíndrico produciéndose así esfuerzos de tensión, σ_y , y de compresión, σ_x , como se indica en la fig III.6, cuyos valores máximos son:

$$\sigma_x = 6 P / \pi D \ell \quad \text{de compresión (verticalmente)} \quad (\text{III.6})$$

$$\sigma_y = -2P / \pi D \ell = -\frac{\sigma_x}{3} \quad \text{de tensión (horizontalmente)} \quad (\text{III.7})$$

A pesar de que el esfuerzo de tensión inducido es menor que el de compresión, el espécimen falla a lo largo del eje vertical debido a su menor resistencia a la tensión.



a) Diagramas de esfuerzos de compresión, σ_x y de tensión, σ_y

b) Zona de ruptura debido a fricción en el área cargada

Fig III.6 Prueba brasileña

4.1.3 ENSAYES DE CORTE

Esta prueba consiste en provocar una falla por corte a través del material intacto en un plano seleccionado previamente o a través de un plano de debilidad preexistente. La muestra se prepara con una ranura (fig III.7a) o cementándola en un molde (fig III.7b).

Las pruebas de corte simple o directo se efectúan aplicando al espécimen una carga normal constante, N , y una carga tangencial, T , que se incrementa desde cero hasta un valor máximo. Durante el ensaye se miden los desplazamientos vertical y horizontal de la parte superior del espécimen con respecto a la inferior. En la fig III.8 se presentan las gráficas esfuerzo-deformación

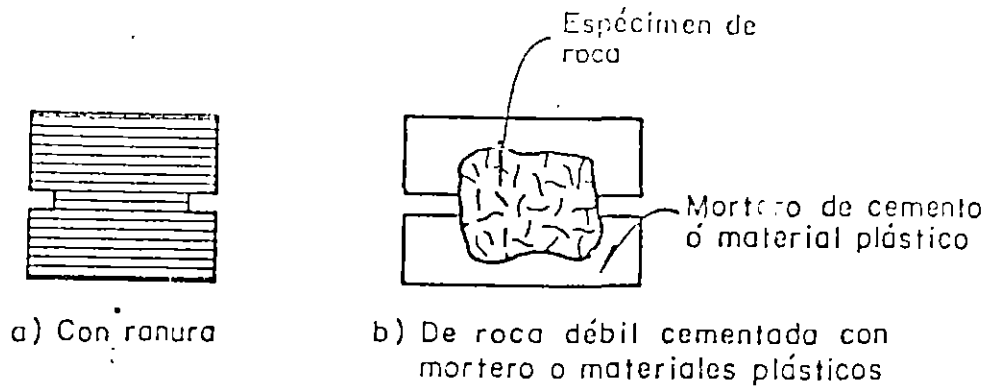


Fig. III.7 Especímenes de roca para pruebas de corte simple

resultantes. La curva I representa la relación del esfuerzo con la deformación horizontal, y la curva II con la deformación vertical del espécimen durante la prueba.

Al aumentar la carga tangencial, T , manteniendo constante la carga normal, N , se incrementan los esfuerzos cortantes, τ , hasta llegar a un máximo, $\tau_{\text{máx}}$, en el cual se fractura el espécimen y aparece una grieta horizontal. La parte superior del espécimen posee mayor libertad para desplazarse y las deformaciones horizontales se incrementan más rápidamente. El esfuerzo tangencial decrece hasta un valor constante, $\tau_{\text{últ}}$, que representa las fuerzas de fricción entre las dos partes del espécimen. Los desplazamientos horizontales aumentan enormemente y los verticales alcanzan un valor constante.

El esfuerzo $\tau_{\text{máx}}$ corresponde a la resistencia de la roca al cortante; el esfuerzo $\tau_{\text{últ}}$ representa las fuerzas de fricción dentro del espécimen y permite determinar el ángulo de fricción.

Al efectuar los ensayos de diferentes especímenes de una misma roca, variando la carga normal para cada prueba, se construye el diagrama esfuerzo cortante-esfuerzo normal (plano de Mohr).

La prueba de punzonado o penetración consiste en perforar un disco de roca por medio de un pistón como se indica en el diagrama de la fig III.9.

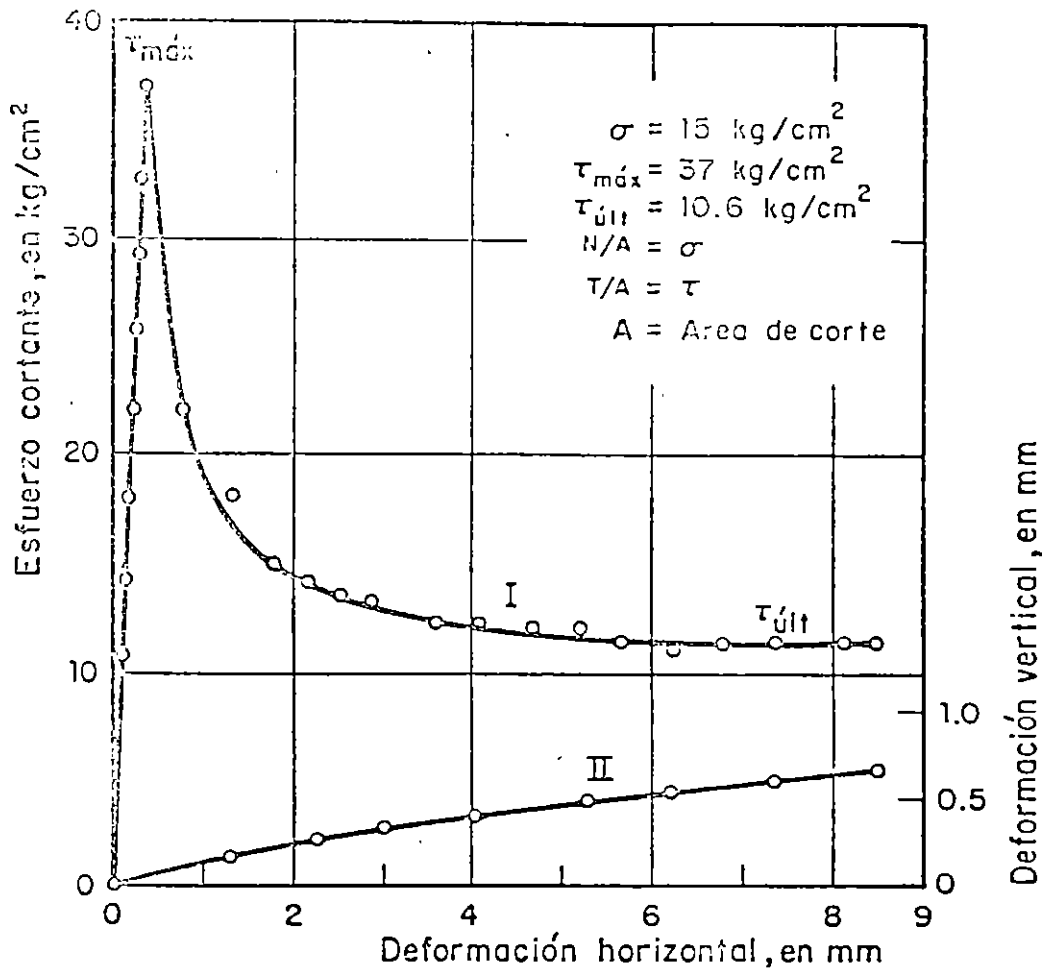


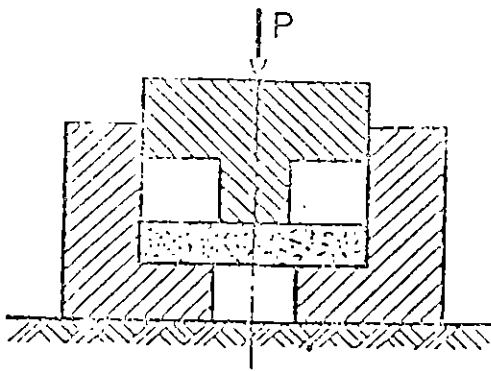
Fig III.8 Diagrama esfuerzo-deformación para la prueba de corte simple

4.1.4 PROPIEDADES INDICE

4.1.4.1 Porosidad

a) Porosímetro (ref 2).

Este dispositivo (fig III.10) está constituido por un tubo de vidrio en forma de U. La rama derecha de este tubo, de 70 cm de largo, termina en una llave, R_1 ; la izquierda, de 10 cm de altura, tiene un depósito cilíndrico C con dimensiones que permiten utilizarlo como portamuestras. El portamue-



a) Corte esquemático

b) Fotografía

Fig III.9 Prueba de punzonado

tras, C, debe quedar cerrado herméticamente, lo que se puede lograr mediante un sistema de contacto de superficies ásperas engrasadas entre el portamuestras propiamente dicho y su tapa semiesférica. Esta tapa va conectada a un tubo de sección transversal conocida de 50 cm de longitud y con una llave, R_2 , en su extremo superior.

En el punto más bajo del tubo de vidrio se tiene una tercera rama provista de una llave, R_3 , y un receptáculo móvil lleno de mercurio, H.

El procedimiento de medición de la porosidad es el siguiente:

- Se introduce la muestra en el portamuestras C y se abren las llaves R_1 , R_2 y R_3
- Desplazando el volumen H, se fija el nivel del mercurio inmediatamente abajo de las llaves R_1 y R_2
- Se cierran las llaves R_1 y R_2
- Se desplaza el receptáculo H hasta alcanzar el nivel inferior del portamuestras C
- Se cierra la llave R_3 y se deja descansar el volumen H en su apoyo S. En

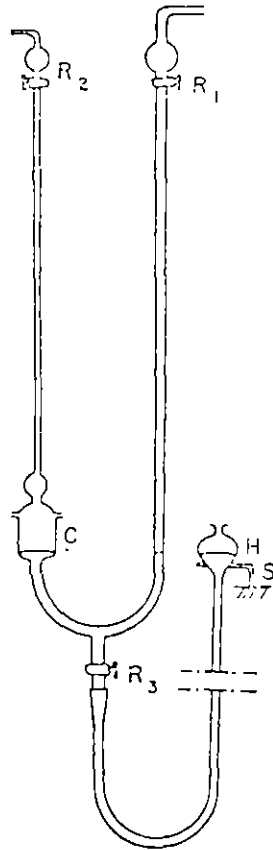


Fig III.10 Porosímetro de Farran y Thénoz (ref 2)

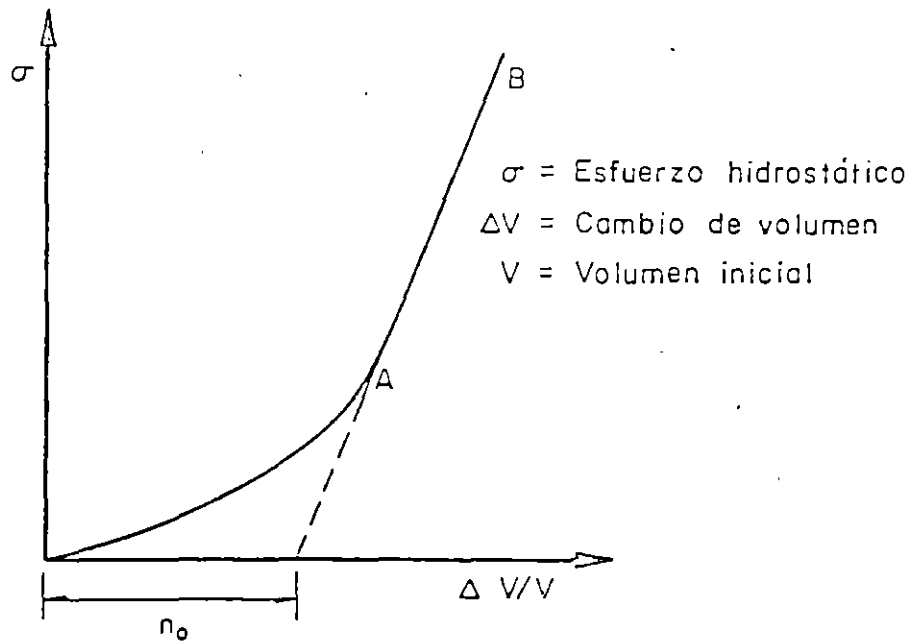


Fig III.11 Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada

B.III

estas condiciones, el aire contenido en la muestra se desprende y sube hasta ocupar cierto volumen cerca de la llave R_2

- Se abren las llaves R_1 y R_3 y se desplaza H hasta que coincidan los niveles del mercurio en las dos ramas del tubo de vidrio
- Se mide el volumen del aire de la rama 2, que en estas condiciones está bajo la presión atmosférica, y se tomará como el volumen de vacíos, V_v

La porosidad, n por ciento, será el cociente del volumen de vacíos V_v entre el volumen de la muestra V_m , multiplicado por 100.

Un minuto de permanencia de la muestra después del quinto paso es suficiente.

b) Método de Walsh (ref 3).

Consiste en someter a un espécimen de roca a una presión hidrostática, y obtener la gráfica del cambio de volumen unitario contra presión (fig III.11).

Prolongando la recta AB se intercepta el eje de las abscisas en un punto que representa la porosidad de fisuración n_o de la roca.

4-1.4.2 Peso específico

El procedimiento para obtener en laboratorio los pesos volumétricos natural y seco de una muestra de roca es el siguiente:

- Se pesa la muestra con su humedad natural (se obtiene P_m)
- Se seca al horno durante 24 h a 105°C , se enfría dentro de un recipiente hermético y se pesa (se obtiene P_s)
- Mediante la balanza de la fig III.12 se obtiene el volumen de la muestra V_m de la manera siguiente: en el platillo izquierdo se coloca una tara igual al peso de la muestra, y abajo del derecho la muestra sumergida en un recipiente que contiene mercurio. En el platillo derecho, además del peso propio de la muestra, se tiene el empuje ascendente que sufre la muestra ($13.6 V_m$) y el peso de taras conocidas Q para equilibrar la balanza. De este modo se puede establecer la ecuación

$$P_m = P_s + Q - 13.6 V_m \quad (\text{III.8})$$

de donde se obtiene el valor V_m

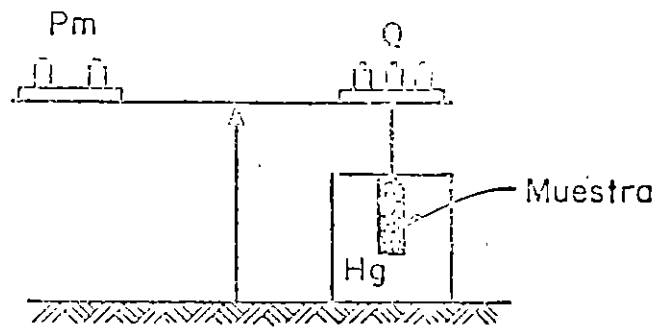


Fig III.12 Ensaye para determinar el volumen de la muestra

El peso volumétrico natural, PV , es

$$PV = \frac{P_m}{V_m} \quad (\text{III.9})$$

y el peso volumétrico seco, PV_{seco}

$$PV_{\text{seco}} = \frac{P_s}{V_m} \quad (\text{III.10})$$

4.1.4.3 Absorción de agua

El grado de alteración de una roca, i , se obtiene de la manera siguiente:

- Se seca la muestra de roca al horno a $105 \pm 2^\circ\text{C}$ durante 2 h, aproximadamente, y se pesa, obteniéndose P_1
- Se sumerge en agua durante 1/2 a 1 1/2 h y se pesa, obteniéndose P_2
- Se calcula el valor de i , empleando la ecuación

$$i = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100 \quad (\text{III.11})$$

4.1.4.4 Permeabilidad de la roca intacta

a) Permeabilidad al aire

La prueba se realiza mediante el aparato de la fig III.13, como se indica a

continuación:

- Se coloca el espécimen en el portamuestra, se sella lateralmente y se tapa
- Se abre la válvula de vacío, elevándose el mercurio
- Se cierra la comunicación al vacío
- Se destapa el portamuestra; entonces, el aire pasa a través de la muestra bajando, en consecuencia, la columna de mercurio. Se mide la variación de la columna de mercurio en un tiempo determinado.

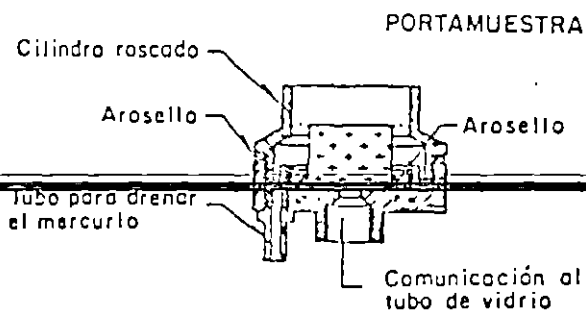
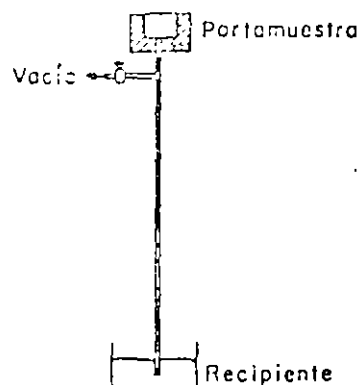


Fig III.13 Aparato para medir la permeabilidad al aire

El dispositivo es similar al de un permeámetro de carga variable.

La permeabilidad al aire se calcula mediante:

$$k = \frac{a L}{A t} \left(\frac{1}{13.6} \ln \frac{h_2}{h_1} + \frac{h_1 - h_2}{p} \right) \quad (\text{III.12})$$

donde

- h_1, h_2 alturas inicial y final de la columna de mercurio
 a área de la sección transversal del tubo
 A área de la sección transversal del espécimen
 L espesor del espécimen
 p presión atmosférica
 t intervalo de tiempo correspondiente al cambio $h_1 - h_2$ de la columna de mercurio

b) Permeabilidad al agua

Esta prueba consiste en hacer pasar agua a través de la muestra con carga constante. El agua debe ser la misma con la que la roca estará en contacto en el campo.

Si la permeabilidad varía con el tiempo o la composición química del agua filtrada a través de la muestra se modifica, la alterabilidad de la roca es alta.

4.1.4.5 Sensitividad

Se realiza en un cilindro de roca de 60 mm de diámetro y 150 mm de altura (ref 4), con una perforación axial de 12 mm de diámetro y 125 mm de longitud (fig III.14). La perforación central queda comunicada al exterior mediante un tubo pegado con araldita. Se introduce la muestra en un depósito de agua y se produce en ella un flujo radial convergente, aplicando una presión exterior de 50 kg/cm², y divergente mediante una presión interior de 1 kg/cm². En ambos casos, el tubo de salida estará a la presión atmosférica.

El coeficiente de permeabilidad, k , se calcula mediante la ecuación

$$k = \frac{Q}{2\pi Lp} \ln \frac{r_1}{r_2} \quad (\text{III.13})$$

donde

PRUEBAS DE CAMPO

PROPIEDADES DEL MACIZO ROCOSO

RESISTENCIA

- Compresión Uniaxial
- Esfuerzo Cortante en Discontinuidades

DEFORMABILIDAD

- Procedimiento Estático
 - Placa rígida y flexible
 - Gato plano
 - Galería presurizada
 - Prueba en barrenos
- Procedimiento Dinámico

- geofísica sísmica

ESTADO DE ESFUERZOS

- Roseta de deformaciones
- Gato plano
- Fracturamiento hidráulico

PRUEBAS DE CAMPO

PROPIEDADES DEL MACIZO ROCOSO

PERMEABILIDAD

- Pruebas en zanjas
- Ensaye Lugeon
- Ensaye Lefranc
- Trazadores radioactivos

DETERMINACION EN CAMPO DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL MACIZO ROCOSO

OBJETIVO

El objetivo de este Tema del CURSO MECANICA DE ROCAS es el de describir los ensayos que se realizan "in situ" para evaluar la Resistencia, Deformabilidad, Permeabilidad y Estado de Esfuerzos Tectónicos del macizo rocoso, estableciendo las ventajas y desventajas de cada método y las diferencias que existen entre los resultados obtenidos con estas pruebas y los obtenidos en laboratorio.

INTRODUCCION

La determinación de las propiedades mecánicas del macizo rocoso permite al ingeniero predecir el comportamiento futuro de una masa rocosa sometida a fuerzas impuestas por las obras ingenieriles. Los valores de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y magnitud de esfuerzos tectónicos obtenidos mediante pruebas de laboratorio y de campo, sirven para alimentar los modelos teóricos o numéricos utilizados para predecir el comportamiento. Es evidente que la validez de los resultados obtenidos con los modelos teóricos o numéricos está en función de la buena determinación que se haga de estas propiedades.

Las pruebas realizadas en campo tienen la particularidad de abarcar un mayor volumen de roca que el ensayado en laboratorio, lo que las hace más representativas ya que involucran a un mayor número de discontinuidades y se hace más evidente la heterogeneidad y anisotropía del medio. Por otro lado la roca ensayada en campo sufre menos alteraciones que las originadas por el muestreo para recuperación de muestras que serán ensayadas en laboratorio.

Una de las más importantes restricciones que imponen los ensayos en campo es su elevado costo respecto al costo de los ensayos de laboratorio. Sin embargo en obras grandes donde el costo de una falla puede ser muy alto (tanto en pérdidas económicas como humanas) justifica plenamente el estudio de las propiedades mecánicas del macizo rocoso en campo.

El conocimiento de las limitaciones que el método de prueba impone y de la representatividad del sitio elegido para hacer la prueba en relación con el resto de la masa rocosa, así como el conocimiento de las hipótesis de la herramienta teórica y numérica de que disponemos (la cual considera, en la mayoría de los casos, al medio rocoso como un medio homogéneo, isótropo y de comportamiento elástico) y la experiencia y buen juicio del ingeniero geotecnista deberán conjuntarse para interpretar adecuadamente los resultados obtenidos de las pruebas y poderlos aplicar racionalmente al diseño ingenieril.

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Los problemas de inestabilidad de taludes rocosos, fallas de cimentaciones y, en algunos casos, de movimientos de roca hacia una excavación subterránea, se deben en gran medida a una insuficiente resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades existentes en la masa rocosa o de la matriz rocosa (roca intacta). Al hacer una excavación o cimentar una estructura se imponen nuevas sollicitaciones a la masa rocosa y se desarrollan fuerzas normales y tangenciales en zonas potenciales de falla del macizo rocoso. Una vez identificados los posibles mecanismos de falla y la(s) discontinuidad(es) crítica(s) por donde puede ocurrir el deslizamiento o falla, debe evaluarse si las fuerzas tangenciales (motoras) inducidas son mayores que las fuerzas resistentes de la roca (fuerzas normales, cohesivas y friccionantes). Si esto ocurre, entonces la masa rocosa comenzará a deslizarse. Es preciso entonces determinar adecuadamente la magnitud de las fuerzas resistentes, es decir, la resistencia al corte de las discontinuidades geológicas y de la roca intacta para diferentes magnitudes de esfuerzo normal actuante en el plano o zona potencial de falla, de tal forma que éstas cubran el intervalo de presiones que se espera actúe sobre la discontinuidad. Conocida la resistencia al corte será posible entonces evaluar si hay condiciones para que la roca falle y deslice y se podrán tomar las acciones correctivas o preventivas que sean pertinentes en cada caso particular.

Identificada la zona o plano potencial de falla debe hacerse un detallado levantamiento de las características de la discontinuidad crítica ya que el espaciamiento entre fracturas, grado de alteración, tipo y espesor de relleno, rugosidad en diferentes sentidos, la presencia de agua, el tamaño y ángulo de las irregularidades, las zonas de contacto roca-roca, tienen una notable influencia en la resistencia al corte.

Los ensayos de resistencia al corte varían de acuerdo a la forma de aplicar la carga lateral al plano de corte y pueden ser de cuatro tipos:

- a. Ensayo aplicando la carga lateral paralela al plano potencial de falla
- b. Ensayo aplicando la carga lateral inclinada respecto al plano de falla
- c. Ensayo aplicando carga radial con cuchillas
- d. Ensayo de torsión

Las figuras 1 a 4 muestran un esquema de cada uno de los ensayos mencionados. Estos ensayos pueden ejecutarse en el interior de un soca-

vón de exploración, o bien en superficie. Cuando se hace en superficie (fig 1) se requiere utilizar marcos de vigas de acero, plataformas de carga y barras ancladas en roca para poder proporcionar apoyo a los gatos hidráulicos que aplican las cargas a las próbetas y les permiten transferir sus reacciones. En las pruebas realizadas en socavones la transferencia de las reacciones se hace hacia las paredes y clave (fig 2).

El ensaye de corte consiste en labrar un bloque superior de roca de aproximadamente 0.7 x 0.7 m de sección transversal y 0.35 m de altura (fig 2) sobre la superficie potencial de falla y colocar sobre él los gatos hidráulicos que proporcionaron la carga normal y tangencial. Si el plano potencial de falla es una discontinuidad con relleno arcilloso, se inserta en el relleno una aguja porosa que a su vez se conecta con un transductor de presión para medir las presiones de poro debidas al agua contenida en el relleno. El bloque superior se instrumenta para medir los desplazamientos longitudinales, transversales y la dilatación o movimientos ascendentes. En una primera etapa del ensaye se aplica carga normal al bloque superior para restituir la carga que tenía originalmente antes de que se decomprimiera por el labrado. Posteriormente se mantiene una carga constante, normal al plano potencial de falla y simultáneamente se aplica la carga tangencial en incrementos hasta llegar a la falla. La velocidad de aplicación de la carga tangencial debe ser tal que las presiones de poro generadas durante el proceso de falla sean reducidas. Cuando la carga tangencial se aplica inclinada (aprox. 30° con la horizontal) el centro de carga del gato debe pasar por el centro del área del plano potencial de falla para evitar inducir momentos; por otro lado, conforme la carga tangencial aumenta se adiciona una carga normal de tal manera que resulta necesario ir disminuyendo durante la ejecución de la prueba la carga aplicada con el gato superior, de tal forma de poder mantener la carga normal constante en el plano de falla.

Durante la prueba se construyen ~~gráficas esfuerzo cortante (τ)-desplazamiento longitudinal (δ) como la que se observa en la figura 5.~~ De las curvas obtenidas se obtienen un valor máximo de resistencia al corte ($\tau_{\text{máx}}$) el cual ocurre para desplazamientos pequeños y un valor residual de la resistencia al corte (δ_{res}) que se presenta después de que ocurre un desplazamiento grande del bloque superior sobre el inferior. En términos generales el valor máximo del esfuerzo cortante normalmente se debe a la ruptura por corte del material rocoso de las caras de la discontinuidad o del relleno y el valor residual a la resistencia por fricción que se desarrolla en conjunto entre el material afallado y las caras de la discontinuidad.

A partir de los valores de $\tau_{\text{máx}}$ y δ_{res} obtenidos para cada esfuerzo normal aplicado, se construyen gráficas esfuerzo normal (σ) - esfuerzo cortante (τ) (fig 6) de las que se obtienen las curvas que representan la ley de resistencia al esfuerzo cortante que en caso de ser rectas estará dada por la ecuación general:

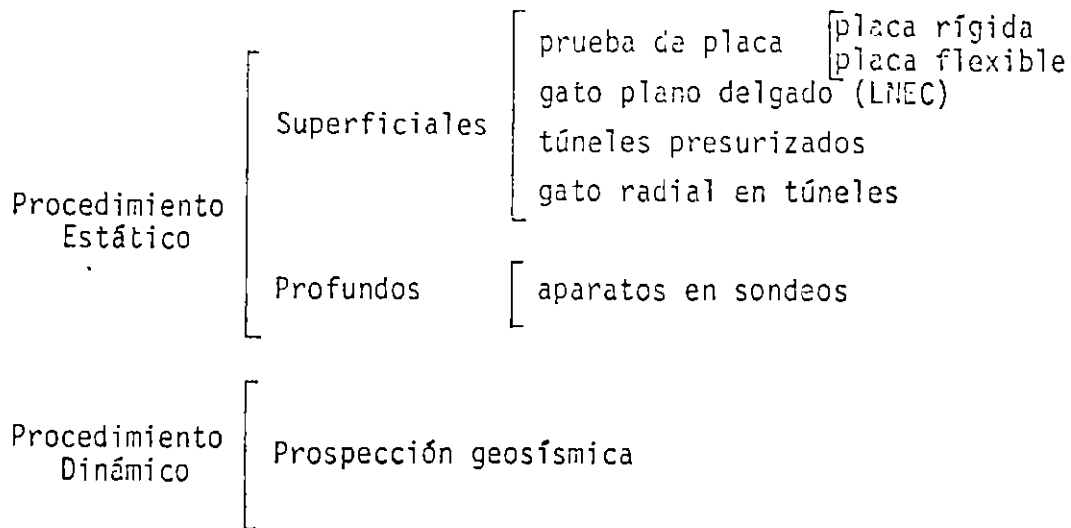
DETERMINACION DE LA DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

La aplicación de cargas impuestas por las obras ingenieriles a la masa rocosa provocan deformaciones en la misma. La magnitud de las deformaciones será función del nivel de esfuerzos aplicado a la masa rocosa, tiempo en que se apliquen estos esfuerzos, espaciamientos y frecuencia de las discontinuidades, características de las discontinuidades y de la roca intacta, grado de alteración de la roca, anisotropía y heterogeneidad de la masa rocosa, tamaño del área cargada en relación al espaciamiento de las discontinuidades y magnitud y dirección de los esfuerzos residuales en la roca. La deformabilidad de la masa rocosa se expresa mediante el Módulo de Deformabilidad que es la relación del esfuerzo aplicado y su correspondiente deformación unitaria durante la aplicación de una carga al macizo rocoso incluyendo su comportamiento elástico e inelástico.

La construcción de excavaciones y cimentaciones en roca requieren definir la deformabilidad del macizo con el propósito de conocer su comportamiento ante cargas y descargas y poder diseñar adecuadamente los revestimientos, estructuras y método de construcción a utilizar.

Las pruebas de campo por involucrar a un mayor volumen de roca y en consecuencia a un mayor número de discontinuidades, permiten obtener valores más realistas de la deformabilidad de la masa rocosa que los obtenidos mediante ensayos en laboratorio. Los equipos utilizados para las pruebas de campo tienden a afectar volúmenes de roca cada vez mayores y a incrementar la magnitud de los esfuerzos aplicados. El principio de los ensayos es simple y consiste en aplicar una carga al terreno (reproduciendo las condiciones a las que estará sometido) y se miden las deformaciones inducidas mediante aparatos colocados a diferentes profundidades y distancias dentro del volumen de roca afectado por la carga impuesta. Durante el ensayo se registran esfuerzos aplicados (σ) y deformaciones (δ) las cuales se dibujan en una gráfica esfuerzo-deformación como la que se muestra en la figura 8. El módulo de deformabilidad elegido puede ser secante, tangente o inicial dependiendo del conocimiento del nivel de esfuerzos al que estará sometida la masa rocosa. En algunos casos (p.ej. en excavaciones) es necesario conocer el módulo de deformabilidad a la descarga y en otros (p.ej. cimentación de maquinaria, ciclos de llenado y vaciado de agua en embalses) se requiere conocer el comportamiento de la roca sometida a ciclos de carga y descarga con diferentes tiempos de permanencia para observar la tendencia de la deformabilidad después de cierto número de ciclos y su comportamiento viscoso.

Las pruebas de deformabilidad pueden ser estáticas o dinámicas según el tiempo que dura la aplicación de carga y/o descarga y pueden hacerse en superficie o a profundidad. El siguiente esquema muestra los ensayos que se han realizado para evaluar la deformabilidad de la masa rocosa "in situ".



En general la magnitud del Módulo de Deformabilidad Dinámico es mayor que la obtenida con métodos estáticos de campo. Esto se debe fundamentalmente a que las deformaciones inducidas por la onda que viaja a través del medio son muy pequeñas y se encuentran generalmente dentro del intervalo de comportamiento elástico del medio. En cambio las cargas estáticas* inducen deformaciones altas que rebasan el intervalo de comportamiento elástico del medio deformable.

En comparación con los módulos dinámicos y estáticos obtenidos en ensayos de laboratorio se puede enunciar la siguiente tendencia.

$$E_{\text{din lab}} > E_{\text{est lab}} > E_{\text{din campo}} \sim E_{\text{est campo}}$$

Pruebas Dinámicas

Estas pruebas fueron mencionadas en el tema II y se realizan emitiendo una fuente de ondas al terreno generada por un impulso, estas ondas viajan a través del medio y regresan (por refracción de las mismas) a superficie donde son captadas por geófonos. De esta forma es factible conocer el tiempo y la velocidad de llegada de la onda al geófono el cual capta ondas longitudinales y/o transversales. Los volúmenes de roca involucrados por este tipo de prueba son grandes y dado que la onda se transmite en rocas de litología y grados de alteración diferentes, así como por diversas discontinuidades, el valor del módulo es un valor promedio muy general y se obtiene mediante las expresiones:

*su tiempo de permanencia

$$E_{\text{din campo}} = \frac{v_L^2 \rho (1 + \nu_d)(1 - 2\nu_d)}{1 - \nu_d}$$

donde:

v_L = velocidad longitudinal de onda

ρ = densidad de masa del medio

ν_d = módulo de poisson dinámico

v_t = velocidad transversal de onda

$$E_{\text{din campo}} = 2v_t^2 \rho (1 + \nu_d)$$

El módulo de poisson puede obtenerse mediante la ecuación:

$$\nu_d = \frac{\frac{1}{2} (v_L/v_t)^2 - 1}{(v_L/v_t)^2 - 1}$$

Estas ecuaciones suponen un medio homogéneo, isótropo y de comportamiento elástico.

Pruebas Estáticas

Pruebas de Placa

Existen 2 tipos de placa que pueden utilizarse para determinar la deformabilidad del medio: la placa rígida y la placa flexible. La primera es una placa de acero de aproximadamente 30 cm de diámetro a la cual se aplica carga muerta o con gatos hidráulicos para inducir deformaciones al terreno. ~~Esta placa solo permite medir las deformaciones que se generan en la superficie de apoyo y también en la superficie del terreno lateralmente a la placa.~~ Las figuras 9, 10, 11 y 13 muestran las diferentes formas de ejecutar un ensayo de este tipo. Para una placa infinitamente rígida y considerando al medio rocoso homogéneo, isótropo y elástico. La ecuación siguiente nos permite calcular el Módulo de Deformabilidad estático:

$$E = \frac{Pa (1 - \nu^2)}{\pi \omega a} \text{sen}^{-1} \left(\frac{a}{r} \right) \text{ para } r > a \quad z = 0$$

$$E = \frac{P (1 - \nu^2)}{2\omega_z a} \text{ para } r > a \quad z = 0$$

donde: P = presión aplicada a la roca
 a = radio de la placa
 ω = desplazamiento
 ν = módulo de poisson
 r = punto en donde se mide el desplazamiento
 z = profundidad del punto de medición de desplazamiento

Lo reducido del área de la placa rígida permite aplicar mayores presiones al terreno, sin embargo, el bulbo de influencia de los esfuerzos en el terreno es muy reducido por lo que se afecta un volumen pequeño.

Por el contrario la placa flexible aunque permite aplicar menores presiones afecta a un mayor volumen de roca y además esta placa es anular y permite medir deformaciones a profundidad en el centro de la placa lo que nos da oportunidad de conocer los desplazamientos máximos generados por la carga aplicada en la zona de influencia de los esfuerzos. Normalmente se colocan deformímetros en el centro de la placa a una profundidad entre 0 y 3 veces el diámetro de la placa. El módulo de deformabilidad se conoce mediante la ecuación siguiente obtenida de la teoría de elasticidad:

$$E = \frac{P}{\pi \omega_z (a_2^2 - a_1^2)} \left\{ [(1 + \nu) z^2] [(a_1^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} - (a_2^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}}] + [2(1 - \nu)] [a_2^2 + z^2]^{\frac{1}{2}} - (a_1^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} \right\}$$

donde: a_1 = radio menor de la placa
 a_2 = radio mayor de la placa
 ω_z = desplazamiento al centro de la placa
 ν = módulo de poisson
 z = profundidad del punto de medición del desplazamiento

Las fig 14, 15 y 16 muestran los equipos utilizados para realizar estos ensayos y la tabla 2 ilustra los datos completos de los ensayos realizados con los equipos correspondientes. Las presiones máximas que se aplican en estas pruebas de placa son hasta de 200 kg/cm².

La selección de uno u otro tipo de placa dependen del espaciamiento entre discontinuidades, del espesor de la capa de alteración de la roca y de la heterogeneidad del medio.

El sitio donde se realizan los ensayos debe estar poco alterado por lo que se recomienda que la medición de desplazamientos superficiales se haga lejos de la placa de carga o a profundidad abajo de la zona de comprimida. Para apegarse a la hipótesis que impone la teoría elástica de semiinfinito es necesario que el diámetro del socavón donde se realice la prueba sea por lo menos cuatro veces el diámetro de la placa de carga.

En la figura 17 se muestra una curva esfuerzo-deformación obtenida de una prueba de placa flexible en roca caliza. Puede observarse que el comportamiento no es elástico y se definen dos módulos y un coeficiente. La relación E/π vale uno en masas rocosas exentas de discontinuidades. El parámetro C_p crece cuando la plasticidad del relleno de fracturas o fallas o la densidad de fracturamiento aumenta.

Gato Plano Delgado (LNEC)

Este método consiste en introducir un gato plano en una ranura de aproximadamente 1.2 m de profundidad, 1 m de ancho y 7 mm de espesor. Las paredes del gato quedan en contacto con las de la ranura y el gato posee 4 deformómetros eléctricos en el cuerpo del mismo que permiten medir la deformación de la roca al ocurrir cambios volumétricos en el mismo. La presión se aplica hidráulicamente. Es factible probar áreas mayores si se utilizan más gatos colocados lateralmente. Se han llegado a probar áreas hasta de 4 m² y se han aplicado presiones hasta de 100 kg/cm².

La fig 18 muestra la máquina perforadora utilizada para ranurar la roca y los gatos planos. El módulo de deformación se obtiene de la expresión:

$$E = c \frac{P}{\rho}$$

donde: p = presión aplicada

ρ = desplazamiento de la pared en un punto de medición

c = constante que depende del punto donde se midió ρ , tamaño del gato y su relación con el tamaño de la ranura y su cercanía a la superficie

Las restricciones a la deformación que imponen los bordes de la ranura y la cercanía a la superficie son limitantes importantes al método ya que los módulos obtenidos son casi siempre bajos. Los módulos obtenidos a partir de los desplazamientos registrados por los deformó-

metros más lejanos a la superficie dan una mayor aproximación al verdadero módulo. Se ha recomendado que la ranura tenga un diámetro de 2 a 3 veces el diámetro del gato para evitar esos problemas de frontera.

Túneles Presurizados

Este método requiere de aislar una cámara en un túnel, colocando tapones en el túnel. Si la roca del túnel en la zona de la cámara es muy permeable requerirá de un aislamiento en las paredes tal como un recubrimiento de concreto o membranas impermeables flexibles. La cámara se instrumenta colocando deformímetros eléctricos (tipo cuerda vibrante) para medir las divergencias o cambios diametrales y también se colocan extensómetros radiales en la roca a diferentes profundidades. La cámara se llena de agua y se aplica presión hidráulica registrando simultáneamente las deformaciones inducidas.

La figura 19 muestra el esquema del equipo utilizado para proporcionar carga y el arreglo de los deformímetros diametrales.

Para obtener el módulo de deformabilidad en un túnel revestido de concreto simple, de diámetro interior, d y espesor de revestimiento, e; se emplea la relación siguiente:

$$E_r = \frac{pd}{\Delta d} - \frac{2e}{d} E_c$$

donde: p= presión interior
 Δd= deformación diametral
 E_r = Módulo de Deformabilidad de la roca
 E_c = Módulo de Elasticidad del concreto
 d= diámetro del túnel

Si no hay revestimiento se utiliza la relación:

$$E_r = (1 + \nu) \frac{pd}{\Delta d}$$

donde: ν= relación de poisson

La longitud de la cámara debe ser mayor a 5d para minimizar los errores provocados por las restricciones que imponen los tapones. Se han ensayado túneles desde 1.5 m de diámetro hasta 4.9 m y la máxima presión aplicada ha sido de 25 kg/cm². En México fue ensayado el túnel de la presa Mazatepec, Pue., de 4 m de diámetro, 500 m de longitud revestido y aplicando 6.8 kg/cm². La figura muestra la gráfica tiempo deformación-presión obtenida en una de las estaciones instrumentadas.

La ventaja de este tipo de ensayos es que pueden medirse deformaciones en varias direcciones poniendo en evidencia la anisotropía del macizo rocoso y el volumen de roca involucrado es muy grande. La desventaja es que el método es muy costoso. En la figura 20 se muestran valores (curva envolvente) de las deformaciones circunferenciales obtenidas con este método.

Gato radial en túneles

Con este método, al igual que el descrito arriba, es posible aplicar carga en toda la periferia del túnel, solo que en este caso la carga se aplica utilizando varios gatos (almohadillas) metálicos de sección rectangular apoyados en las paredes del túnel y reaccionando contra un marco rígido (de acero o de aluminio) anular como se muestra en la figura 21. Las dimensiones del túnel mostrado en la figura son de 2.7 m de diámetro y la longitud ensayada 2.4 m. La carga máxima aplicada fue de 70 kg/cm equivalente a aproximadamente 1.35 veces la presión que transmitiría el prototipo. La instrumentación se hizo colocando en cada uno de los 8 barrenos radiales de 6 m de profundidad ubicados al centro de la zona de prueba, 7 extensómetros eléctricos LVDT capaces de medir el cierre de grietas cercanas a la excavación y generadas por la apertura de la misma y también el cierre de fracturas preexistentes y las deformaciones elásticas de la roca intacta. Durante la prueba se estudió la deformabilidad de la roca a diferentes niveles de carga y bajo cargas constantes mantenidas durante tiempos hasta de 48 hrs para conocer el comportamiento viscoso de la roca, las deformaciones residuales y las deformaciones a diferentes distancias de las paredes del túnel. La figura 22 muestra las deformaciones obtenidas en diferentes direcciones circunferenciales (nótese la influencia de la anisotropía del medio en la deformabilidad).

Al igual que los ensayos en túneles presurizados estas pruebas involucran un volumen de roca muy grande respecto al involucrado en cualquier otro ensayo de deformabilidad (la influencia de los esfuerzos aplicados en el túnel aquí mencionado llegó hasta una distancia radial de 15 m) sin embargo el ensayo es laborioso y muy costoso y sólo factible de hacer en obras cuyo costo sea considerablemente alto.

Aparatos en Sondeos

Estos aparatos permiten evaluar la deformabilidad de la masa rocosa a diferentes profundidades sin requerirse la excavación de galerías de prueba. Los aparatos se introducen en un sondeo y pueden ser de dos tipos: los Dilatómetros que se expanden al aplicarles una presión hidrostática interna y presionan a las paredes del barreno deformándolas y los gatos curvos que cargan la pared del barreno con 2 zapatas curvas diametralmente opuestas. La interpretación de las pruebas efectuadas con dilatómetros es más sencilla y confiable que la correspon-

diente a gatos curvos.

La Tabla 3 presenta un resumen de las características de estos aparatos.

La figura 23 muestra un esquema de un dilatómetro Menard en donde se muestran las 2 partes principales del mismo: la sonda mediante la que se aplica la presión a la pared del barreno (la sonda es presurizada con gas a presión hasta de 60 kg/cm²) y el volúmetro mediante el cual se miden los cambios volumétricos que experimenta la sonda. La fig 24 muestra la gráfica presión-deformación volumétrica del terreno mediante la cual es posible calcular el módulo de deformabilidad.

En la fig 25 se muestra un esquema de la sección transversal de un gato goodman (gato curvo) donde se ilustran las zapatas que aplican la presión al barreno en el interior del aparato. Entre las zapatas se encuentra un transductor de desplazamientos LVDT que mide la deformación de las paredes del barreno. La presión sobre las zapatas se aplica hidráulicamente con aceite. El módulo de deformabilidad se determina mediante la expresión:

$$E = \frac{\Delta Q}{\Delta U_d/d} k$$

donde: ΔQ = presión aplicada a las paredes de la perforación

ΔU_d = desplazamiento diametral de las paredes

d = diámetro de la perforación

k = constante función del ángulo β y de la relación de poisson

Con los gatos curvos existe el riesgo de generar fracturas de tensión en las paredes donde las zapatas no están en contacto. Las grietas se desarrollan en sentido perpendicular al de aplicación de la carga con las zapatas y el valor del módulo disminuye.

El uso de aparatos en sondeos tiene la ventaja de ser un método que permite conocer el módulo de deformabilidad de la roca en varios puntos de la masa rocosa y a diferentes profundidades lo que permite, incluso, realizar estudios estadísticos.

La colocación y manejo de los aparatos durante los ensayos es relativamente sencilla y rápida. Sin embargo, su principal desventaja es que afecta a un volumen muy pequeño de roca.

DETERMINACION DE LA MAGNITUD Y DIRECCION DE LOS ESFUERZOS TECTONICOS RESIDUALES ACTUANTES EN EL MACIZO ROCOSO

Generalidades

La continua actividad de la tierra hace que las masas continentales se encuentren en movimiento permanente. Como una forma de conservación de energía interna la corteza terrestre se consume en zonas de subducción de placas continentales y se abastece en las zonas o franjas volcánicas también en los límites o contactos de placas continentales. Esta actividad tectónica (tanto la de empuje entre placas como la volcánica) genera fuerzas actuantes en la corteza terrestre que da lugar a cambios estructurales y litológicos (casos de metamorfismo) y provoca la ruptura de las formaciones preexistentes. Los esfuerzos generados durante esta actividad son almacenados por la roca y sólo son liberados en una zona al retirar la roca que confina esta roca lateralmente. La remoción de esta roca confinante puede ser natural (erosión) o artificial (excavaciones superficiales o subterráneas). Al excavar la roca en obras ingenieriles ocurre en el macizo una redistribución de esfuerzos y una tendencia de la roca a desplazarse hacia la zona excavada. Si estas deformaciones son restringidas inmediatamente por algún elemento de contención o soporte, la roca empujará con una fuerza sobre el soporte equivalente a la magnitud de la fuerza tectónica almacenada en la roca. La determinación de la dirección y magnitud de los esfuerzos tectónicos almacenados por el macizo rocoso nos permite diseñar adecuadamente los elementos de soporte requeridos para la estabilización de excavaciones y además comprender como ocurrió el proceso de fracturamiento local o regional, y como estos esfuerzos internos afectan la deformabilidad de la masa rocosa.

Los métodos de liberación de esfuerzos utilizados para conocer la dirección y magnitud de los esfuerzos tectónicos en el macizo rocoso son:

Procedimiento superficial

dirección [método de la roseta de deformaciones
magnitud [método del gato plano

Procedimiento profundo

aparatos en sondeos [dirección [método de Merrill
magnitud [método de Hast
fracturamiento hidráulico

Los métodos del procedimiento superficial se llevan a cabo en socavones o galerías de prueba. La excavación de esta galería modifica la distribución de esfuerzos en su contorno y por lo tanto los esfuerzos determinados no son los tectónicos sino aquellos modificados por la excavación. El procedimiento profundo también tiene esta limitante, sin embargo, el relajamiento es de menor magnitud.

En algunas regiones donde no ha ocurrido actividad tectónica los esfuerzos en el macizo rocoso únicamente son debidos al peso propio de la roca. En otras (la mayoría) están actuando conjuntamente tanto los esfuerzos tectónicos como los de peso propio. En este último caso, no es válido en estricto rigor, que se calculen esfuerzos verticales por peso propio mediante el peso de la columna de roca actuante en un punto debido a que la presencia de los esfuerzos tectónicos en la masa hace que estos se modifiquen (algunas veces notablemente). En zonas afectadas tectónicamente se han medido magnitudes de esfuerzos horizontales dos veces mayores a las del esfuerzo vertical.

Método de la roseta de deformaciones

El procedimiento de ensaye consiste en colocar pijas en la pared o piso de una excavación, diametralmente opuestas y en 3 direcciones radiales a 60° y se mide la distancia inicial entre pijas para cada dirección. Posteriormente se abre una ranura circular de mayor diámetro que la distancia entre pijas y se registran las deformaciones inducidas al separarse las pijas debido a la relajación de esfuerzos del bloque que contiene las pijas. La figura 26 muestra con detalle como se ejecuta la prueba. La dirección de las deformaciones principales se conoce construyendo un círculo de Mohr de deformaciones como el mostrado en la figura 27. Es necesario hacer por lo menos tres de estas pruebas para conocer espacialmente la dirección de la deformación principal. A partir de las deformaciones principales es posible calcular la magnitud de los esfuerzos principales suponiendo un medio elástico, isótropo, homogéneo y semiinfinito con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_1 + \nu\epsilon_2) \quad \text{donde: } E = \text{módulo de elasticidad}$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_2 + \nu\epsilon_1) \quad \nu = \text{relación de poisson}$$

$\epsilon_1 = \text{deformación principal mayor}$
 $\epsilon_2 = \text{deformación principal menor}$
 $\sigma_1 = \text{esfuerzo principal mayor}$
 $\sigma_2 = \text{esfuerzo principal menor}$

El uso de estas ecuaciones requiere de la determinación de los valores de E y ν por lo que no son utilizadas con frecuencia y en su lugar se prefiere hacer la determinación de la magnitud de los esfuerzos principales mediante el método que se describe a continuación.

Método del gato plano

El procedimiento de prueba consiste en colocar pijas en la pared o piso de la excavación a ambos lados de una ranura en la cual posteriormente se insertará un gato plano (figura 28). Se mide la distancia entre las pijas antes de perforar la ranura y una vez perforada la ranura y relajados los esfuerzos se miden las deformaciones ocurridas por la diferencia de distancia entre las pijas de referencia. Posteriormente se introduce el gato en la ranura y se aplica presión al gato hasta que todas las pijas vuelvan a su posición original y en ese momento se mide la presión (presión de cancelación) que será equivalente a la magnitud del esfuerzo actuante en esa dirección. Para conocer la magnitud del esfuerzo principal mayor actuante deberán hacerse por lo menos tres ensayos a diferentes direcciones ya que este método solo proporciona el valor del esfuerzo normal actuante en el plano de la ranura.

La figura 29 muestra los resultados de una prueba en el proyecto hidroeléctrico La Angostura, Chis.

Aparatos en Sondeos

Método de relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo mediante el registro de deformaciones (Método de Merrill).

Este método permite efectuar mediciones hasta a 6 m de profundidad y consiste en ejecutar una perforación de $\varnothing 1\ 1/2"$ (fig 30a) en la cual se introduce un aparato que permite medir deformaciones en tres direcciones ubicadas en una misma sección transversal (fig 30b). Una vez introducido el aparato en la perforación de $\varnothing 1\ 1/2"$ se perfora con ~~broca anular un barrenado de $\varnothing 6"$ hasta una profundidad mayor a la que se encuentra el fondo del aparato, de esta forma queda aliviado de esfuerzos un cilindro de roca hueco y se miden las deformaciones en los tres sentidos. Suponiendo que el eje del sondeo coincide con la dirección del esfuerzo principal menor σ_3 , pueden determinarse las magnitudes y direcciones de los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 que actúan en un plano normal al eje del sondeo, mediante las ecuaciones:~~

$$\epsilon_a = \frac{1}{E} \{ (\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2) (1 - \nu^2) \cos 2\phi] - \nu\sigma_3 \}$$

$$\epsilon_b = \frac{1}{E} \{ (\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2) (1 - \nu^2) \cos (\phi + \alpha)] - \nu\sigma_3 \}$$

$$\epsilon_c = \frac{1}{E} \{ (\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2) (1 - \nu^2) \cos^2 (\phi + 2\alpha)] - \nu\sigma_3 \}$$

donde E = módulo de deformabilidad de la roca

ν = relación de poisson

ϕ = ángulo que forma el eje de medición $a - a'$ con la dirección del esfuerzo principal mayor

α = ángulo formado por la dirección $b - b'$ con la dirección $a - a'$

Los valores de σ_1 , σ_2 y ϕ determinados, se expresan en función de σ_3 . Al efectuar tres mediciones semejantes a lo largo de tres sondeos inclinados entre sí, es posible determinar la magnitud y dirección de los tres esfuerzos principales. Nuevamente la necesidad de determinar E y ν limita el alcance de este método.

Método de relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo en el cual se ha instalado un medidor de esfuerzos (Método de Hast).

En este método se sigue el mismo procedimiento que el utilizado en el método anterior sólo que el medidor de esfuerzos introducido en este caso es de gran rigidez en lugar del aparato medidor de desplazamientos que es de muy baja rigidez. En un caso general en que la rigidez del medidor no se considera infinita los esfuerzos principales actuantes en la roca y en un plano normal al eje del sondeo pueden calcularse con la ecuación:

$$\sigma_1 = \frac{k(x+2) + x_0}{2k(x+1)} S_1 + \frac{x_0 - 2 - k(x-2)}{2k(x+1)} S_2$$

$$\sigma_2 = \frac{x_0 - 2 - k(x-2)}{2k(x+1)} S_1 + \frac{k(x+2) + x_0}{2k(x+1)} S_2$$

donde:

$$S_1 = \frac{1}{2} \{ \sigma' + \sigma'' + \sigma''' + \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma' - \sigma'')^2 + (\sigma'' - \sigma''')^2 + (\sigma''' - \sigma')^2]} \}$$

$$S_2 = \frac{1}{2} \{ \sigma' + \sigma'' + \sigma''' - \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma' - \sigma'')^2 + (\sigma'' - \sigma''')^2 + (\sigma''' - \sigma')^2]} \}$$

$$k = \frac{G_0}{G}$$

$$x = 3 - 4\nu$$

$$x_0 = 3 - 4\nu_0$$

siendo: G_0 módulo de rigidez del dispositivo de medición
 ν_0 relación de poisson del dispositivo de medición
 σ' , σ'' y σ''' esfuerzos normales medidos según tres direcciones diametrales que forman ángulos de 63° entre sí
 G módulo de rigidez de la roca
 ν relación de poisson de la roca

En el caso en que $\nu_0 = \nu = 0.25$ las expresiones anteriores se simplifican a:

$$\sigma_1 = \frac{2k + 1}{3k} S_1 \quad \sigma_2 = \frac{2k + 1}{3k} S_2$$

El factor correctivo $\frac{2k + 1}{3k}$ es poco sensible a las variaciones de la relación de rigideces k . Si $k > 5$ el factor correctivo tiende a 0.66 y por lo tanto los esfuerzos registrados con un medidor muy rígido se relacionan directamente con los esfuerzos internos de la roca, casi independientemente del módulo de deformabilidad de la misma. Esta es la gran ventaja de estos medidores que pueden estar constituidos por celdas metálicas con propiedades magnetostrictivas (Hast) o por inclusiones de vidrio con propiedades fotoelásticas (Roberts). Este método parece ser el que más ventajas ofrece sobre los mencionados anteriormente.

Fracturamiento Hidráulico

Esta técnica originalmente utilizada por los petroleros para estimular la producción de pozos, consiste en inyectar una suspensión de arena,

aditivos y agua en un tramo previamente sellado del pozo e incrementar la presión hasta producir la apertura de las fracturas de la masa rocosa en el contorno del pozo. La fractura creada es normal a la dirección del esfuerzo principal menor actuante y la presión necesaria para lograr la propagación de esta fractura es igual al esfuerzo principal actuante.

Este burdo método ha permitido determinar a gran escala la dirección y magnitud del esfuerzo principal menor actuante en algunos campos petrolíferos. Del mismo modo, es posible inducir fracturamiento hidráulico mediante ensayos de permeabilidad tipo Lugeon en rocas.

DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

La permeabilidad de un macizo rocoso está fundamentalmente regida por sus discontinuidades debido a que la permeabilidad intrínseca de la roca intacta es muy reducida en la mayoría de los casos. En rocas no fisuradas la permeabilidad está en función de su porosidad absoluta y dependiendo de su grado de alteración o alterabilidad la permeabilidad podrá ir creciendo con el tiempo conforme el fluido intemperiza y erosiona a la roca. En rocas fisuradas está en función del número de familias de fracturas y del espaciamiento y dirección de las fracturas respecto al flujo, así como de la abertura, rugosidad y tipo de material que rellena a las fisuras. En rocas cársticas es función del número de conductos, de su diámetro, rugosidad y trayectoria. En todos los casos la permeabilidad también dependerá de las características del fluido (tipo, viscosidad, temperatura, etc.) que circula a través del macizo rocoso y de la presión o carga hidráulica actuando en el fluido.

La estimación de la permeabilidad en masas rocosas se hace aún considerando a la masa homogénea y flujo laminar a través de la misma, lo que en la mayoría de los casos está alejado de la realidad; sin embargo, esta idealización obedece a la dificultad de expresar matemáticamente el complejo mecanismo de flujo en un medio discontinuo.

El conocimiento de la permeabilidad del medio nos permite estimar los volúmenes de filtraciones esperados hacia excavaciones tanto superficiales como subterráneas, las posibles fugas de agua a través de la cimentación de una presa, volúmenes de extracción de petróleo, posibilidad de uso de cavidades para almacenamiento de fluidos o desechos, captaciones de agua para diversos usos, niveles de abatimiento de aguas freáticas, etc.

~~Las pruebas más comúnmente usadas para conocer la permeabilidad en roca son:~~

- | | |
|---------------------------|--|
| Arriba del Nivel Freático | [Pruebas en zanjas |
| Abajo del Nivel Freático | [Ensaye Lugeon
Ensaye Lefranc
Pruebas de Bombeo
Trazadores radioactivos
Micromolinetete |

En este tema sólo se verán con mayor detalle los ensayos Lugeon y Lefranc que son los de mayor uso.

Ensaye Lugeon

Este ensaye normalmente se realiza en medios saturados (abajo del nivel de aguas freáticas) pero es factible ejecutarlo en medios no saturados o parcialmente saturados con la condición de que se sature localmente el medio y se pueda establecer el flujo. El ensaye se realiza haciendo primero una perforación en roca (de preferencia en diámetro NX) e introduciendo tubería en la perforación con un empaque al fondo que puede ser de copas de cuero (rocas sanas), mecánico de hule (rocas poco a medianamente fisuradas) o neumático (rocas muy fracturadas y/o blandas) el cual permitirá aislar el tramo de prueba. Los empaques pueden ser dobles si el ensaye se hace del fondo de la perforación hacia la superficie o sencillo si se procede de superficie al fondo, la longitud del tramo de prueba es variable dependiendo de las características del terreno, sin embargo, longitudes de 3 a 5 m son usuales. Una vez fijo el obturador en el tramo de prueba, se inyecta agua al terreno y se mide el gasto de agua en litros por minuto y por metro lineal de perforación hasta una presión máxima aplicada de 10 kg/cm^2 . La unidad de medición de la permeabilidad se denomina unidad Lugeon y cada unidad Lugeon representa un consumo de un litro por minuto y por metro bajo 10 kg/cm^2 de presión efectiva. La figura 31 muestra un diagrama donde se observa el equipo utilizado y la forma de calcular la presión efectiva. En términos del coeficiente de permeabilidad, k utilizado para suelos homogéneos, isotrópicos y para flujo en régimen laminar, una unidad Lugeon equivale a $k = 10^{-7} \text{ m/seg}$. Un mismo valor de unidades Lugeon puede obtenerse debido a una fisura grande o a un número grande de fisuras finas y las características de estas fisuras sólo pueden conocerse si se varía la longitud del tramo de prueba.

Para conocer el comportamiento de las fracturas y sus características es necesario variar las presiones de prueba. La secuencia que se sigue es la de incrementos de presión 1, 2, 4, 6, 8 y 10 kg/cm^2 y luego decrementos a 8, 6, 4, 2, 1 kg/cm^2 en cada incremento o decremento se inyecta agua durante 10 min al terreno y se miden gastos y presiones efectivas que se grafican obteniendo curvas como las mostradas en la figura 32. La forma de las curvas es muy variable y rara vez es lineal. Estas curvas no permiten detectar si un aumento súbito del gasto a una determinada presión se debe a un destaponamiento y arrastre de material de relleno de una fisura o bien a ruptura de la roca al rebasar las presiones el límite elástico (fracturamiento hidráulico), por lo que es necesario dibujar una gráfica doblemente logarítmica introduciendo valores del gasto y de la presión elevada a la cuarta potencia (fig 33). Un quiebre en la línea recta dibujada indica la ruptura de la roca.

Ensaye Lefranc

Este ensaye se realiza en rocas ubicadas abajo del nivel freático muy fracturadas o rocas cuyas partículas están débilmente cementadas y se utiliza frecuentemente para medir la permeabilidad de depósitos aluviales. Las presiones que se aplican con este método son bajas y normalmente no mayores de 0.5 kg/cm². La prueba consiste en inyectar agua en el terreno saturado convirtiendo al pozo en un permeámetro de carga constante (si el terreno es permeable $k > 10^{-4}$ cm/seg) o bien en inyectar o extraer agua con carga variable si el terreno es poco permeable. En la fig 34 se muestra el dispositivo de ensaye de la prueba Lefranc de carga constante.

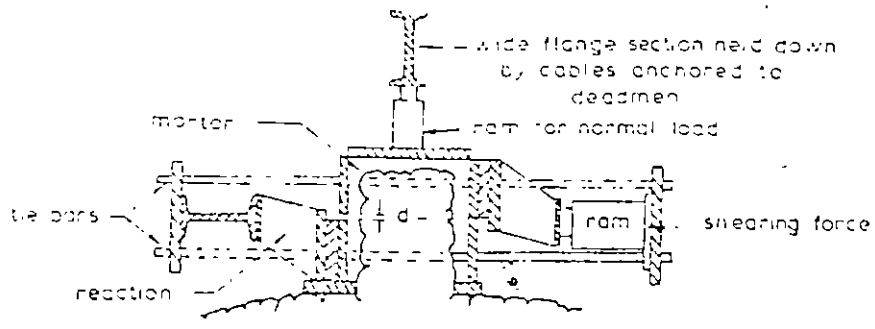
Manteniendo la carga constante y conocido el gasto Q y la sobrecarga ΔH, puede calcularse la permeabilidad k del medio mediante la expresión:

$$Q = c k(\Delta H)$$

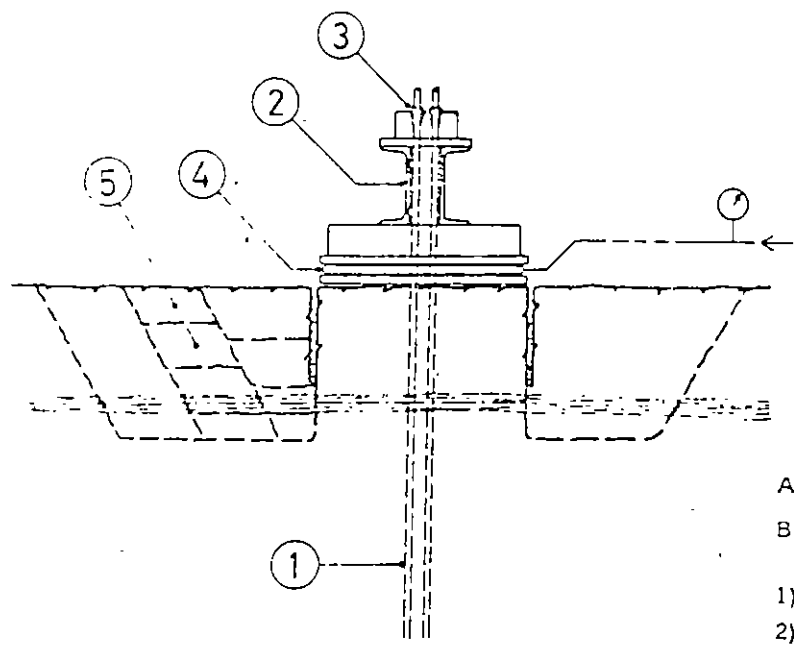
siendo $k = \frac{Q}{c(\Delta H)}$

c es un coeficiente que depende de la geometría del área de infiltración. Si ésta es cilíndrica de longitud L y radio r, entonces:

$$c = \frac{4\pi}{\frac{1}{2L} \log \frac{L}{r}}$$



(A)



A. - Cutting the block with normal preloading
 B. - General arrangement

- 1) Tendons for normal load
- 2) Reaction beam
- 3) Anchor grips
- 4) Flat jack
- 5) Cutting around the block with disc saw
- 6) Base frame
- 7) Jacks for shearing load
- 8) Shear box
- 9) Dia gauges

(B)

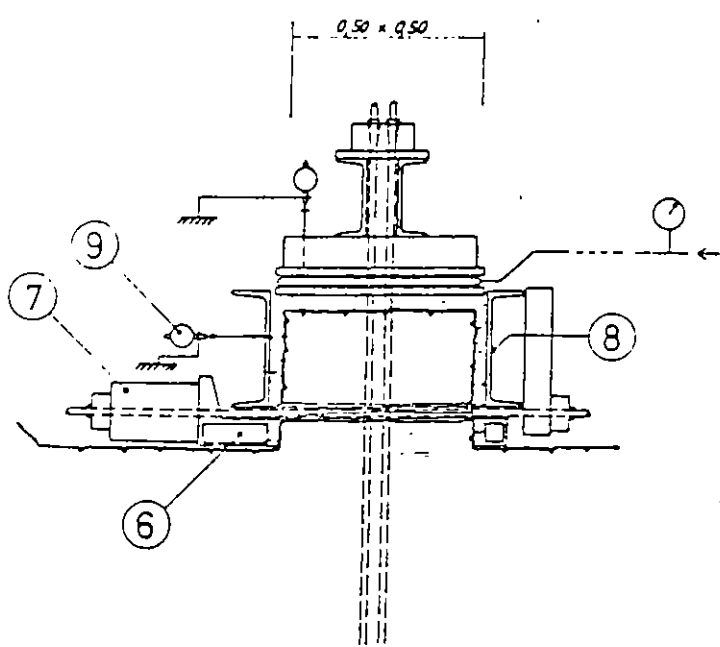
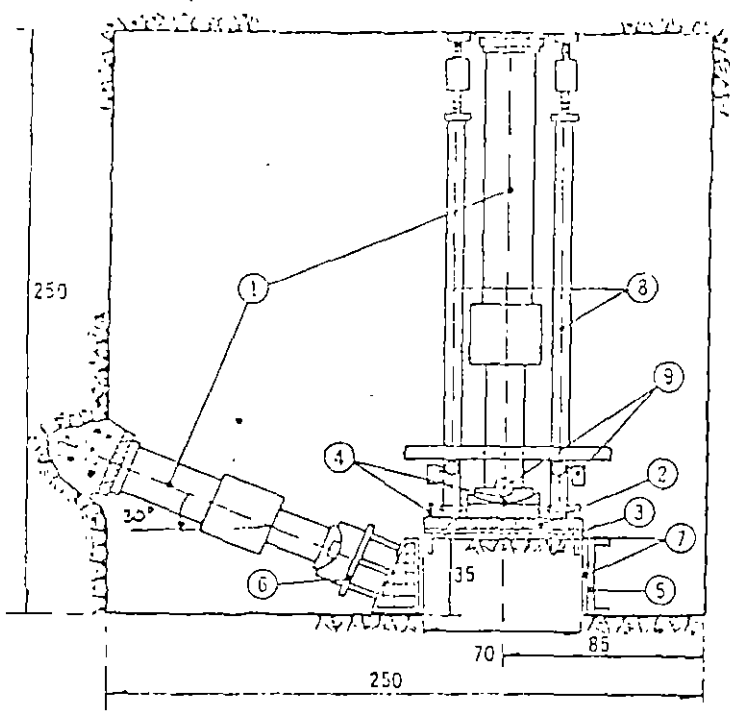


FIG 1

Dos ensayos de corte directo efectuados en superficie y aplicando carga tangencial al plano de falla



- 1 gatos de 100 ton
- 2 placas de asiento
- 3 colchon metálico
- 4 puntos de medición
- 5 marco de cortante
- 6 viga de apoyo
- 7 asiento de mortero
- 8 templete para colocación de medidores
- 9 deformómetros de carátula

FIG 2

Ensayo de corte directo aplicando carga lateral inclinada

torque arm

stirrup

extensometer

thrust bearing load cell

grout pad

bearing plate

anchor

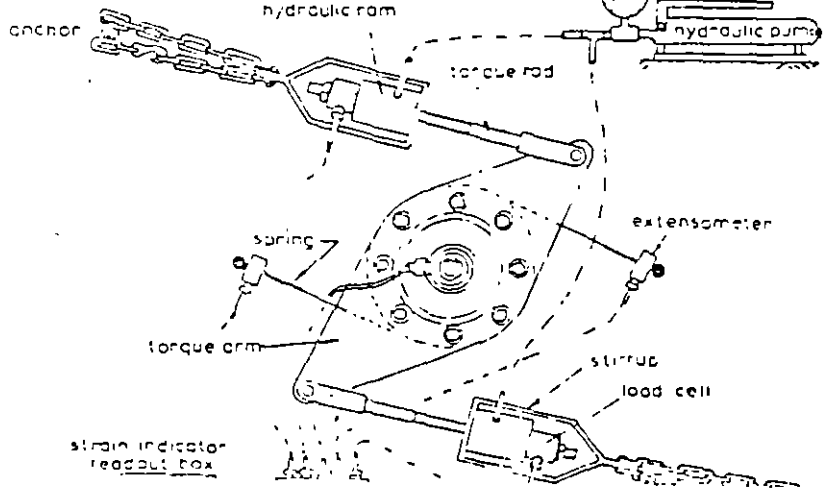
FIG 3

Ensayo de corte directo aplicando torsión a la roca

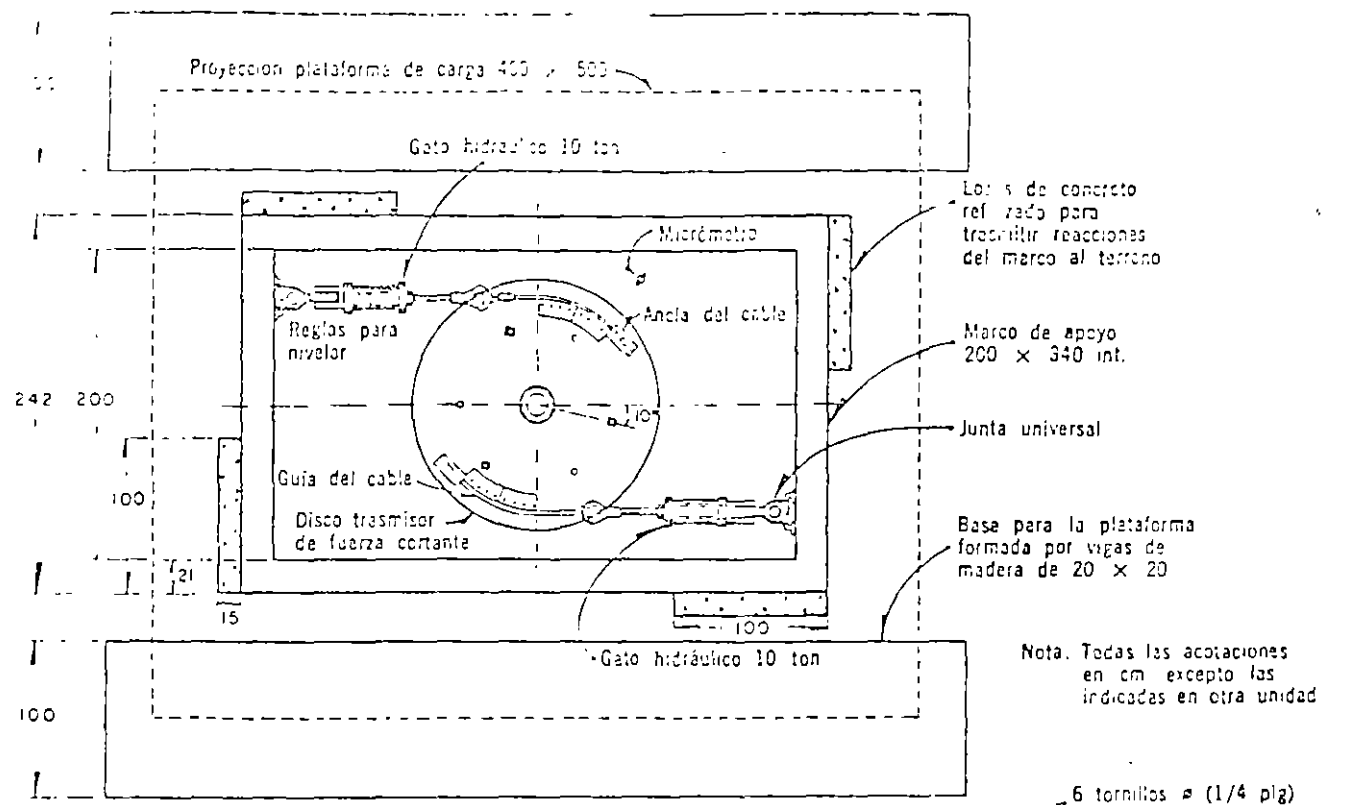
torque tube

grout gasket

rock bolt anchor

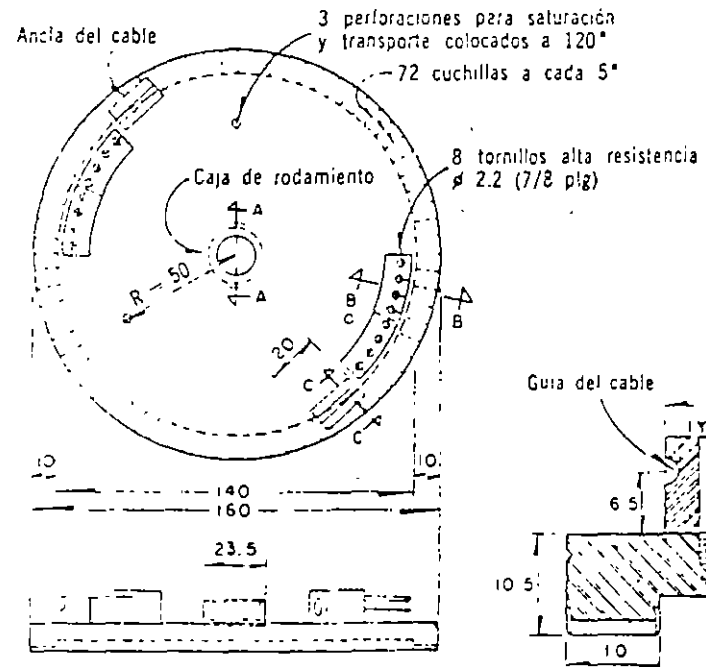


24

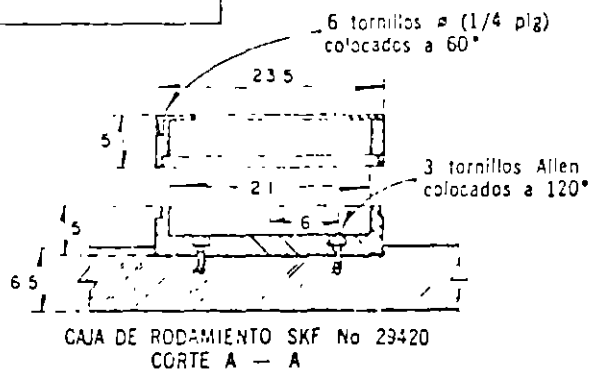


Nota. Todas las acotaciones en cm excepto las indicadas en otra unidad

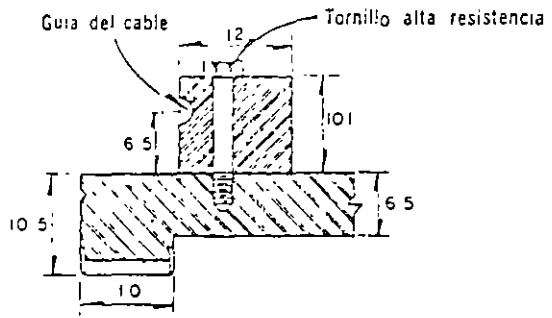
PLANTA GENERAL



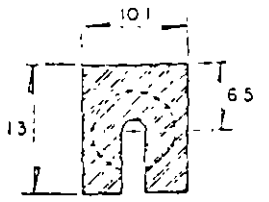
DISCO - PLANTA Y VISTA



CAJA DE RODAMIENTO SKF No 29420 CORTE A - A



CORTE B - B



CORTE C - C

FIG 4. Ensayo de corte directo aplicando carga radialmente

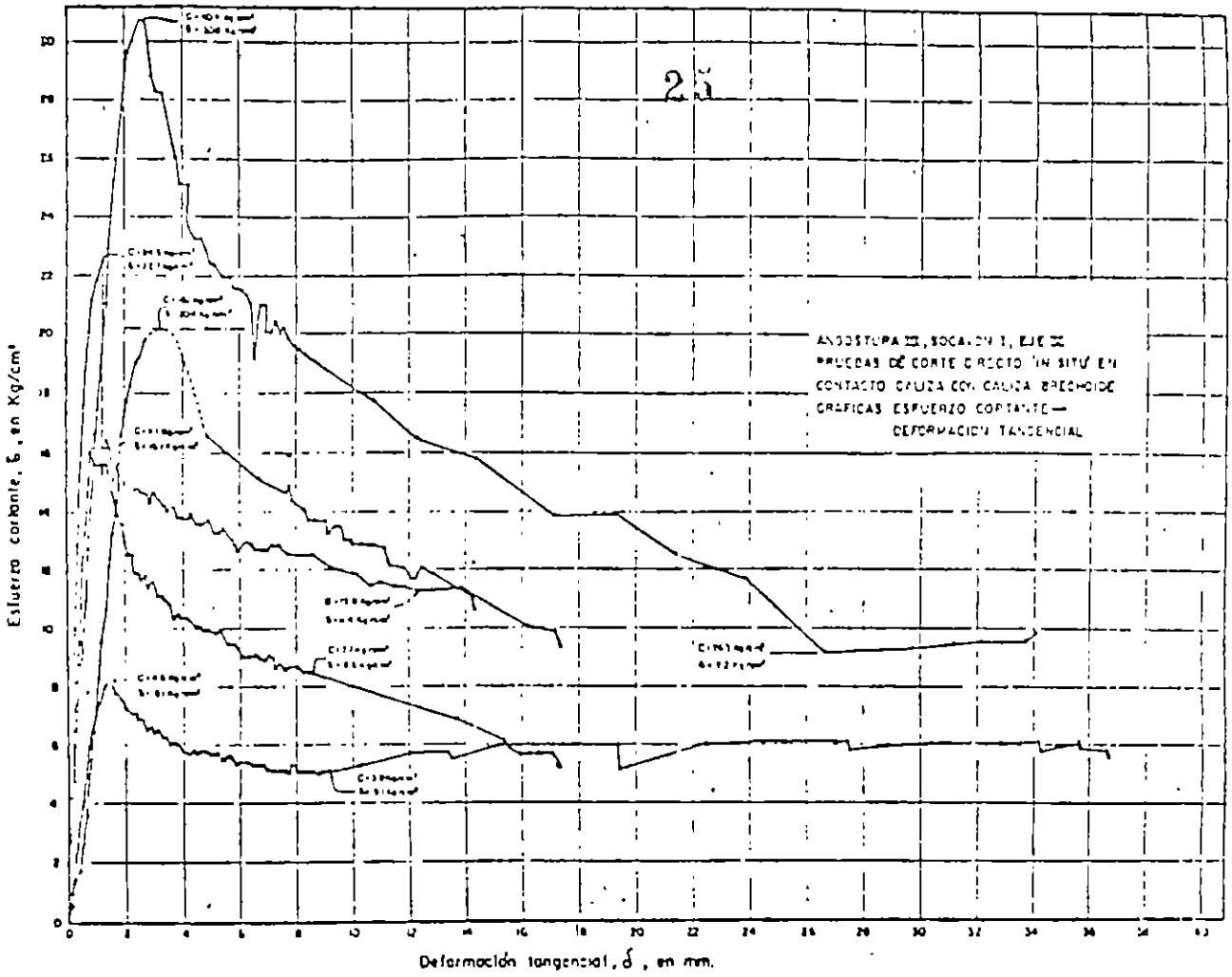


FIG 5. Gráfica Esfuerzo Cortante (τ) - Deformación Tangencial (δ)

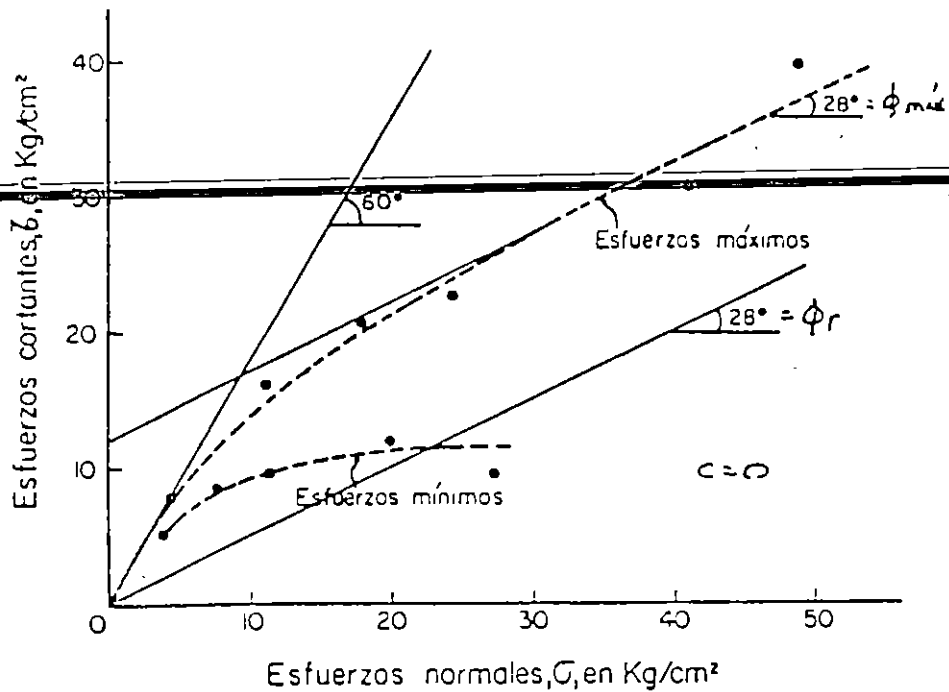
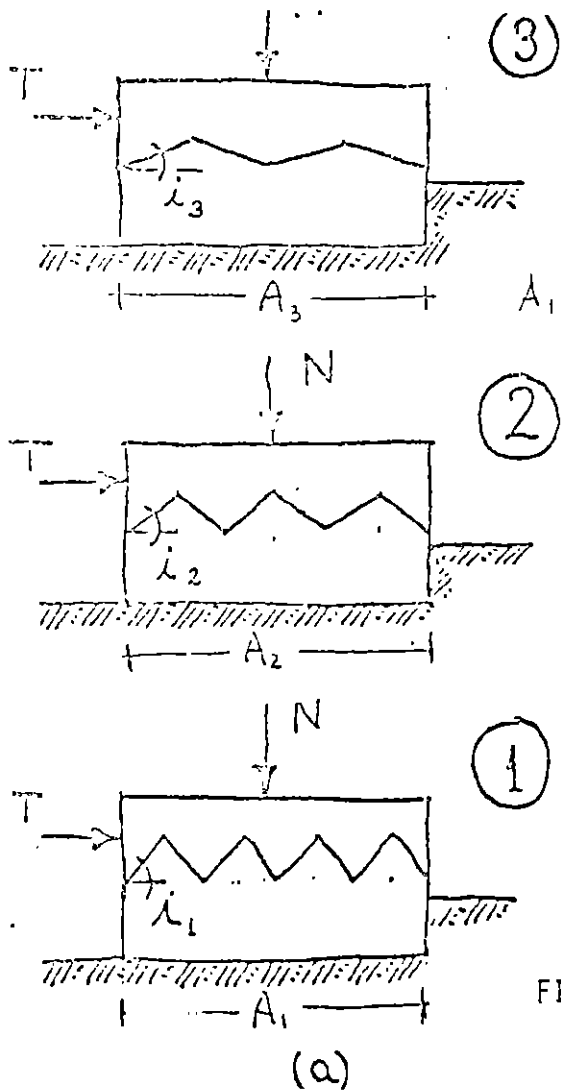


FIG 6. Gráfica Esfuerzo Cortante (τ) - Esfuerzo Normal (σ)



$A_1 = A_2 = A_3$

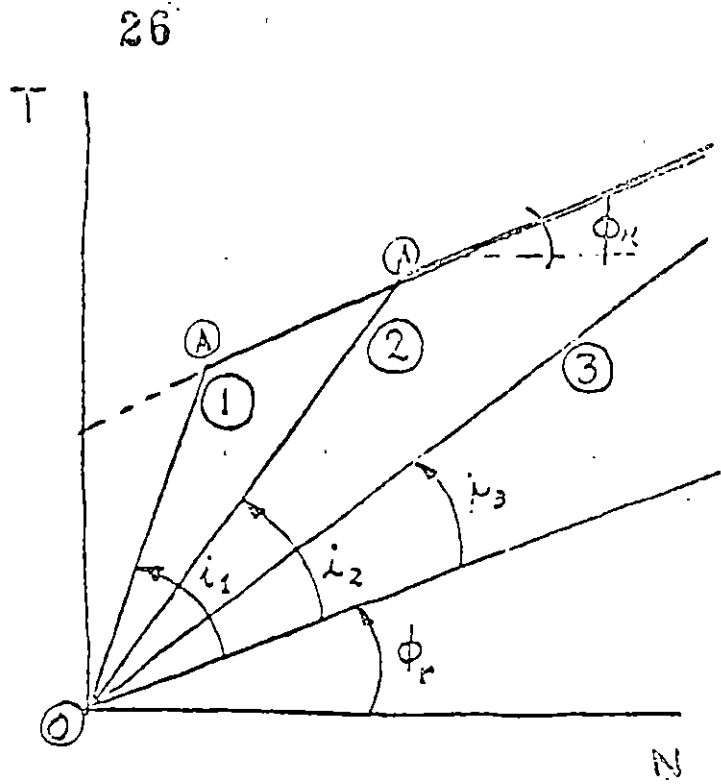


FIG 7. Influencia del ángulo i en la resistencia al corte

TABLA 1. ESFUERZO CORTANTE DE ROCAS PROBADAS "IN-SITU"

Roca cortina	Tipo de prueba	Indice de calidad de la roca %	Número de pruebas	Cohesión c kg/cm ²	Angulo de fricción ϕ °	Coefficiente de fricción $\tan \phi$
GRANITOS ALTO RABAGAO (en construcción)	Roca	3	44	13	62	1.9
		5		57	1.5	
		7		3	52	1.3
		10		2	46	1.0
		15		1	41	0.8
	Concreto-Roca	6.2 a 7.3	8	2	56	1.5
PIZARRAS BEMPOSTA (terminada)	Roca normal a la esquistocidad	0.8 a 1.7	9	2	69	2.6
	Concreto-roca paralelo a la esquistocidad	1.0 a 1.4	5	2	60	1.7
	Concreto-roca paralelo a las juntas	1.3	3	2	63	1.9
PIZARRAS VALDECAÑAS (terminada)	Roca normal a la esquistocidad	0.9 a 1.0	4	29	55	1.4
		1.3 a 2.0	3	7	64	2.0
	Concreto-roca paralelo a la esquistocidad	1.0	3	4	62	1.9
PIZARRAS MIRANDA (terminada)	Roca paralelo a la esquistocidad	Poco alterada	4	4	59	1.7
	Roca normal a la esquistocidad	Poco alterada	10	6	64	2.0
	Concreto-roca paralelo a la esquistocidad	Poco alterada	8	4	62	1.9
	Concreto-roca normal a la esquistocidad	Poco alterada	8	7	60	1.7
PIZARRAS ALCANTARA	Roca normal a la esquistocidad	Variable	16	1	70	2.7
	Concreto-roca paralelo a					

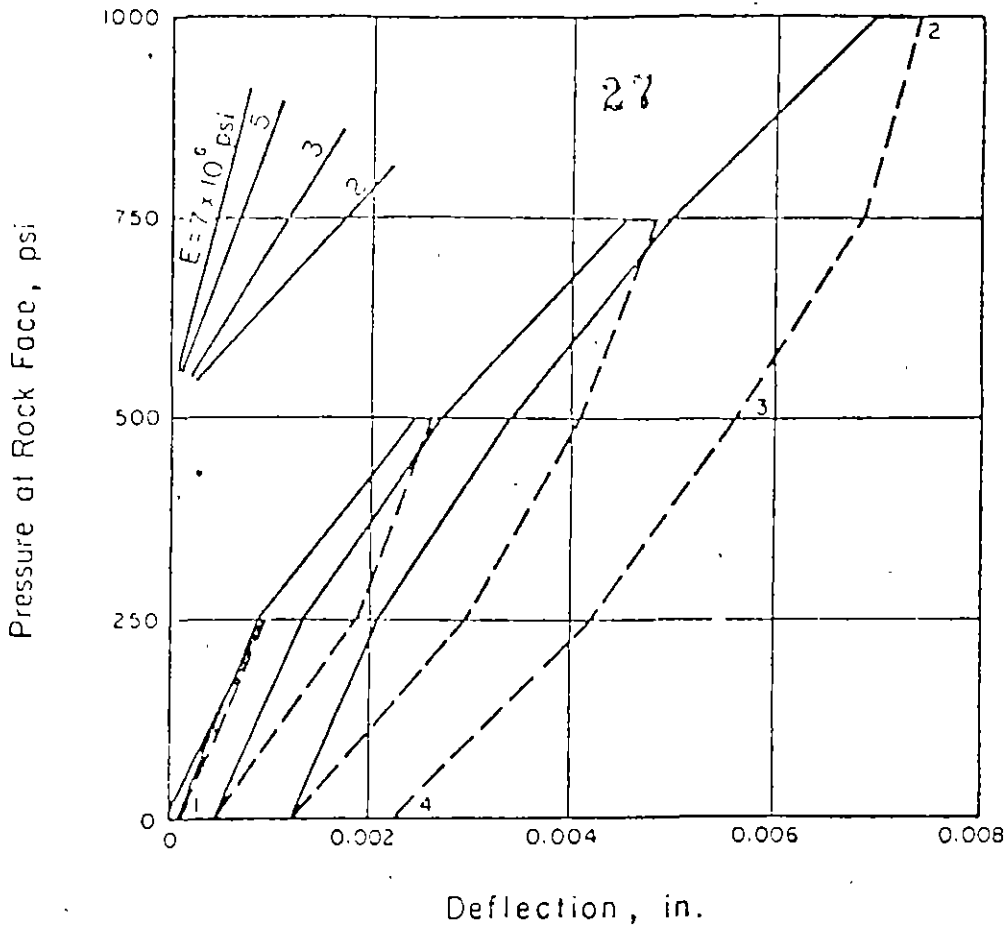
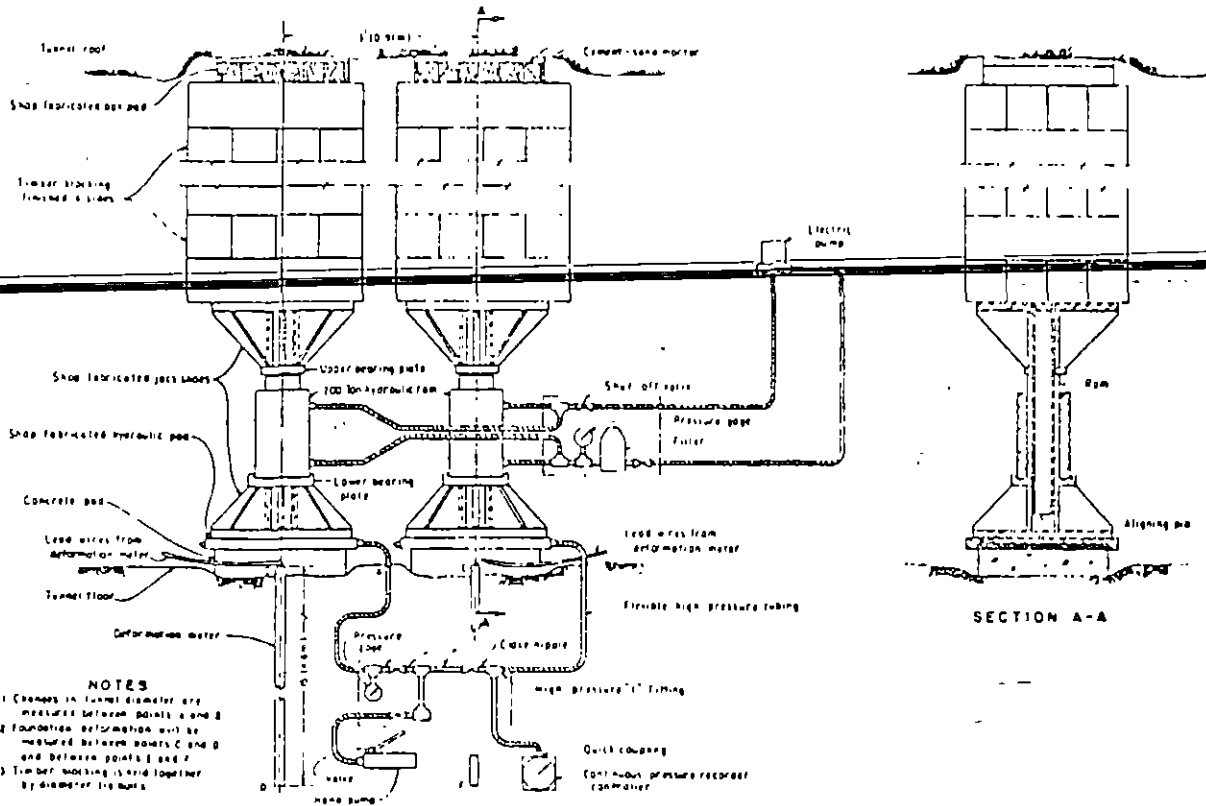
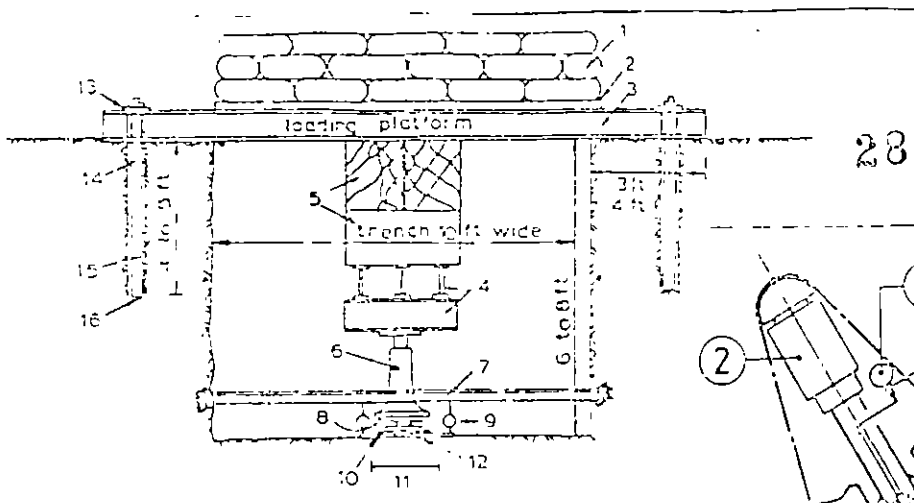


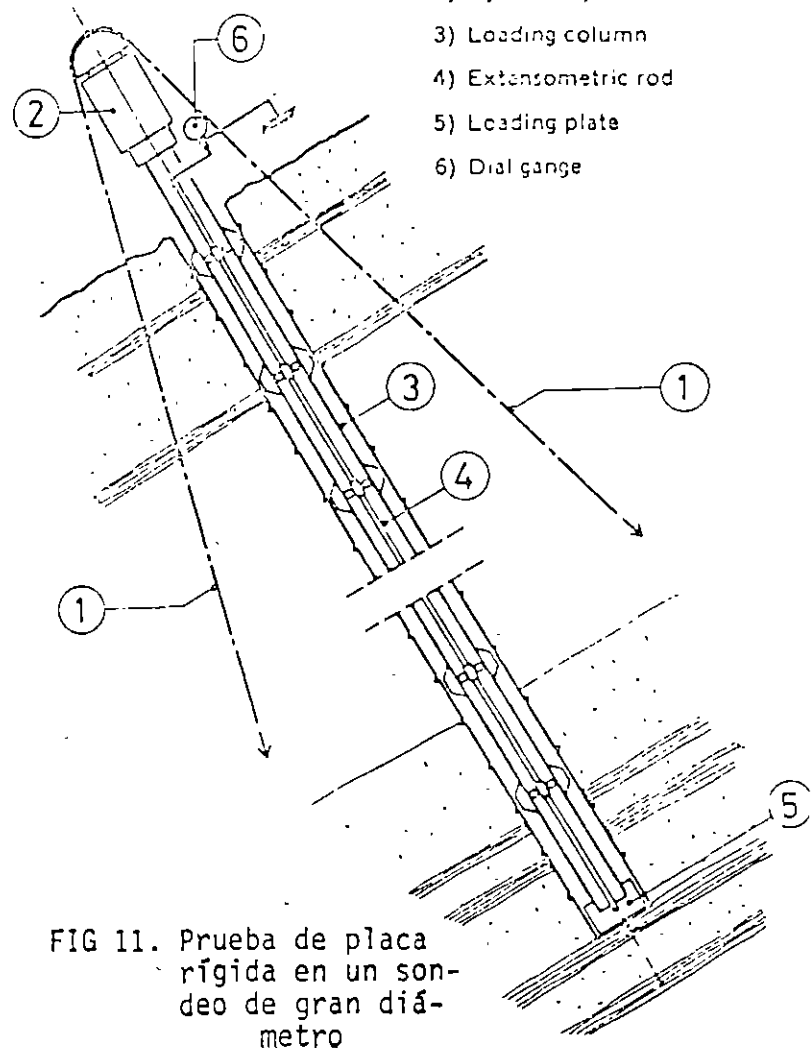
FIG 8. Curva Esfuerzo-Deformación para prueba de placa





- 1) sand bag.
- 2) wooden planks 3'-8 in x 10'-0 in.
- 3) R.C.C. 225 mm x 110 mm @ 3.12 kg/cm
- 4) R.S.J. 225 mm x 110 mm @ 3.12 kg/cm
- 5) timber packing
- 6) hydraulic jack 200 tons capacity
- 7) pressure gauge separate pump arrangement
- 8) roller assembly
- 9) dial gages
- 10) 1 1/2" thick steel plate 12 in dia
- 11) surface ground level
- 12) 3/4" thick cement plaster to make the surface even
- 13) 3/4" steel plate 3 ft 8 in wide 5 ft long
- 14) 1/2" dia steel rod cement grouted
- 15) 1/2" dia steel rod
- 16) split end and wedge arrangement for anchoring

FIG 10. Prueba de Placa rígida en trinchera



Down-the-hole loading test with extensometric measurement of deformations:

- 1) Tendons
- 2) Hydraulic jack
- 3) Loading column
- 4) Extensometric rod
- 5) Loading plate
- 6) Dial gage

FIG 11. Prueba de placa rígida en un sondeo de gran diámetro

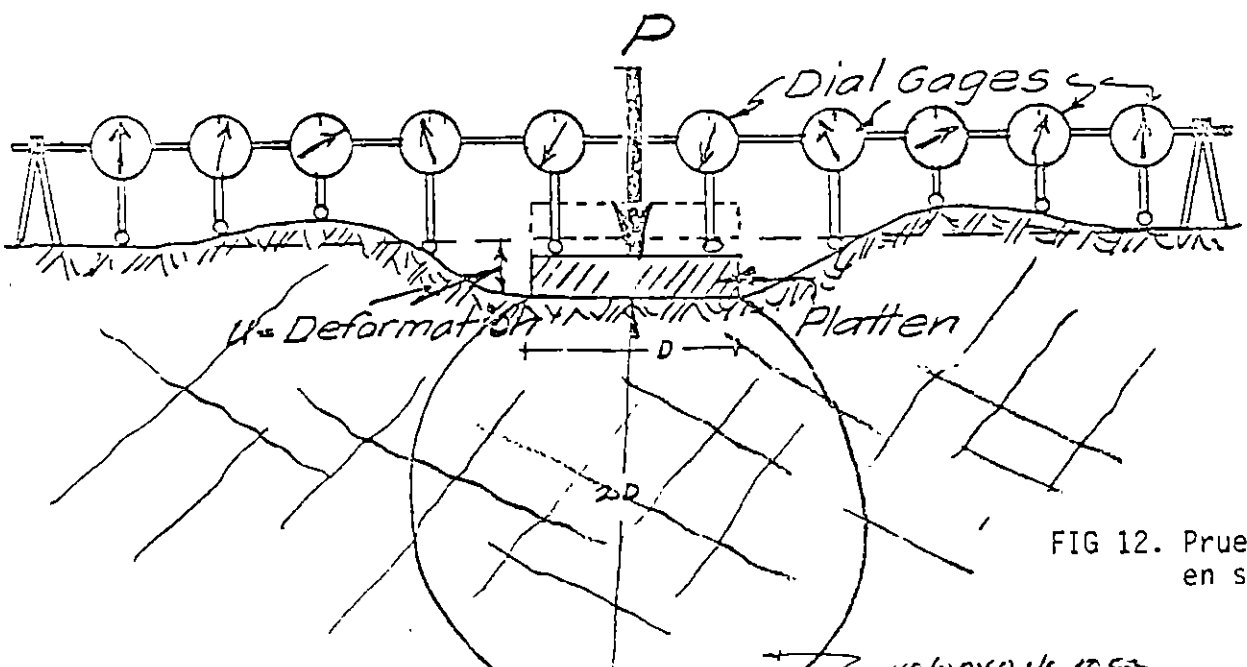
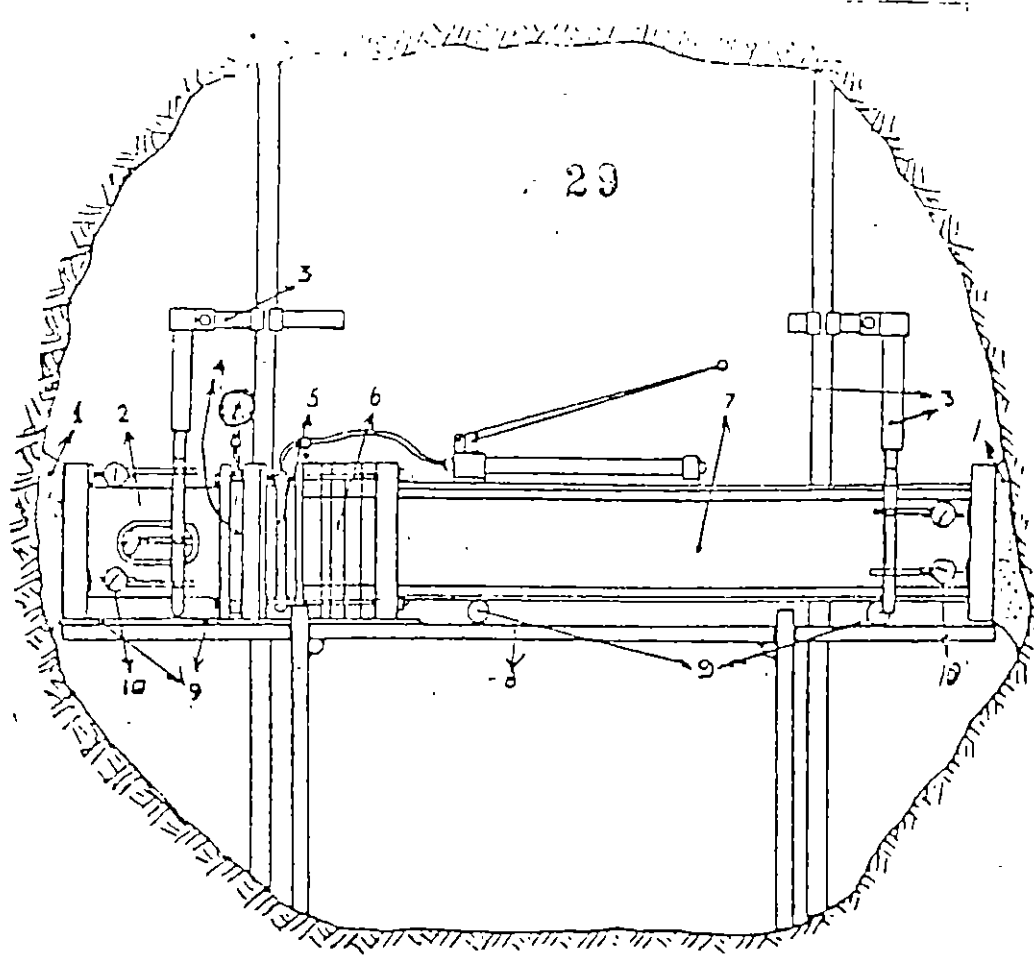


FIG 12. Prueba de placa en superficie

Z volumen de roca



Typical Assembly For Horizontal Test

1. Mortar Pad.
2. Bearing barrel, steel face, circular, 12" diameter.
3. Frame and attachments for dial gauges. 4 dial gauges used per measuring face.
4. Pressure measuring assembly, consisting of flat jack and pressure gauge, sandwiched between two square steel plates.
5. Loading assembly, comprising flat jack, between two circular steel plates + pump.
6. Packing plates octagonal, for adjustment of length of assembly to width of tunnel, thickness ranging from 1/2" to 2".
7. Thrust beam, 10" x 8" x 1/2" I beam, sections of 1, 1-1/2, 2-1/2 and 4 ft. length.
8. Scaffolding frame assembled from 1-3/4" water pipe + scaffolding clamps. It carries the whole assembly, except the reference frames for dial gauges.
9. Rollers, pipe or round rod.
10. Dial gauges, divisions 0.0001".
11. All faces of beams, barrel and packing plates are machined.

FIG 13. Prueba de Placa rígida en paredes de un socavón

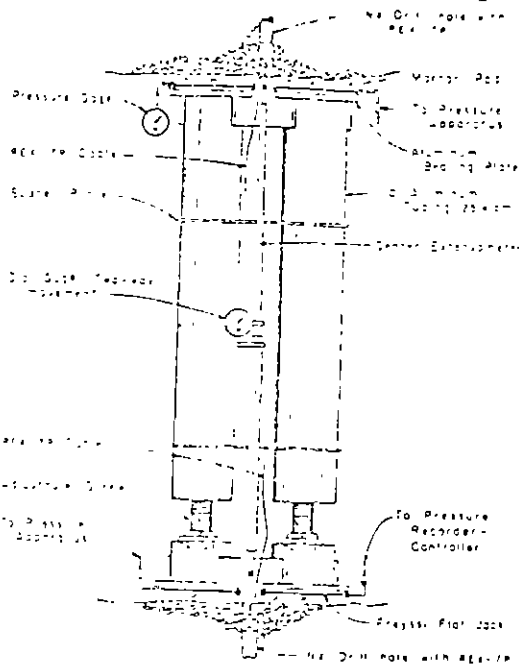


FIG 14. Prueba de Placa Flexible en clave y piso socavón

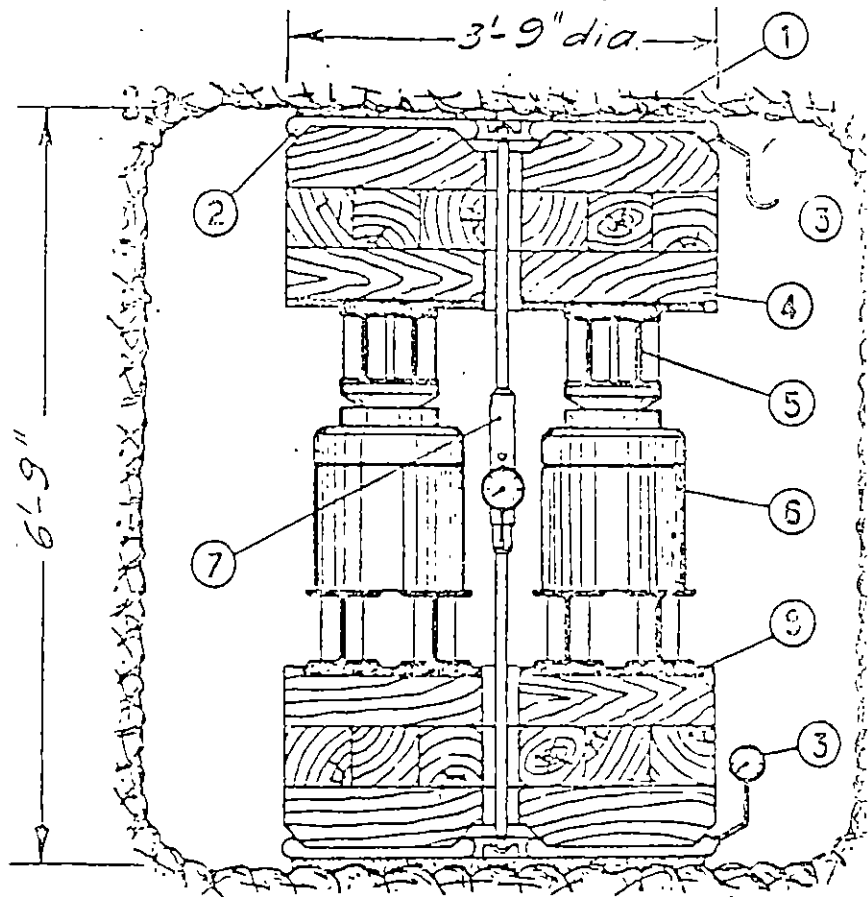
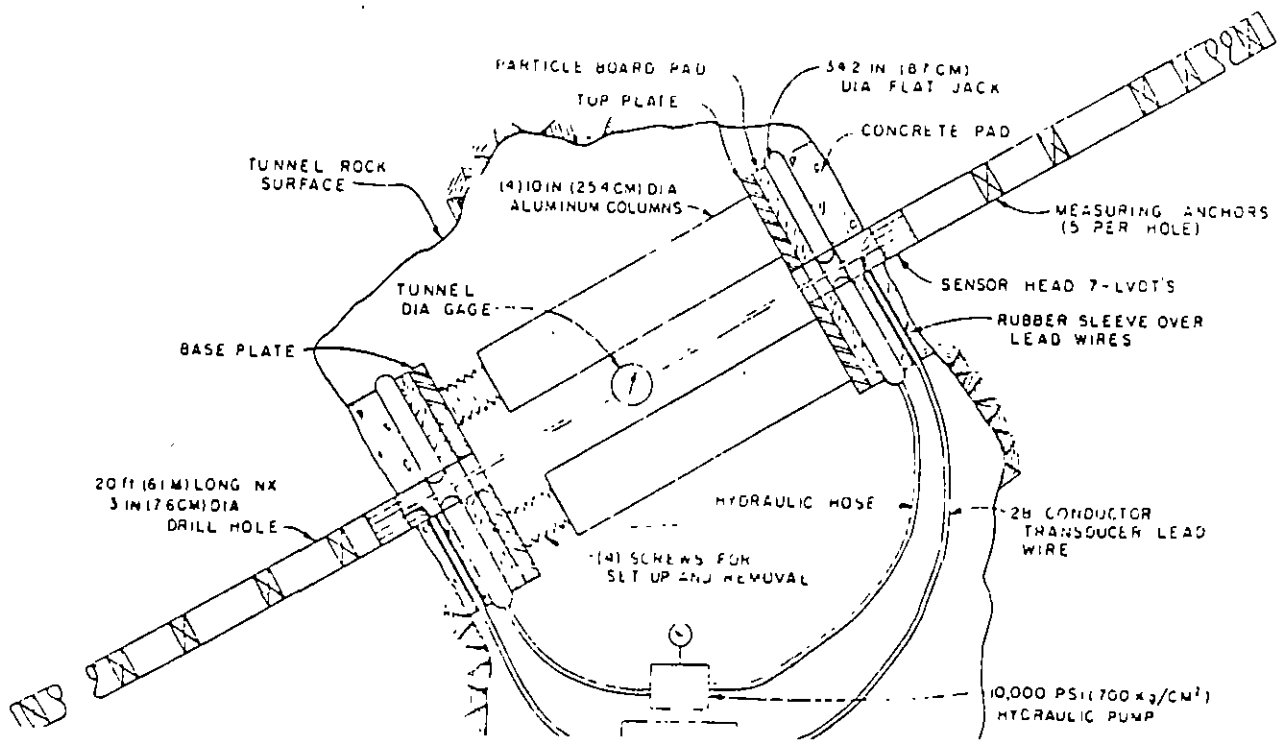


FIG 15. Prueba de Placa Flexible en clave y piso socavón

FIG 16. Prueba de Placa Flexible diagonal en paredes socavón

- (1) Mortar.
- (2) Oil filled metallic cushions.
- (3) Pressure gauges.
- (4) Timber packing.
- (5) H-section irons.
- (6) Hydraulic jack. Total load 300 tons.
- (7) Extensometer for measuring central deformations.
- (8) Iron bearing plate.



FEATURES	DUAL AXIAL JACKING TEST (Heavyweight Roms, Joint meters, and Tunnel Diameter Gage)	UNIAXIAL JACKING TEST (A) (Aluminum Columns, Circular Flat Jacks, Jointmeters, and Tunnel Diameter Gage)	UNIAXIAL JACKING TEST (B) (Aluminum Columns, Circular Flat Jacks, PEX-7P, and Tunnel Diameter Gage)	RADIAL JACKING TEST (Ring Sets, Rectangular Flat Jacks, REX 7P, Jointmeters, and Tunnel Diameter Gage)
Configuration of loaded rock area	2 - 24 in. (0.61m) diameter spaced 48 in. apart to each other on 3 ft (0.91m) centers	1 - 34 in. (0.87m) diameter flat jacks, all symmetrically opposite each other	Same as Uniaxial (A)	Cylinder 8 ft (2.4m) long and 8 to 8.5 ft (2.4 to 2.6m) in diameter. 10 each 10 x 10 in. (2.4 x 0.41m) flat jacks arranged around ring sets, transmit loads to rock
Approximate total area rock surface under load	900 in ² (0.57m ²)	640 in ² (0.41m ²)	Same as Uniaxial (A)	32,500 in ² (21m ²)
Maximum unit load to rock surface	600 psi (40 kg/cm ²)	400 psi (28 kg/cm ²)	Same as Uniaxial (A)	1000 psi (70 kg/cm ²)
Maximum total load	720,000 lbs (325,750 kg)	1,810,000 lbs (81,700 kg)	Same as Uniaxial (A)	32,500,000 lbs (14,755,000 kg)
Number of drill holes instrumented	2	2	Same as Uniaxial (A)	18
Number measuring points using drill holes only	2	2	14	84
Total measuring points in cluding tunnel diameter gage	3	3	15	66
Testing cycle	200 psi (14 kg/cm ²) - 5 days 0 psi - 1 day 400 psi (28 kg/cm ²) - 5 days 0 psi - 1 day 600 psi (42 kg/cm ²) - 5 days 0 psi - 1 day	200 psi (14 kg/cm ²) - 2 days 0 psi - 1 day 400 psi (28 kg/cm ²) - 2 days 0 psi - 1 day 600 psi (42 kg/cm ²) - 2 days 0 psi - 1 day 800 psi (56 kg/cm ²) - 2 days 0 psi - 1 day 1000 psi (70 kg/cm ²) - 2 days 0 psi - 1 day	Same as Uniaxial (A)	Same as Uniaxial (A)
Direction of applied load	Horizontal and Vertical	Any angle	Same as Uniaxial (A)	Complete 360° around test bore
Gauge length of measurements	Approximate 15 ft (4.57m)	Approximate 20 ft (6.10m) on each side of test adit	14 lengths, varying from 1 to 20 ft (0.3 to 6.1m) on each side of test adit	64 lengths, varying from 1 to 30 ft (0.3 to 9.1m) on each side of test adit
Instruments measuring deformation	Joint meter Tunnel diameter gage	Same as Dual-axial	Linear variable differential transformer (LVDT) Tunnel diameter gage	Joint meter LVDT Tunnel diameter gage

TABLA 2. Características de las pruebas de placa mostradas en las figuras 9, 14 (A y B) y 21

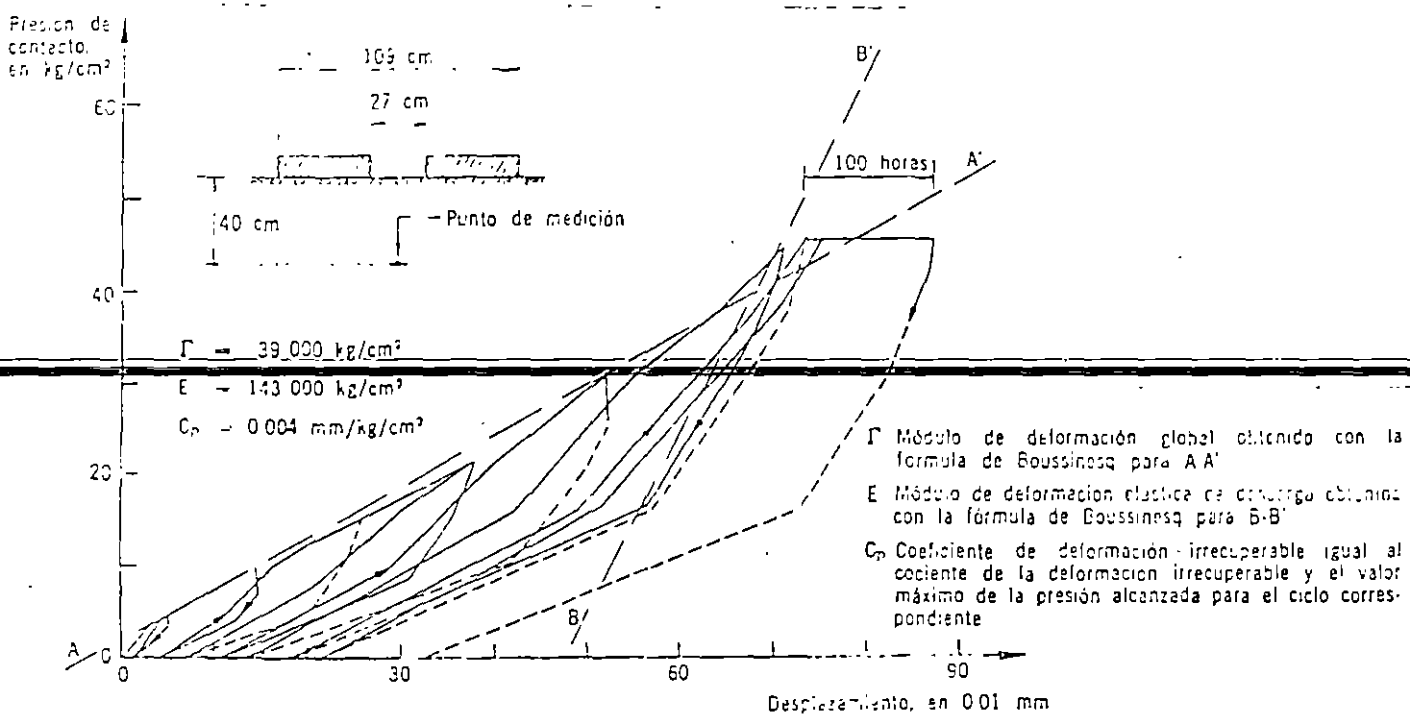


FIG 17. Curva Esfuerzo-deformación obtenida en prueba de placa flexible

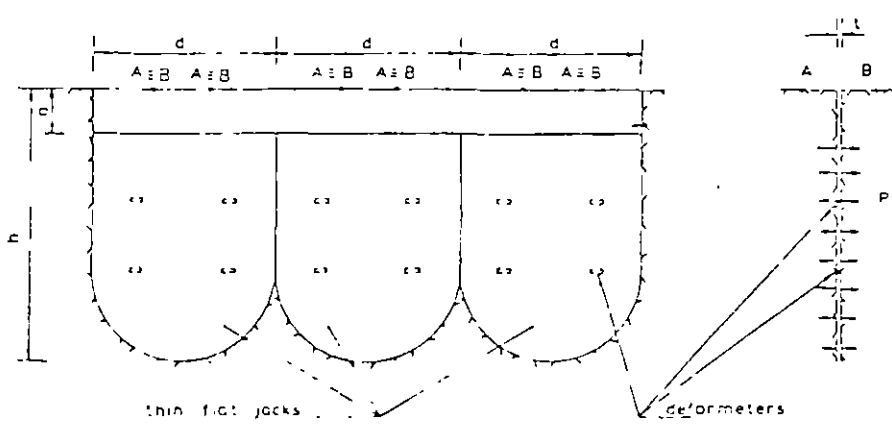
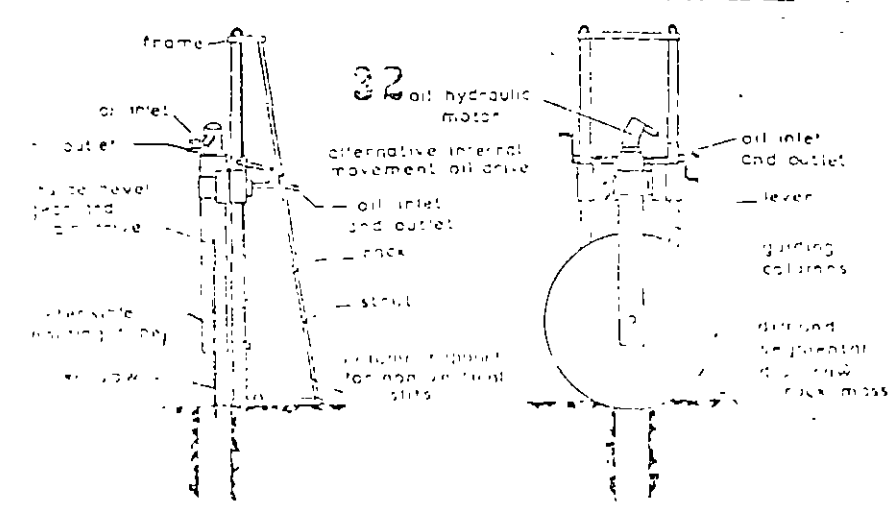


FIG 18. a) Equipo para perforación
 b) Batería de 3 gatos planos (LNEC)

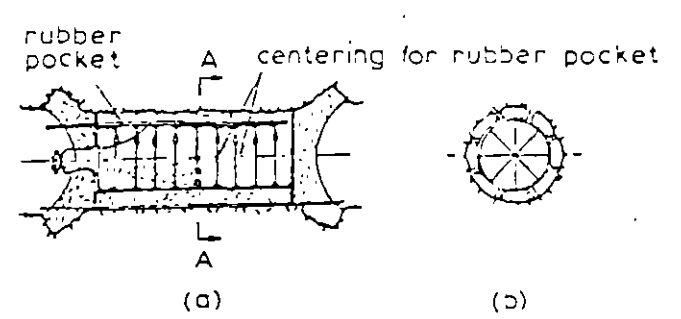
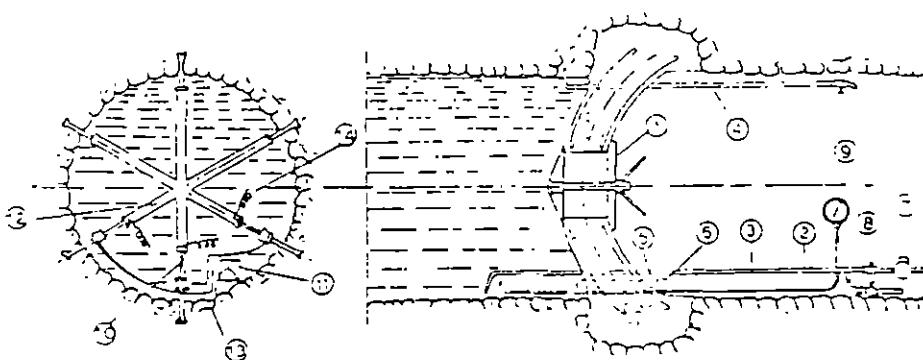
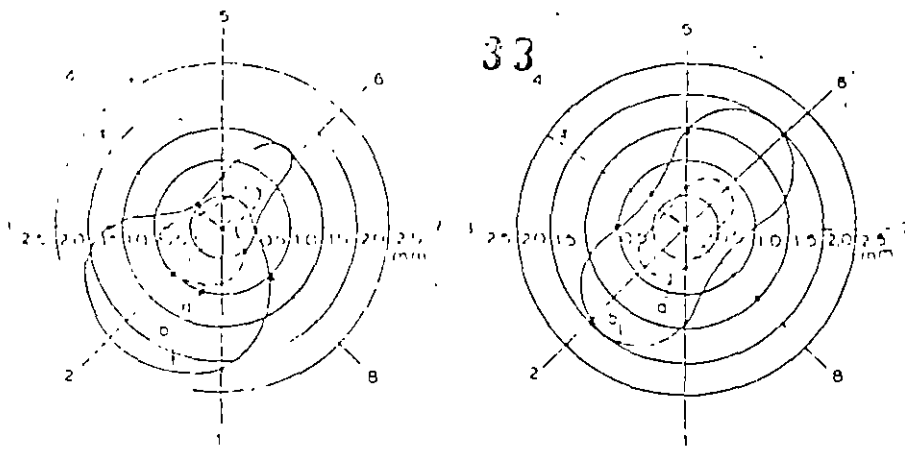


FIG 19. Túnel Presurizado



- | | |
|------------------------|------------------------------------|
| 1 manrope | 8 water outlet |
| 2 pressure gauge tube | 9 pressure gauge |
| 3 water inlet | 10 vibrating meter |
| 4 air outlet | 11 air pressure equalising chamber |
| 5 cable admission tube | 12 invar rods |
| 6 cable tube seal | 13 air pressure equalising tube |
| 7 water meter | 14 cable |



a — elastic deformations, b — total deformations
 s — position of the foliation plane of the rock
 B — measuring points

FIG 20. Deformaciones circunferenciales alrededor de una galería de prueba ensayada como túnel presurizado

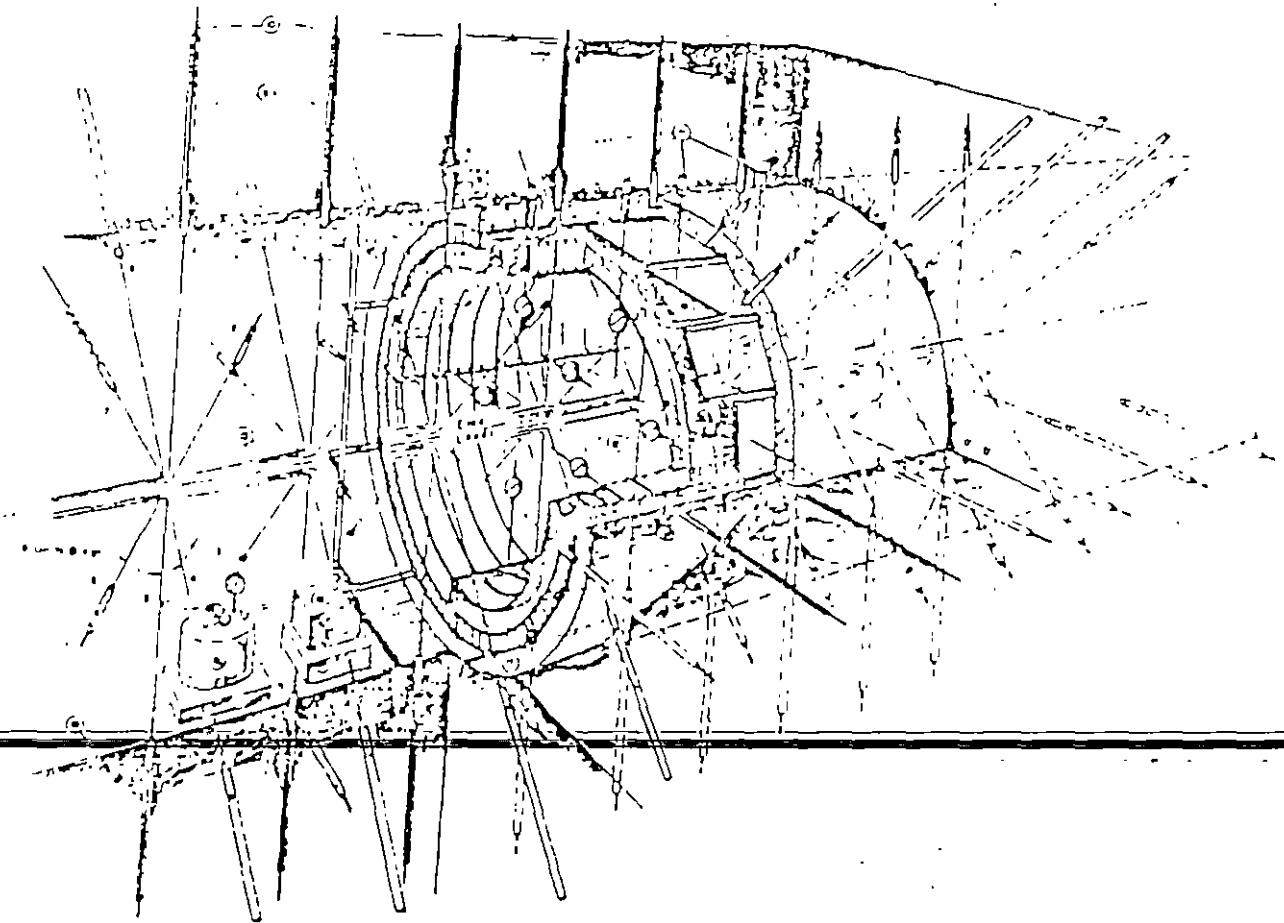
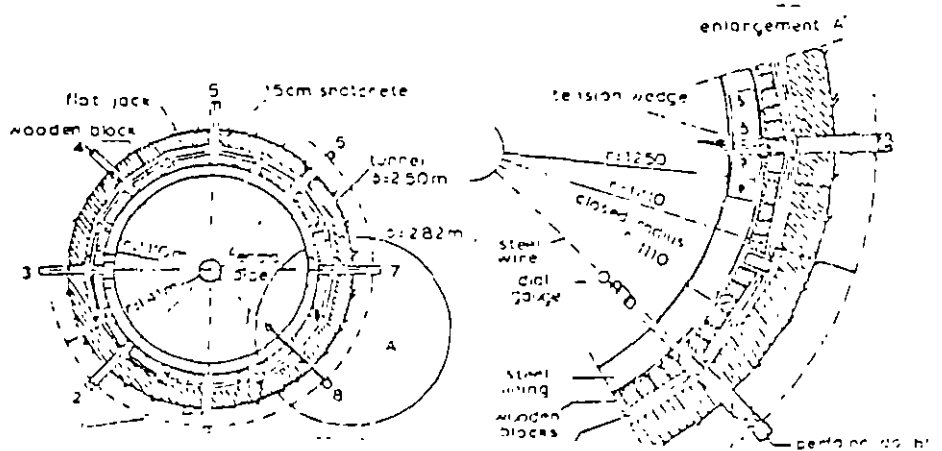


FIG 21. Esquema del arreglo de equipo para prueba de gato radial en un túnel



FOTOGRAFIA
PRUEBA
GATO RADIAL

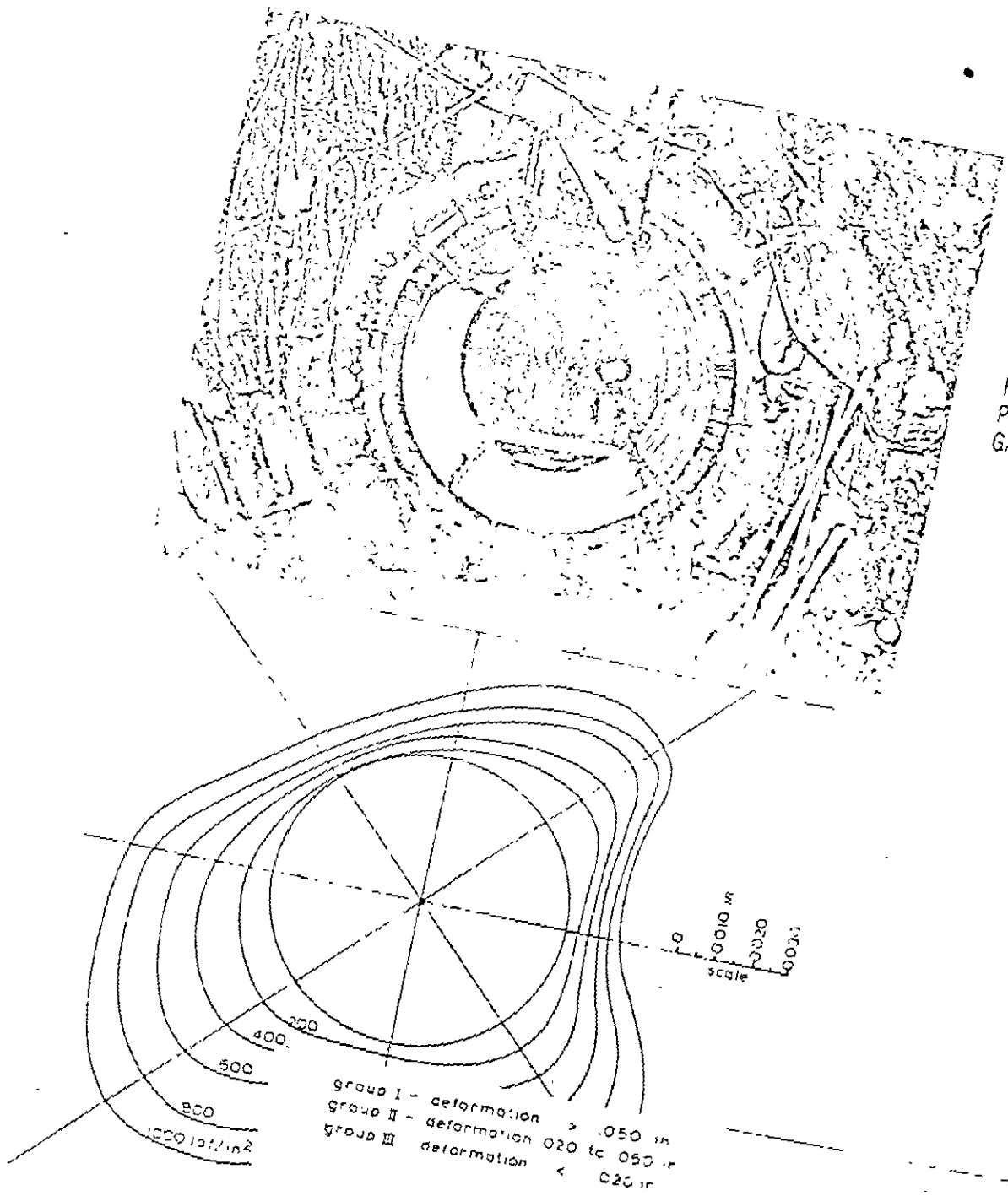
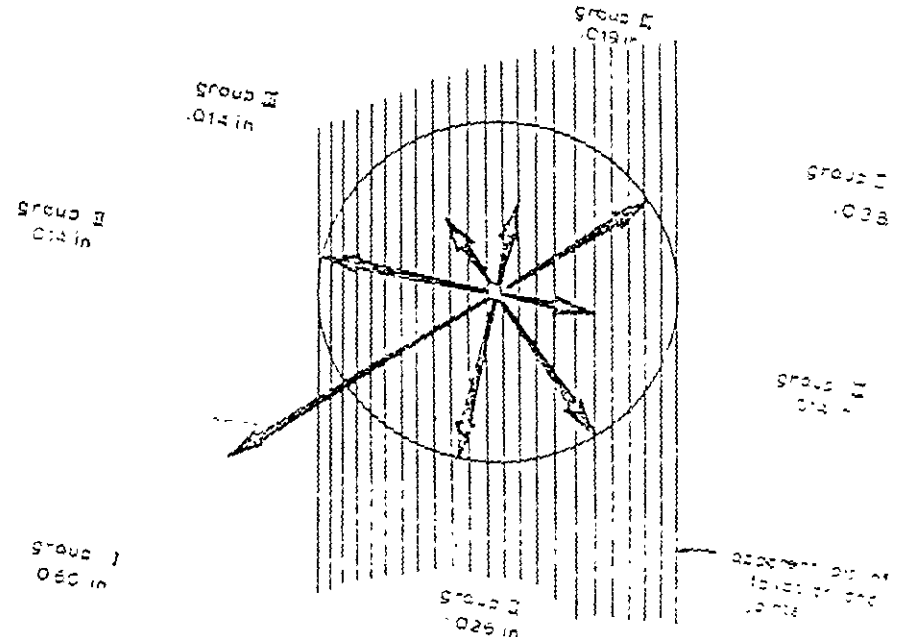


FIG 22.

Deformaciones circunferen-
ciales inducidas durante
la prueba de gato radial



Tipo	Presión	Fórmula	Dispositivo	Fluido de presión	Medición de deformación	Número de diámetros de medición	Diámetro del sondeo, en mm	Longitud, en mm	Presión máxima, en kg/cm ²	País de origen	Referencia
Dilatómetro	Presión uniforme	$E = \frac{(1 + \nu)}{\Delta d} pd$	Menard	Aire actúa sobre agua	Cambio de volumen		76	515	102	Francia	Menard (1957)
			LNEC	Aceite	4 LVDT	4	76	540	150	Portugal	Roche (1960)
			Janod Mermin	Aceite	3 LVDT	3	168	770	150	Francia	Janod y Mermin (1954)
			Comex	Aceite	3 LVDT	3	160	1 600	150	Francia	Comex (1955)
			Takano	Aceite	21 LVDT	4	297	1 300	45	Japón	Takano y Saito (1960)
			Kudjundzic	Aceite	2 MCH	2	300	1 200	68	Yugoslavia	Kudjundzic (1960)
Gatos curvos	Carga aplicada a lo largo de dos sectores diametralmente opuestos	$E = k \frac{pd}{\Delta d}$	Goodman	Aceite	2 LVDT	1	76	204	630	EUA	Goodman y Tran (1967)
			CEBTP	Aceite	2 LVDT	1	76	306	340	Francia	Abst y Seguin (1967)

E módulo de Young, en kg/cm²
 ν relación de Poisson
 p presión aplicada, en kg/cm²
 d diámetro del sondeo, en cm

Δd variación del diámetro del sondeo, en cm
 k constante del equipo
LVDT transformador diferencial variable y lineal

TABLA 3. Aparatos para determinación de deformabilidad de la roca en sondeos

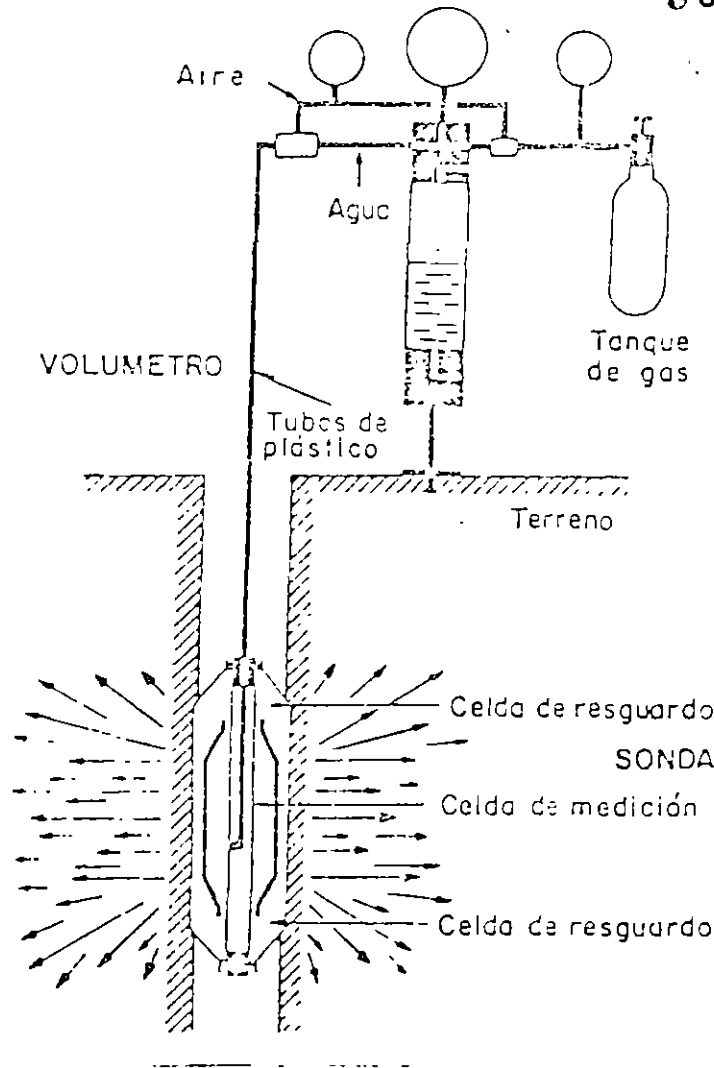
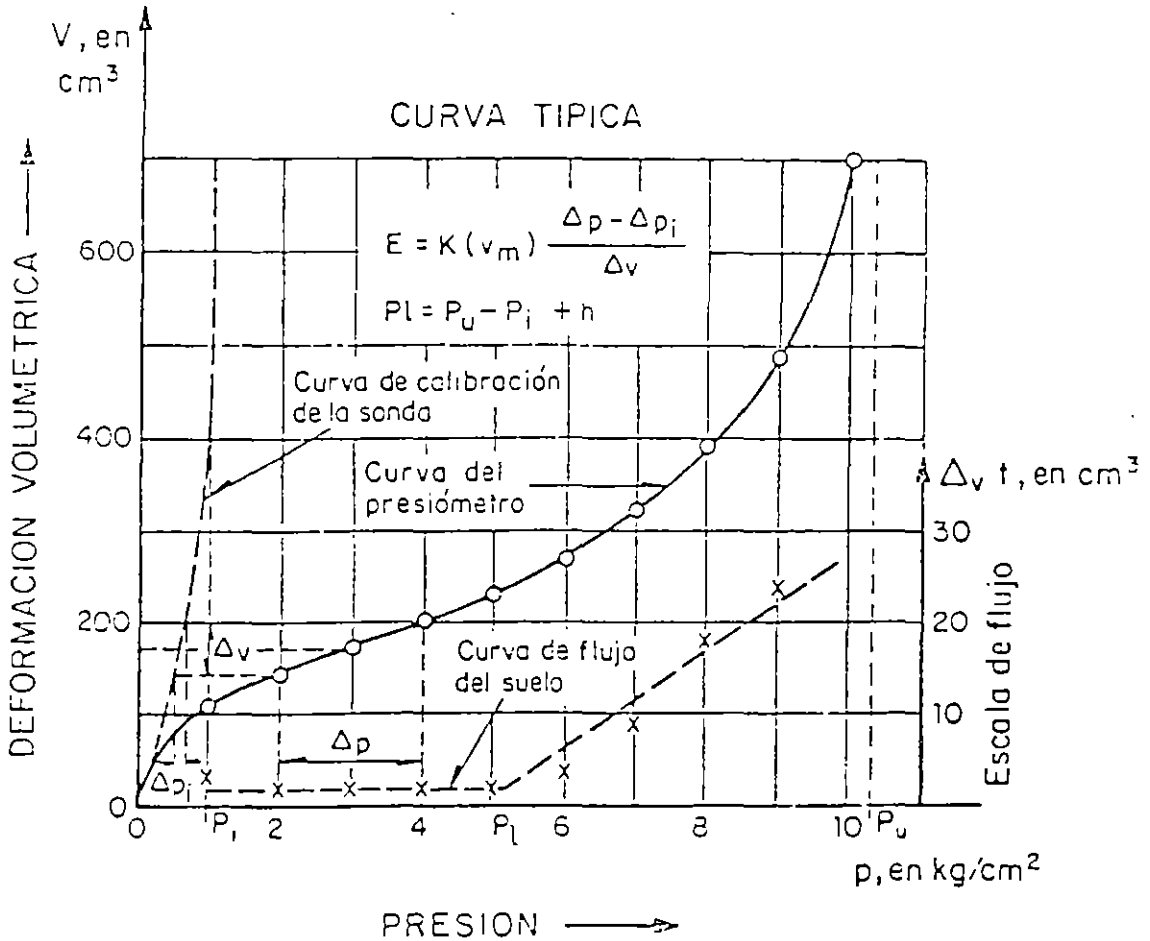
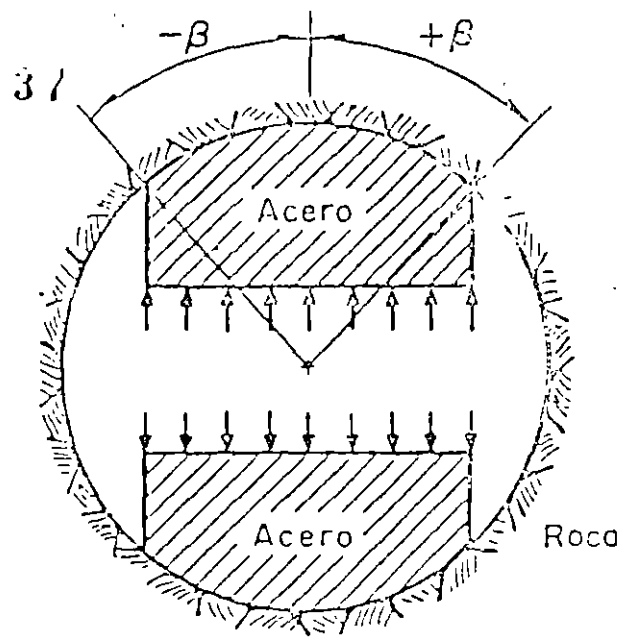
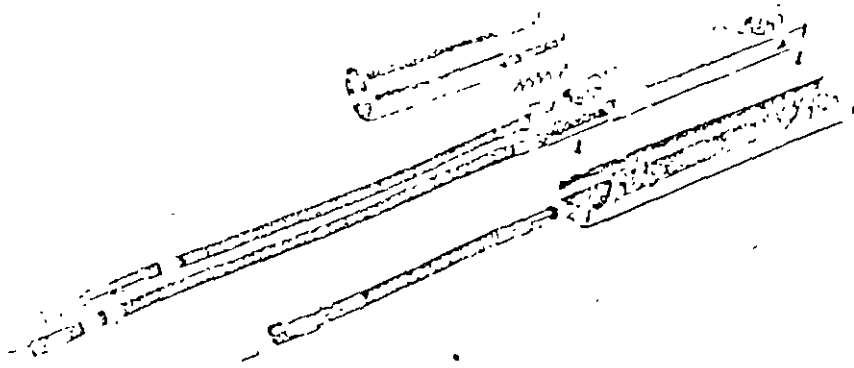


FIG 23. Esquema del equipo del Dilatómetro Menard

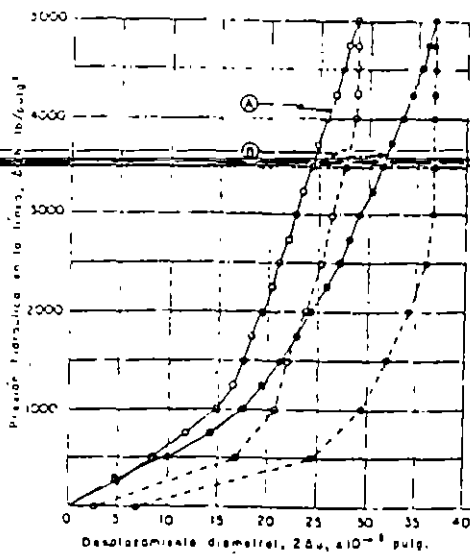
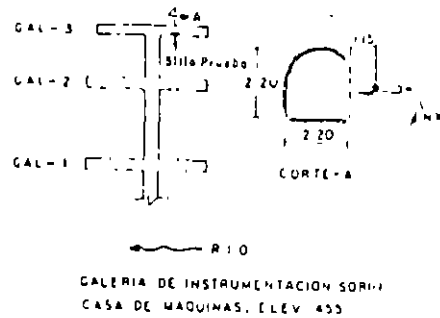
FIG 24. Gráfica Deformación Volumétrica-Presión obtenida con un Dilatómetro Menard





P.H. ANGOSTURA, CHIS.

"PRUEBA CON GATO GOODMAN"
CASA DE MAQUINAS
CAL-3 PARED DERECHA
PROF. 1.13 m; HORIZONTAL



(A) — ○ — CERCA (HEAR)
 (B) — □ — LEJOS (FAR)

ΔQ_h = Intervalo de presión hidráulica en la línea de presión
 $2\Delta u$ = Desplazamiento diametral total en el intervalo de presión aplicado

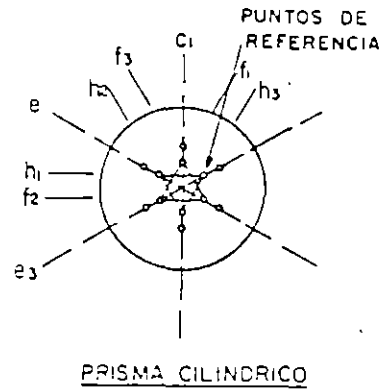
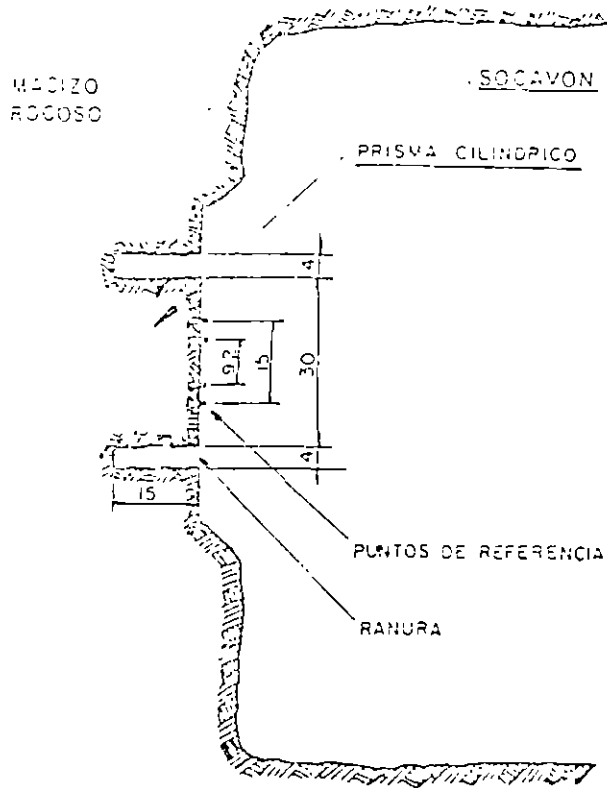
Intervalo de presión (ΔQ_h) lb/pulg ²	Desplazamiento ($2\Delta u$) $\times 10^{-3}$ pulg.	Módulo Elástico, E lb/pulg ² $\times 10^4$ kg/cm ² $\times 10^4$	Transductor
CARGA 1000-3000	13.7	0.89	63
DESCARGA 1000-3000	7.8	1.56	110
CARGA 1000-3000	19.1	0.64	45
DESCARGA 1000-3000	7.3	1.67	117

"Módulo de Elasticidad" $E = 3.05 \frac{\Delta Q_h}{2\Delta u}$ (1)

(1) The measurement of rock deformability in bore hole R. E. Goodman, Traa & Van, and Francis E. Howe 10th Symposium on rock — Mechanics, May 1968, University of Texas U.S.A.

Fig. 2-37

FIG 25. a) fotografía mostrando el gato goodman
b) sección transversal mostrando las zapatas de carga
c) curva esfuerzo-deformación obtenida con este aparato



Acolaciones en cm.

"PRUEBA DE ROSETA"
 DIRECCION Y MAGNITUD DE ESFUERZOS INTERNOS
METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

EJECUCION DE LA PRUEBA

- 1.- Pulido superficie de la roca.
- 2.- Colocación de puntos de referencia, fijandolas con epoxy.
- 3.- Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de carátula, con precisión de 0.001 mm.
- 4.- Boreación de la ranura de forma circular de 30 cm de diámetro, 15 cm de profundidad y 4 cm de ancho.
- 5.- Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones en el prisma cilindrico de roca).
- 6.- Medición de estas deformaciones en tres direcciones a 60°.
- 7.- Obtención de la dirección de deformaciones principales.

FIG 26. Prueba de Roseta de deformaciones

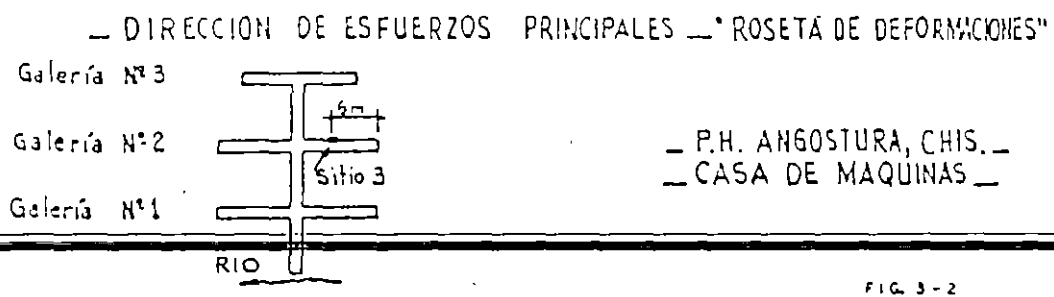
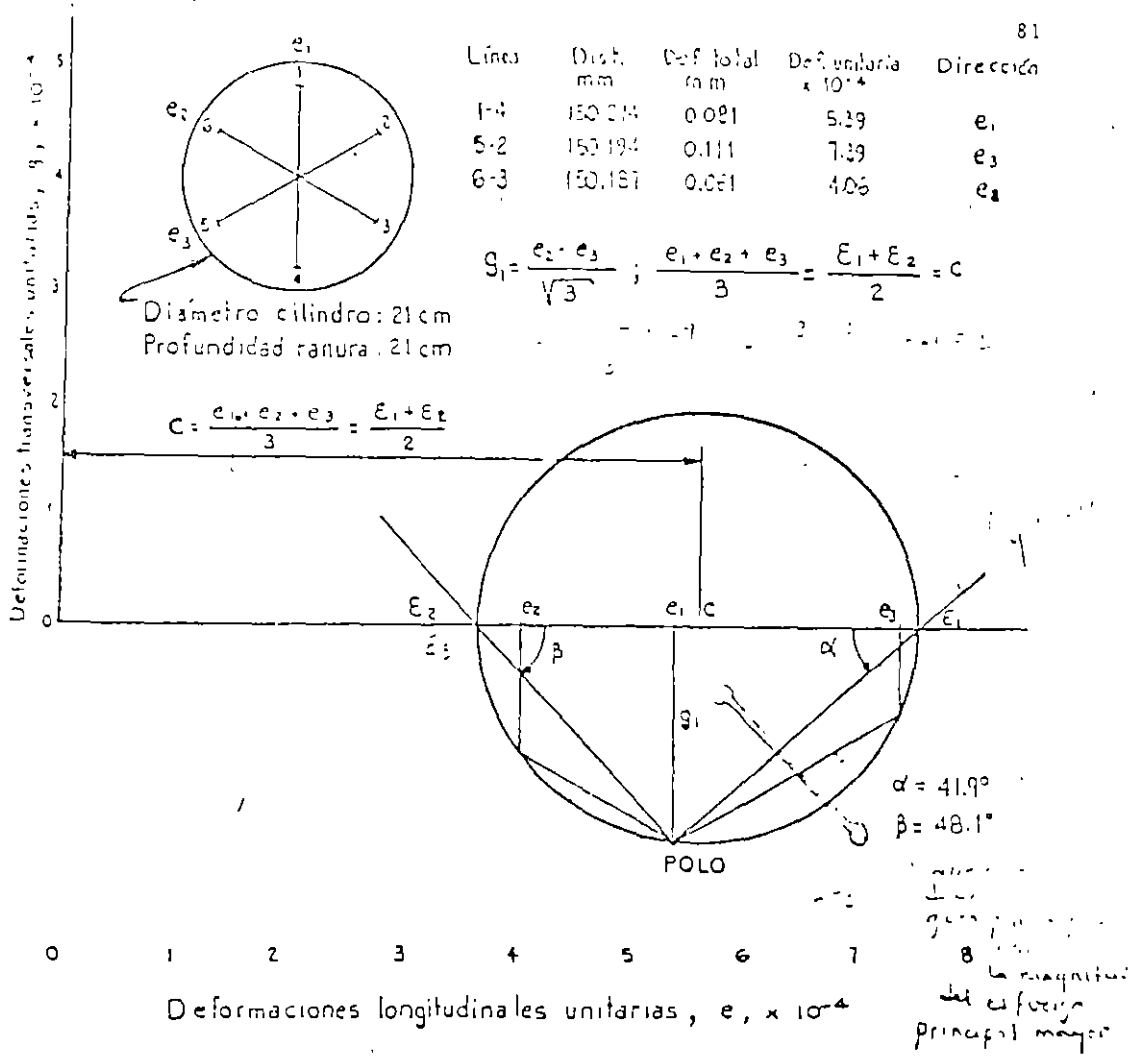
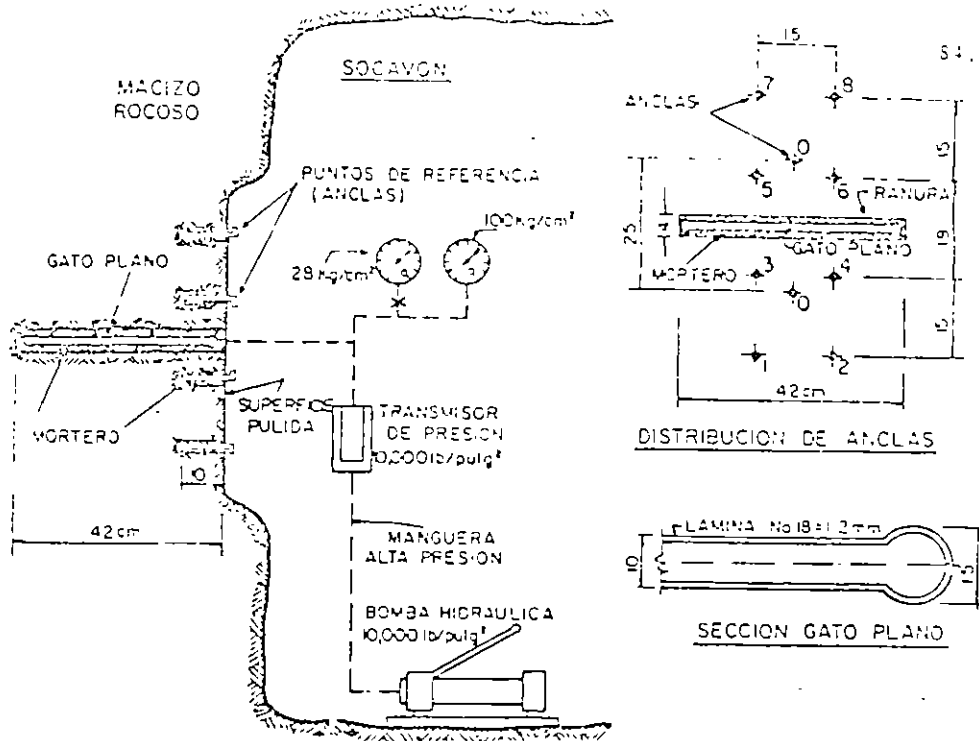


FIG 27. Forma de obtención de la Dirección de esfuerzos principales

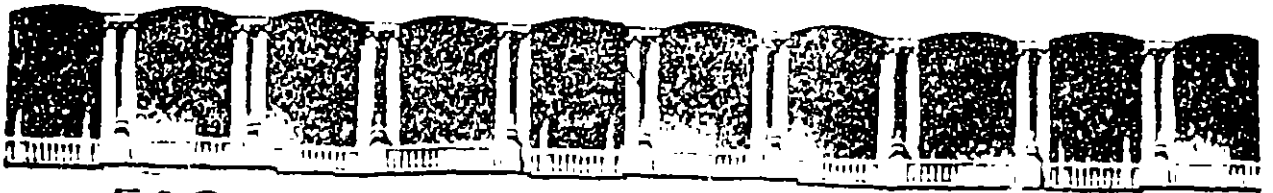


ESQUEMA, PRUEBA DE "GATO PLANO"
 DETERMINACION DE ESFUERZOS INTERNOS EN ROCA
 METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

EJECUCION DE LA PRUEBA

- 1-Pulido superficie de la roca
- 2-Colocación de "puntos de referencia" (anclas), fijándolos a la roca usando mortero con aditivo estabilizador de volumen.
- 3-Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de carátula, con separación mínima de 00005
- 4-Boreación de la ranura de 42x42x4 cm
- 5-Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones perpendiculares al plano de la ranura).
- 6-Medición de estas deformaciones, tomando lecturas inmediatamente después de ranurar (que son del orden del 90% de la deformación total), y durante un período de tiempo entre 1 y 3 días después de haber hecho la ranura.
- 7-Insertión del "gato plano" cuadrado en la ranura, ahogándolo en mortero con aditivo estabilizador de volumen, con resistencia de 50Kg/cm² a los 7 días.
- 8-Tiempo de fraguado del mortero 3 días
- 9-Aplicación de presión hidráulica hasta que los "puntos de referencia" regresen a su posición inicial, obteniéndose la "presión de cancelación" que es el valor del esfuerzo interno de la roca en dirección perpendicular al plano de la ranura.

FIG 28. Esquema prueba de gato plano



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

**TEMA : PROPIEDADES DE LAS ROCAS ASOCIADAS A LA
CIMENTACION DE PRESAS**

EXPOSITOR: ING. SERGIO R. HERRERA CASTEÑEDA

PROBLEMAS DE LAS ROCAS
ASOCIADAS A LA CIMENTACIÓN DE
PRESAS

CURSO: GEOTECNIA APLICADA AL DISEÑO Y
CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRAULICAS
APLICACIONES AL DISEÑO DE PRESAS

PROFR. SERGIO R. HERRERA CASTAÑEDA

PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS IGNEAS

INTRUSIVAS: Granitos, dioritas y gabros

- Profundidad de meteorización
- Alteración hidrotermal
- Alto grado de fracturamiento y argilitización
- Exfoliación (por liberación de esfuerzos)
- Fracturamiento bastante regular con dos o más sistemas
- Permeabilidad

EXTRUSIVAS:

- Depósitos volcánicos recientes
 - secuencias anisotrópicas (lavas, piroclastos)
 - capas débiles.(cenizas, tobas)
 - suelos fósiles
 - espesores delgados de lava
 - diaclasas de enfriamiento (estructuras columnares)
 - vesículas, ductos y cavidades
 - depósitos heterogéneos (brechas)
 - variaciones en resistencia, deformabilidad y permeabilidad (tobas, brechas)
 - seudoestratificación
 - depósitos de ceniza metaestables
 - alteración (p.e. tobas básicas a bentonita)
 - tubificación
- Depósitos volcánicos antiguos
 - fracturamiento
 - alteración meteórica
 - permeabilidad

Tabla 3.2a

CLASIFICACION SIMPLE DE LAS ROCAS IGNEAS

Volcánicas-Extrusivas		Composición mineralógica								Plutónicas-Intrusivas	
Estructura	Textura	Esenciales				Accesorios Característicos				Estructura	Textura
Diques, mantos derrames o flujos lávicos (someros)	afanítica y porfídica (matriz afanítica)	Qz	Fel (K)	Pla (Na)	Pla (Ca)	Anf	Pir	Oli	Mic	Estolitos, lacolitos Troncos, diques y mantos profundos	Fanerítica y porfídica (Matriz fanerítica)
CLARAS	Riolita	*	*			o			o	Granito	
	Traquita		*			o	o		o	Sienita	
	Latita de cuarzo	*	+			o	o		o	Monzonita de cuarzo	
	Latita (Traqui-Andesita)	-	+	+		o			o	Monzonita	
OSCURAS	Dacita	-	+	*		o	o		o	Granodiorita	
		+	-	*		o	o		o	Diorita de cuarzo	
	Andesita		-	*		o	o			Diorita	
	Basalto	o			*		o	o	o	Gabro	
						*		o	o	o	Diabasa (fanerítica fina)

Qz = Cuarzo
 Fel (K) = Feldespato Potásico (ortoclasas-microclina)
 Pla (Na) = Plagioclasa sódica
 Pla (Ca) = Plagioclasa cálcica
 Anf = Anfíbol (hornblenda)
 Pir = Piroxeno (augita)

Oli = Olivino
 Mic = Mica (biotita, muscovita)
 * = Abundante
 + = Moderado
 - = Escaso
 o = Puede o no estar presente

PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS SEDIMENTARIAS CLASTICAS

LUTITAS

Sus propiedades mecánicas dependen de:

- contenido mineralógico (relación arcilla-cuarzo)
- tipo de arcilla predominante (actividad)
- grado de compactación (menos resistentes)
- grado de cementación (más resistentes)
- grado de fracturamiento y deformación
- edad de la roca

Problemas:

- fisilidad (lutitas con mica)
- blandas (lutitas carbonosas)
- desintegración por intemperismo (lutitas con bajo grado de compactación)
- desmoronamiento (contracción)
- deformables (baja capacidad de carga)
- baja resistencia al esfuerzo cortante
- expansión (lutitas con montmorillonitas, piritas y marcasita)
- facilidad de erosión
- estratificación y grado de fracturamiento
- anisotropía
- solubilidad (lutitas con yeso)
- gases (lutitas carbonosas)
- fluencia plástica (creep)

PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS SEDIMENTARIAS CLASTICAS

ARENISCAS

Sus propiedades mecánicas e hidráulicas dependen de:

- cantidad de cementante o matriz
- porosidad
- composición de los granos de arena
- grado de compactación
- contenido de agua
- grado de alteración
- edad de la roca

Problemas:

- sistemas y grado de fracturamiento
- estratificación y plegamiento
- asociación con lutitas (baja resistencia, bufamiento)
- tubificación
- disgregación (areniscas no cementadas)
- alteración por meteorización
- ~~baja resistencia y alta deformabilidad (no cementadas)~~
- permeabilidad

PROBLEMAS GEOTÉCNICOS EN ROCAS SEDIMENTARIAS

QUIMICAS (calizas, dolomías, greda, caliche, evaporitas, margas)

Sus propiedades mecánicas dependen de:

- edad de la roca
- porosidad
- mineralogía
- grado de fracturamiento y plegamiento
- espesor de los estratos

Problemas:

- Permeabilidad (disolución y fracturamiento)
- fluencia plástica (evaporitas y greda)
- cavernas de disolución (con o sin relleno) karst
- presencia de lutita interestratificada
- resistencia al esfuerzo cortante (lutitas y yeso)
- grado de fracturamiento y estratificación
- hundimientos superficiales (karst)
- asentamientos y deformación pequeña (greda)
- expansión (evaporitas con anhidrita)
- disolución rápida (yeso)
- desmoronamiento en presencia de humedad (margas)

Tabla 3.3

CLASIFICACION SIMPLE DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS

Textura	ROCA	COMPOSICION	CARACTERISTICAS
CLASTICA	Conglomerado	Fragmentos de 2 a 200 mm, cementante (Calcirodita)	Estratos gruesos, lentes y masiva
	Arenisca	Fragmentos de 0.06 - 2 mm, cementante (Calcarenita)	Estratificación en diferentes tipos
	Limolita	Fragmentos de 0.06 mm, cementante (limolita calcárea)	Estratificada y masiva
	Lutitas	Minerales arcillosos (micas, clorita) cementante (Calcilutita)	Fisilidad, estratificación
CRISTALINA	Marga	Minerales arcillosos, calcita (cementante)	Estratificación delgada y laminar
	Caliza	Minerales carbonatados (Ca CO ₃) en ocasiones arcillas, limos, silicatos, fósiles	Estratificada y masiva
	Tufa travertino	Minerales carbonatados	Porosa
	Dolomía	CaMg (CO ₃) ₂ Dolomita	Estratificada, masas irregulares, filones
	Yeso	CaSO ₄ - 2H ₂ O	capas, lentes
FRAGMENTO	Coquina	Fragmentos de fósiles (conchas), cementante	Arrecifes
	Creta	Ca CO ₃ y fragmentos (limo)	capas, nódulos, bandas, masivas
CRIPTOCRISTALINA	Carbón	C, H, O, H, S	Estratos, bandas, láminas y lentes
	Fosforita	Ca ₅ (PO ₄) ₃ (F,OH) apatita	Estratificada, masiva y oolítica

PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS METAMORFICAS

Pizarras, filitas y esquistos

- orientación preferencial (foliación y esquistocidad)
- bandas de minerales laminares (clorita, mica)
- fisilidad (pizarras)
- anisotropía (resistencia y deformabilidad)
- fracturamiento y deformación intensa
- alteración meteórica
- presencia de minerales de baja resistencia al esfuerzo cortante (esquistos de clorita, taleo y sericita)

Gneiss

- alteración meteórica
- bandas gruesas de minerales laminares (micas)
- fracturamiento

cuarcita, hornfels

- sólo problemas asociados al grado de fracturamiento

Mármol

- las mismas características de las calizas

Tabla 3.4

CLASIFICACION SIMPLE DE LAS ROCAS METAMORFICAS

C O M P O S I C I O N		E S T R U C T U R A								
Color	Minerales Principales	Minerales Acc.	Carac.	F O L I A D A						
				No Foliada	CATACLASTICA	PIZARROSA	FILICA	ESQUISTOSA	GNEISTICA	
CLARO	Cuarzo Feldespato Calcita Dolomita Talco Muscovita Sericita	Moscovita Sericita Siliminita Cordierita Tremolita Wollastonita Albita		Metacuarcita, Mármol Hornfels (cualquier roca metamórfica de estructura no direccional)						
INTERMEDIO (incluye rojo ó café)	Proporciones iguales de minerales claros y oscuros Cuarzo Calcita Dolomita Feldespato Clorita Hornblenda Serpentina Biotita Piroxeno Epidota	Andalusita Diopsido Estaurolita Olivino Serpentina Clorita Biotita Grafito Granate								
OSCURO (incluye verde)						Pizarra				
								Filita. Se diferencia de la pizarra por el brillo que proporcionan los minerales de mica; se diferencia del esquisto por el tamaño de los granos (son más pequeños en la filita)		
								Esquistos verdes, esquistos de clorita, Anfibolita Esquisto de hornblenda y biotita	Mica esquisto	Mica-esquisto y esquisto de sericita, ambos con cuarzo
								Gneis de diorita Gneis de anfibolita	Aujen-gneis Gneis de biotita Gneis de granate Gneis de granito	Gneis de cuarzo Granulita, bandeamiento debido al QZ elongado ó Fel.

Russell B. Travis

DISCONTINUIDADES GEOLOGICAS

"Una discontinuidad es una fractura en el macizo rocoso"

tipos:

- juntas y planos de estratificación
- fallas y fracturas de origen tectónico
- foliación (en rocas metamórficas)
- exfoliación (en rocas ígneas intrusivas)
- diaclasas de enfriamiento (columnas en lavas y diques)

Familia de discontinuidades: las que son paralelas unas de otras

Sistema de discontinuidades: se forma por dos o más familias

- familia primaria es la más abundante
- familia secundaria menos abundante

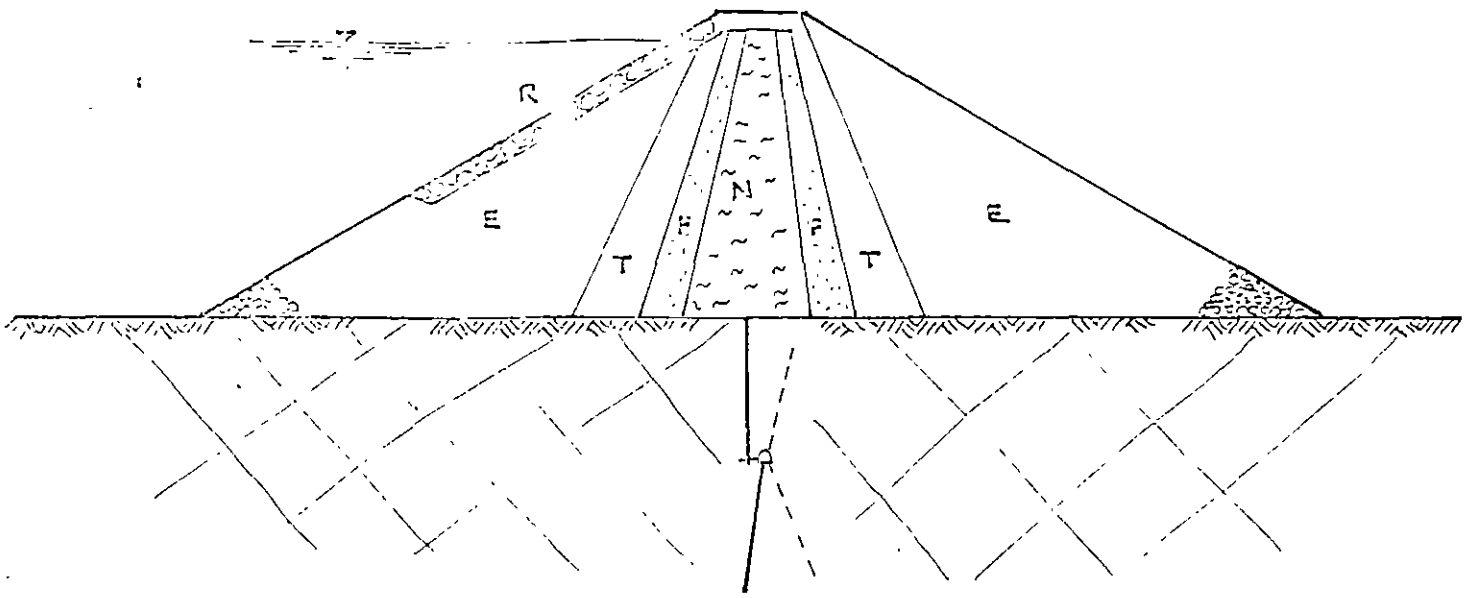
Las discontinuidades influyen en las características del macizo rocoso:

- resistencia al esfuerzo cortante
- deformabilidad
- permeabilidad

DISCONTINUIDADES GEOLOGICAS

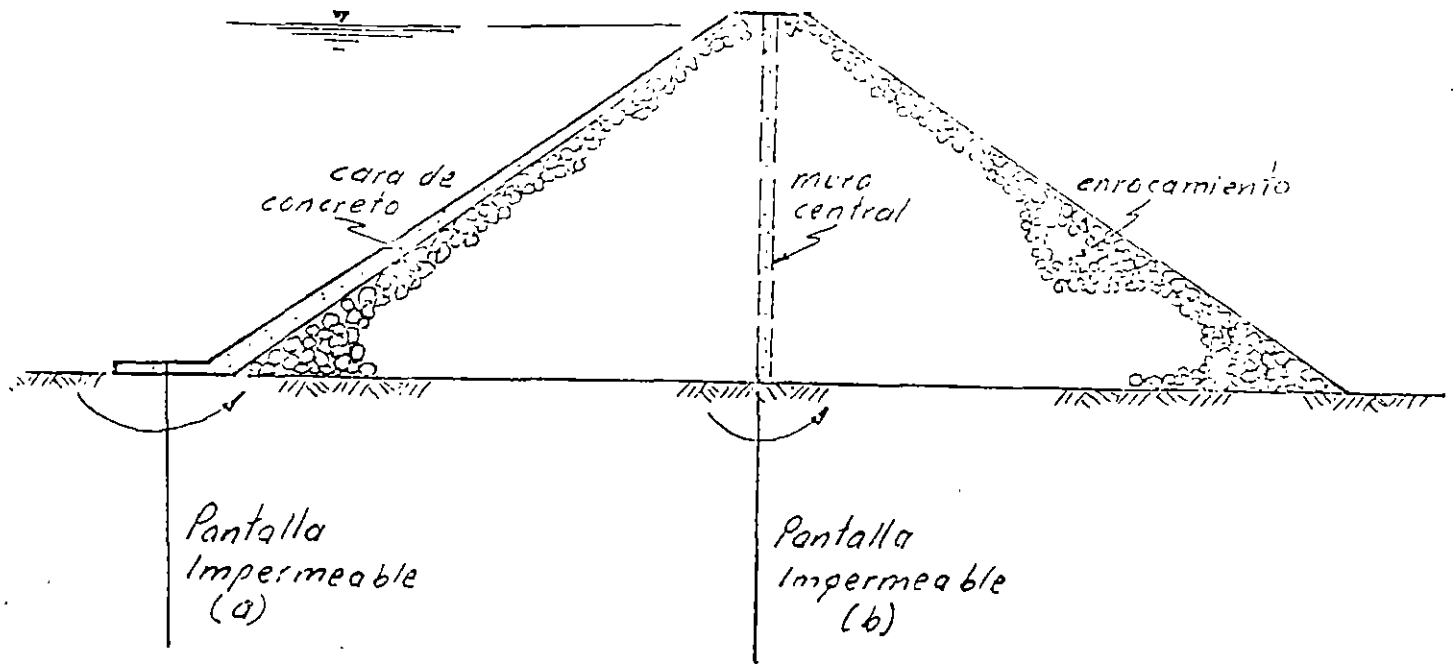
Características para fines de ingeniería:

- rugosidad: influye en la resistencia al esfuerzo cortante varía de lisa ($i = 0$) a muy rugosa
 - espaciamiento: permite apreciar la estructura del macizo rocoso y ya que representan zonas de debilidad influyen en su resistencia efectiva e isotropía.
 - resistencia de las superficies del plano: influyen en la resistencia al esfuerzo cortante y la deformabilidad del macizo
 - desplazamientos previos: (presencia de estrías) influyen en la resistencia al esfuerzo cortante
 - apertura: influyen en la resistencia y permeabilidad del macizo, pueden dar indicios del efecto del intemperismo en el terreno
 - tipo de relleno: el tipo y cantidad influyen en la resistencia, deformabilidad, p. ej. arcilla, material granular, carbonato, etc.
-
- contenido de agua: influye en la resistencia y cohesión del relleno y paredes del plano



Presas de materiales graduados

- erosión núcleo-roca
- tubificación
- deformabilidad
- permeabilidad de la roca de cimentación

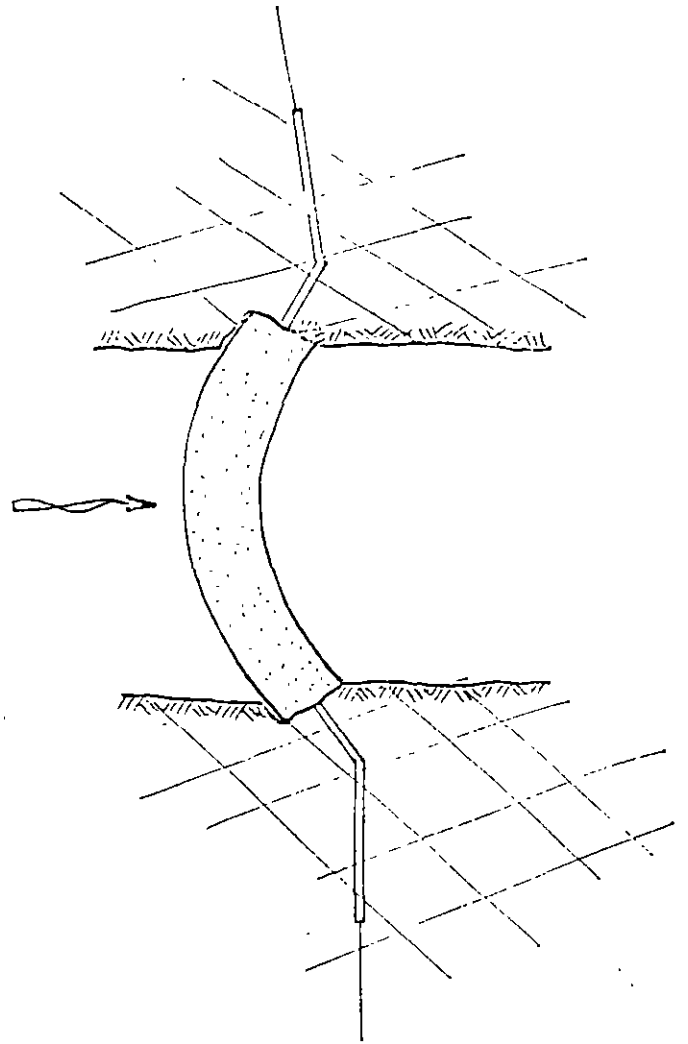
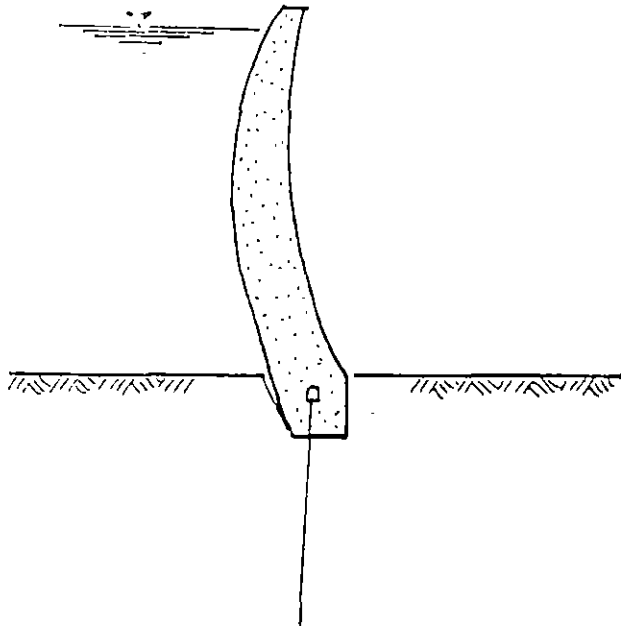


Presas de enrocamiento

- a) con cara de concreto
- b) con muro central de concreto

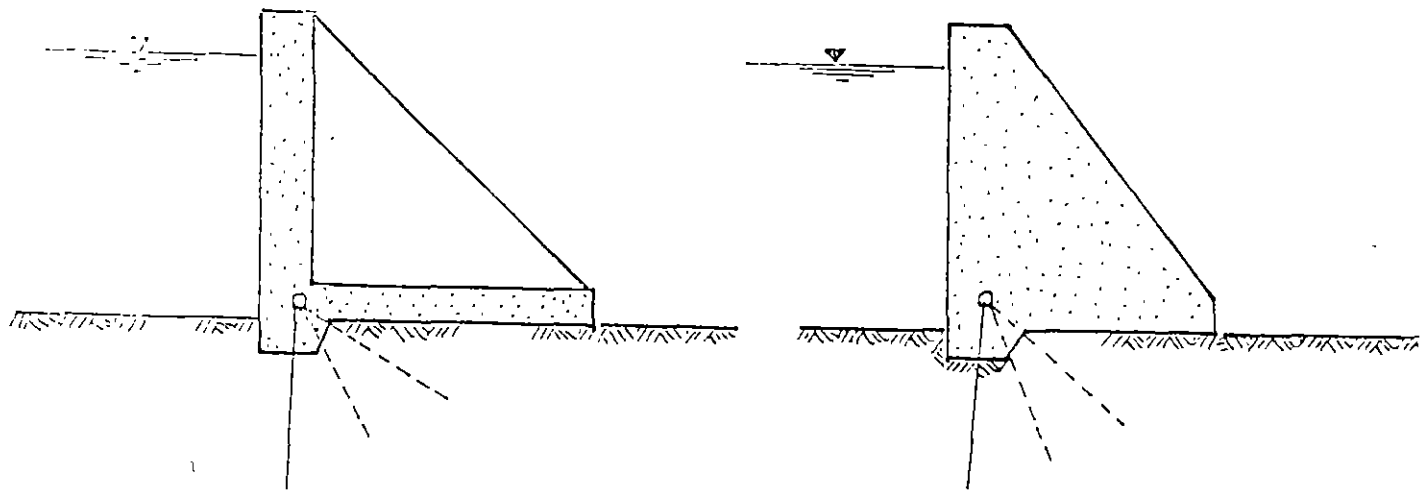
- gradiente hidráulico

- permeabilidad de la roca de cimentación



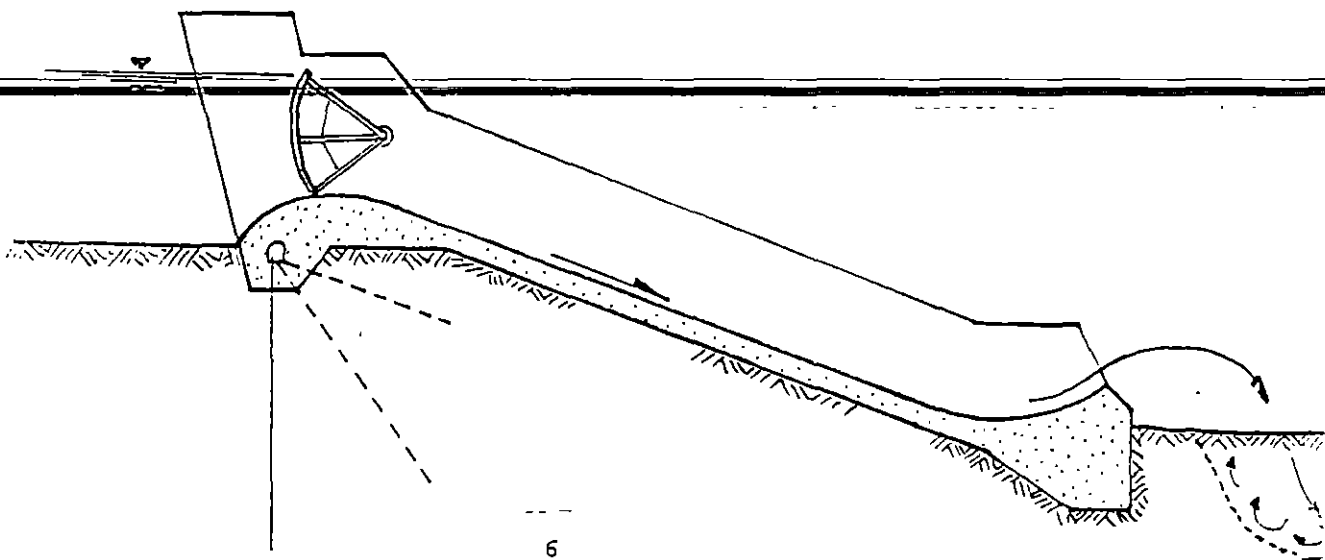
Presas de arco

- compresión lateral
- compresión y cortante en el fondo
- estabilidad de las laderas
- tensión aguas arriba
- resistencia de la roca
- deformabilidad de la roca
- gradiente hidráulico
- permeabilidad de la roca de cimentación

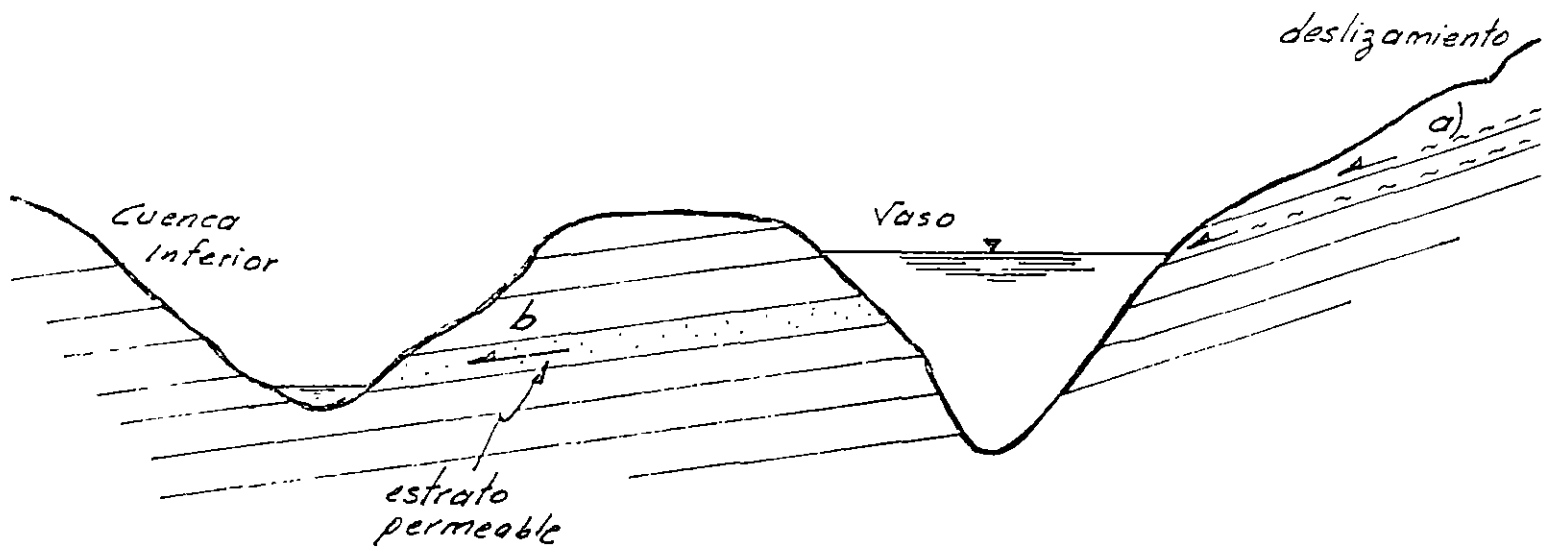


Presa de contrafuertes y gravedad (vertedores)

- esfuerzos cortantes en la base
- esfuerzos de compresión en la base
- deslizamiento a lo largo de estructuras horizontales
- deslizamiento en cuña en la base
- subpresión
- expansión de la roca de cimentación
- cimentación de la losa y cubeta deflectora
- erosión en el pie de la descarga
- permeabilidad de la roca de cimentación



PROBLEMAS GEOLOGICOS EN EL VASO DE ALMACENAMIENTO



- a) fuga de agua hacia cuencas bajas
- b) deslizamiento de laderas hacia el vaso de almacenamiento

INVESTIGACIONES GEOLOGICAS

Fotogeología

Exploración Directa - Levantamientos desuperficie
- Barrenos con recuperación de núcleos de roca
- zanjas y trincheras
- socavones

Exploración Indirecta - geofísica
- eléctrica
- sísmica

Ensayes in-situ - permeabilidad
Lefranc (K)
Lugeon (U:L)

-
- Deformabilidad
 - Esfuerzo cortante
 - Estado de esfuerzo

SISMICIDAD INDUCIDA POR EL LLENADO DEL VASO DE ALMACENAMIENTO

Factores que influyen en el grado de sismicidad inducida por el llenado:

- altura del embalse (> 100 m)
- en menor importancia, el volumen del embalse
- velocidad de llenado
- tiempo que permanece el embalse en cotas altas
- vaciado rápido
- características geológicas del vaso
- estado de esfuerzos regional
- sismicidad del área

Estudios previos al llenado:

- sismicidad histórica de la región
- levantamiento geológico y morfológico del vaso y áreas adyacentes
- instrumentación local

SISMICIDAD INDUCIDA POR EL LLENADO DEL VASO DE ALMACENAMIENTO

Interpretación de las causas de los sismos

- Reajustes de substratos bajo el embalse durante el llenado.
 - Reactivación de fallas existentes en el área.
 - Modificación del estado de esfuerzos por enfriamiento de rocas ígneas (esfuerzos térmicos).
 - Incremento de la presión de poro.
-

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE
LADERAS Y CIMENTACIONES

9 Applications of Rock Mechanics to Foundation Engineering

9.1 ROCK FOUNDATIONS

This chapter concerns the behavior of rock as a structural foundation. Compared to soils, most rocks are strong and stiff and carrying a structural load down to rock usually assures a satisfactory bearing. However, large loads, as, for example, from a skyscraper or bridge pier, can by design cause pressures approaching the bearing capacity of even moderately strong rocks. If the rock is defective, this may provoke relatively large deformations, particularly when the rock is inherently weak, like some chinks, clay shales, friable sandstones, tuffs, or very porous limestones, or when the rock is weathered, cavernous, or highly fractured. Sowers (1977) reported, for example, that settlements of up to 8 in. occurred under loaded areas on weathered, porous limestone with foundation pressures less than 10 kPa. Thus there are numerous instances where the rock has to be evaluated carefully in foundation engineering.

Figure 9.1a shows the ideal condition for making use of rock as a foundation in preference to direct bearing on the soil. The rock is strong and relatively free from fractures and the bedrock surface is smooth, horizontal, and sharply defined. In weathered rock, by contrast (Figure 9.1b), the bedrock surface may be indelible and the rock properties may vary widely over short distances vertically or horizontally, confusing those responsible for predicting the foundation elevation and allowable bearing values. Karstic limestones, depicted in Figure 9.1c, possess a highly sculptured, uneven bedrock surface, with cliffs, slopes, and variable and unknown soil depths, and irregular groundwater levels, as well as hidden caverns, clay seams, and rock of unpredictable quality. Karst terrain can consequently

create treacherous subsurface conditions. Figure 9.1d portrays rock having rhythmically changing properties due to interbedding of hard (cemented sandstone) and soft (claystone) layers. The net properties may be more troublesome than either alone since the strong layers may lack the flexural rigidity and strength to resist the bearing forces yet complicate the driving of piles or drilling of piers. Faults can cause additional foundation problems, by virtue of compressible gouge (Figure 9.1e), altered wall rock, and offset groundwater levels; faults also tend to complicate interpretation of depth to load-bearing strata. Highly fractured rock, depicted in Figure 9.1f, may also cause a marked reduction in safe-bearing pressures,

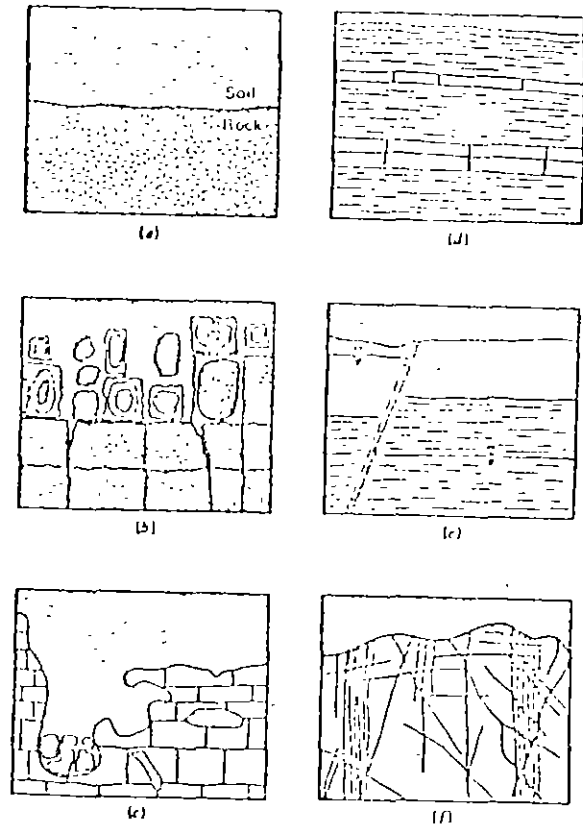


Figure 9.1 Types of bedrock surfaces. (a) Glacial till over bedrock. (b) decomposed granite. (c) Karstic limestone. (d) weathered rock and residual soil over sandstone and shale. (e) Soil over a fault in sedimentary rocks. (f) Transported soil over fractured rock.

as otherwise satisfactory rocks undergo appreciable deformations connected with closing and sliding of joints. Furthermore, when buildings are located near cliffs, throughgoing fractures "daylighting" in the cliff face can undermine their stability.

Another class of foundation problems occurs in rock with expansive or unstable minerals such as some montmorillonitic clay shales, nontronitic basalts, and rocks mineralized with pyrrhotite, marcasite, or certain other sulfides. Sulfuric acid released in the oxidation of the latter may attack concrete. Highly soluble rocks like gypsum and salt will require special attention in foundations of water-impounding structures, or structures located adjacent to operating wells or drains. Serious rock foundation problems also arise in formations underlain by completely or partially mined-out coal, sulfur, salt, or other mineral commodity. Assuring support to structures on the surface overlying abandoned mine workings requires special investigations and sometimes expensive treatment.

Engineering works present a wide variety of rock foundation problems. Homes, warehouses, and other light structures rarely create loads that test even weak rocks, but may require rock investigations in connection with cavernous, or mined-out substrata, or in areas of expansive rocks. Large public buildings like hospitals, office buildings, and airport terminals may have very large and rather modest loads acting near each other; as such facilities frequently cover a relatively large area, they may encompass varying foundation conditions and engineering solutions. Some industrial structures like turbines, boilers, reactors, and accelerators make stringent demands for precise and continued alignment that necessitate detailed investigations of foundation behavior even when dealing with good rock. Towers and very high buildings may generate large vertical and horizontal loads in response to wind or seismic forces. Bridges not only require foundations to be constructed through water and soil to bedrock but also place piers on steep valley sides where rock slope stability analysis becomes part of the foundation engineering work (Figure 9.2a). This is also true of dams, which can create relatively large inclined loads at their base and in their valley side abutments. Concrete arch dams transfer some of the reservoir and structural load to the abutment rock (Figure 9.2b) while concrete gravity and concrete buttress dams direct the load primarily into the foundation rock. Earth and rock-fill dams create smaller, usually tolerable stresses and deformations in rock foundations. All types of dams may suffer problems due to seepage in fractured or karstic foundations and all can be adversely affected by rock slides in the abutments, whether due to seepage forces, structural loads, or other causes.

To support building loads with tolerable deflections, it is possible to use several types of foundations. We will concern ourselves only with those intended to transfer some or all of the load to rock. Figure 9.3a shows a common solution where a modest excavation through the soil permits a *floating* to bear directly against a prepared rock surface. Depending on the nature of the work and the magnitude of the load, the rock may be either simply inspected, drilled and tested, or proof loaded prior to confirming the foundation grade. Setting foundation grade is often

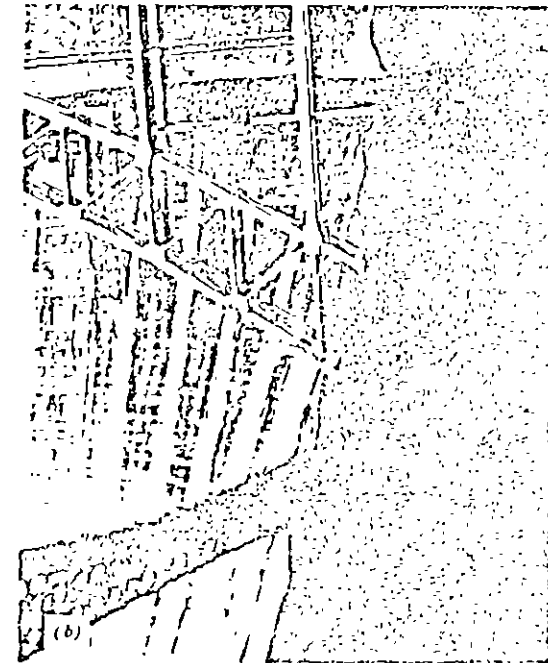
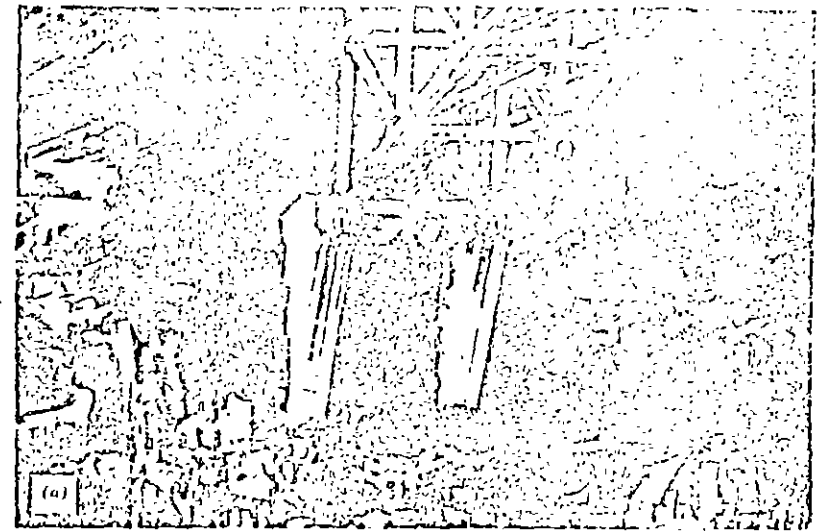


Figure 9.2 Foundations of a bridge and a dam in very steep terrain (a) Footings for the Glen Canyon Bridge, built by the U. S. Bureau of Reclamation across a precipitous canyon in Navajo sandstone. The small, dark squares on the rock are rock bolts. (b) The other abutment of the bridge and the left side of Glen Canyon arch dam.

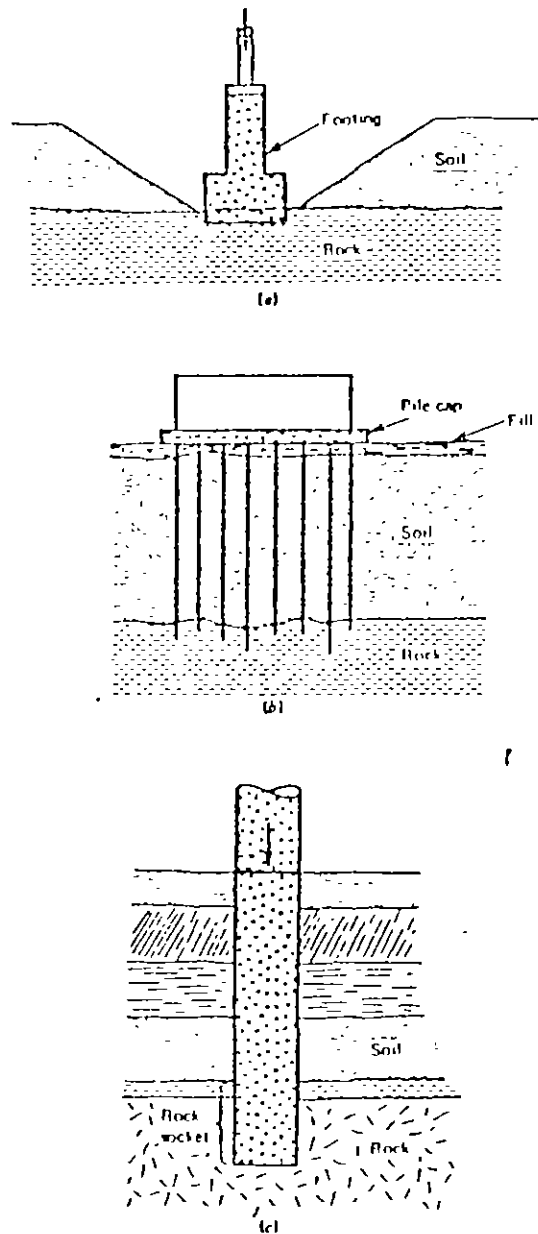


Figure 9.3 Types of rock foundations. (a) Footing on rock. (b) End-bearing piles on rock. (c) A pier socketed into rock.

left to be determined during construction and may depend mainly on judgment: on rock classification (e.g., using the geomechanics classification discussed in Chapter 2). During construction the stability of the slope cut through the soil and through the weathered rock needs to be assured, the excavation must be drained and cleared of debris so that a good contact with concrete can develop, and the load-bearing surface must be kept from deteriorating in the interval before concreting. For footings carrying only moderate load, design may be dictated to meet special requirements of the structural engineer and architect without any reference to rock-bearing capacity or rock settlement. But large loads or rock marginal in quality may demand rational evaluation of the allowable loads through calculations or tests. Procedures for doing this will be discussed in subsequent sections.

Piles (Figure 9.3b) are driven to carry loads down to a satisfactory bearing layer. They may be driven from the ground surface or cast in drill holes. If the overburden is soft or if the piles are fairly short, most of the reaction comes from the pile tip; in this case, the pile is usually driven as much as a meter, occasionally more, into the rock until a specified number of blows is required to penetrate a fixed distance. Piles can be driven in this manner into weak rocks like chalk, tuff, claystone, and weathered rocks of many varieties, but they cannot be driven more than a few centimeters into fresh, hard rocks like limestone or sandstone unless equipped with hardened steel-driving points. It is difficult to guarantee pile seating in the case of an irregular or inclined bedrock surface. In fact, steel piles driven at small angles against a limestone surface have been destroyed by bending as they skidded off the rock. Piles cast in boreholes may develop significant side resistance in boreholes against weathered rock and overburden, then behaving like "friction piles" that are driven into clays. Cast-in-place piles may be "socketed" into rock by drilling some distance beyond the bedrock surface, in which case both bond along the side and end resistance may be mobilized. Piles bearing on weak strata and soils are sometimes constructed with an enlarged base formed by reaming the bottom of the drill hole. This spreads the load to achieve restricted bearing pressures. As discussed later, the bearing capacity of most rocks is sufficiently high that enlarged bases are rarely necessary, the maximum loads being dictated by the concrete rather than by the rock strength.

Very heavy loads can be carried to bearing on rock through the use of *piers* or *drilled shafts* (Figure 9.3c). Large-diameter bucket augers, or spiral augers often mounted on cranes, enable drilling through overburden, weak and even moderate strong rocks like claystones, friable sandstones, chalk, weathered rocks, and evaporite deposits. The drilled shafts are then cleaned out and filled with concrete; if water conditions will not permit pouring concrete in the dry, tremie construction is used. To obtain satisfactory contact and bearing in good rock, it is common practice to drill the shafts several meters or more into the rock to form a "rock socket." In this case, the load is carried by a combination of end bearing and peripheral shear (bond or friction) as discussed later. Drilled piers with very large vertical loads (e.g., 10 MN) are economical if they do not require casing, with

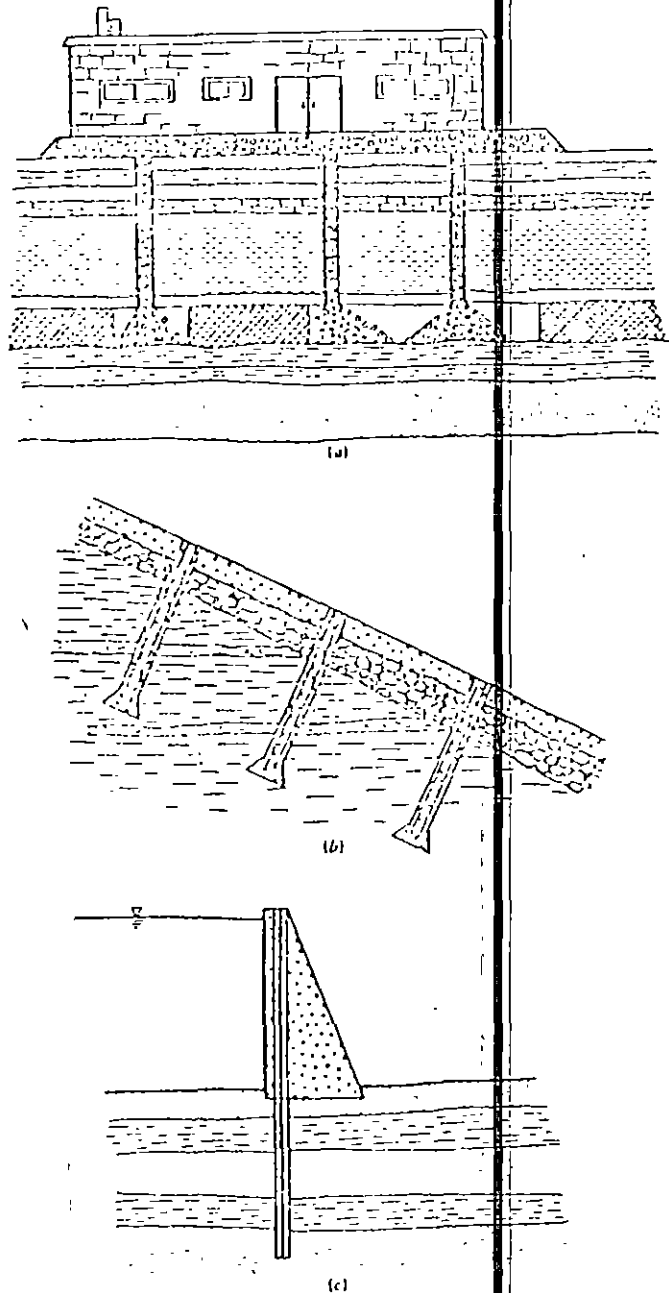


Figure 9.4 Special foundations. (a) Grout columns for construction over old mines. (b) Hold-down piers for swelling rock. (c) Deeply embedded cables to increase the effective weight of a gravity structure.

stoppage for handling flowing ground or drilling out hard rock blocks, or other special construction procedures. Inspections and tests to evaluate the bearing capacity and deformability of the rock can be conducted in the rock socket as the diameters are usually large enough to admit an engineer or geologist. This is an advantage over pile foundations where the bearing is remote and inaccessible. However, rocks that cannot be drilled due to hardness, pinnacles in the surface, or flowing water conditions can idle expensive equipment, squandering any cost savings.

Other types of foundations in rock are sometimes called for. Mass concrete structures like gravity dams, bridge piers, and power houses are sometimes founded on caissons sunk through overburden and water. Buildings over abandoned mine openings may be supported on grouted columns of crushed rock ("grout columns") bearing on the floor of the old mine opening (Figure 9.4a). Structures placed in rock excavations like spillway gates and spillway slabs may require hold-down piers (Figure 9.4b) or tensioned rock anchors to reduce heave due to rock swelling. High-capacity, tensioned anchors are used to increase foundation compression in opposition to hydraulic uplift, for example, below buttresses of a dam on layered rock (Figure 9.4c).

9.2 ALLOWABLE BEARING PRESSURES IN CODES: BEHAVIOR MODES

The design of a foundation requires that the bearing pressure and bond ("adhesion") allowable in each geological unit be established for the base and sides of the foundation member. The values selected must have a margin of safety against loss of load-carrying capacity (bearing "failure") and must work without large deflections. In routine work, these values are usually taken from building codes, which provide conservative safe pressures and reflect regional experience. The more useful codes of practice reflect engineering geology history and incorporate local formation names as well as rock indexes. For example, Rochester, New York, specifies the bearing pressures for each of the local rock formations and defines defects that are unacceptable in the foundation as summarized in Table 9.1. Table 9.2 cites allowable bearing pressures from a sampling of building codes — the stipulated pressures being intended to satisfy both bearing capacity and settlement limitations and to provide a factor of safety. When there is little to be gained by deviating from local building codes or when it is not feasible to reach an independent assessment of bearing capacity and deformability, applicable codes should be followed. However, most codes do allow for variance if the request is supported by an engineering report and it will be economical to follow this course in many cases since the codes of practice tend to be so very conservative.

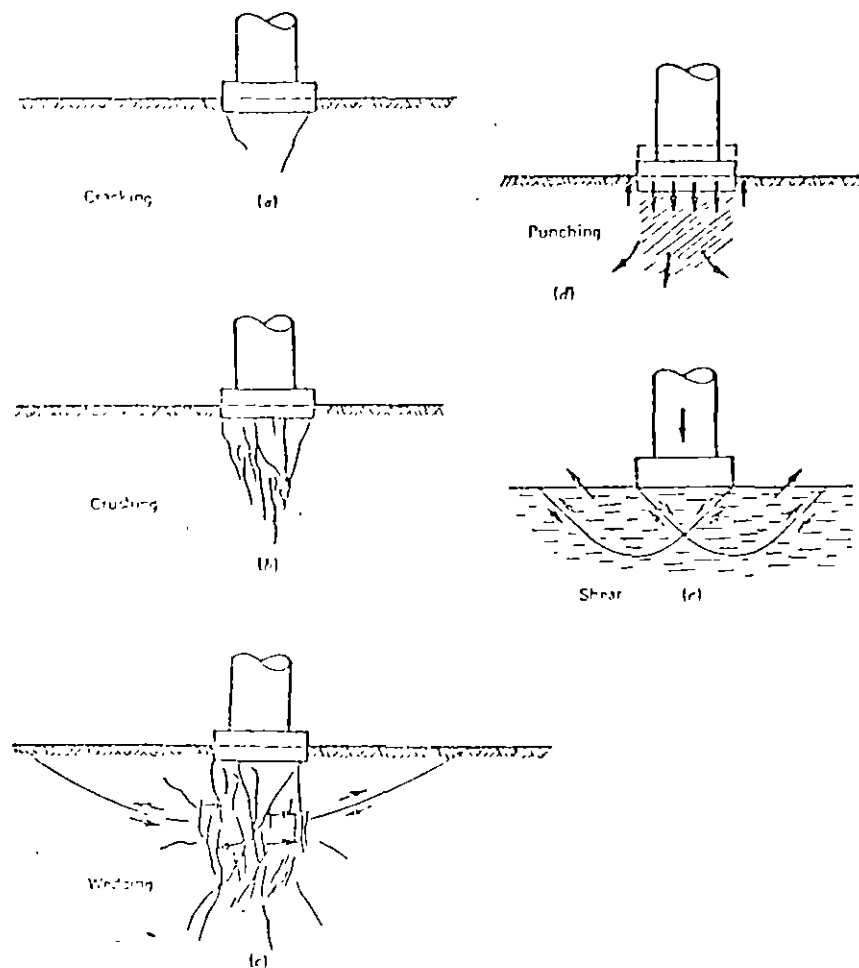


Figure 9.5 Modes of failure of a footing on rock. (a), (b), and (c) Development of failure through crack propagation and crushing beneath the footing. (d) Punching through collapse (voids). (e) Shear failure.

Figure 9.5 traces the development of penetration into a brittle, nonporous rock as revealed by Ladanyi (1972). Assuming the rock mass is relatively unfractured, loading initially follows an elastic load-deflection relationship predictable by a stress-strain relationship such as Equation 6.10, the precise form depending on the shape and deformation characteristics of the footing. After attaining a load such that cracks initiate, further loading attends cracks (Figure 9.5a) and at still higher loads they coalesce and

interfere. Eventually, the cracks separate slivers and wedges that buckle and crush under additional increments of load (Figure 9.5b). Due to dilatancy, the bulb of cracked and crushed rock under the loaded area expands outward, eventually generating a radial network of cracks, one of which may finally propagate to the free surface as in Figure 9.5c. According to the load distribution on the footing and the properties of the rock in a cracked state, the maximum permissible deformations may be attained at any one of the stages depicted in Figure 9.5a-c.

In practice, rock masses undergo additional permanent deformation owing to closing of fissures, cracks, and pores. In open-jointed rock or rock with compressible seams, the deformations on closing or squeezing of fractures will most likely govern design even though the rock itself cannot be said to "fail." Highly porous rocks like some chalks, friable sandstones, and scoriaceous basalts may suffer destruction of the pore skeleton as explored in Chapter 3 (Figure 3.6). In weakly cemented sedimentary rocks, irreversible settlements from this cause can occur at any level of stress without cracking and driving of wedges; this mode of "failure" is termed "punching" (Figure 9.5d). Fracturing, joint closing, and punching may occur simultaneously, or sequentially in any order; thus almost any load-deformation history is possible. Conversely, if the geotechnical examination of the foundation rock attempts to measure the openness of jointing, the strength of the pore skeleton, and the deformability and strength of seams, it may be possible to predict the load versus deformation response of the foundation under any prescribed intensity and character of foundation load. Respecting the tolerance of the structure to deflections in its foundation, the allowable bearing pressures can then be selected.

9.3 STRESSES AND DEFLECTIONS IN ROCK UNDER FOOTINGS

When a rock foundation behaves elastically, the displacements and stresses in the neighborhood of a footing can be calculated using the theory of elasticity, either by reference to established results, for example, Equation 6.10, or through use of numerical modeling techniques, most notably the finite element method. The stresses and displacements of footings loaded by any distribution of shear and pressure can be obtained also by superimposing solutions corresponding to a point load, generally inclined and acting on the surface of a half space.oulos and Davis (1974) present results obtained in this manner for rigid and flexible footings of rectangular, circular, and other shapes.

Particular solutions using the finite element method may be required if the rock is heterogeneous or anisotropic (Figure 2.6). In this method described by Zienkiewicz (1971), the region of influence of the footing, generally at least six times its width in radial extent, is subdivided into elements, each of which is assigned a set of elastic properties. When the distribution of pressure and shear on

TABLE 9.1
Provisions of the Building Code for Rochester, New York
(Dates Given in Parentheses)

Rock is classified as:
Soft rock: Clinton and Queenston shale
Medium rock: Rochester shale
Hard rock: Lockport dolomite and Medina sandstone
If a hole below the bearing surface passes through at least 5 ft of rock, the bearing capacity shall be: 15 tons/ft ² (1.4 MPa) in soft rock; 25 tons/ft ² (2.4 MPa) in medium rock; and 50 tons/ft ² (4.8 MPa) in hard rock (providing that all 5 ft are in the same kind of rock). (10/13/33)
For buildings less than six stories or 75 ft high, the Director of Buildings may reduce the number of drill holes required to be as few as, but not less than, one-fifth of the number of bearing areas, if in his or her opinion the nature and condition of the rock justify such omission. (1/11/66)
<i>Seamy Rock.</i> (11/29/60)
If seams of soil or soft rock having little or no bearing value occur within the 5-ft depth below a bearing area:
1. Seams less than 1/4 in. thick (6 mm) may be ignored.
2. Seams 1/4 to 1/2 in. thick (6 to 13 mm) occurring deeper than 3 ft may be ignored.
3. Seams thicker than 1/2 in. (13 mm) and deeper than 5 ft may be ignored depending upon the discretion of the building inspector.
4. Seams more than 1/2 in. (13 mm) thick occurring within a depth of 5 ft, or more than 1/2 in. (6 mm) thick occurring within the first 3 ft of depth are unsatisfactory. The bearing surface is to be lowered below the bottom of the lowest known seam of thickness greater than 1/2 in. and further as required to meet these provisions. A new boring or borings shall then be required and any seam occurring in the new borings will be examined as above.
5. The Building Director may order pressure grouting of seams and tests to establish bearing values of grouted foundations.

Since "rocks" embrace many kinds of materials, rock foundations behave in a number of modes. Unless the rock is known to be weakest in shear like some weathered clay shales and weathered volcanics, it is not obvious that the results of bearing capacity research in soil mechanics is applicable. Failures in clays follow rotation and shear displacements as depicted in Figure 9.5e. Intact rocks are weakest in tension and it is the propagation of extension fractures that permits the

TABLE 9.2

Allowable Bearing Pressures for Fresh Rocks of Various Types. According to Typical Building Codes; Reduce Values Accordingly to Account for Weathering, or Unrepresentative Fracturing.^a Values from Thorburn (1966) and Woodward, Gardner, and Greer (1972)

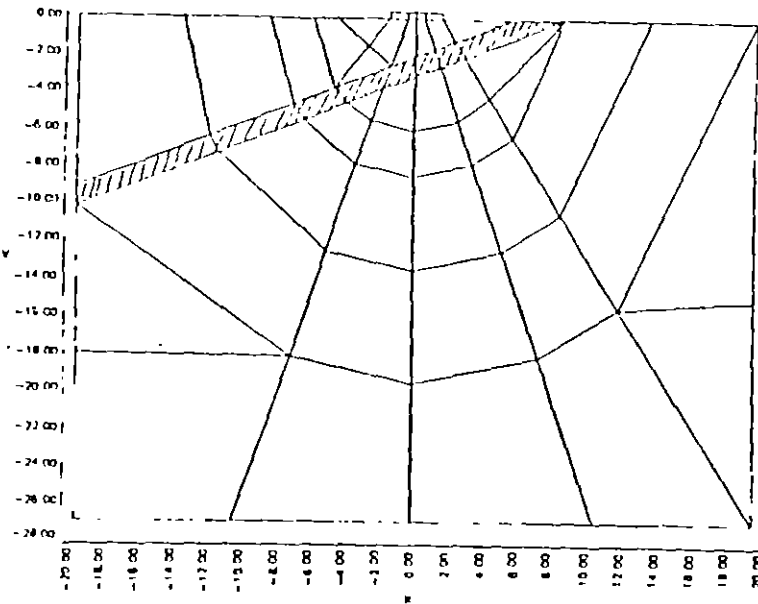
Rock Type	Age	Location	Allow. Bear. Press. (MPa)	τ/σ
Massively bedded limestone ^b		U.K. ^c	3.8	3
Massively bedded limestone ^b		U.K. ^c	3.8	3
Dolomite	L. Paleoz.	Chicago	4.8	7
Dolomite	L. Paleoz.	Detroit	1.0-9.6	100
Limestone	U. Paleoz.	Kansas City	0.5-5.8	
Limestone	U. Paleoz.	St. Louis	2.4-4.8	
Mica Schist	Pre. Camb.	Washington	0.5-1.9	
Mica Schist	Pre. Camb.	Philadelphia	2.9-3.8	
Manhattan schist ^d	Pre. Camb.	New York	5.8	
Fordham gneiss ^d	Pre. Camb.	New York	5.8	
Schist and slate		U.K. ^c	0.5-1.2	
Argillite	Pre. Camb.	Cambridge, MA	0.5-1.2	
Newark Shale	Triassic	Philadelphia	0.5-1.2	
Hard, cemented shale		U.K. ^c	1.9	
Eagleford Shale	Cretaceous	Dallas	0.6-1.9	
Clay shale		U.K. ^c	1.0	
Pierre Shale	Cretaceous	Denver	1.0-2.9	
Fox Hills sandstone	Tertiary	Denver	1.0-2.9	
Solid chalk	Cretaceous	U.K. ^c	0.6	
Austin chalk	Cretaceous	Dallas	1.5-4.2	
Friable sandstone and claystone	Tertiary	Oakland	0.4-1.0	10
Friable sandstone (Pico formation)	Quaternary	Los Angeles	0.5-1.0	

^a When a range is given, it related to usual range in rock conditions

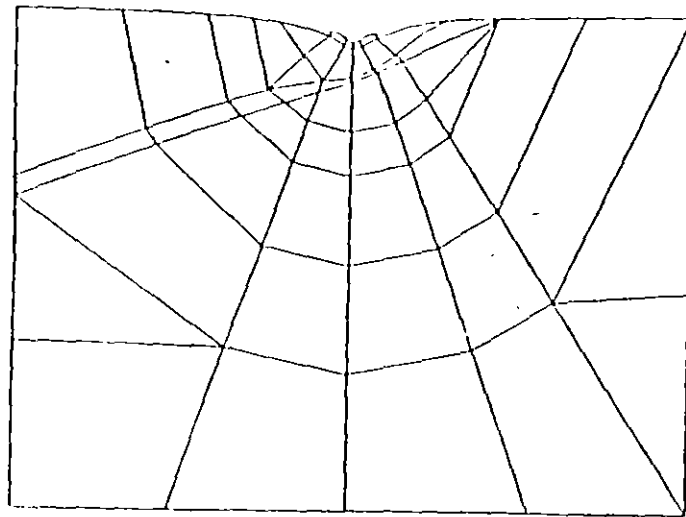
^b Thickness of beds greater than 1 m, joint spacing greater than 2 m, unconfined compressive strength greater than 7.7 MPa (for a 4-m cube)

^c Institution of Civil Engineers Code of Practice 4

^d Sound rock such that it rings when struck and does not disintegrate. Cracks are unweathered.



Footing on Rock
(a)



Deformed Mesh
(b)

Figure 9.6 Example of a finite element analysis of a strip footing under vertical load on a heterogeneous rock foundation. Analyzed by Victor Saouma, Cornell University. (a) Finite element mesh, the ruled elements have P equal to one tenth that of the other elements. (b) Deformed mesh with greatly exaggerated displacements.

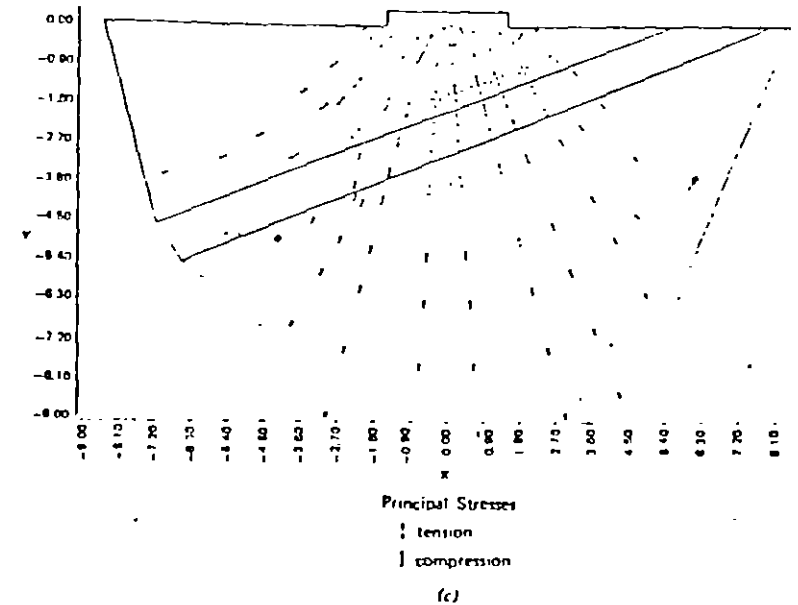


Figure 9.6 Example of a finite element analysis of a strip footing under vertical load on a heterogeneous rock foundation. Analyzed by Victor Saouma, Cornell University. (c) Vectors showing directions and magnitudes of principal stresses in each element in the region enclosed within the locus $A-A'$ of the mesh. (The symbol T identifies tensile stress.)

the footing are input, one obtains the stresses in all the elements and the displacements of a set of points throughout the medium, those of the footing itself and any instrumented points being most interesting. Such programs are available in most engineering design offices. The representation of joints and seams of rock masses in finite element analysis is discussed by Goodman (1976) and special applications in geotechnical engineering are described in the book edited by Desai and Christian (1977).

Through the use of elastic solutions or special numerical models, it will be possible to find how a particular foundation responds to loads. It is not practical to explain such methods here but it is instructive to examine in particular how the load is transferred to the rock in the case of a general line load acting on rocks with various geological structures.

Consider a line load (force per unit length) acting normal to the surface of a semiinfinite, homogeneous, elastic, and isotropic medium as shown in Figure 9.7a. The problem depicted is one of plane strain, meaning that the load P continues indefinitely in the direction perpendicular to the paper. The principal stresses produced by P lie entirely along lines through the point of application of P [i.e., at a

YAC

point in the medium located by polar coordinates r and θ (see Figure 9.7)], the normal stress acting along any radius (θ constant) is a principal stress and is equal to

$$\sigma_r = \frac{2P \cos \theta}{\pi r} \quad (9.1)$$

while the normal stress acting perpendicular to this direction and the shear stresses referred to these local axes are both zero.

$$\sigma_\theta = 0 \quad \tau_{r\theta} = 0$$

The locus σ_r constant proves to be a circle tangent to the point of application of P and centered at depth $P/(\pi\sigma_r)$. A family of such circles, drawn for a set of values of

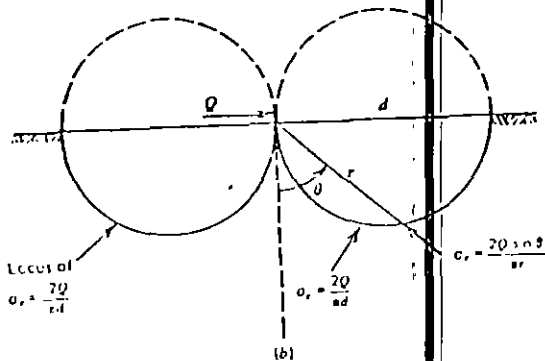
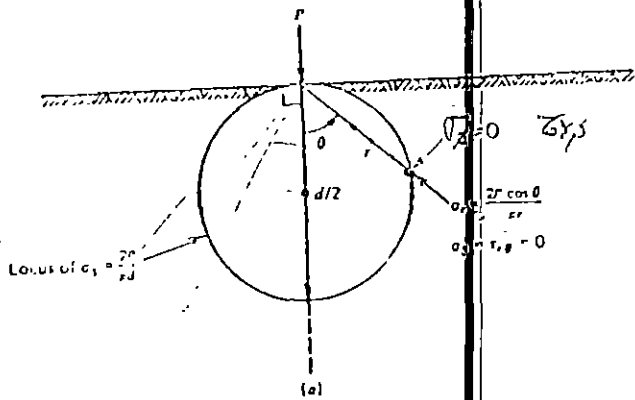


Figure 9.7 "Bulbs of pressure" resulting from loading of an elastic half plane by (a) a normal line load, (b) shear line load

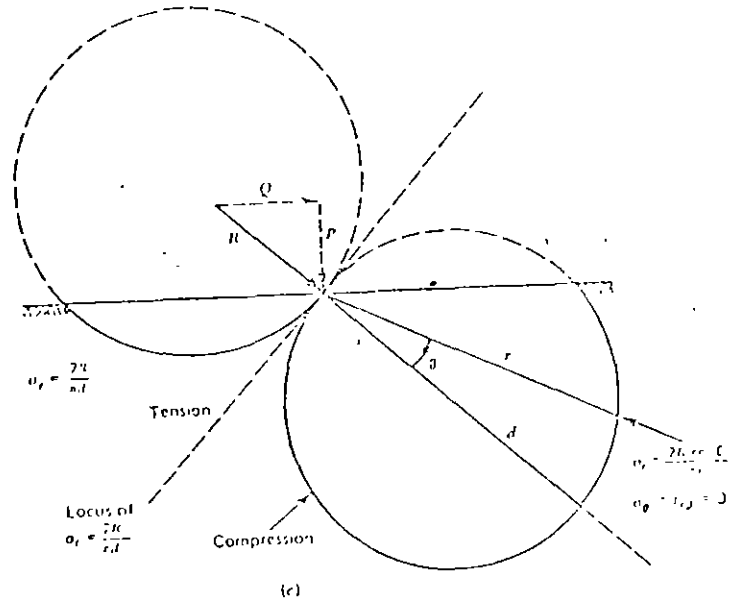


Figure 9.7 "Bulbs of pressure" resulting from loading of an elastic half plane by (c) an inclined line load.

σ_r are sometimes termed "bulbs of pressure." They show graphically, how the applied load dissipates as it spreads out in the rock.

Similarly, when a line load acts in shear, the stress distribution is entirely radial (Figure 9.7b). At polar coordinates r, θ , the only nonzero stress is directed radially and has the value

$$\sigma_r = \frac{2Q \sin \theta}{\pi r} \quad (9.2)$$

The locus σ_r constant is represented by two circles tangent to each other and centered a distance $Q/(\pi\sigma_r)$ to the right and left along the surface from the point of application of Q . The left circle represents tensile stress while the right one represents compressive stress. Figures 9.7a and b can be combined into a single set of pressure bulbs centered along the line of action of R , the resultant of P and Q , as shown in Figure 9.7c. The upper circle now represents tensile stress while the lower represents compression. Near the ground surface, tensile stress is lost as the joints open; at greater depth the tensile stress increment adds to the initial horizontal compression, the net stress remaining compressive until a sufficient load is reached.

Another interpretation of the bulbs of pressure is possible. We have seen that the circle tangent at P or Q gives the locus of constant principal stress. It can also be viewed as the envelope to a bundle of vectors radiating from the point of application of P or Q and defining the radial pressure distribution on a circle centered about the point of load application. This is a useful image because it enables one to visualize how planes of limited friction like bedding, schistosity, faults, and joints must alter the contours of principal stress.

Figure 9.8 shows a halfspace in a regularly jointed rock loaded by inclined line load R . In isotropic rock, the pressure should distribute according to the dashed circle; but this cannot apply to the jointed rock mass because the resultant stress

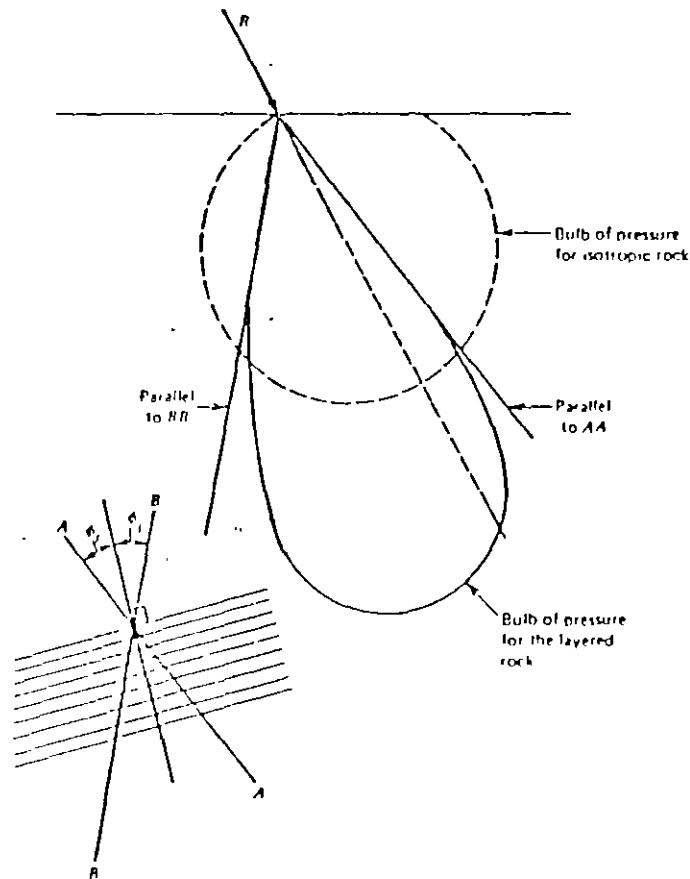


Figure 9.8 Narrowing and deepening of the bulb of pressure due to limited shear stress along discontinuities

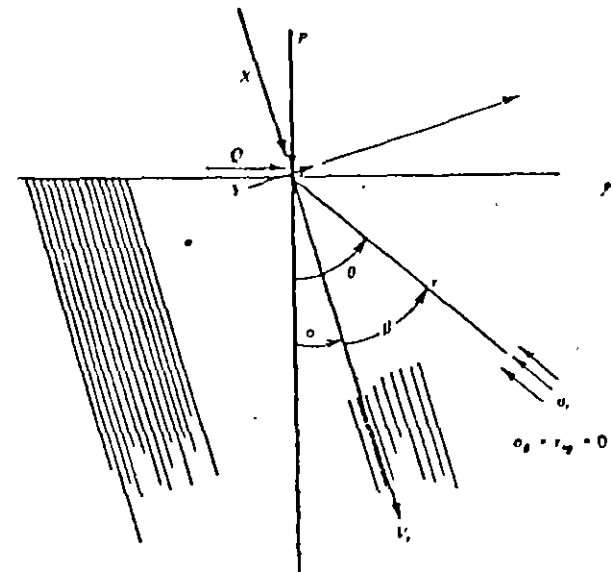


Figure 9.9 Line load inclined arbitrarily on a half space in transversely isotropic rock.

cannot make all angles with the joint planes. According to the definition of inter-layer friction, the absolute value of the angle between σ_1 and the normal to the discontinuities must be equal to or less than ϕ_j . Therefore, the bulb of pressure cannot extend beyond lines AA and BB , drawn at an angle equal to ϕ_j with the normal to the layers (compare with Figures 7.6 and 7.7). Because the bulb of pressure is confined more narrowly than in isotropic rock, it must continue more deeply, meaning that the stresses are higher at a given depth below the load vector than they would be in rock without discontinuities. Depending on the orientation of the line load and the direction of the planes of discontinuity, some load can also flow into the rock parallel to the layers. In the particular case posed in Figure 9.8, any stress increment parallel to the layers would have to be tensile.

A more formal examination of the influence of discontinuities on the stress distribution beneath footings can be obtained by establishing an "equivalent" anisotropic medium for the rock mass as introduced in Chapter 6 (Equations 6.23 to 6.27). For the special case of a line load decomposed into components X and Y parallel and perpendicular to the planes of discontinuity (Figure 9.9), John Bray¹

¹ Unpublished notes, 1977, Imperial College, London, Royal School of Mines. See also H. D. Conway (1955) Notes on the orthotropic half plane subjected to concentrated loads, *J. Appl. Mech.*, Vol. 77, No. 1, p. 130.

showed that the stress distribution in the rock is still entirely radial with $\sigma_\theta = 0$, $\tau_{r\theta} = 0$, and

$$\sigma_r = \frac{h}{\pi r} \left[\frac{X \cos \beta + Yq \sin \beta}{(\cos^2 \beta - g \sin^2 \beta)^2 + h^2 \sin^2 \beta \cos^2 \beta} \right] \quad (9.3)$$

where r is the distance from the point of load application and $\beta = (\theta - \alpha)$ as shown in Figure 9.9. β is the angle from the line of action of X to a radius through the

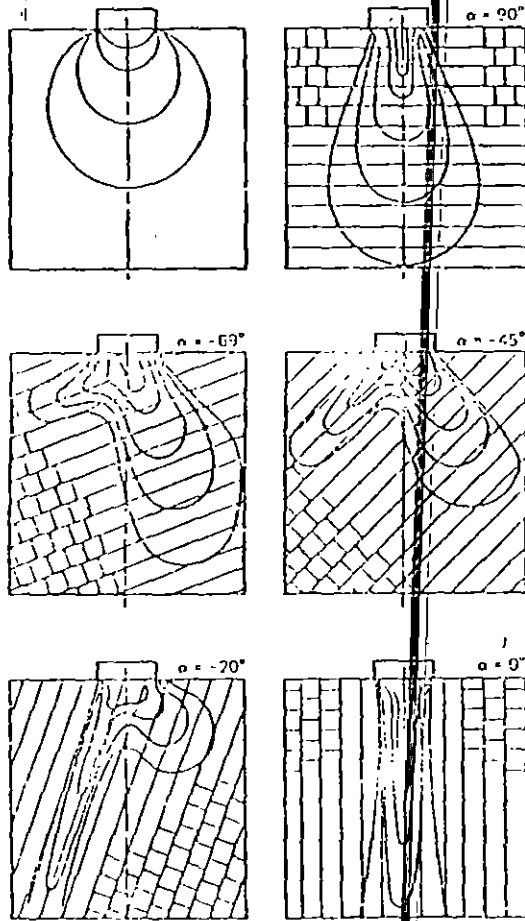


Figure 9.10 Lines of equal stress (bulbs of pressure) determined by Gaziev and Likhitsin (1971) from models. (α is defined in Figure 9.9.)

point in question. Note that X is not normal to the surface but is parallel to the planes of discontinuity. The constants g and h are dimensionless quantities describing the properties of a transversely isotropic medium "equivalent" to the discontinuous rock mass and are given as follows:

$$g = \sqrt{1 + \frac{E}{(1 - \nu^2)k_n S}} \quad (9.4)$$

$$h = \sqrt{\left(\frac{E}{1 - \nu^2}\right) \left[\frac{2(1 + \nu)}{E_j} + \frac{1}{k_s S} \right] + 2 \left(q - \frac{\nu}{1 - \nu} \right)} \quad (9.5)$$

In the above expressions E and ν are the elastic modulus and Poisson's ratio, respectively, of the rock itself, k_n and k_s are the normal and shear stiffnesses (FL^{-2})

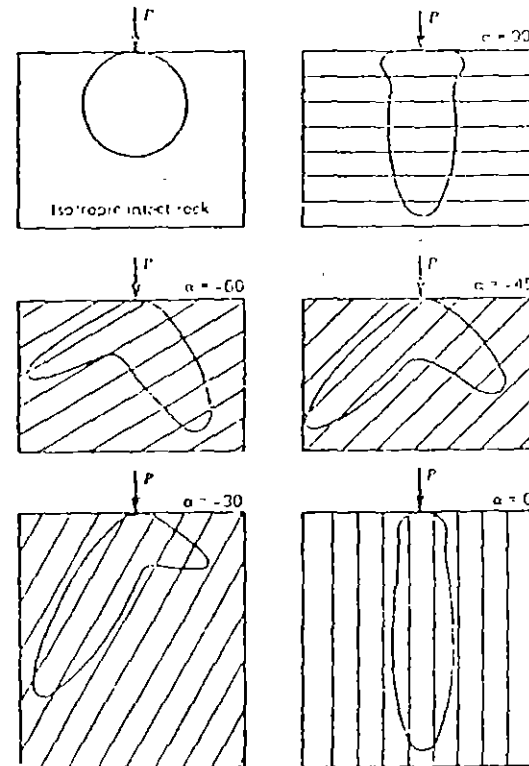


Figure 9.11 Bulbs of pressure under line loads calculated by John Bray using the method of Equations 9.3 to 9.5 (unpublished notes, 1977).

of the discontinuities as discussed with respect to Equations 6.23 and 6.24, and S is the average spacing between discontinuities.

Using Equations 9.3 to 9.5, it is possible to calculate lines of equal radial stress under line loads with arbitrary inclination relative to the direction of layers. In all the equations concerning loci of constant radial stress, it can be noted that the inclination of the ground surface does not affect the answer except to establish which parts of the loci lie within the ground. John Bray compared the results of model studies published by Gaziev and Erlikhman (1971) with line load solutions from Equation 9.3, calculated with joint properties such that closing of joints is equal in magnitude to the compression of the rock, that is, $E/(1 - \nu^2) = k_p S$; and the slip along joints is 5.63 times the shear displacement of the rock parallel to the joints, that is, $E/[2(1 + \nu)] = 5.63k_p S$. With $\nu = 0.25$, this gives $g = \sqrt{2}$ and $h = 4.45$. The agreement in shapes between the principal stress contours found in model studies (Figure 9.10) and calculated with Equation 9.3 (Figure 9.11) shows that stresses caused by footings on layered, schistose, or regularly jointed rock can be predicted rationally.

9.4 ALLOWABLE BEARING PRESSURES ON FOOTINGS ON ROCK

"Allowable pressure" on a footing is the maximum pressure against the rock surface consistent with both deflections, and limiting equilibrium ("stability") as well as permissible stress values in the concrete; the latter may govern design with high loads or very good rock. Deflections are usually more limiting than stability when dealing with rock. An appropriate analysis of settlements and rotations under a footing on regularly bedded or fractured rock can be made by superposition and integration of Equation 9.3 using the stress-strain relations of Equation 6.9 with Equations 6.23 to 6.27. Kulhawy and Ingrassia (1978) and Kulhawy (1978) offered a simpler method to estimate settlement in fractured rocks under strip, circular, and rectangular footings. It is sometimes practical to conduct load tests on footings in the field, in which case safe pressures can be established directly without separately evaluating the structural and physical properties of the rock. However, such tests are expensive and can seldom encompass the whole range of rock and environmental conditions pertinent to a foundation. Finite element analysis offers another approach by which the variability of site conditions and rock properties can be studied to achieve an economical design.

The calculation of a *bearing capacity* according to limiting equilibrium calculations for a footing under load must respect the complexity and variety of the failure modes discussed earlier. Although we can give no universal formula for bearing capacity of rock, several simple results prove useful as tools to calculate

the order of magnitude of a limiting safe pressure. Tests in isotropic rock have shown that this pressure often occurs at a settlement approximately equal to 4 to 6% of the footing width.

We consider now the mode of failure shown in Figures 9.5a to c, in which a laterally expanding zone of crushed rock under a strip footing induces radial cracking of the rock to either side. The strength of the crushed rock under the footing will be described by the lower failure envelope in Figure 9.12, while the strength of the less fractured, neighboring rock will be described by the upper curve in the same figure. The largest horizontal confining pressure that can be mobilized to support the rock beneath the footing (zone A in Figure 9.12) is p_u , determined as the unconfined compressive strength of the adjacent rock (zone B of Figure 9.12). This pressure determines the lower limit of the Mohr's circle

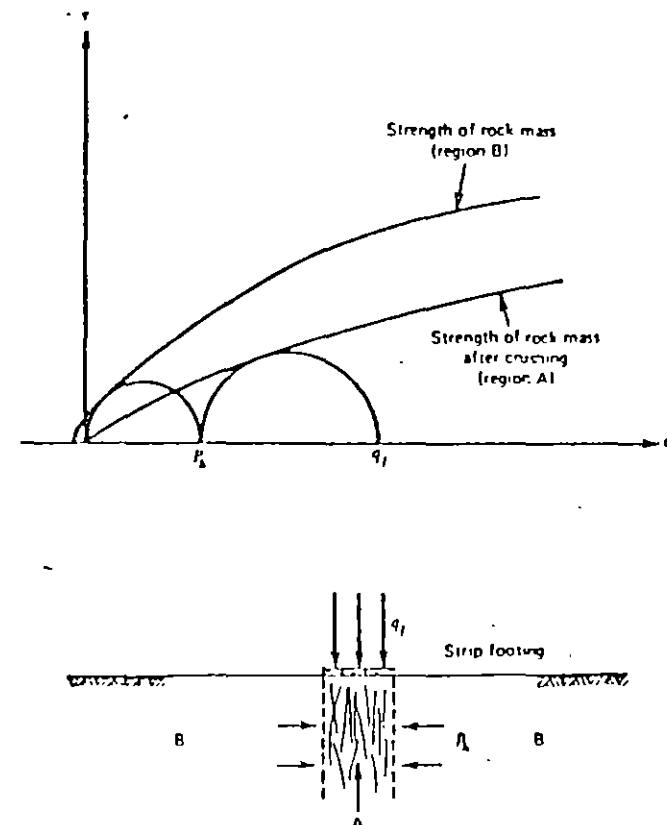


Figure 9.12 Analysis of bearing capacity on rock

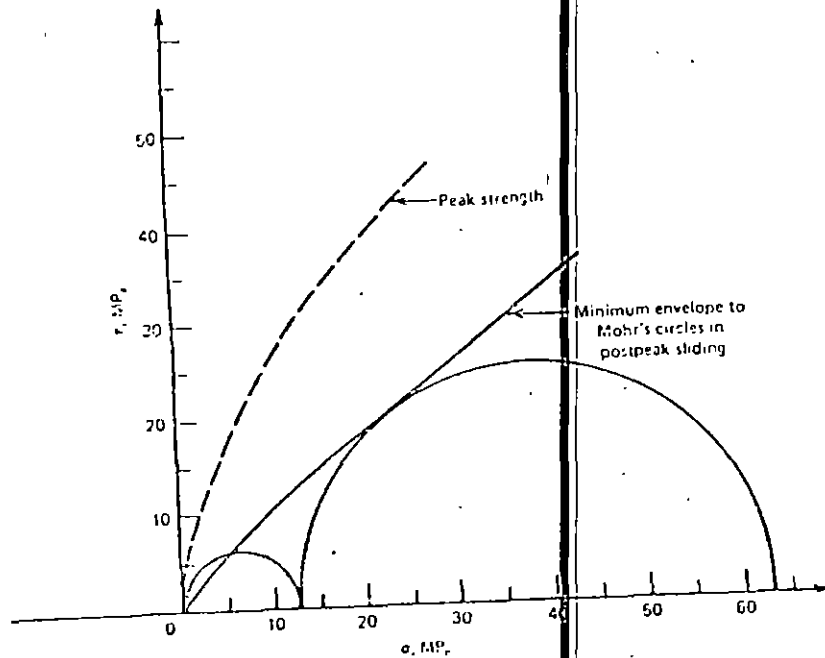


Figure 9.13 Example of bearing-capacity analysis for a highly fractured greywacke sandstone [After Raphael and Goodman (1979)]

tangent to the strength envelope of the crushed rock under the footing.² Triaxial compression tests on broken rock can define the latter strength envelope, and thus the bearing capacity can be found. Figure 9.13, for example, shows triaxial compression test results by Raphael and Goodman (1979) on intact and broken core samples from a foundation in highly fractured greywacke sandstone. The condition of the rock surrounding the footing can be represented by the envelope corresponding to the peak strengths of core samples in which all the fractures were carefully fitted together and held with tape before testing. The condition of the rock under the footing can be described by the envelope corresponding to residual strength of such specimens. With these strength properties determined and a factor of safety of 5, the bearing capacity is estimated as 12 MPa. For reference, the unconfined compressive strength of the intact rock is 180 MPa.

Examination of Figure 9.12 leads to the conclusion that the bearing capacity of a homogeneous, discontinuous rock mass cannot be less than the unconfined

compressive strength of the rock mass around the footing, and this can be taken as a lower bound. If the rock mass has a constant angle of internal friction, ϕ , and unconfined compressive strength q_u (Mohr-Coulomb material), the method of Figure 9.12 establishes the bearing capacity as³

$$q_f = q_u (N_\phi + 1) \quad (9.6)$$

where

$$N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (9.7)$$

Actual conditions may call for special analysis. Figure 9.14a, for example, shows a footing bearing on a thin, relatively rigid sandstone layer underlain by more flexible claystone. With sufficient load, the stiff layer will break in flexure, thereafter transferring a greater proportion of load to the clay shale. The deflections associated with the cracking of the upper layer will probably limit the design loads. Otherwise, the bearing capacity will be that calculated from the properties of the lower layer. The strength of the stiffer layer can be analyzed considering it to be a thick beam.

Figure 9.14b depicts a footing resting on a portion of a single joint block, eroded by orthogonal vertical joints each spaced distance S . Such a condition might arise, for example, in weathered granite. If the footing width B is equal to the joint spacing S , the rock foundation can be compared to a column whose strength under axial load should be approximately equal to the unconfined compressive strength q_u . If the footing contacts a smaller proportion of the joint block, the bearing capacity increases toward the maximum value consistent with the bearing capacity of homogeneous, discontinuous rock, obtained with the construction of Figure 9.12 or from Equation 9.6 as appropriate. This problem was studied by Bishop (1968) assuming that some load is transferred laterally across the joints. Modifying this boundary condition for an open-jointed rock mass in which lateral stress transfer is nil yields,

$$q_f = q_u \left\{ \frac{1}{N_\phi - 1} \left[N_\phi \left(\frac{S}{B} \right)^{N_\phi - 1} - 1 \right] \right\} \quad (9.8)$$

Comparing the results of computation with Equations 9.6 and 9.6 shows that open joints reduce the bearing capacity only when the ratio S/B is in the range from 1 to 5, the upper limit increasing with ϕ .

When determining the safe bearing pressures on a footing on rock, it is never permissible to use the bearing capacity as calculated, or even as measured by load tests in situ, without consideration of scale effects. There is an element of uncertainty associated with the variability of the rock and a significant size effect in strength under compressive loads. However, even with a factor of safety of 5, the allowable loads will tend to be higher than the code values sampled in Table 9.2, except when the foundation is on or near a rock slope.

² Suggested by Ludanyi (1972) who acknowledges R. T. S. Field (1954), "Stress and velocity in rock mechanics," *J. Math. and Physics*, Vol. 33, pp. 149-156.

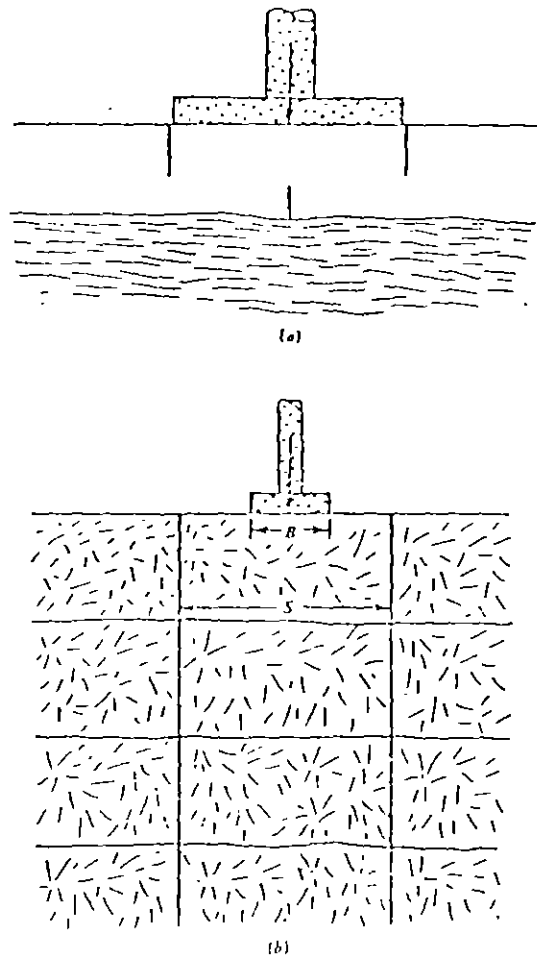


Figure 9.14 Foundations on (a) layered rock and (b) rock with open, vertical joints

Bearing capacity may be considerably reduced by proximity to a slope because modes of potential failure may exist in the region of the foundation with unsatisfactory degrees of safety even without added loads. The initiation of sliding could cause violent structural collapse for bridge piers, side-hill towers, and abutments of arch dams, thus the slopes must be explored and analyzed diligently. In such cases, special reinforcing structures may be needed. Figure 9.15a shows a concrete structure ailed downstream of the slender right abutment of the 151-m-high Canelles Arch Dam, Spain. By means of its own weight and the passive resistance

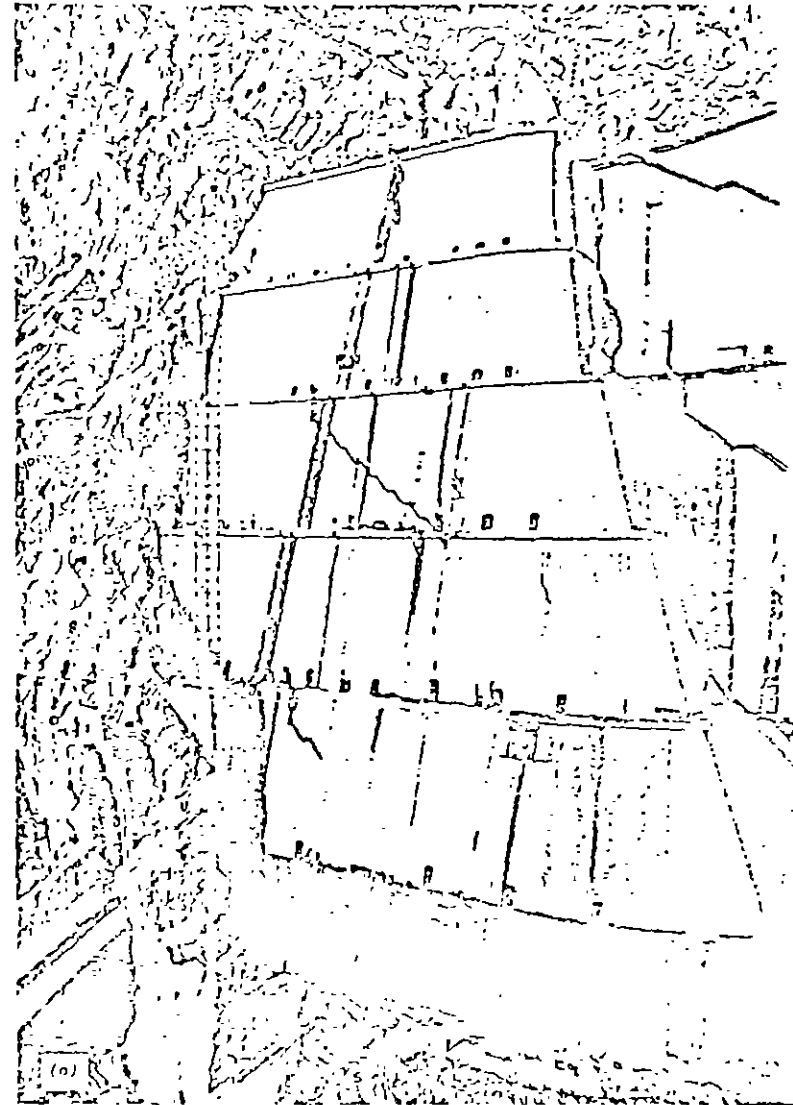


Figure 9.15 Reinforcing structure for the abutment of Canelles arch Dam. (a) A view of the structure downstream. [Reproduced from Alvarez (1977) with permission]

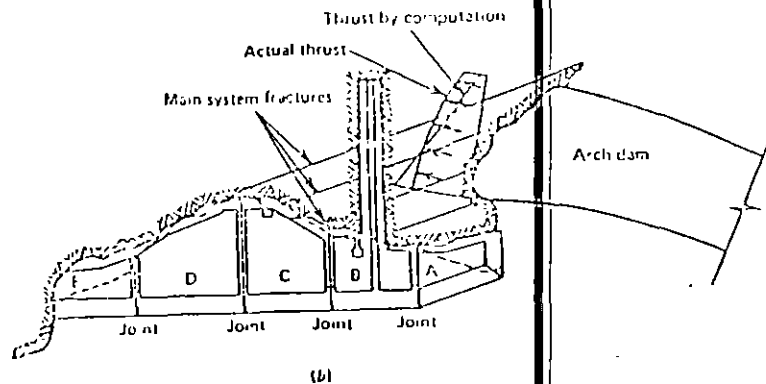


Figure 9.15 Reinforcing structure for the abutment of Canelles arch dam, Spain. [Reproduced from Alvarez (1977) with permission.] (b) A horizontal section.

of five tunnels filled with reinforced concrete (Figure 9.15b), the structure is supposed to increase the factor of safety against sliding on a daylighting system of vertical fractures in the Cretaceous limestone. The fractures are filled with up to 25 cm of clay, and recur with average spacing of 5 m. The tunnels are intended to extend beyond the line of thrust of the arch, and can mobilize up to 5000 tons of tensile force.

Analysis of failure modes for foundations on rock slopes, assuming the geometry of failure to be determined by discontinuity planes, is an extension of methods discussed in Chapter 8. The addition of a force to the stereographic projection solution for plane and wedge slides was discussed in that chapter (e.g., Figure 8.12). The problems at the end of this chapter examine how the equations for stability under plane failure and for a slide composed of two planes can be modified to include one or more forces applied to the sliding mass.

Limestone is always suspect as a foundation rock for dams because past weathering may have opened up cavities capable not only of transmitting leakage but that may also reduce the bearing capacity of the foundation. This concern relates to earth and rock-fill dams as well as to concrete structures. Patoka Dam, Indiana, an earth and rock-fill embankment about 45 m high, illustrates foundation problems that can arise when dealing with limestone.³ The dam was built over a series of lower Paleozoic sandstone, shale, and limestone formations. Solution cavities and weathered joints demanded considerable foundation treatment by the Corps of Engineers to provide bearing capacity and protection from erosion of the embankment material into the interstices of the rock mass. Concrete walls 30.5 cm

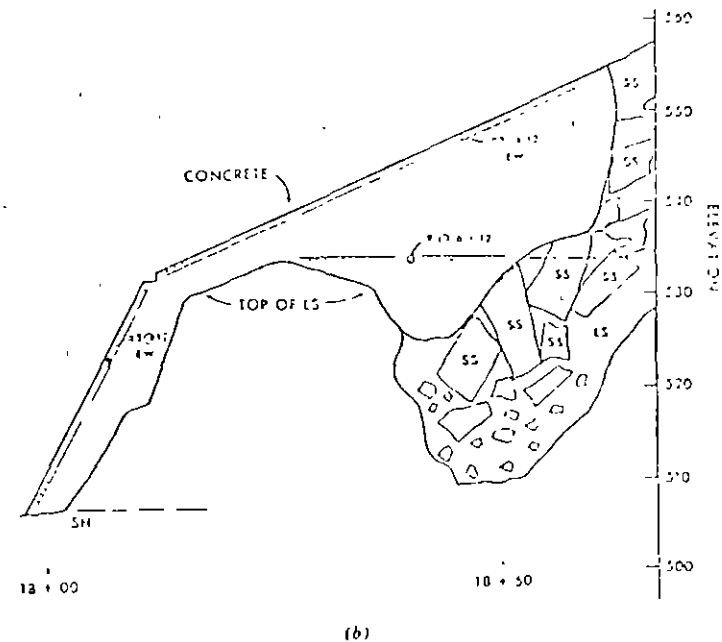


Figure 9.16 Foundation treatment required under a dike at Patoka Reservoir, Indiana. (a) View of a reinforced concrete pile bridge across a rubble-filled cavity. (b) Vertical section through the structure. (Courtesy of Benjamin Kelly, Corps of Engineers, Louisville District.)

³ S. D. Markwell (1978) Seepage control measures at Patoka Dam, Indiana. Proceedings of the 1978 Annual Meeting, Chicago, October.

thick were constructed against rock surfaces excavated by presplitting; these walls separate embankment materials from open-jointed limestone. The rock was grouted through the walls after they were constructed. Deep foundation grouting could not satisfactorily consolidate the rock and close seepage paths in the abutments due to excessive grout flow into open cavities, difficulty in drilling through collapsed, rubble-filled cavities, and hole alignment problems created by the irregular limestone surface. Instead, a cutoff trench averaging 8.5 m deep and about 1.7 m wide, and backfilled with lean concrete, was constructed along a side-hill length of 491 m in the right abutment to carry the foundation to the shale below the cavernous limestone. Roof collapses that had occurred under natural conditions left blocks of sandstone in clay as incomplete fillings of cavities reaching as much as 12 m above the top of the Mississippian limestone into the overlying Pennsylvanian sandstone. One large collapse feature under the abutment of a dike was bridged with a reinforced concrete plug and wall (Figure 9.16).

Although not nearly so unpredictable and treacherous as karstic limestones, decomposed granitic rocks may also require special foundations, particularly for large dams. Quite commonly, the degree of weathering of the rock forming a valley increases notably as the upper part of the valley is approached. Figure 9.17 shows a large gravity monolith that was required, for this reason, in the upper part of the abutment of an arch dam in Portugal.

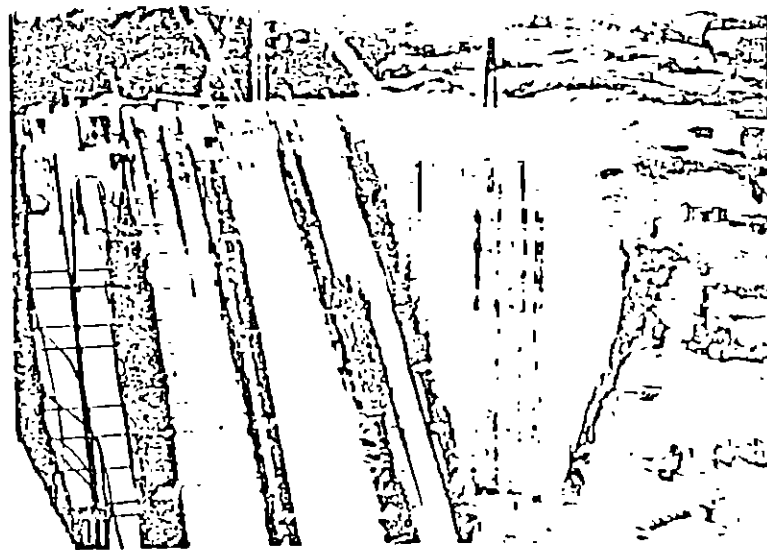


Figure 9.17 Gravity block required for the upper part of the right abutment of Alto Rabagao Dam, Portugal. (Courtesy of Dr. Manuel Rocha.)

9.5 DEEP FOUNDATIONS IN ROCK

When the allowable loads on the surface soils are low, it may be economical to carry the structural loads to rock by means of driven or cast-in-place piles, or piers cast in drilled shafts (Figure 9.3). When concrete is poured against drilled rock surfaces, it develops an adhesion ("bond"), which can carry shear stresses up to the shear strength of rock or of the concrete, whichever is less. To design the foundation, it is necessary to consider how the load will be distributed between *bond* on the sides of the pier or pile, and *bearing* resistance at its end. The length and diameter of the pier (or pile) can be selected to strike a balance between the two so that neither permissible bond stresses nor permissible bearing pressures are exceeded.

Bearing capacity increases when a footing is buried because it requires additional work to expand the failing region against an increased rock pressure. An exception to this rule is the case of failure by punching caused by the collapse of pore structure or the closing of joints. In cohesive soils, the bearing capacity beneath plates buried more than four diameters can be increased from the surface value of six times the undrained shear strength (S_u) to nine times the undrained shear strength (which corresponds to $4.5q_u$) (Woodward, Gardner, and Greer, 1972). Even this is conservative as shown in tests by Wilson (1977) on 900 mm diameter cast-in-place concrete piles socketed into Cretaceous mudstone, the bearing strength was at least one-third greater than $9S_u$. The British code (Institution of Civil Engineers Code of Practice No. 4) permits a 20% increase in safe bearing capacity for each foot of depth up to a limit of twice the surface value.

The settlement of a rigid circular bearing plate on an isotropic, elastic half space was given in Equation 6.10. Following Poulos and Davis (1968), we introduce a depth factor (n) in that equation to express the settlement ω_{base} of the lower end of a pier or pile set in the base of a shaft below the bedrock surface (Figure 9.18a):

$$\omega_{base} = \frac{(\pi/2)p_{end}(1 - \nu_r^2)a}{E_r n} \quad (9.9)$$

where p_{end} is the normal pressure at the lower end of the pier or pile
 ν_r and E_r are the Poisson's ratio and elastic modulus of the rock
 a is the radius of the lower end of the pile or pier
 n is a factor depending on relative depth and on ν_r as given in Table 9.3

If a pier is founded on top of the bedrock surface, it is prudent to neglect the adhesion along its sides in the soil layers and assume that the full pressure p_{total} acting on the top of the pier acts also on its base. However, when a pier is socketed in rock even several radii deep, a considerable proportion of the load is transferred to the perimeter and p_{end} is significantly less than p_{total} . As long as the bond is maintained along the sides, analysis of the load transfer corresponds to that of a cylindrical elastic inclusion "welded" to the surrounding medium. Finite element analysis of an elastic, axisymmetric system by Osterberg and Gill (1973)

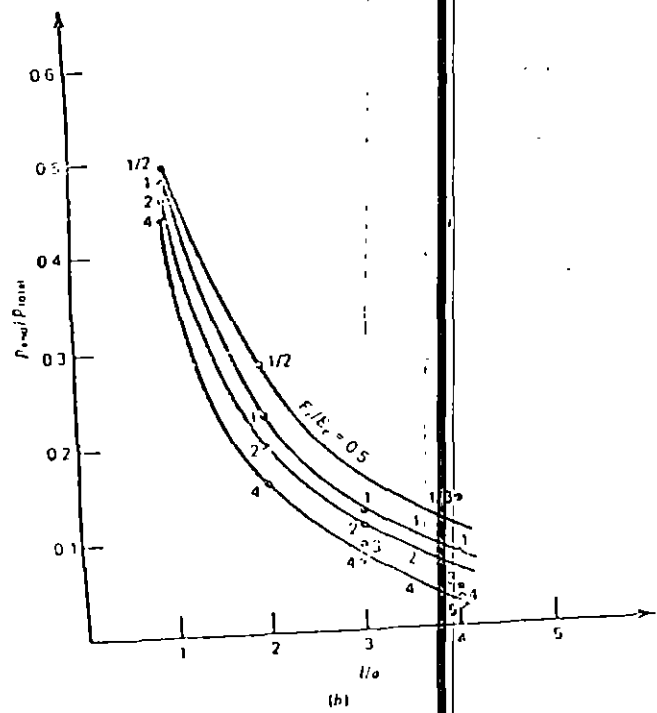
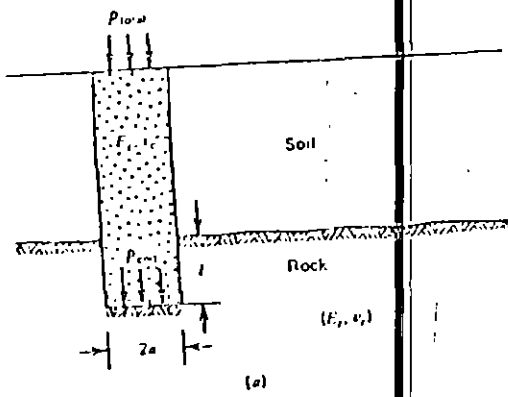


Figure 9.18 Load transfer in a socketed pier (a) Terminology for the pier (b) Data on load transfer calculated by Osterberg and Gill (1973) for indicated values of l/a . The curves were deduced by

TABLE 9.3

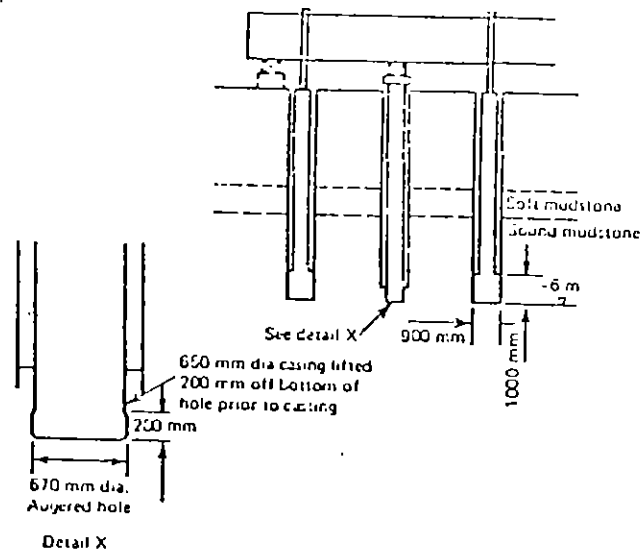
Effect of Embedment Depth (l) on Displacements of a Rigid Plate According to Equation 9.9

l/a	0	2	4	6	8	14
$n: \nu_r = 0$	1	1.4	2.1	2.2	2.3	2.4
$n: \nu_r = 0.3$	1	1.6	1.8	1.8	1.9	2.0
$n: \nu_r = 0.5$	1	1.4	1.6	1.6	1.7	1.8

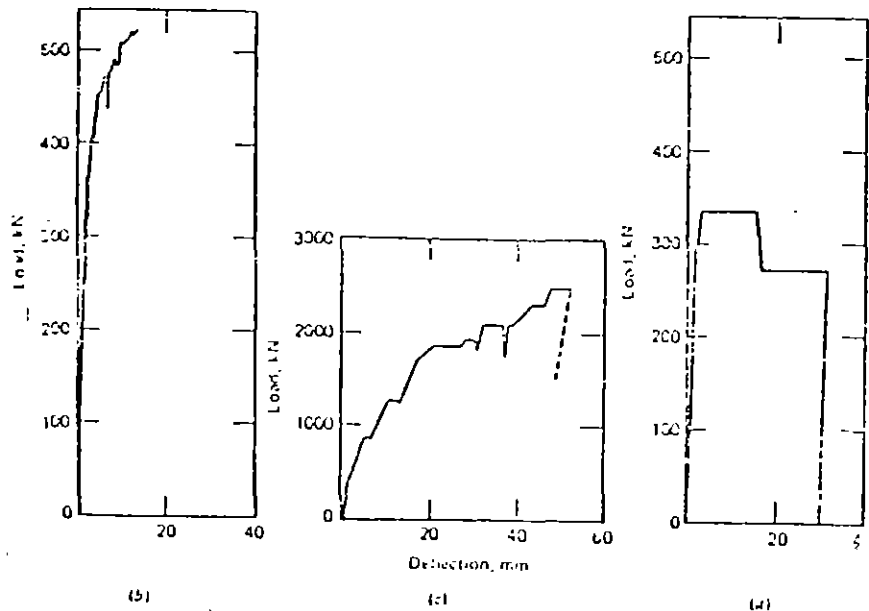
can therefore provide a useful starting point for analyzing load transfer in a pier socketed into rock, providing that the pier is not loaded beyond the limit of bond strength. Figure 9.18b presents a family of curves expressing the ratio p_{end}/p_{pier} as deduced from Osterberg and Gill's results by Ladanyi (1977). Notice that at embedment ratios (l/a) greater than 4, the end-bearing pressure under a pier on stiff rock is less than one-eighth of the pressure applied to the top of the pier.

When the rock is more compliant than the pier, as in chalk or compression shale, or in the case of piles driven through rock to obtain a "set" in bedrock, the adhesion sustains a smaller proportion of the total load. This can be appreciated from the results of pile load tests like that presented in Figure 9.19, from Wilson (1977). His test was conducted by compressing a pile of 670 mm bottom diameter inside a socket augered at the base of an oversized hole; in this way, adhesion occurred only along a short section and the end-bearing capacity could be determined with minimal correction to the test data. The load was applied by jacking against a stiff steel girder held down by two piles cast against the rock over a predetermined length of 1 m. Monitoring the deflections of all three piles thus measures adhesion in the outer two piles simultaneously as the center pile is compressed. The adhesion measurement is conservative because pulling reduces the normal stress on the periphery of the pile whereas the opposite is true in service under compression. As the right pile yielded, at 340 kN uplift load, the position of the jack was moved to the left end of the girder and the test was continued, eventually causing the left pile to yield at 520 kN.

Several principles are illustrated by these results. First, the adhesion is typically developed with a deflection of 10 mm or less, while mobilization of the full bearing capacity may require a settlement of 30 to 40 mm or more (typically 4 to 6% of the base diameter as noted previously). The curve of load versus deformation for the development of adhesion is steep with some loss of strength due to cracking in concrete or rock, or both, after the attainment of a peak load. In contrast, the load-deformation curve in end bearing is curved downward almost from the beginning and may show strain hardening (i.e., upward curvature) after a plateau of strength is reached, although brittle behavior may occur with continued loading. A designer



(a)



(b)

(c)

(d)

can choose to assign a large proportion of the pier load to perimeter bond only, if he or she assures that deflections do not exceed those required for its full mobilization, but this is wasteful with respect to end-bearing. With continued loading beyond the peak adhesion, the proportion of load carried by the base of the pier must increase.

In the limit where all bond is broken along the sides, it is useful to analyze the case posed by a pile or pier with frictional contact along its sides. The load transfer corresponding to the elastic case charted in Figure 9.18b would change and approach the values corresponding to a frictional interface after the adhesion is broken by overloading or if a construction method is used in which bond is minimal (e.g., precast piles set into boreholes). Assuming the coefficient of side friction is zero between the pier or pile and the soil and is a constant value μ on the wall of the socket in the rock, it is shown in Appendix 4 that the vertical stress (σ_y) in the pier at depth y below the top of rock is

$$\sigma_y = p_{total} e^{-((2 + \mu)(1 - \nu_c) + (1 + \nu_r)E_r/E_c)(y/a)} \quad (9.10)$$

where the subscripts c and r denote concrete and rock respectively and p_{total} is the pressure applied to the top of the pier. If the depth (l) of the socket is input for y , σ_y calculated from the above equals the end-bearing pressure p_{end} . To approximate the results of the elastic analysis in which one assumes a welded contact between concrete and rock, large values of μ must be introduced into Equation 9.10 as examined in Problem 7.

Bond strength is best determined by a field pullout test like the one described or by a compressive load test with a compressible filling placed beneath the end of the pile or pier to negate end bearing. In soft, clay-rich rocks like weathered clay shale, which tend to fail in shear rather than in compression, the bond strength is determined in relation to the undrained shear strength (S_u)

$$\tau_{bond} = \alpha S_u \quad (9.11)$$

Recasting in terms of q_u and ϕ ,

$$\tau_{bond} = q_u \left[\frac{\alpha}{2 \tan(45 + \phi/2)} \right] \quad (9.12)$$

Typical values of α range from 0.3 to 0.9 but may be considerably greater if the surface is artificially roughened [Kenney (1977)]. In hard rock, bond strength (τ_{bond}) reflects diagonal tension, and it may accordingly be approximated by the tensile strength of rock and concrete. A conservative value for bond strength in hard rocks is, then

$$\tau_{bond} = \frac{q_u}{20} \quad (9.13)$$

in which q_u is the unconfined compressive strength of laboratory samples cast

Figure 9.19. Pullout test after Winkler (1977).

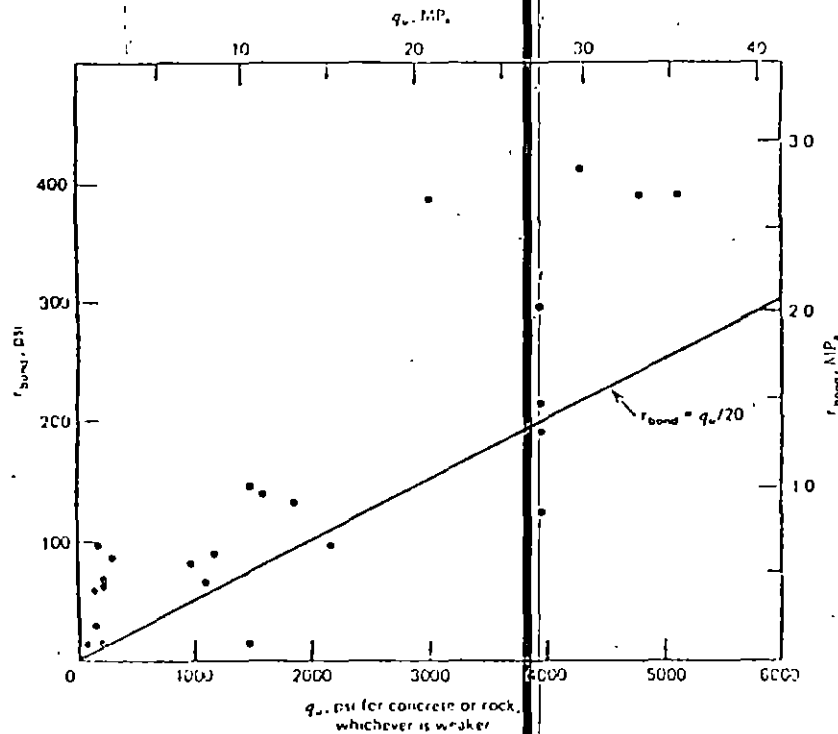


Figure 9.20 Strength of bond between concrete and rock for piers with radii greater than 200 mm. Data from Horvath and Kenney (1979) based on load tests.

Ladanyi (1977) proposed a method of design providing for full bond strength developed over a socket length sufficient to reduce the end-bearing pressures to acceptable values. The following iterative scheme will achieve this once the allowable bearing pressure and the allowable shear stress have been established.

Given the total vertical load F_{total} on the top of the pier:

1. Assume a value for the allowable bond stress (τ_{allow}) on the wall of the rock socket.
2. Select a radius (a). This may be dictated by the allowable load in the concrete.
3. Neglect end bearing and calculate the maximum length (l_{max}) of the rock socket:

$$l_{max} = \frac{F_{total}}{(2\pi a \tau_{allow})}$$

4. Choose a value l_1 less than l_{max} and corresponding to l_1/a determine p_{end}/p_{total} from Figure 9.18b. Alternatively, corresponding to a lower value of bond stress, choose a value for μ and calculate $p_{end}/p_{total} = \sigma_v/F_{total}$ from Equation 9.10 with $y = l_1$.
5. Calculate $p_{end} = [F_{total}/(\pi a^2)] [p_{end}/p_{total}]$.
6. Compare p_{end} to the allowable bearing pressure (q_{allow}) appropriate for the material at depth l_1 with relative embedment ratio l_1/a (see Equation 9.9).
7. Calculate $\tau = [1 - p_{end}/p_{total}] [F_{total}/(2\pi a l_1)]$.
8. Compare τ with τ_{allow} .
9. Repeat with l_2 and a until $\tau = \tau_{allow}$ and $p_{end} \leq q_{allow}$.

If a low factor of safety is used for bond strength, a higher factor of safety is required for bearing to assure that the displacements are compatible. Kenney (1977) suggested that both end and side resistance could be developed at compatible displacements by preloading the base using flat jacks or hydraulic cylinders between the pier base and the rock.

As shown in Figure 9.21, the settlement of a pier on rock can be calculated as the sum of three terms: (1) the settlement of the base (ω_{base}) under the action of p_{end} ;

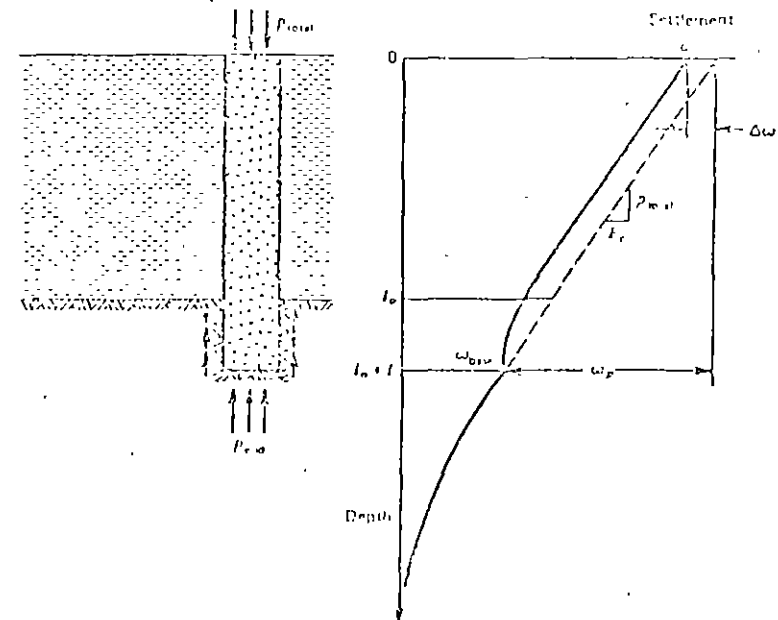


Figure 9.21 Settlement of a pier socketed in rock.

(2) the shortening of the pile itself (ω_p) under a uniform compressive stress equal to p_{total} ; and (3) a correction ($-\Delta\omega$) accounting for the transference of load through adhesion along the sides.

$$\omega = \omega_{basic} + \omega_p - \Delta\omega \quad (9.14)$$

These terms are calculated as follows:

ω_{basic} is calculated from Equation 9.9 for an isotropic material or using results of Kulhawy and Ingrassia for anisotropic materials

$$\omega_p = \frac{p_{total}(l_0 + l)}{E_c}$$

where $l_0 + l$ is the total length of the pile and l is the length embedded in rock and

$$\Delta\omega = \frac{1}{E_c} \int_{l_0}^{l_0+l} (p_{total} - \sigma_p) dy$$

The last term is not important for socketed piers if most of the length of the pier is in soil.*

Shafts larger than about 1 m in diameter permit visual inspection and testing of the rock, subject to water conditions, wall stability, and air quality. Many types of tests have been tried to minimize the equipment "down time" yet assure satisfactory rock and accurate assertions concerning rock properties. Woodward, Gardner, and Greer (1972) recommend drilling inexpensive holes, without coring, in the base of the socket, then feeling the sides for open cracks and seams with a rod equipped with a sideward point. A borehole camera, television, periscope, or the Hinds impression packer can be used advantageously to inspect the rock. The latter device expands a packer in the hole to squeeze a wax film against the wall of the borehole [Barr and Hoeking (1976) and Brown, Harper, and Hinds (1979)]. Cracks, seams, and bedding can be seen clearly in the impression.

The depth of exploration necessary to assure satisfactory bearing under a pier depends on the depth of the rock socket and the shape and extent of the lines of equal principal stress. With vertical or horizontal strata having low interbed friction, the bulbs of pressure are narrow and deep as discussed previously. If the rock socket is short and the pressure bulbs are deep, stresses sufficiently large to cause appreciable settlement in a weak rock layer could occur more than 5 ft (depth

* For the vertical stress distribution described by equation 9.10,

$$\omega_p - \Delta\omega = \frac{p_{total} l_0}{E_c} + \frac{p_{total}}{E_c} \left[\frac{1}{v_c} - (1 + v_c) \right] \left[1 + \left(\frac{E_c}{E_r} \right) \left(\frac{1 + v_r}{1 - v_r} \right) \right] \left(\frac{a}{2l} \right) (1 - e^{-2l/a})$$

where:

of exploration required in the Rochester code, Table 9.1) below the base of the socket. In areas underlain by karstic limestone, it may be necessary to search below a shaft 10 m or more to find good rock, free of cavities continuously for at least 3 m.

Rock tests conducted on the walls of sockets or in the boreholes at the base of a socket can provide the data required for design. The borehole jack which expands metal plates against opposite segments of a borehole is well suited for this type of evaluation. (Borehole tests are discussed in Chapter 6.) In clay shales and other soft rocks free of hard concretions, the cone penetrometer has been used to evaluate the undrained shear strength below foundations (see Equation 9.11). The standard penetration test is also used in such rocks. Wakeling (1970) correlated rock properties with standard penetration tests for chalk. When the rock has hard interbeds or concretionary lenses, standard penetration tests will be confusing. Rock mass classification by the geomechanics classification discussed in Chapter 2, together with the correlation of Figure 6.9, determines the modulus of elasticity of the foundation based on simple tests and observations.

9.6 SUBSIDING AND SWELLING ROCKS

In previously mined regions, karst topography, highly soluble rocks, and rocks with swelling minerals, foundations may be displaced by rock movements quite apart from deflections caused by the foundation bearing pressures. In each case, the potential problems are best handled through judicious siting after thorough subsurface exploration. Locations and elevations of structures may need repeated shifting according to the results of core borings. In mined-out terrain, it may be possible to avoid the chance of subsidence by choosing a location underlain by barrier pillars between panels. In karst terrain, surprises can happen despite the most thorough exploration, or conditions can deteriorate after construction following a lowering of the ground water table (Focus, 1965). Lowering the ground water table increases effective stresses bringing additional load on existing cavities, while reducing capillarity of overlying soils which can then run into them (Sowers, 1976).

If a room and pillar mine occurs beneath a building, four possibilities must be recognized: (1) the mine is so deep that subsidence at the surface is extremely unlikely; (2) the mine is definitely caving with loss of support at the ground surface; (3) the mine openings are presently stable but could collapse in the future; or (4) the mine openings are stable and unlikely to deteriorate.

Mine openings more than 100 m deep rarely cave to the surface but it is not impossible for them to do so. The geological section will probably be

destruction through flexure. High horizontal stresses tend to reinforce such bridging formations. When an opening of original height (h) stops upward, broken roof rock tumbles down and eventually fills it; as the caving progresses, the former cavity in rock with density γ is replaced by a larger inclusion of crushed rock with density γ/B . The maximum possible height (H) of the inclusion is therefore:

$$H = \frac{h}{(B - 1)} \quad (9.15)$$

Price et al. (1969) used this expression to establish the depth H to old mine workings such that surface subsidence is not likely. In highly fractured roof rock lacking appreciable horizontal stress, a cave may narrow upward but subsequently open upward reaching the surface through hundreds of meters. Thus carefully consider local experience in a mining district.

In areas with still active mining nearby, one may be able to acquire a mine map showing the plan and configuration of rock pillars at depth. If the accuracy of the plan can be determined, Equation 7.4 is applicable to calculating the safety of each pillar. Goodman et al. (1980) suggested that some pillar failure is acceptable if it can be shown that progressive failure is unlikely. Repeated pillar strength calculations with updated tributary areas reflecting reassignment of load from failed pillars will establish the maximum dimensions of potential caves. The capability of the roof rock to span such caves is then determined. If there is any doubt as to the safety of existing pillars, artificial support must be provided or the structure must be relocated.

Foundations for structures over old mines likely to collapse can be established safely in a number of ways as reviewed by Gray, Salver, and Gamble (1976). If the openings are at shallow depth, it may be cheapest to excavate the rock to a level below them and backfill or establish footings at that level. Deeper openings can be filled with grout or with low-strength soil cement (e.g., lime and fly ash). They can also be propped with grout columns (Figure 9.4a). Alternatively, drilled piers socketed below the floor of the openings or piles driven through drill holes into the floor of the mine openings can support the structure below the potentially caving levels. Deep foundations may be subjected to downdrag or to lateral loads from continued subsidence of the overburden. Lightly loaded areas over sinkholes in karst terrain can be filled with crushed stone reinforced with wire mesh, and then tested with a compacting fill. Concrete fill is appropriate for small cavities beneath footings only if there is no risk of their enlargement; enlargement of a sinkhole filled with concrete can cause sudden, violent collapse.⁵

Swelling rock like montmorillonitic shales, weathered nontronite basalts, and some salts found in evaporite deposits can create uplift pressures on foundations. The expansion pressure is greatly reduced if some deflection is permitted; therefore, one should attempt to measure the relationship between swelling pressure and

permitted expansion for representative core samples. Such data can be obtained in a consolidometer, bringing a dry specimen to an initial state of precompression and then monitoring the normal force and expansion as the rock is saturated. If a suitable consolidometer is not obtainable, one can place various dead weights on core samples and monitor the increase in length with time after saturation. Figure 9.22 shows data from expansion pressure measurements with a Norwegian fault gouge and with a Cretaceous shale.

The designer can either accept the pressures and deformations or place the foundations deep enough to inhibit access of water to the rock. Figure 9.23 from Woodward et al. (1972) shows a pier design used in Texas to accommodate uplift along the walls resulting from swelling soil and rock. A pipe coated with bond-breaking mastic on its outer surface separates the main load-carrying stem of the pier from the surrounding annulus, which breaks off in tension and moves up with the expanding soil. Anchor piles that reduced expansive heave of spillway slabs in Bearpaw shale are described by Jaspard and Shtenko (1969). In California, foundation redesign required on a housing project in expansive claystones could assure stable support only with piers at least 6 m deep [Meehan et al. (1975)].

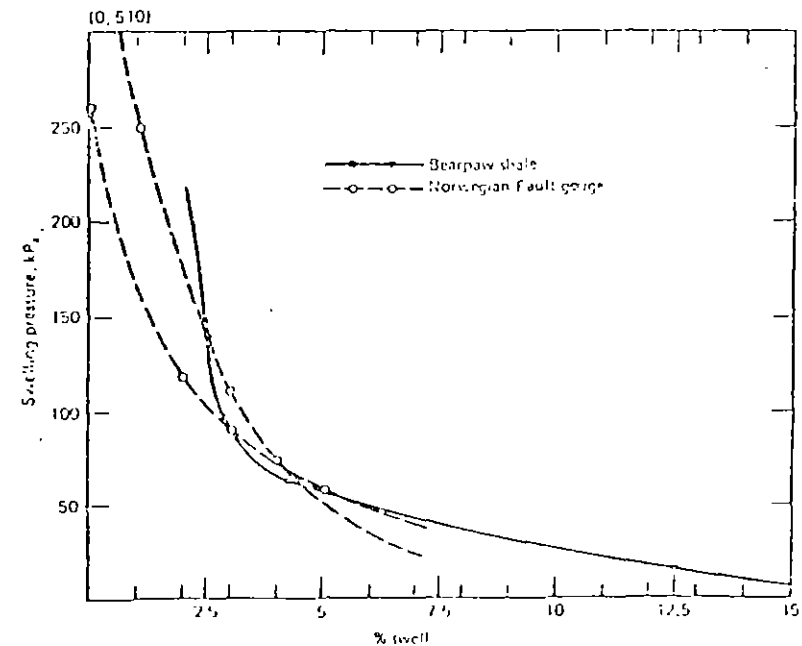


Figure 9.22 Swelling test data for Norwegian fault gouge from Brekke (1965), and for Bearpaw shale from Peterson and Peters (1963)

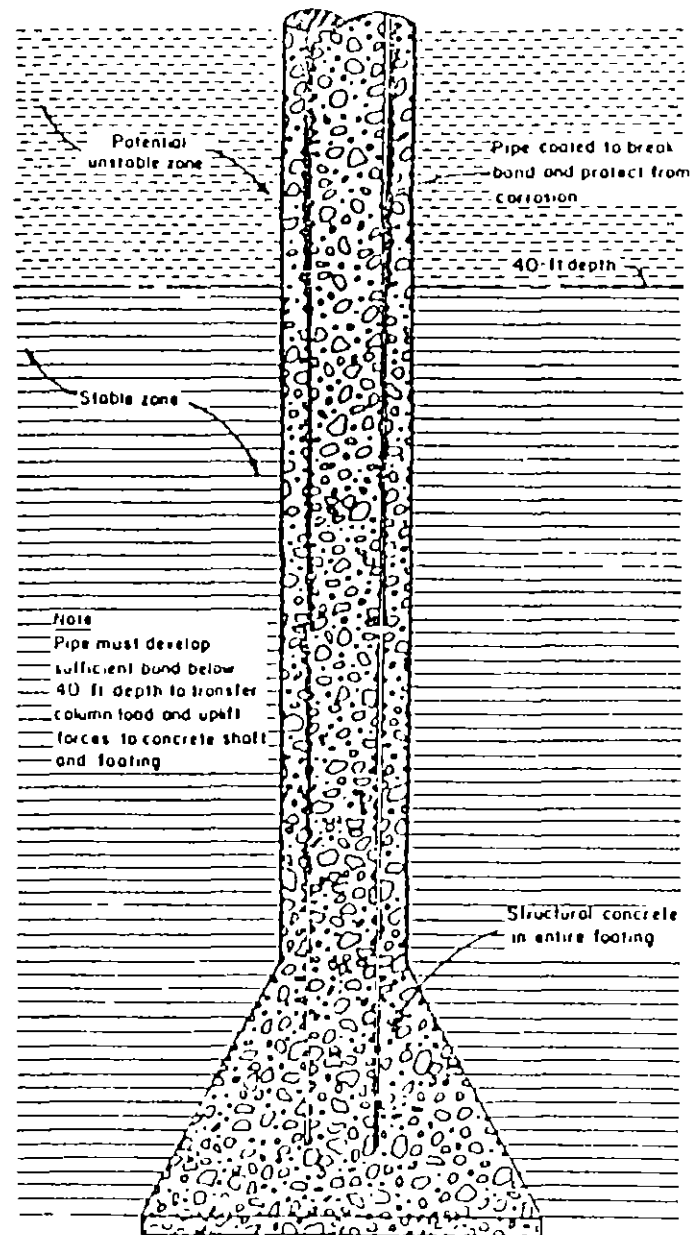


Figure 9.23 Design of a belled pier for relief of uplift due to expansion of the upper layer (dashed lines). The outer annulus of concrete is expected to break in tension near the bottom of the expansive layer, by Ralski and

Fortunately, ground movements are rare in rock. However, the engineer must always be on guard for special problems, almost any of which can be solved economically if recognized in time.

REFERENCES

- Alvarez, A. (1977) Interpretation of measurements to determine the strength and deformability of an arch dam foundation, *Proceedings International Symposium on Field Measurements in Rock Mechanics (ISRM)* (Balkema, Rotterdam), Vol. 2, pp. 825-836.
- Ashton, W. D. and Schwartz, P. H. (1974) H bearing piles in limestone and clay shales, *J. Geotech. Eng. Div.*, (ASCE), Vol. 100, No. GT7, pp. 787-806.
- Aurora, R. P. and Reese, L. C. (1977) Field tests of drilled shafts in clay shales, *Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 371-377.
- Barr, M. V. and Hocking, G. (1976) Borehole structural logging employing a pneumatically inflatable impression packer, *Proceedings of Symposium on Exploration for Rock Engineering*, Vol. 1, pp. 29-34.
- Bell, F. G. (ed.) (1978) *Foundation Engineering in Difficult Ground*, Newnes-Butterworths, London.
- Bishnoi, B. W. (1968) Bearing capacity of jointed rock, Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology.
- Brekke, T. L. (1965) On the measurement of the relative potential swellability of hydrothermal montmorillonite clay from joints and faults in Precambrian and Paleozoic rocks, Norway, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 2, pp. 155-165.
- Brown, E. T., Harper, T. R., and Hinds, D. V. (1979) Discontinuity measurements with the borehole impression probe—a case study, *Proceedings 4th Cong. ISRM (Montreux)*, Vol. 2, pp. 57-62.
- Coates, D. F. (1967) *Rock Mechanics Principles*, op cit Chapter 1.
- Conway, H. D. (1955) Note on the orthotropic half plane subjected to concentrated loads, *J. Appl. Mech.*, Vol. 77, p. 130.
- David, D., Sroka, E., and Goldberger, M. (1977) Small diameter piles in karstic rock, *Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 471-475.
- Desai, C. S. and Christian, J. T. (eds) (1977) *Numerical Methods in Geotechnical Engineering* McGraw-Hill, New York.
- Dvorak, A. (1966) Tests of anisotropic shales for foundations of large bridges, *Proc. Int. Cong. ISRM (Chicago)*, Vol. 2, pp. 537-541.

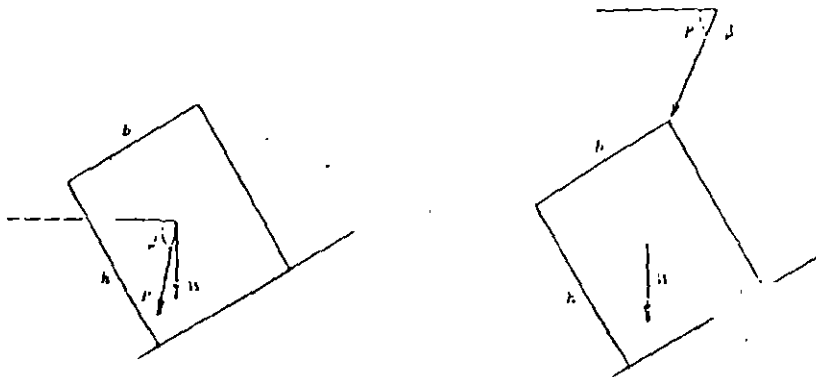
- withdrawal in carbonate rock areas, *Proc. 23rd Int. Geol. Cong.* (Prague), Vol. 12, pp. 155-166.
- Gaziev, E. and Erlikhman, S. (1971) Stresses and strains in anisotropic foundations, *Proceedings Symposium on Rock Fracture, ISRM* (Nancy), Paper II-1.
- Goodman, R. E. (1976) *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks*, West Publishing, St. Paul, Minn.
- Goodman, R. E., Buchignani, A., and Korbay, S. (1980) Evaluation of collapse potential over abandoned room and pillar mines, *Bull. Assoc. Eng. Geol.*, Vol. 18, no. 1.
- Grattan-Bellew, P. E. and Eden, W. J. (1975) Concrete deterioration and floor heave due to biogeochemical weathering of underlying shale, *Can. Geol. J.*, Vol. 12, No. 3, pp. 373-378.
- Gray, R. E., Salver, H. A., and Gamble, J. C. (1976) Subsidence control for structures above abandoned coal mines, *Trans. Res. Record 612 (TRB)*, pp. 17-24.
- Harper, T. R. and Hinds, D. V. (1977) The impression packer: A tool for recovery of rock mass fracture geometry, *Proceedings Conference on Storage in Evacuated Rock Caverns (ROCKSTORE)*, Vol. 2, pp. 259-266.
- Horvath, R. G. (1978) Field load test data on concrete to rock "bond" strength for drilled pier foundations, University of Toronto, Department of Civil Engineering Publication 78-07.
- Horvath, R. G. and Kenney, T. C. (1979) Shaft resistance of rock-socketed drilled piers, *Proceedings of Symposium on Deep Foundations Case Histories* (Atlanta) (ASCE) Preprint 3698.
- Jackson, W. T., Perez, J. Y., and Lacroix, Y. (1974) Foundation construction and performance for a 34-story building in St. Louis, *Geotechnique*, Vol. 24, No. 1, pp. 69-90.
- Jaspar, J. L. and Shienko, V. W. (1969) Foundation anchor piles in clay shales, *Can. Geol. J.*, Vol. 6, p. 159.
- Kenney, T. C. (1977) Factors to be considered in the design of piers socketed in rock, *Proceedings Conference on Design and Construction of Deep Foundations* (Sudbury, Ont.), (Can. Soc. for C.E.).
- Kellaway, F. H. (1978) Geomechanical model for rock foundation settlement, *J. Geotechnical Engineering Div., ASCE*, Vol. 104, No. GT2, pp. 211-227.
- Kellaway, F. H. and Ingrassia, A. (1978) Geomechanical model for settlement of foundations on discontinuous rock masses, *Proceedings International Symposium on Rock Mechanics Related to Dam Foundations (ISRAM)* (Rio de Janeiro, Vol. 1, Part III, p. 115-128.
- Koehn, B. (1972) Rock failure under concentrated loading, *Proceedings 10th International Symposium on Rock Mechanics*, pp. 363-386.

- Ladanyi, B. (1977) Discussion on "Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design," *Can. Geol. J.*, Vol. 14, No. 1, pp. 153-156.
- Londe, P. (1973) *Rock Mechanics and Dam Foundation Design*, International Commission on Large Dams (ICOLD).
- Meehan, R. L., Dukes, M. T., and Shires, P. O. (1975) A case history of expansive claystone damage, *J. Geot. Div. (ASCE)*, Vol. 101, No. GT9, pp. 933-948.
- Meyerhof, G. G. (1953) Bearing capacity of concrete and rock, *Magazine of Concrete Res.*, No. 12, pp. 107-116.
- Osterberg, J. O. and Gill, S. A. (1973) Load transfer mechanism for piers socketed in hard soils or rock, *Proceedings 9th Canadian Symposium on Rock Mechanics* (Montreal), pp. 235-262.
- Parham, A. K. and Donald, I. B. (1975) Investigation for rock socketed piles in Melbourne mudstone, *Proceedings 2nd Australia-New Zealand Conference on Geomechanics* (Brisbane), pp. 195-200.
- Peck, R. B. (1977) Rock foundations for structures, *Rock Eng. for Found. and Slopes* (ASCE), Vol. 2, pp. 1-21.
- Peterson, R. and Peters, N. (1963) Heave of spillway structure on clay shale, *Can. Geol. J.*, Vol. 1, No. 1, p. 5.
- Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1968) *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics* (Wiley, New York).
- Price, D. G., Malkin, A. B., and Kniff, J. L. (1969) Foundations of multi-story blocks on the coal measures with special reference to old mine workings, *Quarterly J. of Eng. Geol.*, Vol. 1, No. 4, pp. 271-322.
- Raphael, J. and Goodman, R. E. (1979) Op. cit., Chapter 6.
- Rosenberg, P. and Journeaux, N. L. (1976) Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design, *Can. Geol. J.*, Vol. 13, pp. 324-333.
- Sowers, G. B. and Sowers, G. F. (1970) *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, third edition, (Macmillan, New York).
- Sowers, G. F. (1975) Failures in limestone in humid subtropics, *J. Geot. Div., (ASCE)*, Vol. 101, No. GT3, pp. 771-788.
- Sowers, G. F. (1976) Mechanism of subsidence due to underground openings, *Trans. Res. Record 612 (TRB)*, pp. 1-8.
- Sowers, G. F. (1977) Foundation bearing in weathered rock, *Rock Eng. for Foundations and Slopes* (ASCE), Vol. 2, pp. 32-42.
- Thorburn, S. H. (1966) Large diameter piles founded in bedrock, *Proceedings of Symposium on Large Bored Piles* (Institute for Civil Engineering, London), pp. 95-103.
- Tomlinson, M. J. (ed.) (1977) *Piles in Weak Rock*, Institute for Civil Engineering, London.

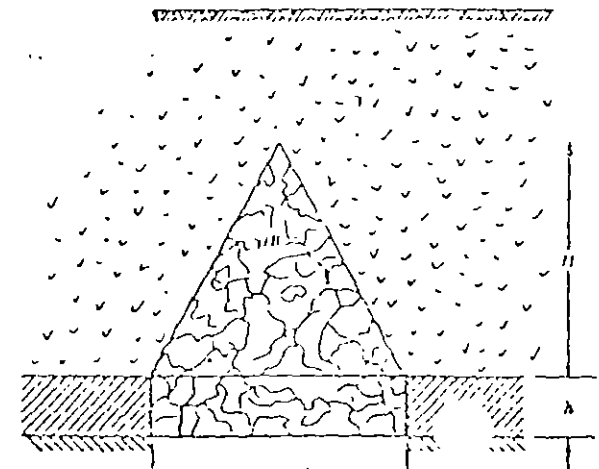
- Underwood, L. B. and Dixon, N. A. (1977) Dams on rock foundations, *Rock Eng. for Foundations and Slopes* (ASCE), Vol. 2, pp. 125-146.
- Wakeling, T. R. M. (1970) A comparison of the results of standard site investigation methods against the results of a detailed geotechnical investigation in Middle Chalk at Mundford, Norfolk, *Proceedings Conference on In-Situ Investigation in Soils and Rocks, British Geotechnical Society* (London) pp. 17-22.
- Webb, D. L. (1977) The behavior of bored piles in weathered diabase in *Piles in Weak Rock*, Institution of Civil Engineering, London.
- Wilson, L. C. (1972) Tests of bored and driven piles in Cretaceous mudstone at Port Elizabeth, South Africa in *Piles in Weak Rock*, Institute of Civil Engineering, London.
- Woodward, R. J., Gardner, W. S., and Greer, D. M. (1972) *Drilled Pier Foundations*, McGraw-Hill, New York.
- Zienkiewicz, O. C. (1971) *The Finite Element Method in Engineering Science*, McGraw-Hill, New York.

PROBLEMS

1. Derive an analogue to Equation 9.6 for the case where the strength envelope of the foundation rock has peak parameters ϕ_p, S_p and residual parameters ϕ_r, S_r .
2. Modify Equation 8.2 to include a structural load P oriented β degrees below horizontal toward the free surface and bearing on the surface of the slide.
3. Discuss the stability of the block in the following sketch under its own weight W and the applied load P ; x, b , and h are variables. In (a) P acts through the centroid; in (b) it acts at the upper right corner.



4. Modify Equation 9.12 to include a structural load (P) oriented as in Problems 2 and 3 and bearing on the surface of the upper block (the "active" block).
5. Compare $p_{\text{end}}/p_{\text{init}}$ calculated with Equation 9.10 using $\mu = \tan 59^\circ$ and as given by Osterberg and Gill's results (Figure 9.17b) for $E_p/E_r = 1/4$ and $\nu_r = \nu_p = 0.26$. What value of μ seems appropriate for a pier loaded so that it settles 40 mm? Explain any discrepancy from the value of μ used in the first part to fit Osterberg and Gill's results.
6. Given a fractured cemented shale with unconfined compressive strength $q_u = 18$ MPa, obtained from tests with cylinders 4 in. long by 2 in. in diameter. Estimate the allowable bearing pressure q_{allow} and the allowable bond stress τ_{allow} for design of a pier approximately 2 m in diameter. The rock in-situ is fresh but is broken by three sets of joints spaced on the average 20 cm apart.
7. Discuss the design of a pier passing through soil and into the rock. The properties of the concrete and rock are as follows: $E_p/E_r = 0.5$; $\nu_r = \nu_p = 0.25$; $q_{\text{allow}} = 2$ MPa; $\tau_{\text{allow}} = 0.1$ MPa, and the maximum allowable compressive stress on the concrete is 10 MPa. The applied load at the surface of the pier is 20 MN (downward). Direct shear tests of concrete sliding on representative rock in a pier configuration gave a friction angle of 40° . Consider design for a bonded pier and for a pier unbonded to the wall.
8. Calculate the minimum width of a long cave necessary to fail the roof formed by a 200-ft-thick ledge of sandstone. The sandstone has $\sigma_c = 20$ MPa and $T_0 = 2$ MPa.
9. Modify Equation 9.15 for the case of a triangular zone of caving above an opening of height h and width L (see the following diagram).



Foundations on Rock

Foundation engineering is normally considered a major application of soil mechanics in engineering practice, but a minor application of rock mechanics. It is easy to see why when most of the Biblical metaphors for firm foundations include rock. Yet today there are many structures of sufficient weight to cause significant deformation leading possibly to failure in the typically weathered, weathering and open-fissured rocks which make up most of the near surface rocks on which structural foundations are based.

It is important at this point to stress that foundation design must take into account both bearing capacity and settlement, and to state the two basic rules for foundation design:

- (a) The bearing stress of a structure must be less than the *bearing capacity* of the ground material.
- (b) The settlement of the structure caused by deformation of the ground material must be less than the *allowable settlement* for the structure.

The *allowable settlement* of course depends on the sensitivity of the structure. Sowers¹ and Bjerrum² among others, quote limiting differential settlements in terms of distortion (in practice, the ratio between maximum settlement and foundation length) of 1% for low rise brick and panel walls down to 0.001% for delicate tracking equipment such as a radio telescope. Thus the allowable bearing capacity is the bearing stress at which allowable settlement occurs. The ultimate bearing capacity, at which the foundation rock will fail, although worth considering, has less engineering significance.

BEARING CAPACITY

The simplest approach to bearing capacity, based on previous experience, is that used in various codes of practice. British Standard CP 2004³ quoted in Table 5.1 indicates safe bearing pressures for some typical unweathered rock types.

Peck *et al*⁴ summarise similar United States Building codes (Table 5.2) although they prefer the New York City code which quotes safe bearing pressures for specific geologic formations on the basis of lithology and condition. In the latter case a hard sound rock is defined as one which 'rings when struck with a pick or bar; does not disintegrate after exposure to air or water; breaks

Table 5.1 SAFE BEARING PRESSURES – BRITISH PRACTICE, CP 2004

Igneous and gneissic rocks in sound condition	10 MN/m ²	1000 T (1 ¹)
Massively bedded limestones and hard sandstones	4 MN/m ²	
Schists and slates	3 MN/m ²	
Hard shales, mudstones and soft sandstones	2 MN/m ²	
Clay shales	1 MN/m ²	100 T (1 ²)
Hard solid chalk	0.6 MN/m ²	
Thinly bedded limestones and sandstones; heavily shattered rocks	To be assessed after inspection	

with a sharp fracture; cracks are unweathered and less than 10 mm wide, and closer than 0.9 m apart; core recovery with a double tube diamond core barrel generally 86% or greater for each 1.5 m run.¹

The emphasis on unconfined compressive strength (S_c) of the Uniform Building Code is essentially the conventional approach to design in massive unweathered rock. If a foundation is to be constructed on such rock, then an unconfined compressive strength measured using a standard laboratory test on an unconfined sample (ASTM⁵) or estimated from a field point load or Schmidt hammer test (see Rankilior⁶) can be used to determine a safe bearing pressure for a rock type.

Table 5.2 SAFE BEARING PRESSURES – UNITED STATES PRACTICE (AFTER PECHER *et al.*, 1974)

Rock type	Bearing pressure MN/m ²			
	BOCA	National	Uniform	Los Angeles
Massive crystalline bedrock, including granite, diorite, gneiss, basalt, hard limestone and dolerite	10	10	0.2 S_c *	1
Foliated rocks such as schist or slate in sound condition	4	4	0.2 S_c	0.4
Bedded limestone in sound condition	4	1.5	0.2 S_c	0.4
Sedimentary rocks including hard shales and sandstones	2.5	1.5	0.2 S_c	0.3
Soft or broken bedrock (excluding shale) and soft limestone	1 - 100 T (1 ²)	—	0.2 S_c	—
Soft shale	0.4	—	0.2 S_c	—

S_c = Unconfined compressive strength

The relationship between compressive strength and deformation modulus for rocks established by various workers (see Judd and Huber⁷) can also be used to estimate settlement in *intact* rocks if a stress-strain relationship can be estimated. A typical example of relationships for groups of rocks put together by Deere and Miller⁸ is illustrated in Figure 5.1.

Once this basic information is known, together with data on foundation loading, then stability analyses for the foundation can be carried out using either simple two-dimensional limit-equilibrium approaches or two or three dimensional finite element modelling techniques. But of course rocks, particularly surface rocks, are not continuous intact masses. They are discontinuous and weathered and their properties change with depth. In particular the presence

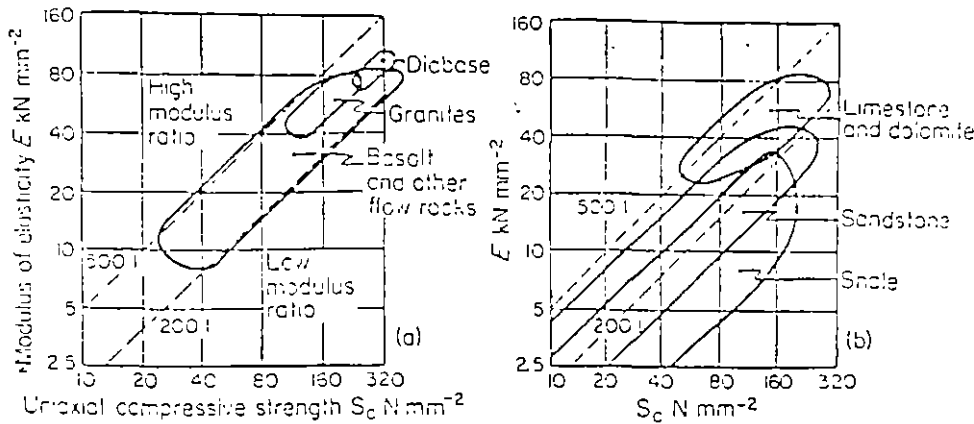


Figure 5.1 Modulus ratios for typical lithological rock groups. (after Deere and Miller 1966)

of discontinuities can have a disproportionate effect on bearing capacity and settlement.

EFFECTS OF DISCONTINUITIES ON BEARING CAPACITY

It is simplest to consider initially the basic stability mechanisms of a jointed rock. The probability of failure of a foundation, in rock of sufficiently high bearing capacity to resist intrinsic failure, through sliding along joints will probably be limited to very heavily loaded foundations such as dams. There is a limited literature on rock mass foundation stability, with particular emphasis on dam foundations, mainly in the Proceedings of the 2nd International Congress of the IAEG⁹ and of the 3rd Congress of the ISRM¹⁰ although the approach in both cases, as befits an area of research involving geology, is rhetorical rather than computational.

John¹¹ in his usual succinct way points out the basic importance of the geological structure in determining the stability of rock foundations. Figure 5.2 illustrates the essential difference between the overall system and its structural and fabric elements. In order to determine the stability of the overall system it is necessary to consider the possibility of sliding along major or minor joint sets under the loading conditions imposed by the foundations.

~~This involves mapping the complete pattern of discontinuities in the rock~~ over the whole of the foundation area. These can then be plotted on an equal area stereographic projection as poles to planes to isolate the major joint orientation concentrations. The method of joint surveying and also of stereographic representation is outlined in chapter 16 and by Attewell and Farmer¹² and Hoek and Bray¹³. Londe¹⁴ suggested that the discontinuities should also be classified in distinct populations as micro-fissures, fissures, joints, shear planes and faults and that the spacings and characteristics of each should be noted and recorded as histograms (Figure 5.3).

A particular example of a dam foundation analysis which illustrates the particular approach to foundation stability is that of Henkel *et al*¹⁵ who carried out a design study for the Monar Dam foundation (Figure 5.4). This dam is founded upon heavily jointed but relatively unweathered psammitic granulites of

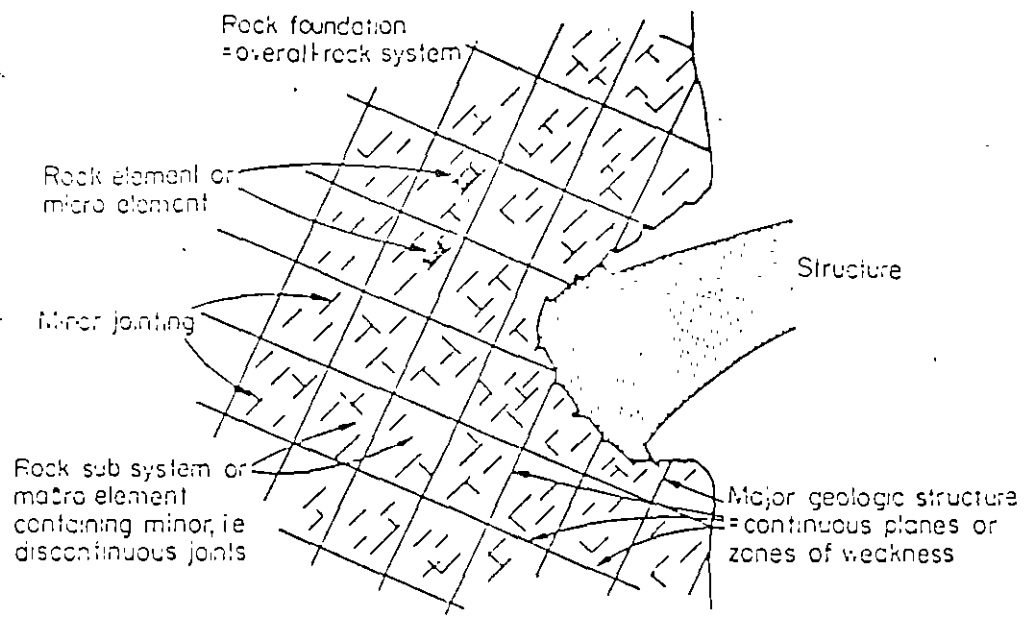


Figure 5.2 Structural elements of massive rock (after John 1974)

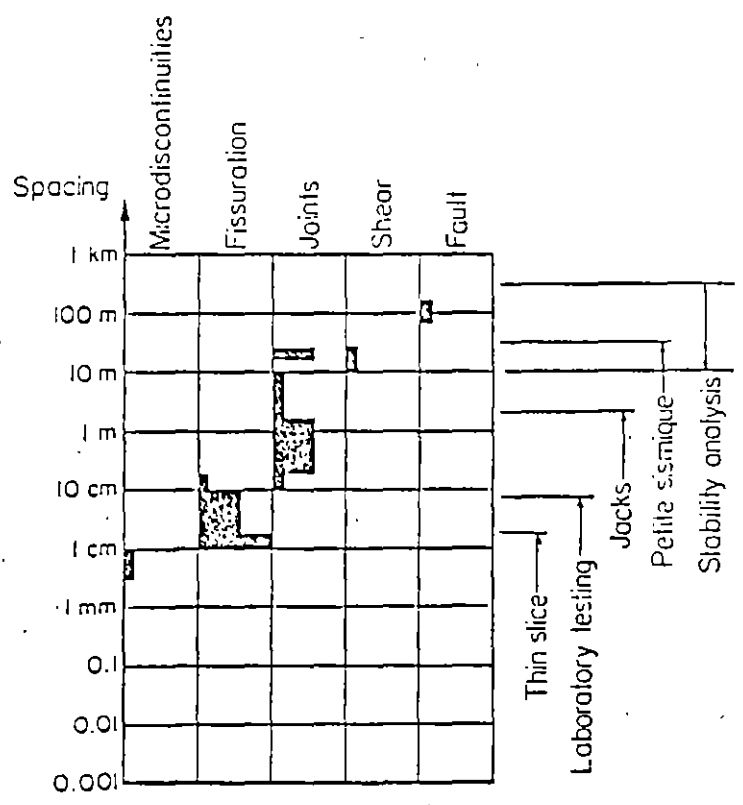


Figure 5.3 Discontinuity gradings (after Londe 1973)

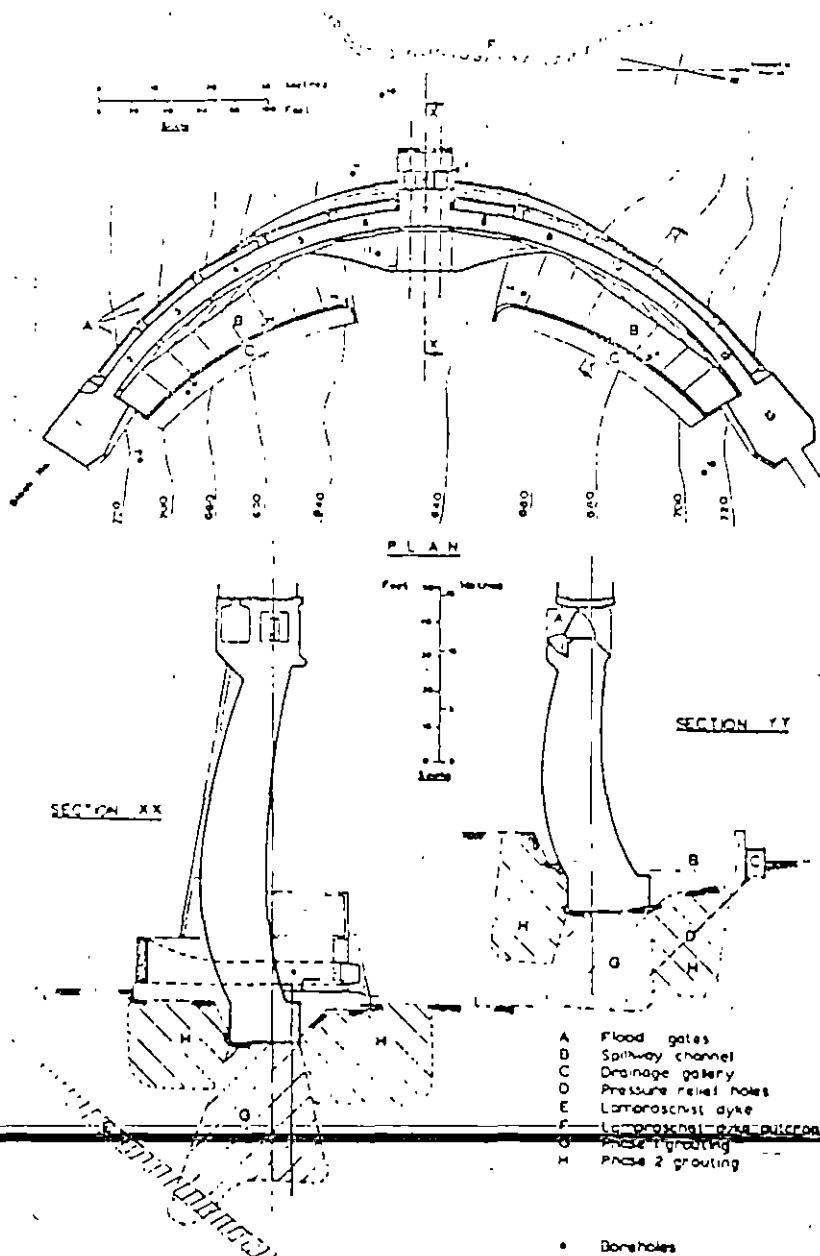


Figure 5.4 Monar Dam -- plan and section (after Henkel *et al* 1964)

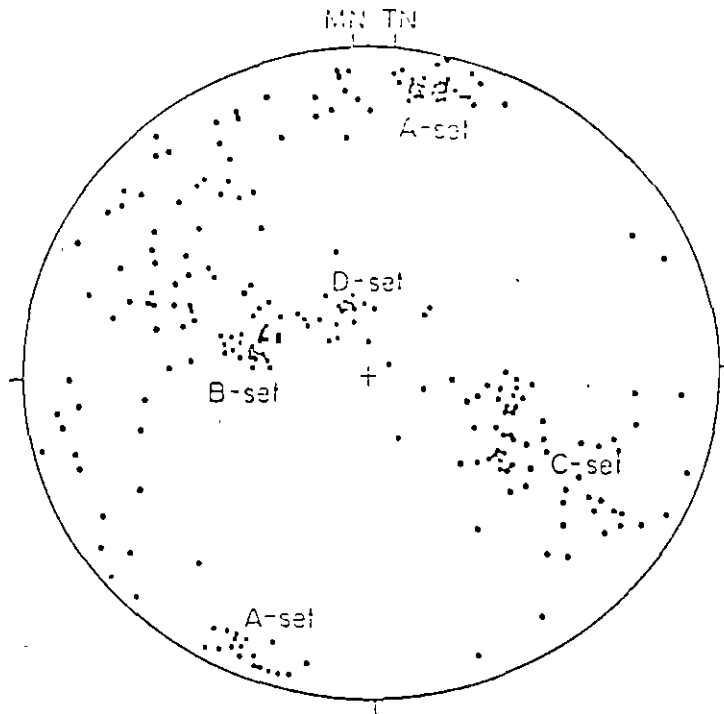


Figure 5.5 Monar Dam — discontinuity orientations (after Henkel *et al* 1964)

the Moine Series of northern Scotland. Four main joints sets were identified (Figure 5.5 and Table 5.3).

Shear box tests carried out on joint planes exposed in cores gave ϕ_{peak} values in the range $48\text{--}55^\circ$ and ϕ_{residual} values of $40\text{--}45$ in unweathered granite. For weathered granite values were $\phi_{\text{peak}} 47.5^\circ$, $\phi_{\text{residual}} 39^\circ$ and for clay covered granite $\phi_{\text{peak}} 25^\circ$ and $\phi_{\text{residual}} 22^\circ$. Henkel *et al*¹⁵ based their stability analysis on the presumptions:

- (a) that until movement occurs the foundation rock will behave as an elastic material, allowing load imposed on the foundation to be derived from a simplified arch-cantilever analysis;

Table 5.3 ORIENTATION AND DESCRIPTION OF MAIN JOINT SETS MONAR DAM (AFTER HENKEL *et al*¹⁵)

Set	Dip	Mag bearing	Description
A	83°	14°	Strike along valley. Length ≈ 6 m, spacing ≈ 0.4 m. Smooth surfaces filled with debris near surface
B	31°	284°	Dip upstream. Well developed both banks. Length ≈ 9 m, spacing ≈ 1 m. Irregular surfaces; no infilling
C	40°	110°	Dip downstream. Well developed on north bank
D	20°	345°	Gentle dip upstream. Minor jointing only exposed on south bank
Lamproschist Dyke	$38\frac{1}{2}^\circ$	86°	1.8 m thick, 18 m below foundation

(b) that the possibility of sliding is limited to those families of joints which intersect the ground surface on the side of the foundation subject to major directional thrust (i.e. the downstream side of the dam) and pass below the foundation.

Together these make a sound statement on which to base general rock foundation stability analyses. In the specific case of the Monar Dam it meant that the danger was confined to the B joints, bounded by A joints which were assumed vertical for the purposes of analysis.

The forces applied to a wedge of rock by foundation elements, and their respective orientations are illustrated in Figure 5.6. The forces exerted by the

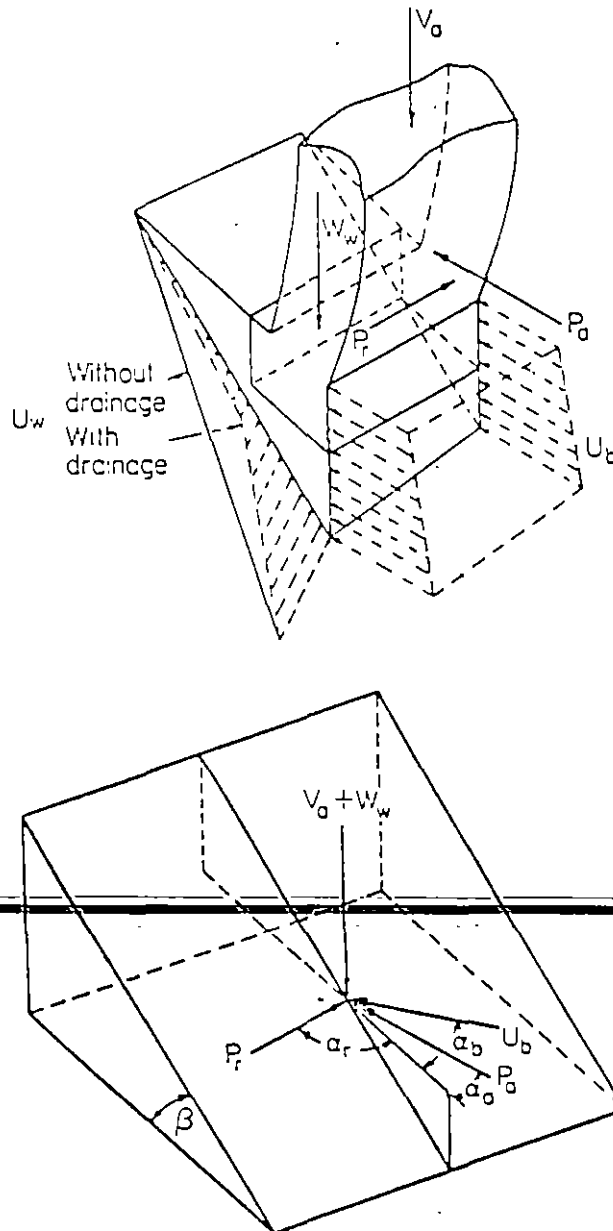


Figure 5.6 (a) Forces applied to rock wedge; (b) Orientation of forces applied to rock wedge (after Henkel *et al* 1964)

dam may be resolved in three orthogonal directions from computed horizontal and vertical thrusts, shear forces and bending moments as:

- V_a , a vertical force from the weight of the dam,
- P_a , a horizontal force parallel to the dam axis, and
- P_r , a horizontal force perpendicular to the dam axis.

The potential rock wedge is assumed bounded by a B joint passing through the lowest point of the foundation concrete and the forces acting on the rock wedge may be represented as:

- W_w the vertical force from the weight of the foundations and rock wedge,
- U_w the fissure water force acting on the inclined surface of the wedge, and
- U_b the fissure water force acting on the back face of the wedge.

In order to calculate the *factor of safety* against sliding along the B joint planes, all forces must be resolved normal and parallel to these planes. The first step is to resolve the forces along and normal to the strike of the B joint planes. Then using the angular notation in Figure 5.6b the resultant force along the strike is:

$$F_{A1} = U_b \sin \alpha_b + P_a \sin \alpha_a - P_r \sin \alpha_r \quad (5.1)$$

and the resultant force perpendicular to the strike is:

$$F_D = U_b \cos \alpha_b + P_a \cos \alpha_a + P_r \cos \alpha_r \quad (5.2)$$

These forces can then be resolved along the sliding plane and normal to the sliding plane, giving effective forces along the plane:

$$F_S = F_D \cos \beta - (V_a + W_w) \sin \beta \quad (5.3)$$

and normal to the plane

$$F_N = F_D \sin \beta + (V_a + W_w) \cos \beta - U_w \quad (5.4)$$

Then if there is no lateral restraint, the factor of safety will be given by

$$FOS = \frac{F_N \tan \phi_B}{F_S} \quad (5.5)$$

and if there is lateral restraint along the boundary A joints, by:

$$FOS = \frac{F_N \tan \phi_B + F_A \tan \phi_A}{F_S} \quad (5.6)$$

where ϕ_B , ϕ_A are the peak friction angles for the B and A joints respectively.

Henkel *et al*, using $\phi_B = 50^\circ$, and $\phi_A = 25^\circ$, calculated safety factors against sliding of about 3 for various sections of the dam, orientated at different directions to the wedge (due to the dam curvature). Expansion of the method a more detailed analysis of the Monar Dam is included in Attewell and Farmer

SHEAR RESISTANCE OF FISSURES IN ROCKS (see also Chapter 16)

The shear resistance of fissures in rocks — essential for stability calculations — can be determined by small or large scale *in-situ* or laboratory experiment. Attewell and Farmer¹² describe in detail *in-situ* experiments. Probably the best known laboratory tool is the Robertson Research joint shear box described by Hook and Bray¹³ and designed to determine the shear resistance along discontinuities exposed in 50 to 100 mm cores.

There remains, however, a need for a simple empirical method for determining joint shear strength based on easily obtained field observations, and Barton's^{16,17} approach has much to recommend it. He shows that peak (as distinct from residual) shear resistance along a discontinuity is affected by the degree of surface roughness, rock strength, degree of weathering, mineralogy and the presence or absence of water. It will of course also be affected by the presence of infill material.

Barton, as the result of a comprehensive investigation, shows that the angle of surface friction in effective stress terms along a discontinuity can be represented by an empirical equation of the form:

$$\phi' = \phi_b + (JRC) \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma'_n} \right) \quad (5.7)$$

where σ'_n is the effective normal stress on the discontinuity plane;
 ϕ_b is the residual angle of friction;
JRC is the joint roughness coefficient, and
JCS is the effective joint wall compressive strength.

The latter three parameters are defined by experimental technique. The *residual* or basic friction angle is obtained from residual shear tests on flat sand blasted or sawn surfaces. Its value ranges from 25° to 35° in most rocks although less in those containing large amounts of sheet silicates. The *joint roughness coefficient* has values ranging from zero in smooth rock ($\phi = \phi_b$) to 20 in rough rock. It can of course be computed from a shear test when:

$$JRC = \frac{\tan^{-1} (\tau/\sigma'_n) - \phi_b}{\log_{10} (JCS/\sigma'_n)} \quad (5.8)$$

~~although there is a touch of circular logic about the idea~~

The *joint compressive strength* can be determined directly by Schmidt hammer tests or indirectly from point loading tests on cores and correlation of the resultant strength index (see Broch and Franklin¹⁸) with laboratory 'compressive strength' values. An allowance must then be made for weathering which may be as much as 80% strength loss in extreme cases. The concept of compressive strength is not a good one, but in this case it gives a rough indication of the resistance of asperities to shearing at the interface. Cohesion at the interfaces can usually be ignored in weathered rocks.

FOUNDATION SETTLEMENT

Whilst foundation failure when bearing pressures exceed bearing capacity must be guarded against, a more important aspect of foundation design is settlement.

The simplest starting point is the classical equation for surface settlement s below a uniformly loaded circular area of radius r on an elastic half-space:

$$s = q_s \frac{s}{E} I_p \quad (5.9)$$

where

q_s is the uniform load per unit area;

E is the modulus of elasticity of the material under the foundation;

I_p is an influence factor depending on Poisson's ratio (ν) and the distance of the surface point from the centre of the loaded area; and equal to $2(1 - \nu^2)$ when $r = 0$

Where the foundation area is not circular, not uniformly loaded and, typical of most earth materials, E and ν vary with depth, then the area may be divided into small areas which may be assumed subject to a point load at their centre. If the material is assumed elastic then the vertical $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$ stress increments at any vertical depth and horizontal displacement below the point load can be computed using the Boussinesq equations. By superposition – possibly using influence charts – an incremental stress profile can be built up below any point in the foundation. The method is explained in most Soil Mechanics texts e.g. Peck *et al*⁴ and Capper and Cassie¹⁵ are recommended. Then the settlement beneath a particular point on the foundation will be given by:

$$\Sigma \frac{1}{E_z} \left[\Delta\sigma_z - \nu_z (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) \delta_z \right] \quad (5.10)$$

where

E_z is the deformation modulus

ν_z is the lateral/vertical strain ratio over the depth increment δ_z .

The terms *modulus of elasticity* and *Poisson's ratio* are deliberately excluded because we are talking about a non-elastic real material. Nevertheless the measurement and interpretation of these rock properties are obviously critical to the estimation of settlement, beneath a foundation. Indeed provided we can assess accurately the deformation modulus or deformability of a rock mass, then we can forget about other factors such as foundation rigidity, embedment, non-linearity, anisotropy and roughness of the foundation base which might be important in the case of a foundation on a perfectly elastic rock.

DEFORMATION OF MASSIVE FISSURED ROCK

The influence and effect of discontinuities on deformation modulus has been recognised for some time. Deere²⁰ and Deere *et al*²¹ developed the concept of Rock Quality Designation or RQD as a simple way of classifying the rock in terms of discontinuity intensity. RQD is essentially the ratio, expressed in percentage terms, between the length of sound core recovered in lengths greater than 100 mm and the total length of coring run. It is not a perfect indicator of joint spacing since the quality of core recovery is obviously a major factor in determining RQD and care has to be taken to distinguish between natural fissures and those caused by drilling.

RQD can however be related quite closely to seismic velocity and mass/intact rock velocity and modulus ratios. Table 5.4 based on Deere *et al*²² and Coon and Merritt²³ gives typical values associated with RQD ranges.

Table 5.4 RQD, VELOCITY RATIOS AND ROCK MASS FACTORS

RQD, %	Rock description	Fracture frequency per m	Velocity ratio V_f/V_e	Rock Mass factor E_d/E_{t50}
0-25	very poor	> 15	0-0.2	> 0.2
25-50	poor	8-15	0.2-0.4	> 0.2
50-75	fair	5-8	0.4-0.6	0.2-0.5
75-90	good	1-5	0.6-0.8	0.5-0.8
90-100	excellent	> 1	0.8-1.0	0.8-1.0

In Table 5.4 V_f is the field seismic velocity, V_e , the laboratory velocity, E_d the deformation modulus computed from V_f and E_{t50} the laboratory tangent modulus at 50% compressive strength. The rock mass factor, or as Coon and Merritt call it the *deformability* of a rock mass has been developed into quite an important concept by Hobbs^{24, 25}. Hobbes defines the *rock mass factor*, as the ratio of the deformation modulus of a rock mass in any readily identifiable lithological and structural component to that of the deformation modulus of the intact rock comprising the component. The magnitude of j depends, as Hobbs points out, on the method of measuring the rock deformation modulus. He

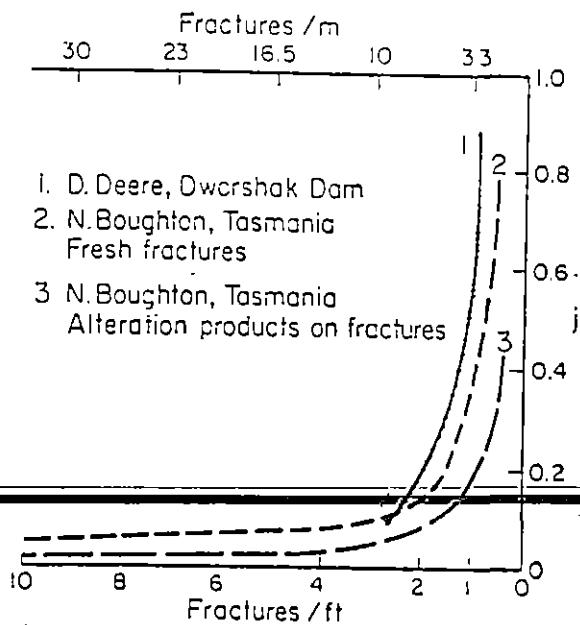


Figure 5.7 Relationship between rock mass factor and fracture frequency (after Hobbs 1975)

suggests, on the basis of previous work, that a plate loading test, scaled to the fracture spacing and with strain measured through a deep central hole in the plate, is the preferred method.

Figure 5.7, based on the work of Deere *et al*²¹, Boughton²⁶ and Hobbs²⁵ shows how the j value can be related to fracture frequency for various rocks,

The simplest method is to carry out a plate test and scale up the settlement. Thus if the plate and foundation are loaded to the same bearing pressure:

$$\frac{\delta_f}{\delta_p} = \left(\frac{R_f}{R_p} \right)^a \quad (5.12)$$

where

δ is the settlement;

R is the radius;

f, p refer to foundation and plate respectively, and

a depends on the plate dimensions but is approximately unity.

Otherwise plate tests may be used at depth above the water table to estimate the deformation modulus profile. Hobbs²⁵ gives examples of this for the Chalk and Triassic rocks.

As a useful rule of thumb, j for the surface strata may be predicted from Table 5.4 and assumed to rise to $j = 1$ at a depth of 100 m. Provided always that a detailed geological description of relevant cores does not indicate an anomalous situation.

References

1. Sowers, G.F., 'Shallow foundations' in *Foundation Engineering*, ed. G.A. Leonards, McGraw-Hill, New York, pp 525 onwards (1962)
2. Bjerrum, L., Contribution to discussion *European Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering*, Wiesbaden, 125-126 (1963)
3. British Standards Institution, Code of Practice 2004; *1972 Foundations*
4. Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H., *Foundation engineering*, 2nd Ed, Wiley, New York (1974)
5. American Society for Testing and Materials, *Standard method of test for unconfined compressive strength of rock core specimens*, Designation D2938 (1975)
6. Rankinor, P.R., 'A suggested field system of logging rock cores for engineering purposes,' *Bull. Assoc. Eng. Geol.*, 11, 247-258 (1974)
7. Judd, W.R. and Huber, C., 'Correlation of rock properties by statistical methods,' *Int. Symp. Mining Research*, 2, 621-648, Pergamon (1962)
8. Deere, D.U. and Miller, R.P., *Engineering classification and index properties for intact rock*, Air Force Weapons Lab. Tech. Report AFWL-TR-G5-116, Kirtland, New Mexico (1966)
9. International Association of Engineering Geology, *Proceedings of the Second International Congress*, Sao Paulo, Brazil (1974)
10. International Society for Rock Mechanics, *Advances in rock mechanics*, Proceedings of the 3rd Congress, Denver, Colorado (1974)
11. John, K.W., 'Geologists and civil engineers in the design of rock foundations of dams,' *Proc. 2nd Int. Cong. Int. Assoc. Eng. Geol.*, Sao Paulo, paper VI-PC-3 (1974)
12. Attewell, P.B. and Farmer, I.W., *Principles of engineering geology*, Chapman and Hall, London (1976)
13. Hoek, E. and Bray, J.W., *Rock slope engineering*, Inst. of Min. Met., London (1974)
14. Londe, P., 'The role of rock mechanics in the reconnaissance of rock foundations,' *Quart. J. Eng. Geol.*, 6, 58-74 (1973)
15. Henkel, D.J., Knill, J.L., Lloyd, D.G. and Skempton, A.W., 'Stability of the foundations of the Monar Dam,' *Proc. 8th Int. Cong. on Large Dams*, 1, pp 425-441 (1964)
16. Barton, N., 'Review of a new shear strength criterion for rock joints,' *Eng. Geol.*, 7, 287-331 (1973)

although the scatter inherent in the results implies that fissure width is also an important factor in rock mass deformation. It is interesting in this context to remember Snow's²⁷ assessment of fissure frequencies and widths during permeability measurements, and his conclusion that, irrespective of rock type, fissure spacings increase and fissure widths decrease significantly over 100 m depth in

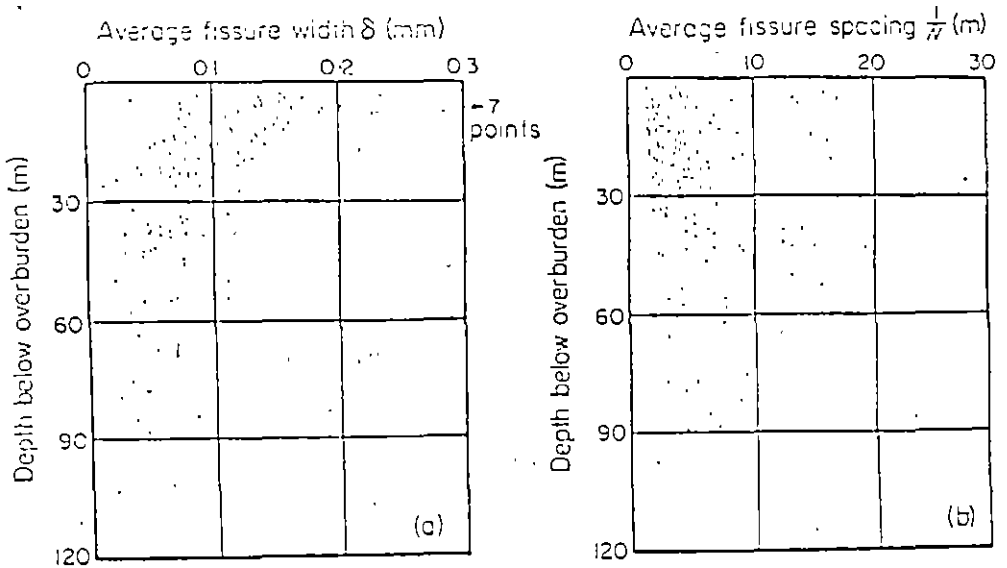


Figure 5.8 Fissure spacings and widths over 100 m depth in various dam site rocks (after Snow 1968)

the Earth's crust (Figure 5.8). This leads of course to the possibility of computing j from a knowledge of rock properties, and although Hobbs²⁵ suggests one or two slightly exotic models, it is probable that an empirical expression of the form:

$$j = [1 + Kn]^{-1} \quad (5.11)$$

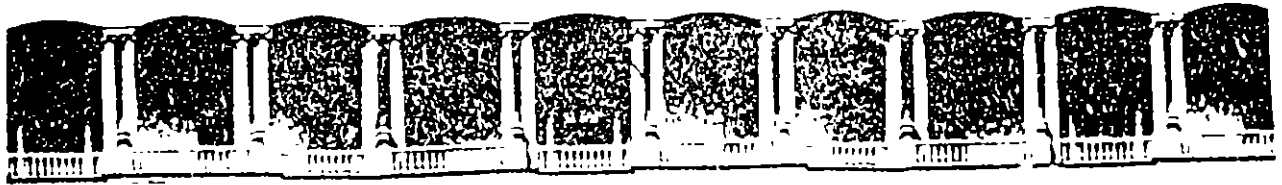
will provide an approximate relationship where n is the fracture frequency and K is related to the fissure porosity. This means that the value of j will increase in virtually all cases from a minimum value at the exposed weathered rock surface (values in Table 5.4 are minimum values) to unity at a depth approaching 100 m.

SETTLEMENT PREDICTION

The basic methods of settlement prediction are summarised in equations 5.9 and 5.10, and notwithstanding the indelicacy of using fissure porosity controlled deformation modulus in a standard solution based on an elastic half space, the probably represent the best methods available. Certainly elastic solutions can be used for settlement prediction on rock foundations with rather more confidence than in soil foundations, if only because the magnitude and even the likelihood of primary and particularly secondary consolidation will be much reduced. The problem therefore comes down to predicting the rock mass deformation modulus or the rock mass factor accurately.

17. Barton, N., 'Estimating the shear strength of rock joints,' *Proc. 3rd Int. Soc. Rock Mech. Conf.* Vol II A, 219-220 (1974)
18. Bloch, E. and Franklin, J.A., 'The point load strength test', *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 9, 669-697 (1972)
19. Capper, P.L. and Cassie, W.F., *The mechanics of engineering soils*, 5th Ed, Chapman and Hall, London (1969)
20. Deere, D.U., 'The technical description of rock cores for engineering purposes,' *Rock Mech. Eng. Geol.*, 11, 17-22 (1964)
21. Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D. and Cording, E.J., 'Design of surface and near-surface construction in rock,' *Proc. 5th Symp. Rock Mech., Minnesota, Amer. Inst. Min. Eng.* 237-303 (1966)
22. Deere, D.U., Merritt, A.H. and Coon, R.F., *Engineering classification of in-situ rock* NTIS U.S. Dept. of Commerce, Springfield, Va (1969)
23. Coon, R.F. and Merritt, A.H., 'Predicting in-situ modulus of deformation using rock quality indexes,' *In-situ testing in rock*. ASTM STP pp 154-173 (1970)
24. Hobbs, H.B., 'Effects of non-linearity on the prediction of settlements of foundations on rock,' *Quart. J. Eng. Geol.*, 6, 153-168 (1973)
25. Hobbs, N.B., 'The prediction of settlement of structures on rock,' *Conference on settlement of structures*, Cambridge, Pentech Press, London, 579-610 (1975)
26. Boughton, N.O., 'Correlation of measured foundation modulus with in-situ rock properties,' *Proc. Int. Symp. Rock Mech.*, Madrid (1968)
27. Snow, D.T., 'Rock fracture spacings, openings and porosities,' *J. Soil Mech. Found. Div. Amer. Soc. Civ. Eng.*, 94, 73-91 (1968)

(This section is the copyright of the author, Dr I.W. Farmer, and must not be reproduced without permission)



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : DISEÑO Y EJECUCION DE TRATAMIENTO DE LA ROCA

EXPOSITOR: ING. SERGIO R. HERRERA CASTEÑEDA

DISEÑO Y EJECUCIÓN DE TRATAMIENTOS DE LA ROCA

CURSO: Geotecnia Aplicada al Diseño y
Construcción de Obras Hidráulicas

APLICACIONES AL DISEÑO DE PRESAS

PROFR. SERGIO R. HERRERA CASTAÑEDA

TRATAMIENTOS Y SOPORTE DE MACIZOS ROCOSOS

CORRECTIVOS

Anclaje

Drenaje

Concreto lanzado

Inyecciones

Marcos de acero

Muros de contención y tipo alcancía

Excavación

PREVENTIVOS

Instrumentación

Control de voladuras

ANCLAJES

Anclas de tensión (soporte activo)

- de barra corrugada
 - expansor
 - inyectada al fondo (cemento)
 - resina al fondo
 - con cuña

- de cables múltiples

Anclas de fricción (soporte pasivo)

- de barra corrugada
 - inyectadas con mortero
 - resina epóxica
 - tubo partido
 - expandibles hidráulicamente
 - tipo "perfobolt"

- de cables

DRENAJE DE MACIZOS ROCOSOS

Pozos de alivio

Drenes sub-horizontales

Galerías y abanicos de drenes

Pozos de bombeo

PROTECCION SUPERFICIAL

Vegetación

Sellado de grietas

Cunetas y contracunetas

MUROS DE CONTENCIÓN

- Muros de contención (gravedad y contrafuertes)
- Muros tipo alcancía (impacto)
- Muros de concreto anclados
- Muros tipo puntal

EXCAVACIONES

- Reducción de la altura del talud
 - Reducción del volumen del bloque
 - Reducción de la inclinación del talud
 - Bermas
-

INSTRUMENTACION

CIMENTACIONES

- Piezómetros
- Vertedores (gasto)
- Extensómetros de multipuntos
- Plomadas
- Niveles hidráulicos

PRUEBAS DE INYECTABILIDAD EN MACIZOS ROCOSOS FISURADOS

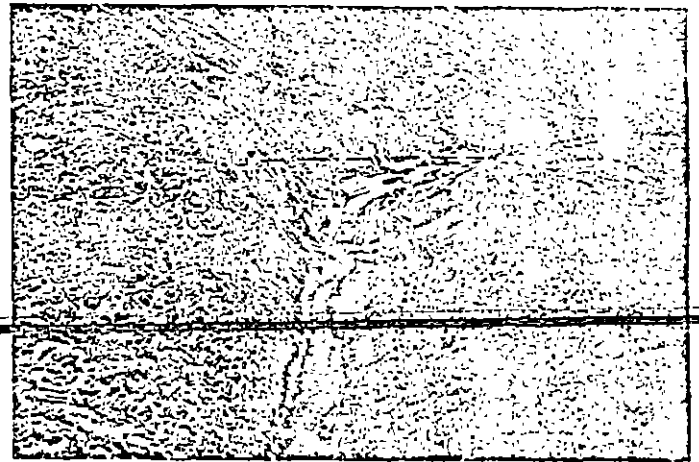
ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA
Comisión Federal de Electricidad GIEC

D

urante los últimos años la Comisión Federal de Electricidad ha puesto en práctica la ejecución de pruebas de inyectabilidad como parte de los estudios de campo de Mecánica de Rocas, con el objeto de evaluar el costo de los trabajos de consolidación e impermeabilización del macizo rocoso en donde se pretende construir una presa.

Aunque para como todas las pruebas de campo, su costo es alto, los resultados que se obtienen permiten realizar un diseño más racional de los tratamientos de la roca y por lo mismo tener una mejor evaluación de su costo final.

Las actividades para ejecutar este tipo de pruebas de campo, deben ser planeadas y analizadas cuidadosamente considerando el entorno geológico del sitio, ya que la prueba se reduce a crear un tramo pequeño de



pantalla de impermeabilización o bien un tapete o aureola de consolidación, según sea el caso, y obviamente es imposible abarcar todas las condiciones de fracturamiento del macizo rocoso donde se desplantará la cortina.

Los resultados de la prueba, permiten determinar parámetros

como el valor límite para la presión de inyección, la presión de hidrofracturamiento de la roca, el consumo promedio del cemento, el valor de la constante $P \times V$, datos necesarios en el diseño de los tratamientos de inyección.

El procedimiento para la ejecución de una prueba de inyectabi-

Vista de las aguas al sur de la breña de la presa "El Cuyón", la cual a esta altura ya la cortina la prueba de inyectabilidad se efectuó en la margen izquierda.

idad in-situ está constituido en términos generales de los puntos que se describen a continuación.

1. REVISIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN GEOLÓGICA

Con el objeto de que los resultados de la prueba de inyección sean los más representativos del terreno donde se pretende realizar el tratamiento, es necesario componetrarse a detalle con la geología del sitio en los siguientes aspectos:

A) TIPOS DE ROCA Y SU DISTRIBUCIÓN TRIDIMENSIONAL EN LA ZONA DE TRATAMIENTO

Cuando se habla en este caso de tipo de roca se hace referencia, además del origen y clasificación de ésta, al grado de intemperismo y alteración.

B) FRACTURAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO

Con frecuencia se observa que aún en una misma región el fisuramiento en cada paquete litológico es distinto, esto es debido a la competencia, grado de deformabilidad y resistencia de las distintas clases de rocas.

C) PERMEABILIDAD DEL TERRENO

El tipo de roca y el grado de fisuramiento ya nos dan una idea de la permeabilidad que puede esperarse, sin embargo los resultados obtenidos de pruebas de permeabilidad permiten establecer en mejor forma esta característica del terreno.

2. SELECCIÓN DEL TIPO DE PRUEBA

Con base en la información geológica debe efectuarse una zonificación del terreno donde se ejecutará el tratamiento. Se divide éste generalmente en bloques cuyos límites son las estructuras geo-

lógicas mayores, como fallas continuas o cambios litológicos

Se sugiere que la prueba de inyección se realice dentro de estos bloques ya que por lo general en ellos se hará el mayor volumen de trabajo, también se puede seleccionar una zona que contenga un límite entre bloques o de falla importante con el objeto de que los resultados se tomen en cuenta en el diseño de los tratamientos de detalle.

La clasificación por bloques debe incluir los cambios litológicos mayores, esto es, los paquetes o unidades litológicas con propiedades bien diferenciadas, como es el origen de la roca, su resistencia, deformabilidad y permeabilidad

Deben tomarse en cuenta también los aspectos prácticos quizá menos importantes técnicamente, pero que son necesarios para la correcta ejecución de la prueba, como son la facilidad de acceso para equipo y personal al sitio de trabajo y el de abastecimiento de materiales y en especial de agua para la preparación de la mezcla de inyección.

3. CARACTERÍSTICAS DEL TRATAMIENTO

El sitio de prueba debe ser aquel que forme un ciclo completo de inyección, considerando para ello el número de etapas planeadas, por ejemplo si se seleccionan tres etapas de inyección el número de barrenos será de cinco. (Ver Figura 1)

En lo que se refiere a la secuencia de barrenación e inyección, se procede siempre a perforar los barrenos de una misma etapa, se inyectan y sólo después se pueden perforar los de la siguiente etapa. El diámetro de los barrenos deberá ser de preferencia el mismo con el que se vaya a realizar el tratamiento real durante la construcción.

La separación entre los barrenos se fija generalmente entre 1.5 y 4.0 metros, dependiendo del grado de fisuramiento que presenta el macizo rocoso. En un terreno muy fisurado la separación entre barrenos se reduce ya que para poder inyectarlo en forma adecuada es indispensable no sobrepasar la presión crítica la cual por lo general es baja, dando como resultado un radio de penetración de la mezcla menor que si se hubiera hecho la inyección a alta presión.

Esta información y la de los ensayos de permeabilidad que se realizan antes y después de cada etapa de inyección, permite determinar la separación óptima entre los barrenos de inyección.

Generalmente los ensayos de permeabilidad se efectúan en los barrenos de primera y tercera etapa antes de ser inyectados y al final se proyecta un barreno para determinar la permeabilidad residual, perforado en una dirección tal que se cruza toda el área tratada o en algunos casos particulares cruzando aquella zona donde se tuvieron los mayores consumos durante la inyección.

En las pruebas de inyección dirigidas a estructuras geológicas particulares, la verificación de la permeabilidad residual se realizará dentro del área tratada en la misma estructura.

El conocimiento de la orientación de las discontinuidades dentro del bloque, es imprescindible para dirigir los barrenos de inyección, de tal forma que éstos corten el mayor número de discontinuidades y a la vez se mantengan dentro del plano de impermeabilización.

En la práctica, la orientación de los barrenos además debe tomar en cuenta el tipo de equipo con el que se efectuará el tratamiento para asegurar la longitud y la in-



Condiciones de fracturamiento de la roca granítica a la entrada del cavernario en la estación No. 3 en la margen izquierda

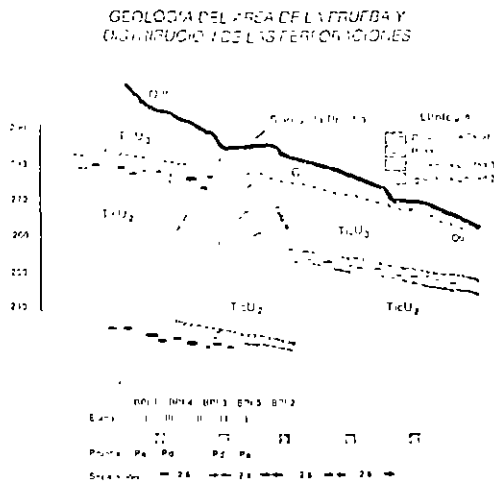


Fig. 1. Sección transversal que muestra la distribución de las perforaciones.

clínica óptima de las perforaciones.

La longitud de los barrenos depende de factores diversos como son: el tipo de tratamiento, el gradiente hidráulico al que estará sometido el terreno, las características de las fisuras, como son, la apertura, el tipo de relleno y el grado de alteración de la roca. En este caso ayuda mucho la información de pruebas de permeabilidad realizadas previamente.

La inyección se realiza en tramos de 5 m de longitud, generalmente en forma ascendente cuando la roca está poco alterada y fisurada y en forma descendente cuando tiende a cerrarse la perforación debido a su mala calidad.

Antes de iniciar la etapa de inyección se satura el terreno en los tramos localizados arriba del ni-

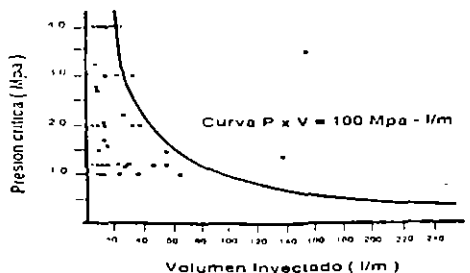


Figura 2 - Gráfica Presión crítica volumen inyectado obtenida con los datos de cada uno de los tramos.

vel freático, mediante la inyección de un volumen de agua a presión predeterminada, por ejemplo, se puede lograr esto inyectando agua durante una hora con una presión de 1 MPa o bien de 500 a 1,000 litros por metro, lo que ocurrirá primero. Las cavernas y discontinuidades abiertas impedirán que el resto del terreno se sature adecuadamente por lo cual se limita la inyección de agua al volumen indicado antes.

La inyección de cada tramo se realiza aplicando la presión de la siguiente forma: se incrementa la presión de 0.2 en 0.2 MPa en lapsos que varían de 2 a 5 minutos hasta alcanzar la presión crítica P_c del terreno. El tiempo entre cada incremento de presión puede reducirse si los consumos de mezcla son bajos, lo cual es indicativo de la baja permeabilidad del terreno a la presión en curso.

Al alcanzar la presión crítica se produce un incremento abrupto en el consumo de mezcla, cuando esto ocurre, se mantiene la presión P_c por algunos minutos hasta que se establece el gasto y después se inicia la reducción de presión gradualmente de la misma forma que se hizo para la etapa ascendente hasta lograr sellar el tramo inyectado, o sea, cuando el consumo de mezcla es prácticamente nulo.

Para identificar claramente el punto donde se alcanza la P_c y se produce la apertura del terreno, y además para llevar un registro cuidadoso de todo el proceso de la inyección que permita posteriormente analizar y obtener los datos necesarios para el diseño del tratamiento, es necesario llevar en paralelo durante la inyección de cada tramo de las siguientes gráficas:

- Presión - Volumen
- Presión - Tiempo
- Gasto - Tiempo
- Gasto/Presión - Volumen total inyectado

Las gráficas de control pueden llevarse adecuadamente mediante equipo portátil de cómputo instalado en el sitio, ya sea automatizado o bien capturando la información vía telefónica del personal que lleva las mediciones de presión y volumen inyectados.

MEZCLA DE INYECCION

Sólo deberán utilizarse mezclas estables fabricadas con aditivos químicos como los utilizados para el concreto, del tipo superfluidizantes y estabilizadores de volumen. El cemento empleado deberá tener una superficie Blaine mayor de 4,200 cm^2/g , sin estar hidratado y siempre preparar la mezcla con agua limpia libre de sustancias orgánicas.

La mezcla debe tener una fluidez en cono Marsh entre 30 y 35 segundos y una cantidad de agua libre menor de 5% en tres horas, preparada de esta forma, generalmente alcanza una resistencia a la compresión simple de más de 100 kg/cm^2 en 28 días.

La mezcla se prepara en turbomezclador de altas revoluciones durante 2 a 3 minutos y posteriormente se mantiene un agitador de bajas revoluciones. La vida útil de la mezcla se limita a 1 o 1.5 horas.

CASO DE APLICACION

Los cinco puntos anteriores resumen el procedimiento para la ejecución de una prueba de inyectabilidad. A continuación se presenta un ejemplo de reciente aplicación en el Proyecto Hidroeléctrico "El Cajón" Edo, de Nayarit, (Ref. 1 y 2).

Las rocas que servirán de cimentación para la presa de aproximadamente 185 m de altura, son de origen ígneo extrusivo clasificadas como ignimbritas, fotografía No. 1, presentando varios sistemas de fracturamiento sistemático que en promedio dan un índice de calidad de roca RQD de 65% y tienen una resistencia a

Mecánica de Rocas

la compresión simple del orden de 100 MPa cuando no están alteradas, Fotografía No 2

ta zona para realizar la prueba se localizó en la margen izquierda en donde la roca presenta especiales condiciones de alto fracturamiento por la presencia de la falla III.

En la figura 1 se muestra una sección transversal del sitio, los 5 barrenos de inyección con un espaciamiento de 2.5 m entre ellos; tienen una longitud de 60 m, de los cuales no se inyectaron los primeros 10 m superficiales debido a que correspondían al espesor de roca alterada y de depósito de talud el cual deberá ser excavado para desplazar la cortina.

PRUEBAS DE PERMEABILIDAD

Para conocer la permeabilidad inicial del macizo rocoso se efectuaron pruebas de permeabilidad tipo Lugeon en los barrenos de la etapa I (BPI-1 y 2). Los resultados se muestran en la tabla 1, la permeabilidad fue alta en los primeros 30 m de profundidad donde la roca estaba más relajada y disminuyó conforme se profundizó en el terreno con excepción de dos tramos de barreno BPI-2 a la profundidad de 50 a 60 m.

Con la finalidad de determinar con mayor precisión la presión crítica Pc a la cual se producía la apertura del macizo rocoso, se hicieron pruebas con agua en el barreno BPI-3, en tramos descendentes de 5 m con incrementos de presión de 0.2 MPa. Los resultados obtenidos en cada tramo se graficaron y analizaron para obtener la presión crítica Pc, los valores se indican en la tabla II

Como se observa, las permeabilidades Lugeon son bajas, excepto en dos tramos del fondo del barreno donde se presentó resurgencia de lechada debido al alto fracturamiento de la roca.

Al finalizar la inyección del último

barreno de etapa III se perforó el barreno BF-1 donde se efectuaron las pruebas de permeabilidad para verificación final y volver a determinar la Pc del terreno inyectado.

Los resultados se encuentran anotados en la tabla III, como se observa la permeabilidad residual es muy baja, menor de 1 unidad Lugeon

CONSUMO DE MEZCLA

En la tabla IV se muestran los consumos promedio de cemento que se tuvieron en cada inyección y al final de la prueba, separando los obtenidos antes de alcanzar la presión crítica Pc y los obtenidos a mayor presión de la crítica Pc.

Como se observa al comparar los resultados de las dos columnas, al inyectar a presiones superiores a la Pc el consumo de cemento se duplicó en las etapas I y II, mientras que para la etapa III el consumo fue 6 veces mayor

Al inyectar con presiones mayores a la Pc, no solamente se tuvo un mayor consumo de cemento, sino también se alargó el tiempo de inyección.

Al final de la etapa III los consumos fueron del orden de 15 kg/m por lo cual ya no se requirieron barrenos adicionales de inyección, ya que el límite establecido para ejecutar éstos era de 20 kg/m. Por otro lado, los consumos obtenidos al inyectar con una presión superior a la crítica Pc, indican la necesidad de una cuarta etapa de inyección.

La columna de consumo Pc muestra que entre la etapa I y II no hubo la disminución normal de consumo de cemento que se debe presentar conforme se cierra el espaciamiento entre los barrenos de inyección, en este caso se concluye que la separación entre los barrenos de etapa I (10m), es tal, que no existió influencia de la etapa I sobre la etapa II).

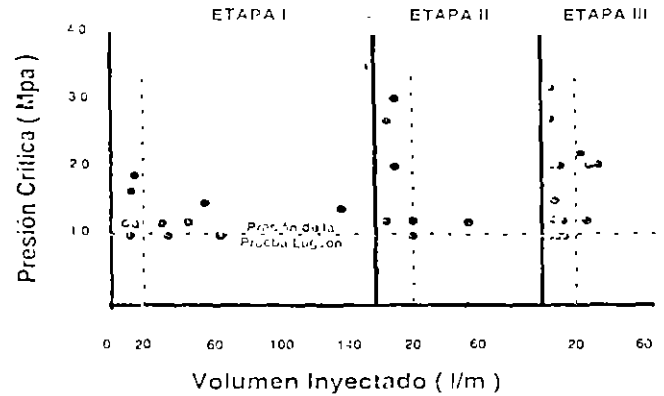


Figura 3 Gráficas Presión crítica-volumen inyectado en cada etapa

Lo mismo se observa en la columna de consumos Pc, aún cuando la inyección se realizó con mayor precisión no se logró esta conexión.

Al continuar con la etapa III de inyección los consumos Pc disminuyeron notablemente indicando la influencia de la inyección realizada en las etapas previas. Este efecto no se ve en la columna de consumo Pc debido a que el terreno fue inyectado con mayor presión de la que fue capaz de soportar.

PRESIÓN DE INYECCIÓN

Uno de los objetivos de la prueba fue el de determinar la presión de inyección óptima, considerando las condiciones de alteración y fracturamiento de la masa rocosa.

En la tabla V se encuentran los valores de la Pc obtenidos de cada tramo inyectado, se observa que en las etapas I y II se presentaron resurgencias en 6 tramos durante la inyección, mientras que en la etapa III solo hubo un caso.

Los valores promedio de la Pc varían entre 1.4 y 1.9 MPa. En la etapa de inyección III hubo 4 tramos en los que no se alcanzó la rotura y se aplicó una presión máxima de 4.0 MPa.

Tabla I PRUEBAS DE PERMEABILIDAD ANTES DE LA INYECCIÓN DE LOS BARRENOS DE LA ETAPA I

Tramo m	Barreno BPI-1	Barreno BPI-2
	U.L.	U.L.
10-15	2.2	7.0
15-20	11.8	9.0
20-25	0.0	11
25-30	0.1	3.3
30-35	15.7	0.1
35-40	3.3	0.0
40-45	0.3	0.1
45-50	0.1	9.0
50-55	0.0	13.0
55-60	0.6	R

U.L. = Unidades Lugeon, 1 mm/m a 1.0 MPa
R = Resurgencias por arriba del obturador

Tabla II
VALORES DE PRESIÓN CRÍTICA Y VOLUMEN DE LA INYECCIÓN EN LOS BARREROS

Barreno	Presión crítica (MPa)	Volumen (l/m)	Presión crítica (MPa)	Volumen (l/m)
10-15	1.4	1.3	4.3	22.9
15-20	1.5	1.4	6.2	12.4
20-25	2.0	1.3	5.1	22.9
25-30	2.4	1.3	5.3	12.4
30-35	2.4	1.3	12.4	12.4
35-40	2.9	1.4	0.7	1.3
40-45	0	0	0	0
45-50	0	0	0	0
50-55	0	0	0	0
55-60	0.2	2.4	0.0	2.4

1. Si la presión crítica es menor a 1.0 MPa se considera como 1.0 MPa.
2. Si la presión crítica es mayor a 1.0 MPa se considera como la presión crítica.
3. Si el volumen de inyección es menor a 1.0 l/m se considera como 1.0 l/m.
4. Si el volumen de inyección es mayor a 1.0 l/m se considera como el volumen de inyección.

Comparando los valores de la presión crítica (P_c) obtenidos utilizando como fluido agua y lechada no se aprecia una diferencia notable, no obstante que, por ejemplo, en el barreno BPI-3 de II etapa la inyección se realizó después de haber hecho la prueba con agua aplicando al terreno presiones hasta de 1.6 MPa, que son mayores a las P_c obtenidas durante la inyección, por lo tanto, tampoco se observa que la viscosidad del fluido empleado

relación entre la P_c y el volumen inyectado al momento de alcanzar la P_c , lo anterior significa que el gasto o consumo de mezcla aún no era nulo. De acuerdo con el procedimiento de inyección $P \times V = \text{constante}$ (Ref. 3), al alcanzarse una curva límite preestablecida debe reducirse gradualmente la presión de inyección hasta que el gasto sea nulo, de esta forma fueron inyectados todos los tramos de prueba, con la diferencia de que la curva límite es precisamente la incógnita y parte del objetivo de la prueba; en este caso la P_c fue el límite para iniciar la reducción de la presión de inyección y llegar a un gasto nulo.

Lo anterior permitirá diseñar un procedimiento de inyección que la presión máxima de inyección sea mayor de una etapa a otra, sin cambiar el valor de la constante $P \times V$, esto únicamente para las zonas de calidad pobre como el estudiado.

RECONOCIMIENTOS

Los trabajos de campo fueron ejecutados por la Superintendencia de Estudios Pacifico Norte de la CFE bajo la supervisión del Ing. José A. Baena González y el señor Francisco Moreno Castillo de la Gerencia de Ingeniería Experimental y Control.

Agradezco a las autoridades de la CFE la autorización y las facilidades que me fueron proporcionadas para la elaboración de este artículo.

REFERENCIAS

- Baena, G. y Herrera, S. *Procedimiento para la ejecución de las pruebas de inyección*. Proj. Hidro El Cajón, Comisión Federal de Electricidad, Informe Interno, febrero, 1975.
- Herrera, S. y Moreno, C. *Resultados de la prueba de inyección en el margen izquierdo*. PH El Cajón, CFE, Informe Interno, agosto, 1975.
- Lombardi, G. & Deere, D. *Grouting Design and Control using the GIN principle*. *Water-Power-and-Dam Construction*, June, 1993.

Tabla III
VALORES DE PRESIÓN CRÍTICA Y VOLUMEN DE LA INYECCIÓN EN LOS BARREROS

Barreno	Presión crítica (MPa)	Volumen (l/m)	Presión crítica (MPa)	Volumen (l/m)
10-15	0.2	1.7	0.8	1.8
15-20	0.0	0.0	2.1	0.0
20-25	0.0	0.0	2.1	0.8
25-30	0.0	1.8	1.9	1.7
30-35	0.8	1.5	1.0	1.7
35-40	0.5	1.5	1.2	1.7
40-45	0.0	0.0	2.3	0.8
45-50	0.1	2.2	0.7	2.3
50-55	0.0	2.5	0.3	2.2
55-60	0.2	1.8	0.0	2.2
60-65	0.0	0.0	2.4	0.0

0. Si la presión crítica es menor a 1.0 MPa se considera como 1.0 MPa.
1. Si el volumen de inyección es menor a 1.0 l/m se considera como 1.0 l/m.
2. Si el volumen de inyección es mayor a 1.0 l/m se considera como el volumen de inyección.

Por lo tanto el valor de la curva $P \times V$, de acuerdo con los datos graficados debería estar acotado entre 90 y 100 MPa/l/m.

En la figura No. 3 se graficaron los valores de la P_c y el volumen

para producir la apertura del terreno influya en la P_c .

Por lo anterior se concluye que en las zonas de la cimentación de la presa cuyas características sean semejantes a las probadas, la presión máxima de inyección deberá limitarse a 1.5 MPa, llevando un control cuidadoso para no sobrepasar la presión crítica del terreno y evitar realizar trabajos adicionales e innecesarios.

En aquellos bloques donde la zona presenta mejores condiciones, la presión de inyección debe ser al menos de 1.5 veces la presión a que estará sometido, lo que equivale a aplicar presiones de inyección del orden de 3.0 MPa.

GRAFICA PRESIÓN - VOLUMEN

En la figura No. 2 se muestra la

Tabla IV
Consumo Promedio de Cemento

Etapa	Consumo Promedio de Cemento	
	Antes de P_c (kg/m)	Después de P_c (kg/m)
I	53	100
II	94	198
III	15	94

Consumo promedio por etapa antes y después de la presión crítica P_c

acumulado de inyección separado por etapas. Esto permite apreciar la evolución en el llenado de las fisuras del terreno conforme se reduce la separación entre barrenos de inyección. Se observa que el volumen de mezcla inyectada fue reduciéndose conforme se avanzaba en cada etapa.

También se aprecia como la Presión crítica alcanza un valor promedio más alto en la etapa III, debido al mejoramiento logrado por las inyecciones previas.

Tabla V
VALORES DE PRESIÓN CRÍTICA Y VOLUMEN DE LA INYECCIÓN EN LOS BARREROS

Barreno	Presión crítica (MPa)	Volumen (l/m)	Presión crítica (MPa)	Volumen (l/m)
10-15	1.2	1.0	2.2	2.0
15-20	1.2	1.2	2.2	2.0
20-25	1.5	2.0	2.2	2.0
25-30	1.2	1.2	2.0	1.2
30-35	1.2	1.2	2.0	1.2
35-40	1.2	1.2	1.5	2.1
40-45	1.2	1.2	1.5	2.1
45-50	1.2	1.2	1.5	2.1
50-55	1.5	3.0	1.8	1.2
55-60	1.2	1.2	1.2	1.2

0. Si la presión crítica es menor a 1.0 MPa se considera como 1.0 MPa.
1. Si el volumen de inyección es menor a 1.0 l/m se considera como 1.0 l/m.
2. Si el volumen de inyección es mayor a 1.0 l/m se considera como el volumen de inyección.

Tabla VI
VALORES DE PRESIÓN CRÍTICA Y VOLUMEN DE LA INYECCIÓN EN LOS BARREROS

Barreno	Presión crítica (MPa)	Volumen (l/m)	Presión crítica (MPa)	Volumen (l/m)
10-15	1.0	1.0	1.2	1.2
15-20	1.0	1.0	1.0	1.0
20-25	1.0	1.0	1.0	1.0
25-30	1.0	1.0	1.0	1.0
30-35	1.0	1.0	1.0	1.0
35-40	1.0	1.0	1.0	1.0
40-45	1.0	1.0	1.0	1.0
45-50	1.0	1.0	1.0	1.0
50-55	1.0	1.0	1.0	1.0
55-60	1.0	1.0	1.0	1.0

Grouting design and control using the GIN principle

By G. Lombardi* and D. Deere**

The Grouting Intensity Number (GIN) method for cement grouting of rock masses is derived and presented. The main features unique to the method are: (1) a single, stable grout mix for the entire grouting process (water:cement ratio by weight of 0.67 to 0.8:1) with superplasticizer to increase penetrability; (2) a steady low-to-medium rate of grout pumping which, over time, leads to a gradually increasing pressure as the grout penetrates further into the rock fractures; (3) the monitoring of pressure, flow rate, volume injected, and penetrability versus time in real-time by PC graphics; and, (4) the termination of grouting when the grouting path on the displayed pressure versus total volume (per metre of grouted interval) diagram intersects one of the curves of limiting volume, limiting pressure, or limiting grouting intensity, as given by the selected GIN hyperbolic curve (a curve of constant $p \cdot V$, pressure \times volume, a measure of energy expended). Experience in several countries at major hydroelectric projects indicates the method to be technically and economically effective.

The grouting of rock masses with cement slurries to improve their mechanical and hydraulic properties is a well established practice in civil engineering. This practice, however, has long been dominated by rules-of-thumb and personal or institutional experiences, often leading to dogmatic beliefs.

During this decade, at a number of major hydroelectric projects under construction in different countries, the authors have had the opportunity to work with designers, geotechnical engineers and geologists, and field control engineers in the development of a better understanding of the grouting process by a combination of laboratory, theoretical, and field investigations.

Information gained by laboratory studies of the cohesion (yield strength) and dynamic viscosity of different grout mixes, by theoretical studies of grout flow and penetration, and by field monitoring of grout pressures and absorptions (takes), has led to the concept of Grouting Intensity Number (GIN), as will be discussed in this paper.

For simplicity, this paper will deal only with cement grouting of rock masses, although some of the considerations presented may also be applied to granular soils and to grouting with other materials. More emphasis is given to grout curtains for dams than to consolidation grouting or underground works, in spite of the fact that the GIN method has also been used a few times for these types of works.

It is not the purpose of this paper to review the present state of the art in grouting, as a number of recent books have done that quite well¹⁻⁴. Rather, a brief theoretical background will be given, followed by both theoretical and practical concepts leading to the development of the GIN grouting procedure. The proven effectiveness of the concept in achieving better grouting results and simpler and more economical grouting operations has suggested to the authors that the method should be presented to a larger audience.

*Studio d'Ingegneria, Giovanni Lombardi, Via A. Ciseri 3, Casella Postale 567, CH 6601 Locarno, Switzerland.

**Gainesville, Florida, USA

Theoretical concepts of grout flow and penetration

Unlike Newtonian fluids, such as water or oil, where rheological behaviour can be characterized solely by the parameter viscosity, a "stable" grout slurry behaves as a Bingham fluid during flow, possessing both viscosity and cohesion (yield strength). While both are flow-resistance parameters, the viscosity governs the rate of flow, while the cohesion governs maximum travel distance (for a given applied grouting pressure and a given aperture of rock fissure). Equations have been developed and presented elsewhere^{5,6} for computing the maximal travel distance, the maximum volume of injected grout, and the maximum total hydrojacking force exerted on the grouted area.

It is sufficient here to note that the maximum travel distance achieved by the grout slurry is directly proportional to the applied grouting pressure and to the aperture of the fissures, and is inversely proportional to the cohesion of the grout slurry. Thus, for enhancing grouting penetration into the fine rock fissures, it is necessary to increase the grouting pressure or to reduce the grout cohesion, or both.

Perhaps the greatest value of the Bingham flow equations is in providing insight into the grouting process, with respect to the factors that influence the penetration of grout into a rock fissure and the extent of the splitting forces created by the grouting process. While stable grouts (defined as those that exhibit in 2 h less than 5 per cent of decantation of clear water at the top of a 1000 ml cylinder) may approximate the behaviour of a Bingham fluid, it is not reasonable to apply the equations to thin, watery grouts. Such thin mixes or slurries are unstable suspensions of cement particles in water that, during grout flow through rock fissures, may be expected to show erratic sedimentation, erosion, re-suspension, and re-sedimentation behaviour. This behaviour is impossible to predict and characterize with the Bingham flow equations or any others.

In the following section, additional factors that enter into the selection of a design grout mix are presented.

Selecting the grout mix

The controversy over thick-versus-thin grout mixes (slurries) will certainly continue for several more years. The authors, since 1985, have expressed their preference in the literature for thicker mixes^{4,11}. The practice of adding 1 to 2 per cent of bentonite, for stabilizing the mix and for reducing sedimentation, is progressively being replaced by the use of mixes of higher cement contents but with superplasticizer additives. These latter mixes are stable, and because they possess less cohesion, they are more penetrable: they also have greater strength upon setting.

Traditionally, advocates for thicker mixes have noted the several advantages that thick mixes exhibit, both during the grouting process and during the service life of the grouted rock mass after the grout has hardened.

During grouting, a moderately thick, stable grout has the following advantages compared with a thin grout.

- less sedimentation of cement grains during low-flow conditions;

- less bleed water to accommodate as a result of squeezing-out or filtration at narrow zones in the flow pathways, with less premature blockage,
- greater stability over time and distance as a predictable fluid (Bingham fluid with a given cohesion and dynamic viscosity) and,
- less risk of hydrofracturing (also termed hydrosplitting, or hydrofracking) and uplift of geological strata, because of fast pressure drop away from the grout hole as a result of the grout cohesion (and the filling of the fracture with a high quality grout in the case of such an occurrence).

During the service life of a hardened grout in rock fissures, the thick grout has the following advantages as compared with a thin grout:

- less shrinkage during setting, and thus a greater bond along the rock fissure walls and less risk of re-opening,
- greater density and higher mechanical strength because of greater cement content, and thus a greater resistance to physical erosion and piping,
- less porosity, lower permeability, and greater bond strength, and thus a greater chemical resistance to leaching and a greater durability of the grout curtain over the lifetime of the dam.

Stable grout, because of its cohesion, requires higher grouting pressures to reach the same distance of travel compared with a thin grout. However, by the use of a small amount of superplasticizer, both its cohesion and viscosity-parameters can be dramatically lowered.

Current practice at a number of major projects is to use a mix ratio of 0.67:1 to 0.8:1 (water: cement by weight) to obtain the desirable higher density and strength of the hardened grout, and a superplasticizer to reduce the cohesion and viscosity during grout placement. Laboratory tests are used to determine the flow, sedimentation, setting and strength properties of different grout mixes for different cements and different superplasticizers.

Cohesion and viscosity values may be obtained in the laboratory using a rotary viscometer with concentric cylinders. However, the simple plate cohesion meter may also be used⁴. This is a piece of roughened steel plate, 100 mm by 100 mm by about 1.5 mm in thickness, which is weighed before and after dipping it for a few seconds into the grout mix. The difference in weight divided by the area of the two sides gives the cohesion parameter in shear strength units. It is convenient to divide the cohesion C by the unit weight of the slurry γ , giving the relative cohesion $C_r = C/\gamma$, which is the one normally reported. It is commonly given in mm, and typical values are 0.2 to 0.35 mm for thick slurries without superplasticizers. With additives, the apparent cohesion drops to values of 0.03 to 0.15 mm, the recommended range. It is of interest to note that the C_r value is in fact the thickness of the grout slurry clinging to each side of the cohesion plate. The cohesion plate must be sufficiently scoured by the cutting of intersecting thin grooves on its surface, so that the adhesion between the steel surface and grout is greater than the cohesion between the surface layer of adhered grout and the remaining grout; otherwise all the grout will slide off.

Other typical laboratory values are: specific weight of the grout, 1.59 to 1.67 t/m³ (99.2 to 104.2 lb/ft³), Marsh funnel flow time, 29 to 32 s; and, 28 day compressive strength, 15 to 20 MPa (2250 to 3000 lb/in²).

Another point to keep in mind is the potential loss of water in grouting dry rock above the water table. Were grout to be thickened for this reason, its cohesion would increase (and internal friction would build up) to the point where no more grout could be injected. A prudent practice

is to inject water for a period of time, to obtain partial saturation of the rock mass just before grouting. Water-retaining admixtures may also be used in the grout.

In grouting fine fissures in rock, it should be remembered that penetration of the grout depends more on the size of the cement grains and flocks than on the dilution of the mix with excess water. Thus, instead of trying to obtain a higher penetrability by diluting the mix, a finer cement with superplasticizer, together with higher grouting pressures, should be used.

Once an acceptable mix has been determined by laboratory tests, with its mechanical properties in the desirable ranges, that mix should be used for all the grouting at a project: the use of a single mix greatly simplifies the grouting procedure.

Design of grouting works

The design of a grout curtain includes the selection of the following main features: the grout mix, the grout hole spacing and depth, the grouting sequences, the grouting procedure (including volume and pressure limitation) and the field control. A good knowledge of the site geology is required in selecting some of these parameters, in particular, the physical characteristics of the rock mass discontinuities to be grouted (types, frequency, fissure aperture, roughness, alteration or infilling, and extension). The in-situ state of stress and the existing groundwater conditions should also be considered.

In addition to a knowledge of the existing geological and geotechnical conditions, the changes induced by the project in the stress state, and hydraulic pressures and their variation with time (such as during impounding and drawdown of the reservoir) must be taken into account. Finally, the goal to be achieved in terms of consolidation or tightening effects should be defined better than is generally the case.

This paper does not attempt to address all these points in detail, but concentrates on several of the more important ones.

Development of the GIN method Grouting of wide, open fissures

Both practical observations and theoretical studies indicate that the wider, open fissures in a rock mass are those most readily grouted. The grout travel can also be considerable (a few tens of metres). There are both practical and economical reasons, therefore, to reduce the grout travel and the grout volume injected. There are three ways to accomplish this reduction: by using a less penetrable grout (thicker with greater cohesion); by limiting the grout pressure; or, by limiting the volume of grout injected.

Before selecting the limiting criterion, one should consider that finer cracks may also exist in the rock interval being grouted. These are more difficult to grout and probably will not be well grouted until a later stage, when the more open, wider cracks have been filled. Nevertheless, during the first stage of grouting, it is desirable to achieve some filling of these fine cracks. Thus, the grout mix should not be thickened, but should remain a moderately thick stable grout with the superplasticizer additive. The alternative of limiting the pressure is also not very attractive, as this would also discourage the grouting of fine fissures. The remaining alternative of placing a volume limitation appears to be the best approach⁵.

⁴For example, 200-400 l of grout per metre of borehole (2.15-4.3 ft³ per ft) in the interval being grouted or, in terms of weight, assuming a water content ratio of 0.75 by weight, 155-370 kg cement per metre of borehole (1.34-2.65 sacks per ft with 94 lb sacks)

Grouting of fine fissures

After the wider fissures have been grouted, or, if open, wide-aperture fissures were not present originally in the zone being grouted, it is the grouting of finer fissures that becomes the priority. Such grouting can be enhanced either by using a thinner mix with a lower cohesion, or by grouting at higher pressures. It is more convenient to raise the pressure and to maintain the high-quality moderately thick grout mix with the superplasticizer. Because the finer fissures will have less grout travel, and because the grout pressure diminishes rapidly as it spreads away from the borehole, the total uplift force, even at high grout pressures, will, as a rule, be much lower than the overburden weight, hydrofracturing of rock joints and bedding planes is seldom a problem (except in the upper 5-10 m). Consequently, quite high grout pressures are acceptable, even up to 30 to 40 bar, that is 3 to 4 MPa (425 to 570 lb/in²) computed at the grouting interval, provided that the grout take is small.

In considering these factors, an upper limit of grouting pressure is suggested where the grout takes are small, in the range of 30 to 50 bar (3 to 5 MPa), depending on the geology (weathering, stratification, weak zones, in-situ state of stress, and so on), the future water pressure, and the desired intensity of grouting.

The first two elements of the GIN principle are thus beginning to emerge, a volume-limitation where the grout enters easily at low pressures, and a pressure-limitation where the grout enters only with difficulty. It remains to focus on the intermediate ranges. However, before pursuing this intermediate range, it is beneficial to review other grouting considerations.

Split spacing of grout holes in series

In usual practice, primary holes are grouted first, spaced fairly widely (such as 10-12 m) so that grouting at the first primary hole does not interfere with the next. Often, it is specified that every third or fourth primary hole be drilled and grouted before the other primaries, to serve as "exploratory" primary holes. These holes will often be cored holes, and will be water-pressure tested to a total depth of $0.75 \times H$ (where H is the height of the future reservoir at the point in question). The remaining primary holes may be adjusted in depth according to the results of the exploratory primary holes.

The next series of holes, the so-called secondary grout holes, are grouted next in a split-spaced location between the primaries. Since these holes are only 5 or 6 m from the primary holes, they will often encounter hardened grout in some of the wider fissures. In general, their "takes" will be lower than the primaries. Tertiary holes are often called for, again at a split spacing (2.5 to 3 m), usually with even lower takes; eventually, even quaternary holes may be called for (1.25 to 1.5 m from each tertiary hole), resulting normally in acceptably low final absorption of grout.

Since the rock gets tighter with each phase of holes, the ungrouted fissures encountered in the later holes will mostly be finer fissures; higher pressures would thus be of benefit and would produce a more efficient grouting operation.

Thus, the third ingredient of the GIN procedure is identified: a progressively higher pressure as the rock tightens up, so as to grout the progressively finer fissures.

Water-pressure tests (Lugeon)

Water-pressure tests (Lugeon tests) have often been used at each grouting interval to help select the grout mix. However, experience and theory have indicated very poor corre-

lation of Lugeon values with grout absorptions. Lugeon or similar tests may still be used, however, in the exploratory primary holes, to obtain a general picture of the permeability throughout the abutment and main dam foundation area. Comparisons may then be made with Lugeon tests conducted in check or control holes after the grouting is done to see if a sufficient reduction in permeability has been accomplished.

The GIN method

Specific energy expended

To grout a rock zone more intensely, one has to expend more energy. In a given grouting interval, the energy expended is approximately proportional to the product of the final grouting pressure p and the grout volume injected V , giving a product $p \cdot V$. This $p \cdot V$ number is called the Grouting Intensity Number or GIN. The volume may be unitized to the length of the grouting interval as litres/m (or interchangeably as weight of cement injected in kg/m, since for moderately thick mixes the numerical values are similar within 5 to 10 per cent). The pressure has been used traditionally as bar, resulting in $p \cdot V$ or GIN units being bar-litres/m, although other units obviously may be used by making the appropriate conversions.

Advantages of maintaining a constant GIN

The GIN method requires that once a grouting intensity level has been chosen (for instance, a high intensity GIN of 2000 bar-l/m) this value should be used both for the easily grouted fissures, with large volume absorptions at low pressure, as well as for finer fissures, with low takes but with considerably higher pressures. Thus, a constant value of the GIN is maintained.

By keeping the GIN value constant during the grouting process for all grout intervals, one obtains a nearly constant reach of the grout, and almost automatically limits the volume in an open, wide fissure, but allowing pressures to increase in zones of tighter and less groutable fissures. Also, combinations of high pressure and high volume are eliminated, a condition that would lead to huge uplift or hydrosplitting forces. Similarly, combinations of low pressure with a low take are eliminated, that would inadequately grout the fine fissures.

A constant GIN value, when plotted on a pressure-versus-volume graph, yields a hyperbolic curve: the higher the grouting intensity or GIN value, the greater the distance of the curve from the origin. The GIN curve thus completes the missing ingredient for joining the other two limits discussed in previous sections: the limiting volume line and the limiting pressure line. The combination of the three gives the composite limiting envelope for grouting.

Composite limiting envelopes for different intensities of grouting

In Fig. 1, the $p \cdot V$ paths of three types of fissures are shown. An open fissure of wide aperture is represented by curve 1, which shows increasing volume of injected grout at only slightly increasing pressure. Curve 2 represents an average fissure, where the pressure gradually increases as the volume of grout injected increases; only at point a' does the pressure rise more rapidly, as the resistance to grout penetration increases disproportionately. Curve 3 represents a tight fissure, where the grouting pressure rises rapidly with only small grout takes. Similarly, curve 4 represents an extremely tight fissure, with a very small grout take and high refusal pressure.

Fig. 2 illustrates five suggested limiting envelopes for different intensities of grouting. The GIN value, the limiting pressure and the limiting volume are in fact three more or less independent parameters defining the limiting envelope for grouting. In the proposed definition, they are related to each other, but they need not be. The uppermost envelope represents a very high intensity of grouting with a GIN value of 2500 bar-l/m, a very high limiting pressure of 50 bar, and a very high limiting volume of 300 l/m. The lowest envelope represents a very low intensity, with a GIN value of 500 bar l/m, a maximum pressure of 15 bar and a limiting volume of 100 l/m. For most conditions, the authors would recommend the moderate intensity envelope with a given value of 1500 bar l/m, a limiting pressure of 30 bar, and a limiting volume of 200 l/m.

For geologically critical areas (near the surface and on steep slopes) the very low curve could apply. It is easily understood, from the combination of Figs. 1 and 2, that the grouting process will stop at different points depending on the value selected for the grouting envelope.

For curve 1 (Fig. 1) the grouting would be terminated at point *a* for a low intensity of grouting, because of the 150 l/m volume-limitation with a resulting pressure of 3 bar. However, if the designer had specified the moderate intensity envelope, the grouting would continue to point *b*, the 200 l/m volume limit, the final pressure again being about 3 bar. If high intensity grouting had been selected, the grouting would continue to point *c*, the 250 l/m volume limit, the final pressure being about 6 bar. Finally, if the very high intensity had been selected, the grouting would continue to point *d*. The path would not be terminated by the volume limit, but rather by intersecting the 2500 GIN curve. At this point, the total injected volume would be 285 l/m and the final grouting pressure would be 9 bar. Thus, there would be a range of volume injected of 150 to 285 l/m and a range of final grouting pressure of 3 to 9 bar depending on the specified GIN.

For curve 2 (Fig. 1) the volume injected at point *a'* would be about 60 l/m, and the final grouting pressure would be 13 bar. Had the grouting continued to point *d'*, representing very high intensity ($p \cdot V = 2500$), the grout take would have increased only to 90 l/m, but the pressure would have attained 28 bar, considerably less than the limiting value of 50 bar. Similarly, for curve 3, grouting would be halted at any point between *a''* and *d''* depending on the previously selected GIN criteria and the pressure limitation. The portion *x-y* represents an example of a hydrofracturing or hydro-splitting event, where a joint or bedding plane is suddenly forced open, with a resulting pressure drop and an increase in the absorption rate. One could continue grouting at low rates to try to arrive at the selected GIN curve, but if the pressure increased, there would probably be another hydrofracturing event at about the same pressure or a little higher. It is questionable if grouting should be continued in such circumstances. Many times, however, it has been done without any major problem. In any case, the limiting curve is arrived at, sooner or later, and the grouting is stopped.

Selecting the GIN value

The dam designer and his geotechnical and grouting staff must select the GIN value for the projected grout curtain. While the authors recommend the moderate GIN value of 1500 bar-l/m as a starter, geological conditions, the value of future water losses, and uplift pressures after impounding, are points to be considered. The upper pressure limits and the upper volume limits may also be modified by the designers and field control engineers for special cases. Probably the best approach is to conduct one or two grout

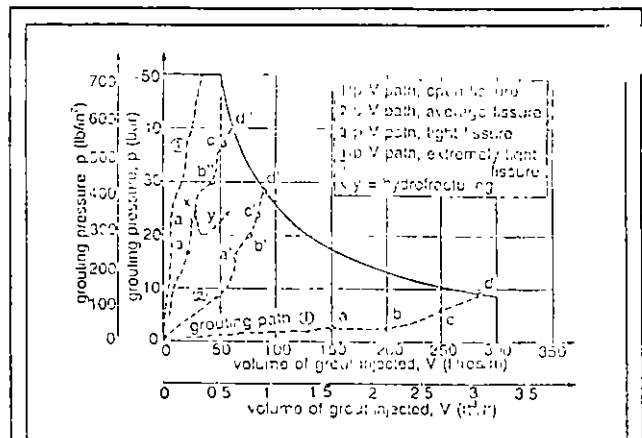


Fig. 1. Example of grouting path curves.

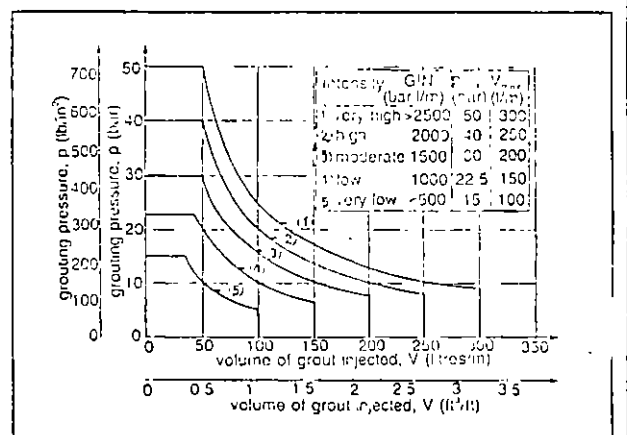


Fig. 2. Proposed limiting envelopes for grouting.

test sections before selecting the limiting grout envelope.

The upper pressure limit may be less in the abutments than that selected for the valley bottom, because of the difference in reservoir depths. A worthwhile goal is a limiting pressure of at least twice the reservoir pressure, but it may be difficult to achieve this without inducing undesirable hydrojacking.

Computer controlled grouting

Since PC computers can nowadays be installed and easily operated at the grouting site itself, the possibility now exists of continuous real-time controlling of the grouting process. Only two values need be continuously read by the system: the actual grouting pressure p and the flow rate q , from which the cumulative volume V per unit length (injected since the beginning of the grouting of the depth-interval in question) can be obtained by integrating. If desired, the volume V of grout injected can be measured directly, and the flow rate q obtained by derivation.

Starting from the two measured values of p and q , a number of time graphs can be shown on the monitor screen and plotted (for example, pressure, flow rate, cumulative volume, and penetrability versus time). Fig. 3 shows a series of graphs. Attention is drawn to curve (d) which represents the specific flow (q/p) or penetrability (that is, the flow rate divided by pressure) versus time. This curve shows clearly the progressive filling of voids and fissures and the buildup of grouting resistance, caused primarily by the increasing total cohesive force as the grout flow extends

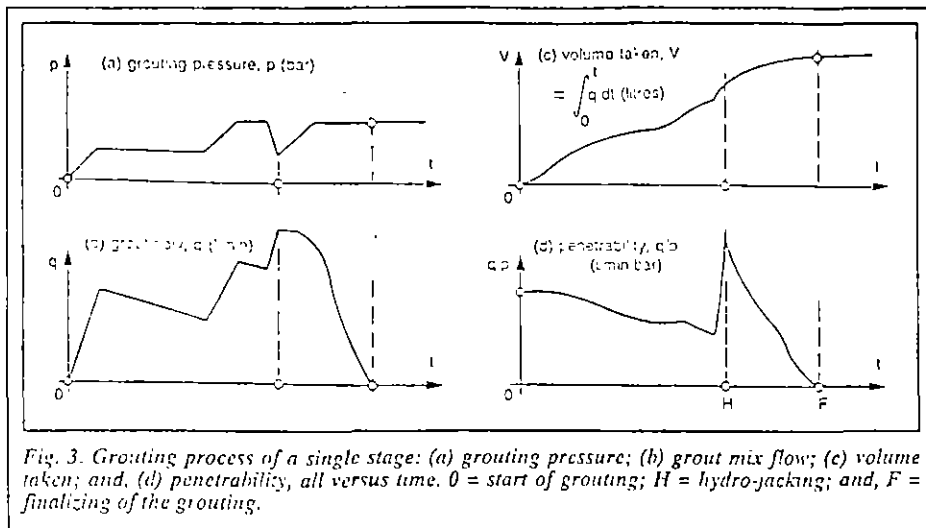


Fig. 3. Grouting process of a single stage: (a) grouting pressure; (b) grout mix flow; (c) volume taken; and, (d) penetrability, all versus time. 0 = start of grouting; H = hydro-jacking; and, F = finalizing of the grouting.

further along the rock fissures. A hydrofracturing or hydro-jacking event is readily observed from the presence of a sharp peak in the graph

The GIN and penetrability-volume curves as practical grouting controls

Fig. 4 represents the main control plots that the computer may display. These curves may be used to control the grouting process. Fig. 4(a) shows the limiting grouting envelope that has been chosen for the project (or for a given area of the project), including the limiting pressure p_{max} , the limiting volume V_{max} per unit length, and the selected GIN hyperbolic curve. This envelope may be written into the program and can be displayed upon call. In general, these limiting envelope curves are referred to simply as the GIN curves.

The irregular curve 2 shown on Fig. 4(a) represents the actual grouting path, plotted at small increments of time, of the instantaneous grouting pressure versus the cumulative grout volume per unit length. The grouting-path irregular curve intersects the GIN curve at point F, and grouting is

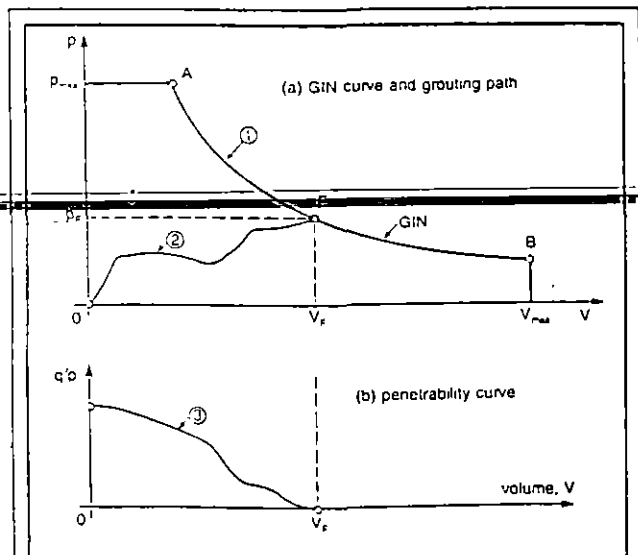


Fig. 4. Grouting process of a single borehole stage (typical), where: 1 = limiting curve, pressure versus grout take; 2 = actual grouting path, pressure versus grout take; and, 3 = penetrability (q/p) versus grout take. F = final point of the grouting; p_p = final grout pressure; and, V_f = actual grout take.

stopped at "zero" flow rate, with a final pressure p_f and a total cumulative unit volume of injected grout V_f .

Fig 4(b) is also an important real-time monitoring curve. The penetrability q/p is plotted versus cumulative grout volume rather than versus time as in Fig 3(d), giving similar type curves, however. As the curve develops, one normally sees a decline in the penetrability, indicating that the grouting efficiency is decreasing. Thus, at a constant grouting pressure, the flow rate is decreasing or, if a constant flow rate is maintained (almost to the end), the grouting pressure is increasing. Which of these combinations applies is dependent both on the type of pump and the details of the grouting operation (piping, valving).

The decline of the penetrability-volume curve indicates that the grouting process is proceeding normally. The grouting pressure must be monitored and controlled to stop the process at the grouting limits of the GIN curve.

As noted in the previous section, the grouting path will meet the GIN curve at different points, a function of the aperture of the rock fissures (wide fissure near point B and fine fissures near point A, Fig 4a). As the grouting path progresses toward the GIN curve, the pumping rates should be as low as practicable while still achieving grout penetration (for example, 500 l/h, that is 17.6 ft³/h or 2.2 gals/min). Experience has shown that these various plots aid greatly in controlling the grouting process in an effective and continuous manner.

Application to grout curtains

The GIN method as presented has dealt primarily with considerations for a single grouting interval or stage. The method also applies to all intervals of the grout hole, and to all the primary and split-spaced holes. The split-spacing procedure in a single-line grout curtain is a proven efficient method, with sound theoretical reasoning.

In certain highly permeable or cavernous rocks (lava flows, some limestones, fractured sandstones), 3-line grout curtains have been constructed. The downstream line is usually grouted first, followed by the upstream line, and finally by the central line. The two outer lines are considered to behave as barrier lines, and often only primary and secondary holes are grouted, with the intent of filling the majority of the larger fissures or voids. The central line can then be treated as a normal single-line curtain, with primaries through to tertiaries, and even with quaternary or quinary holes if needed.

In the split-spacing method, the primary holes will partially or completely fill and plug only the widest of the rock fissures. The next series of secondary holes, again, will plug only the widest fissures not yet plugged in the first series, and so on. In Fig. 5, the likely final positions of the primary, secondary, tertiary, and additional holes (quaternary or check holes) are plotted on the GIN curve. The average grout volume absorbed will decrease from series to series, while, obviously, the average final grout pressure will increase accordingly from series to series. This happens automatically when the GIN procedure is followed.

With a primary hole spacing of 10 to 12 m, it is likely

that both secondary and tertiary series would be required. The tertiary holes would be at 2.5 to 3 m distance from the nearest adjacent hole, these holes could be shorter, depending on the geology and the results of the secondary holes.

Quaternary holes might or might not be needed. At least some would be required as check holes for performing Lug-on tests, to see if an acceptably low permeability of the rock mass has been achieved, for a tight curtain, requirements may be as severe as 90 per cent of all tests to be at or below one Lugon (1×10^{-5} cm/s), with no values greater than 3 Lugons.

Relationship of hole spacing and GIN

It is obvious that a relationship must exist between the hole spacing and the GIN required. For instance, if the selected primary spacing is too wide and the selected GIN is too low, no significant decrease of grout take will result from the primary series to the secondary, or even to the tertiary. In such a case, no guarantee for a successful curtain can be given, even though considerable drilling and grouting costs have been expended.

If the primary spacing is too close or the GIN is too high after the first two series, the grout takes will be very low, and tertiary holes would be wasted essentially. The GIN is also related to the distance that the grout travels and, therefore, to the thickness of the grouted rock curtain or "wall".

A working rule-of-thumb is to select the values of GIN and the spacing so that the volume of injected grout per metre of stage grouted reduces from hole series to hole series by around 50 per cent (realistically in the range of 25 to 75 per cent). Such behaviour would provide confidence that progressive closing of the curtain is occurring. One or more test grouting sections can be utilized during the design phase or at the first part of the grouting contract to define better the optimal primary hole spacing and GIN value.

Criteria for closure

If the grout paths for the holes of the last series (say, the tertiary series) do not arrive at the upper limiting pressure line for the selected GIN (and preferably in the left-hand half of that line), additional holes should be grouted on either side of those holes not meeting the criteria. Thus, all parts of the curtain (although not all primary, secondary, and tertiary holes) will have been grouted at the maximum limiting grout pressure with reasonably low grout absorptions (less than 25 kg/m or 0.18 sacks/ft, for example).

If non-optimal selection of the hole spacing has been made, the proposed grouting method is, at least to some extent, a self-regulating procedure. This is as a result of the split-spacing techniques, the GIN curve, and the requirement for the last series of holes to reach the pressure limit with minimal unit takes.

In conclusion, it is believed that if one follows the concepts or rules presented, a fairly optimal distribution of the total grout volume along the grout curtain can be achieved. The procedure almost automatically takes into account the actual irregularities of the geological conditions in the rock mass. In doing so, the benefit-to-cost ratio of the grout curtain can be maximized.

Main points of the GIN method

Several concepts and procedures are basic in applying the GIN grouting method. These are summarized below under four headings.

Basic concepts

- Use only stable, moderately thick grout mixes. (a) to

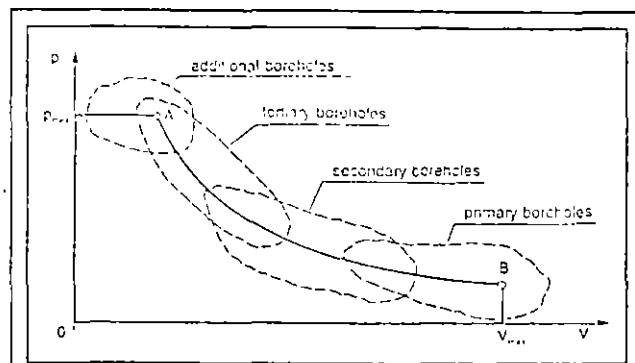


Fig. 5. Example of grouting results for a grouting curtain. Final points of the grouting paths of all the borehole grouting stages (typical).

reduce sedimentation and premature blockage; and, (b) to obtain dense, resistant, hardened grout.

- Use, as far as possible, only a single mix for the entire grouting work. (a) to provide a single Bingham fluid with known properties; and, (b) to simplify the grouting procedure, thereby improving efficiency and reducing errors.
- Use the GIN curve to monitor the grouting pressure. (a) to allow high pressure to be applied where needed; and, (b) to avoid high pressure where it would be harmful or wasteful.
- Control the grouting process by field computer: (a) to follow in real-time the pressure and flow rate; (b) to plot the p - V grouting path on the selected GIN curve, and, (c) to indicate the completion of grouting using both the p - V grouting path and the penetrability-volume curve.

Mix design

- Use admixtures to obtain the desired grout characteristics: (a) superplasticizer to reduce the cohesion and viscosity of the mix, so as to increase grout penetrability; and, (b) possibly a water retaining agent to reduce water loss during squeezing.
- Conduct a comprehensive series of laboratory tests early on several grout mixes, with a water:cement ratio (by weight) ranging from 0.7:1 to 1:1. This is to: (a) test different available cements of varying fineness; (b) test different admixtures at varying percentages; and, (c) obtain test values of unit weight of grout slurry, Marsh Funnel apparent viscosity, 2 h sedimentation, cohesion, initial and final setting times, 7 day and 28 day compressive strengths, and water loss in squeeze test.

Grout-hole layout

- Adopt the normal split-spacing method of primary through to tertiary or quaternary holes: (a) to provide a minimal uniform coverage throughout; and, (b) to allow for closer spaced holes where the geological conditions and grouting results so indicate.
- Conduct grouting field tests either during the final design phase of the dam or during the first part of the construction phase: (a) to test different parts of the site having different geological or topographical conditions (for instance, valley bottom and each abutment); (b) to select optimum primary hole spacing, so that later secondary and tertiary holes exhibit a continuing decrease of 25 to 75 per cent per series (consider a preliminary primary hole spacing of 10-12 m and, (c) to allow for different GIN curves to be examined (for instance, by plotting the p - V grouting path for each grouting stage up to the anticipated grouting intensity or up to the first, or even second, hydrofracturing event).

Field control

- Define the controlling elements of the GIN curve from the

results of the test grouting programme, as well as any special engineering, rock mechanics, or geological considerations (a) to ensure that the volume and pressure limits are reasonable for the existing geological features, and, (b) to assess the need for different GIN values at different site locations.

- Grout every fourth primary hole first, as exploratory grout holes, except in areas of previous test grouting: (a) to allow for better areal definition of geological and ground-water conditions (by rotary core drilling and Lugeon water-pressure tests to a depth equal to the future reservoir height above the ground point in question), (b) to permit final selection of the hole depth for the remaining primary holes (probably a depth range of 0.5 to 0.8 of reservoir height); and, (c) to ensure that the selected GIN curve is appropriate.
- Control the grouting process by field computer using the GIN curve and penetrability curve: (a) to allow for real-time monitoring of the grouting path; and, (b) to allow for the completion of grouting to be anticipated, from the declining penetrability curve, and from the approach of the p versus V grouting path towards the controlling GIN curve (including the volume limit and the pressure limit portions of the curve).
- Pre-inject water before the grouting of any stage above the water table, to part-saturate the rock, so as to reduce the risk of water loss from the grout with premature blockage.
- Use Lugeon water-pressure tests only in the exploratory primary holes and in the check grout holes to compare the initial and final permeabilities of the rock mass.
- Summarize the grouting results by appropriate statistical and graphical methods, to ascertain a progressive closing of the rock fissures with a resulting acceptably low residual permeability.

Example

During the last decade, this grouting procedure was introduced step by step at a number of sites in Argentina, Austria¹²⁻¹³, Ecuador, Mexico, Switzerland and Turkey. In the near future, the method will continue to be used in various countries at planned projects.

The on-going grouting at the Aguamilpa dam in Mexico may be mentioned as an outstanding example. This 180 m-high dam, owned by the Comisión Federal de Electricidad, will be the highest concrete-faced rockfill dam in the world. Its impounding will start during 1993.

The GIN method is at present being used both for the rock consolidation below the foundation plinth of the concrete face and for the deep grouting curtain. After extensive laboratory and field tests, a single "normal" mix was selected. It has the following characteristics:

Cement:	fine pozzolanic cement, Blaine value about 5100 cm ² /g
Water-cement ratio:	0.9:1 (somewhat higher than usual because of the high Blaine value)
Superplasticizer:	1.6 per cent of the cement weight of Sikament NZ
Density of the mix:	1.5 to 1.55 g/cm ³
Decantation:	4 per cent in 2 h
Marsh Funnel flow time:	28 to 32 s
Relative cohesion (C/γ):	0.08 to 0.2 mm, increasing to 0.2 to 0.3 in 2 h
Strength of the hardened mix:	9 to 10 MPa at 7 days and 13 to 17 MPa at 28 days.

It corresponds to a stable but very fluid mix, with high penetration properties during the first hour, and excellent resistance both mechanically and against bleaching out.

For the grout curtain, the following are specified as a rule.

- Procedure: 5 m stages from bottom up.
- Splitting method, starting with primary holes at 24 m distance.
- Additional higher rank holes are drilled so long as the take is greater than 25 l/m.
- Saturation of the rock mass (above water table) during 1 h at a pressure of 2 bar immediately before the start of the grouting of each 5 m stage.
- Grouting intensity: 2500 bar l/m (reduced to 1500 below the plinth).
- Maximum pressure limit: 40 bar (reduced near the surface to 10 bar and increasing to 40 bar at 20 m depth and also, adequately reduced at geologically delicate spots).
- Maximum take limit: 400 l/m, in fact 2000 litres per 5 m stage (locally reduced to 300 l/m); and.
- Stopping criterion: flow rate less than 3 l/m min for a 5 m stage at the final grouting pressure.

These specifications are easy to handle at the site, especially as only one single mix is used.

As an example, Fig. 6 shows the grouting path of one stage of the consolidation work below the plinth. Readings were taken intermittently at about 5 min intervals, as PC monitoring was not available. In the upper part, Fig. 6 (a), the paths of the pressure p as well as of the flow rate q are plotted versus the grout volume V injected. The pressure path may be compared with the GIN limiting boundary.

The grouting target was an intensity of 1500 bar l/m. However, an intensity of 2510 bar was arrived at, and the limiting volume of 300 l/m was slightly exceeded. This over-run was caused by a delay in transmission from the grouting spot to the pump operator, or by a slow reaction of the pump operator himself. (This indicates the desirability of real-time continuous monitoring and display by a PC, as well as of having automatic cutoff of the pump when the controlling GIN curve is reached.)

In the lower part, Fig. 6 (b), the penetrability is plotted again versus the volume taken V . At the beginning of the grouting process, the penetrability increases (from 0.2 to 0.5 l/min.m.bar) because of the progressive opening of the discontinuities of the rock mass. After a take of 200 l/m, the penetrability decreases quite regularly to zero for a volume of 320 l/m. Indeed, the grouting process was stopped just before reaching this value.

It is felt that some irregularities shown in the penetrability curve are caused by the rounding of some readings by the operators. Also, it is probable that two or more hydro-jacking events occurred that were not completely picked up by the intermediate monitoring.

Comparison with usual grouting

A "traditional" grouting process consists of defining a grouting pressure and the use of different types of grout, for example, grouts with successively lower water-cement ratios (4:1, 3:1, 2:1, 1:1, and so on). The change of the mix takes place at given volumes of grout taken by the bore-hole. It is obvious that the cohesion of these mixes increases from one to the next and that, at some point, the increased cohesion resistance to flow and penetration will stop the grouting process.

With the GIN method, only one mix is used, consequently, the cohesion is a constant. As the grout spreads out along fractures, its contact with the fracture walls increases and so does its total cohesion resistance to flow. Conse-

quently, greater pumping pressures must be utilized to overcome the flow resistance. This is a normal and expected physical phenomenon. The GIN method allows for the grouting process to continue under gradually rising pressure until one of three limiting values is reached: limiting pressure, limiting volume, or a combination of pressure and volume represented by the specified p - V curve.

Other differences exist between traditional methods and the GIN procedure: the GIN method always uses only the best possible mix with regard to strength, durability, resistance to leaching out and shrinkage, GIN avoids injecting large water volumes in the form of thin mixes; the use of a stable mix avoids or significantly reduces the risk of damaging the rock by hydrofracturing; errors in the grouting process are greatly diminished, and, the grouting process is simpler and faster, as no time is lost in changing the mix.

Summary and conclusions

The grouting process involves steady pumping of the grout at a low to medium rate, with a slow building up of pressure as the grout penetrates further into the rock mass. Grouting is stopped when the volume injected attains a specified limiting value for a grouting interval, when the grouting pressure arrives at the previously selected limiting value, or when a given intensity of grouting has been achieved at an intermediate position, less than the limiting values of volume and pressure, as judged by the GIN curve previously selected.

The distance of the curve from the origin is a function of the energy expended in the grouting. A family of curves may be prepared for various intensities of grouting, ranging from very low to very high. One intensity curve may be selected for the project, or two may be used, for instance, a high intensity for the valley grouting, and a low intensity for the shallow, abutment slopes or in geologically weak areas.

The complete limiting envelope thus consists of the limiting pressure line (in the range 15 to 50 bar), the limiting volume line (in the range 100 to 300 litres per metre of grouted interval), and a selected GIN curve connecting the two limit lines (with GIN values ranging from very low to very high, for example, 500 to 2500 bar.l/m).

The GIN method requires close monitoring by PC graphics of real-time curves of pressure versus time, grout flow rate versus time, and total injected volume versus time, plus the derived curve of penetrability (flow rate divided by pressure, q/p) versus time. This latter curve is of particular value in signifying the approach of grouting refusal, or at least of diminishing absorptions.

The GIN method has been proven to be a very useful tool in designing and controlling grouting works. Its increasing use should improve the grouting works for hydraulic structures. Since the method is flexible with respect to the limiting pressure, the limiting volume injected, and the GIN value to be achieved, it is probable that experience gained in current and future projects will lead to additional refinements. □

References

1. ROUSSEL, A. C. "Construction and design of cement grouting", John Wiley and Sons Inc, New York/Chichester, 1992.
2. WEAVER, K. "Dam foundation grouting", American Society of Civil Engineering, New York, USA, 1991.
3. NISSEN, F. "Grouting theory and practice", Elsevier, New York, USA, 1988.
4. ZIMM, K. "Rock grouting with emphasis on dam sites", Springer-Verlag, Berlin, Germany, 1985.

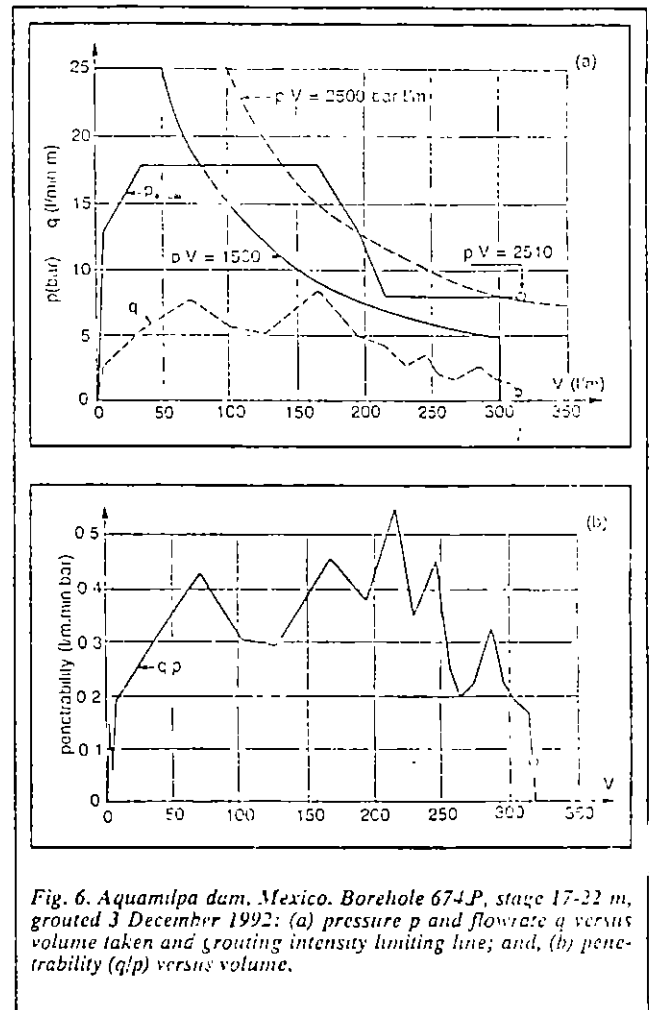
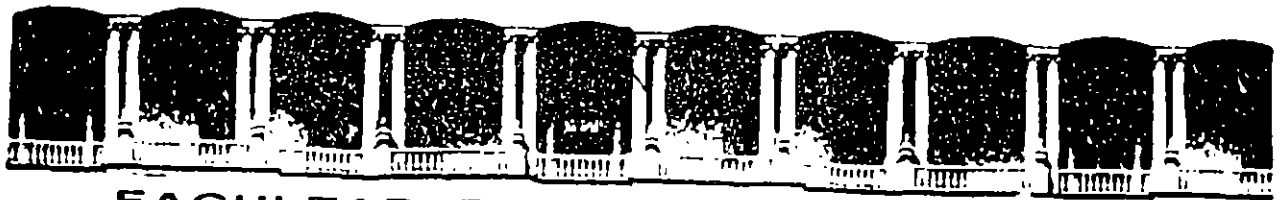


Fig. 6. Aquamalpa dam, Mexico. Borehole 674P, stage 17-22 m, grouted 3 December 1992: (a) pressure p and flowrate q versus volume taken and grouting intensity limiting line; and, (b) penetrability (q/p) versus volume.

5. DEERE, D. and Lombardi, G., "Grout slurries — Thick or thin?" Issues in Dam Grouting, Proceedings of the session sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in conjunction with the ASCE, Convention in Denver, Colorado, April 1985.
6. LOMBARDI, G., "The rôle of the cohesion in cement grouting of rock", O38 R13, 15th ICOLD Congress, Lausanne, Switzerland, 1985.
7. LOMBARDI, G., "Injection des massifs rocheux", Société Suisse de Mécanique des Soils et des Roches, *Journée de printemps*, No 115, May 1987.
8. LOMBARDI, G., "La roca y el macizo rocoso — Leyes constitutivas", Academia Nacional de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Buenos Aires, Argentina, Sesiones Científicas, "Ing. Francisco García Olano", La Mecánica de Rocas en la Ingeniería Civil; 12 December 1987, May 1989 edition.
9. LOMBARDI, G., "La perméabilité et l'injectabilité des massifs rocheux fissurés", *Revue Française Géotechnique*, No 51, April 1990.
10. LOMBARDI, G., "Stoffgesetze für Feldfundamenten von Betonsperren", 39 Geomechanik-Kolloquium, Salzburg, Austria, October 1990, Oesterreichische Gesellschaft für Geomechanik Felsbau, Jahrgang 9, No 2, 1991.
11. LOMBARDI, G., "The CES rock mass model — Part 1", *Dam Engineering*, Vol. III, Issue 1, February 1992; and, "The CES rock mass model — Part 2", *Dam Engineering*, Vol. III, Issue August 1992.
12. LOMBARDI, G., "Kolnbrein dam. An unusual solution for an unusual problem", *Water Power & Dam Construction*, June 1991.
13. Oesterreichische Druckkraftwerke AG, Klagenfurt GmbH, Austria, "Remedial project for Kolnbrein arch dam", Design and Construction June 1991.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

**TEMA : EJEMPLO DE DISEÑO DEL TUNEL DE CONDUCCION A
PRESION P.H. ZIAMPAN, HIDALGO**

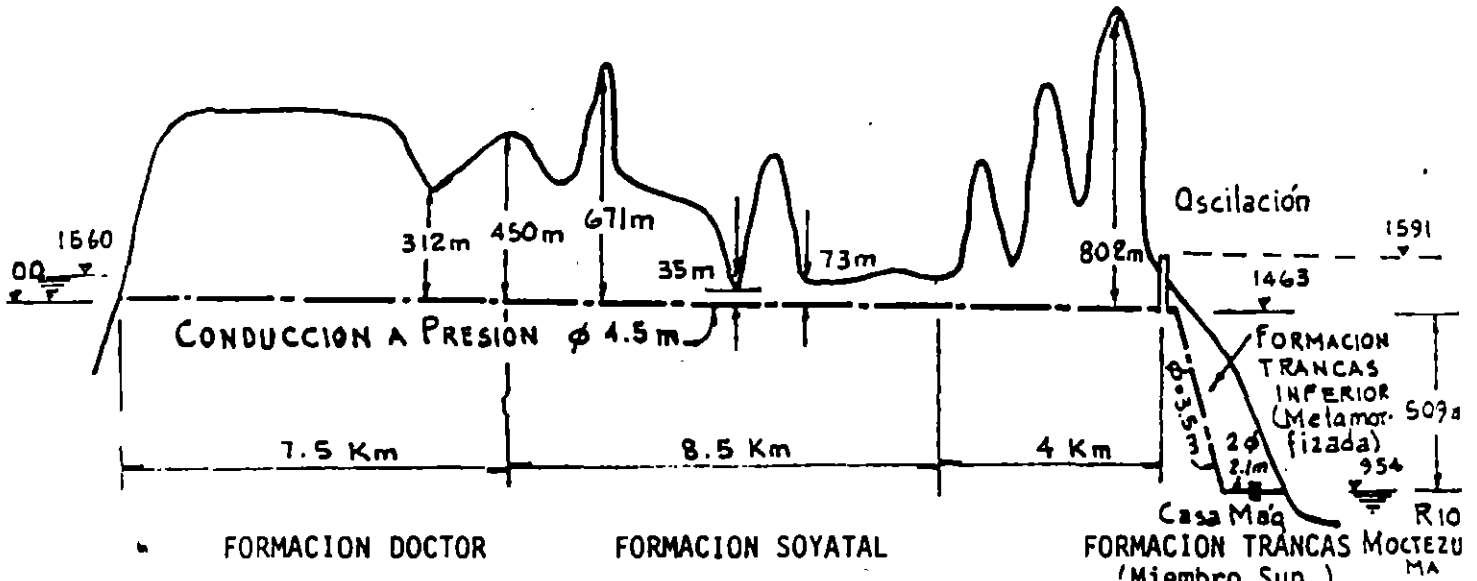
EXPOSITOR: ING. SERGIO R. HERRERA CASTEÑEDA

P.H. ZIMAPAN, HGO.

TUNEL DE CONDUCCION A PRESION

1. PROPIEDADES GEOMECANICAS DE LA ROCA

R. Cuéllar B.
Sep. 1986



FORMACION DOCTOR	FORMACION SOYATAL	FORMACION TRANCAS MOCTEZUMA (Miembro Sup.)
Calizas y Dolomías	Calizas-Lutitas-Areniscas 30% 60% 20%	Calizas Areniscas-Lutitas 30% 30% 40%
Vel. ondas P: $\alpha = 4000$ m/s $\beta = 2400$ m/s	$\alpha = 4200$ m/s $\beta = 2520$ m/s	$\alpha = 4500$ m/s $\beta = 2700$ m/s
Rel. de Poisson: $\nu = 0.25$	$\nu = 0.25$	$\nu = 0.25$
$E_{din} = 370\ 000$ kg/cm ²	$E_{din} = 410\ 000$ kg/cm ²	$E_{din} = 470\ 000$ kg/cm ²
$E_{est.} = 185\ 000$ kg/cm ²	$E_{est.} = 205\ 000$ kg/cm ²	$E_{est.} = 235\ 000$ kg/cm ²

Compresión simple:

$m_{\min} = 137,243$ kg/cm ²	$RC_{\min} = 300$ kg/cm ²	$RC_{\min} = 692$ kg/cm ²
$m_{\max} = 1700$ kg/cm ²	$RC_{\max} = 828$ kg/cm ²	$RC_{\max} = 1404$ kg/cm ²
$m_{\text{prom}} = 1044$ kg/cm ²	$RC_{\text{prom}} = 516$ kg/cm ²	$RC_{\text{prom}} = 1048$ kg/cm ²
Coef. var. $\nu = 44\%$	$\nu = 40\%$	$\nu = 17\%$
Tensión: $R_t = 42$ kg/cm ²	$R_t = 33$ kg/cm ²	$R_t = 92$ kg/cm ²
Corte: $R_s = 36$ kg/cm ²	$R_s = 30$ kg/cm ²	$R_s = 109$ kg/cm ²
Tensión bajo flexión:		
$R_{tf} = 114$ kg/cm ²	$R_{tf} = 60$ kg/cm ²	$R_{tf} = 200$ kg/cm ²
Peso vol. $\gamma = 2.7$ ton/m ³	$\gamma = 2.68$ ton/m ³	$\gamma = 2.7$ ton/m ³

2. ESFUERZOS ALREDEDOR DEL TUNEL

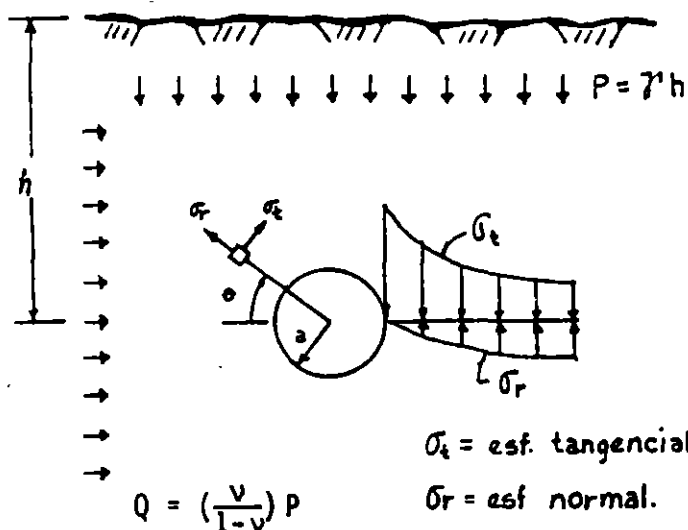
2.1 Por Techo de Roca

Distribución de esfuerzos en un medio elástico.

$$\sigma_t = \frac{P+Q}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{Q-P}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\sigma_r = \frac{P+Q}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\tau_{\theta} = \frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta$$

Formación DoctorFormación SoyatalFormación Trancas

$$h_{\text{máx}} = \underline{450 \text{ m}}$$

$$h_{\text{máx}} = \underline{671 \text{ m}}$$

$$h_{\text{máx}} = \underline{802 \text{ m}}$$

Para esta cobertura

$$Q = P = 122 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q = P = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q = P = 216 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \text{ para } r = a; \underline{\sigma_t = 2P}$$

$$\underline{\sigma_t = 2P}$$

$$\underline{\sigma_t = 2P}$$

en todo el perímetro

$$\text{y } \sigma_r = 0 \text{ y } \tau_{\theta} = 0$$

$$\sigma_r = 0, \sigma_{\theta} = 0$$

$$\sigma_r = 0, \sigma_{\theta} = 0$$

Sust.

$$P = 2.7 \times 450 = 1215 \text{ ton/m}^2$$

$$P = 2.68 \times 671 = 1798 \text{ ton/m}^2$$

$$P = 2.7 \times 802 = 2165 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_t = 2P = 2 \times 121.5 = 243 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 2P = 2 \times 179.8 = 360 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 2P = 2 \times 216.5 = 433 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{c_{\text{mín}}} = \underline{137} \text{ y } \underline{243} \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{c_{\text{mín}}} = 16 \text{ y } 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{c_{\text{mín}}} = 692 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S. = 0.56 \text{ y } 1$$

$$F.S. = 0.04 \text{ y } 0.8$$

$$F.S. = 1.6$$

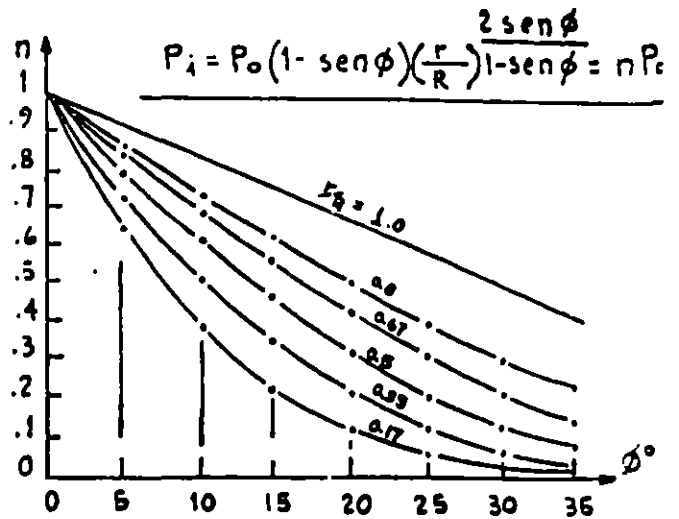
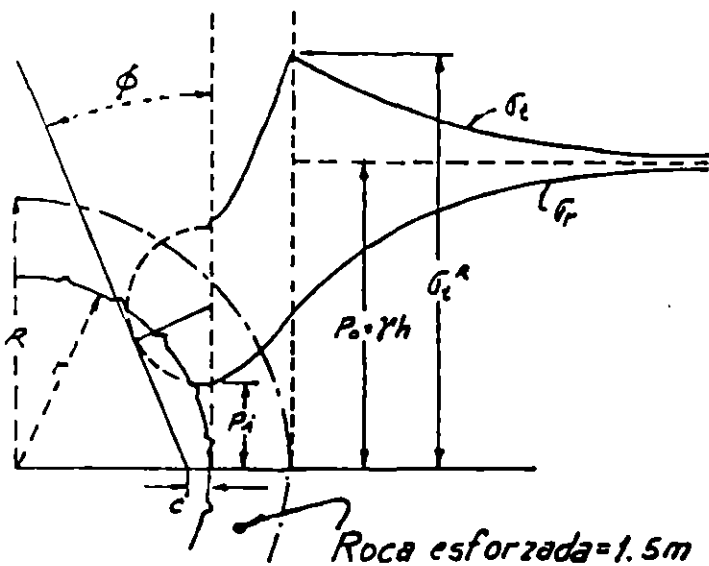
Puede presentarse fluencia en alguna zona.

Es probable que se presente fluencia en alguna zona.

No hay problema de fluencia de roca.

2.1.1 Revestimiento con Concreto Lanzado

NUEVO METODO AUSTRIACO (NATM)



Esfuerzos alrededor de una cavidad circular bajo esfuerzos de roca con distribución hidrostática.

Resistencia de piel, P_i , para establecer el equilibrio de la cavidad en función del ángulo de fricción interno y de la carga de roca $P_0 = \gamma h$

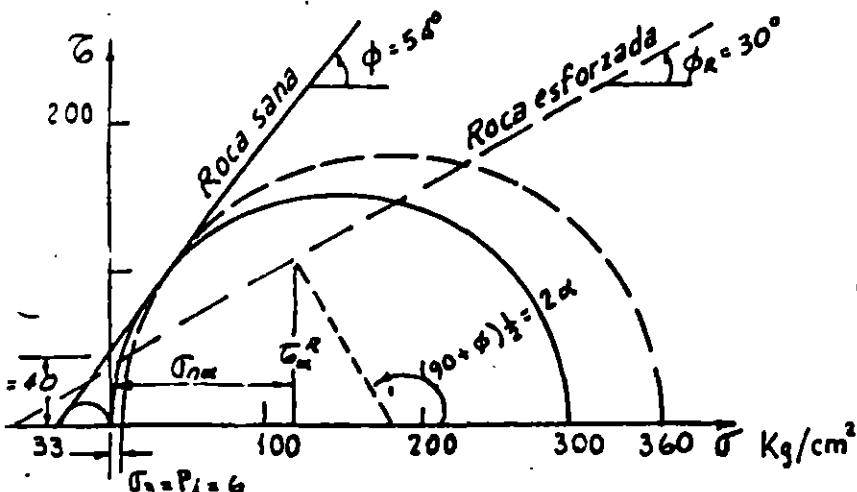
Para: $P_0 = 180 \text{ kg/cm}^2$ y $r/R = 0.67$ y $\phi = 30^\circ$

Determinación del arco de roca

Utilizando la expresión de Fenner-Kastner-Talobre: $P_i = 0.2 P = 36 \text{ kg/cm}^2$.

$P_i = -c \cdot \cot \phi + [c \cdot \cot \phi + P_0(1 - \text{sen } \phi)] \left(\frac{r}{R}\right)^{\frac{2 \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}}$; Según Talobre $P_i = 0$

Utilizando: $P_i = 0$; $c = 40 \text{ kg/cm}^2$; $\phi = 30^\circ$ y $r = 3.1 \text{ m} \rightarrow R = 4.6 \text{ m}$; $r/R = 0.67$



DATOS

$R_c = 3000 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 6 \text{ kg/cm}^2 = P_i$

$\sigma_1 = 360 \text{ kg/cm}^2 = 2P_0$

$\sigma_\alpha = 120 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_\alpha^R = 110 \text{ kg/cm}^2$

Determinación de la resistencia de piel: P_i

a) Utilizando la expresión de Fenner-Kastner-Talobre se tiene:

$$P_i = 0.2P = 0.2 \times 180 = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore P_i = \underbrace{0.10}_{10\%} \times \underbrace{\sigma_t \text{ máx}}_{2P_o} = 0.10 \times \underbrace{360}_{\sigma_t \text{ máx}} = \underline{36} \text{ kg/cm}^2$$

Es un valor muy alto.

Para que la resistencia de piel P_i sea menor, es necesario que el arco de roca se deforme, lo cual toma un cierto tiempo.

b) Utilizando el criterio de Mohr-Coulomb para la máxima resistencia, resulta:

$$\sigma_s = P_i = \underline{6} \text{ kg/cm}^2 = 1.67\% \times \underbrace{360}_{\sigma_t \text{ máx}}$$

c) Recomendación de Evert Hoek:

$$1.5\% \times \sigma_t \text{ máx} \leq P_i \leq 2.5\% \times \sigma_t \text{ máx}$$

$$\underline{\underline{5.4}} \leq P_i \leq \underline{\underline{9}}$$

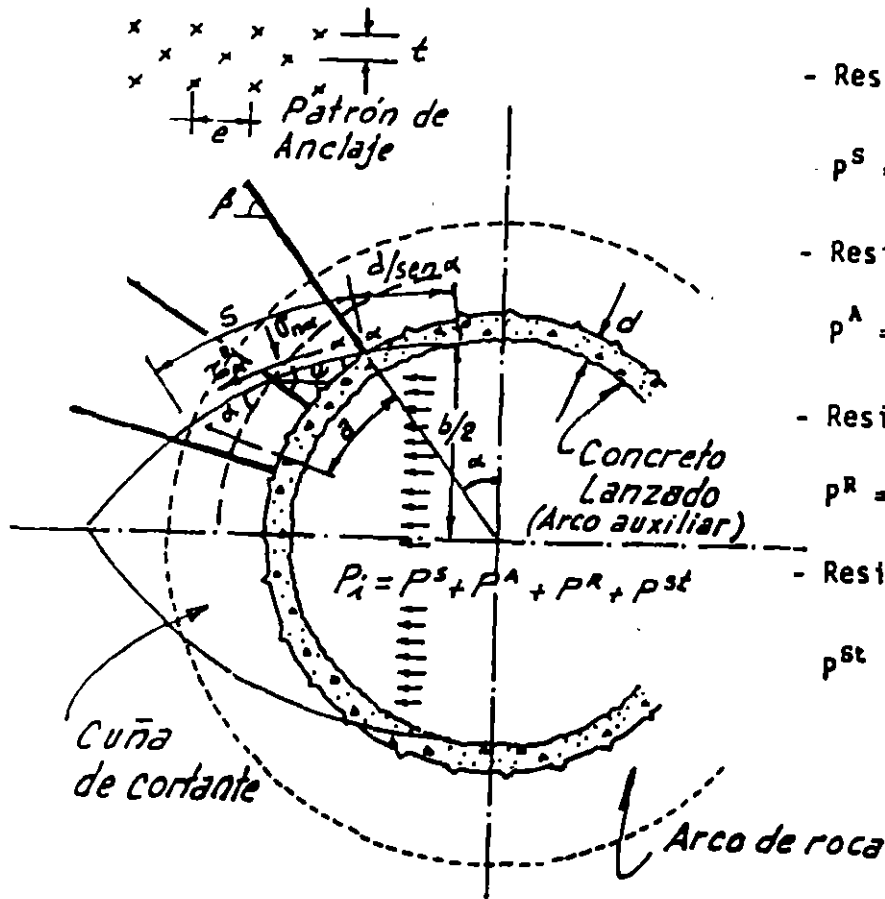
d) Similitud de resistencia de estribos en columnas:

$$\sigma_{\text{HOR}} = 5\% f'_c \text{ para carga de trabajo}$$

$$\sigma_{\text{HOR}} = 2.5\% f'_c \text{ para carga última}$$

$$\sigma_{\text{HOR}} = \underline{9} \text{ kg/cm}^2$$

Dimensionamiento del soporte interior o "arco auxiliar"



- Resistencia Concreto Lanzado:

$$p^s = \frac{d \tau^s}{\text{sen } \alpha (b/2)}$$

- Resistencia Anclas:

$$p^A = \frac{a s \cdot f_s \times a \cos \beta}{e \times t (b/2)}$$

- Resistencia Arco de roca:

$$p^R = \frac{S \cdot \tau^R \cos \psi}{b/2} = \frac{S \cdot \sigma_n \cdot \text{sen } \psi}{b/2}$$

- Resistencia Marcos:

$$p^{st} = \frac{A_s \times \tau_s}{\text{sen } \alpha (b/2)}$$

DATOS:

b = 275 cm
a = 230 cm
s = 300 cm

$\alpha = 25^\circ$
 $\beta = 47^\circ$
 $\psi = 20^\circ$

Espesor del Concreto Lanzado:

para: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$; Concreto Lanzado

$$\tau^s \approx 250/12 = 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{2.7 \times \text{sen } 25^\circ \cdot (275/2)}{21}$$

$$\therefore \underline{\underline{d = 7.5 \text{ cm}}}$$

Patrón de anclaje: $\phi 1''$
AR-80

$$\text{ext} = \frac{5 \times 8000 \times 230 \cos 47^\circ}{2.7 \times 275}$$

$$\therefore \text{ext} = 8450 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{matrix} e = 1 \text{ m} \\ t = 1 \text{ m} \end{matrix}$$

Considerando una presión de piel $P_i = 1.5\% \times 2P_o = 54 \text{ kg/cm}^2$

Utilizando solo anclas y concreto lanzado en proporción (50-50%) P_i

Se tiene: $p^A = 0.5 \times 5.4 = 2.7 \text{ kg/cm}^2$; Presión de anclaje

y $p^s = 0.5 \times 5.4 = 2.7 \text{ kg/cm}^2$; Presión del concreto lanzado

- Considerando un espesor de concreto lanzado de 10 cm la presión que resiste es:

$$p^s = \frac{10 \times 21}{\text{sen } 25^\circ (275/2)} = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

entonces el anclaje tomaría una presión

$$p^A = 5.4 - 3.6 = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

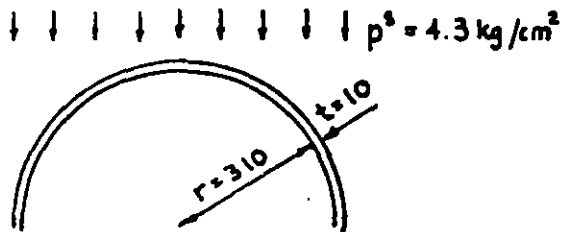
$$\therefore \text{ext} = \frac{5 \times 8000 \times 230 \cos 47^\circ}{1.8 \times 275} = 12\,676 \text{ cm}$$

Resulta:

$$e = 1.2 \text{ m}$$

$$t = 1.2 \text{ m}$$

- Comprobación de la resistencia del concreto lanzado:



$$\sigma = \frac{p \cdot r}{t} \quad (\text{cilindro})$$

$$\sigma = \frac{4.3 \times 310}{10} = 133 \text{ kg/cm}^2 > 0.25 f'_c$$

Acero de refuerzo:

esfuerzo que tomará el acero:

$$89 - 62.5 = 26.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga} = 26.5 \times 15 \times 100 = 39\,750 \text{ kg}$$

$$\text{Esfuerzo a la falla} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{área} = \frac{39750}{5000} = 7.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

con Malla $\phi 3/8'' \times 10 \text{ cm}$

Conviene aumentar el espesor t a 15 cm

$$\therefore = \frac{4.3 \times 310}{15} = 89 \text{ kg/cm}^2 > \underbrace{62.5 \text{ kg/cm}^2}_{0.25 f'_c} \text{ (permisible)}$$

- Propuesta de soporte interior para aportar la "resistencia de piel" de

Concreto lanzado: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Espesor: $d = 10 \text{ cm}$

Malla: $\phi 1/4" \times 10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$

Anclas: $\phi 1" \times 3 \text{ m}$; Acero AR-80

Se utilizará

$e = 2.0 \text{ m}$

$t = 2.5 \text{ m}$

$e = 1.5 \text{ m}$

$t = 2.5 \text{ m}$

Cuando se encuentre roca de baja calidad en las zonas con alta cobertura de techo ($> 400 \text{ m}$) convendrá aumentar la "resistencia de piel" como sigue:

Concreto lanzado: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Espesor: $d = 15 \text{ cm}$

Malla: $\phi 3/8" \times 10 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$

Anclas: $\phi 1" \times 3 \text{ m}$; Acero AR-80

$e = 1.5 \text{ m}$

$t = 1.5 \text{ m}$

- Resistencia del arco de roca

$$p^R = \frac{S \cdot \tau_a \cos \Psi}{b/2} - \frac{S \cdot \sigma_n \cdot \sin \Psi}{b/2}$$

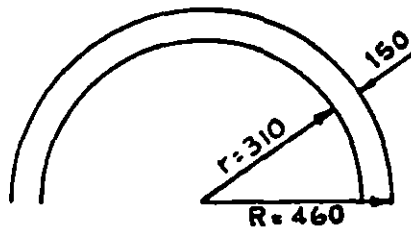
$$p^R = \frac{300 \times 110 \cos 20^\circ}{(275/2)} - \frac{300 \times 120 \sin 20^\circ}{(275/2)}$$

$$= 255.5 - 89.5$$

$$\therefore \underline{p^R = 166 \text{ kg/cm}^2}$$

Comprobación:

$$p^R = 166 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 140 \text{ kg/cm}^2$$



$$\sigma = \frac{p \cdot r}{t}$$

$$\sigma = \frac{166 \times 385}{150} = 426 \text{ kg/cm}^2 > 360$$

Utilizando un esfuerzo de compresión $\sigma_c = 360 \text{ kg/cm}^2$

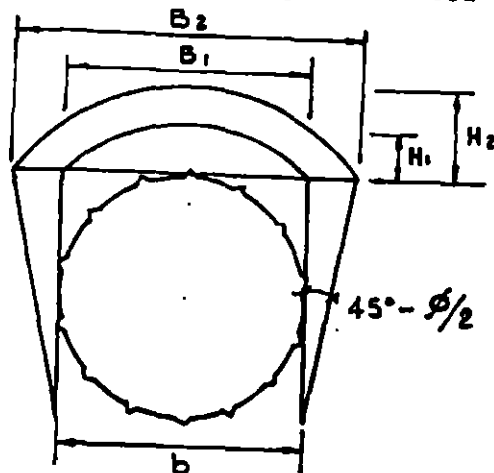
se tiene:

$$p = \frac{\sigma t}{r} = \frac{360 \times 150}{385} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad de soporte del arco de roca es $\approx 1000 \text{ ton/m}^2$

Decompresión de la roca

Métodos de Protodiakonov y de la losa plana autosoportante



$$H = \frac{B}{2f}$$

f = variable según la resistencia de la roca

$$f = 2 \tan \phi$$

ϕ = ángulo de ruptura en compresión simple

Método de Protodiakonov

DATOS

$$R_c = 300 \text{ kg/cm}^2; \phi = 70^\circ; \gamma = 2.68 \text{ ton/m}^3$$

se tiene $f = 3$

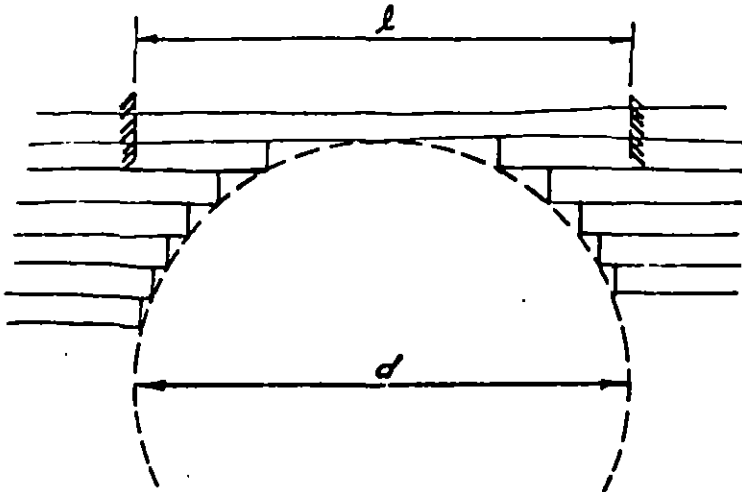
- a) Cuando el esfuerzo por techo de roca no excede la resistencia de la roca

$$\text{Se tiene } B = b = 620 \text{ cm} \rightarrow H = \frac{620}{2 \times 3} = \underline{103 \text{ cm}}$$

- b) Cuando el esfuerzo externo excede la resistencia de la roca

$$\text{Se tiene } B = b + 2 \tan 10^\circ = 835 \text{ cm} \rightarrow H = \frac{835}{2 \times 3} = \underline{139 \text{ cm}}$$

Losa Autoportante



MOMENTOS

$$M = \frac{\omega l^2}{16}; \quad f = \frac{M}{I} y$$

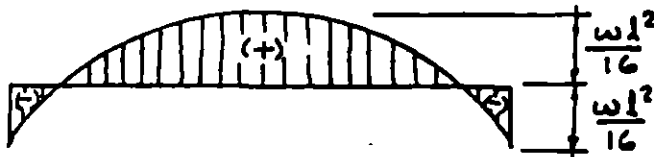
f = esf. de tensión
bajo flexión

$$f = \frac{\frac{\omega l^2}{16}}{\frac{bh^3}{12}} \times \frac{h}{2} = \frac{12}{16 \times 2} \times \frac{\omega l^2}{bh^2}$$

$$\text{Sust: } \omega = b \cdot h \cdot \gamma$$

$$f = \frac{3}{8} \times \frac{bh\gamma l^2}{bh^2} = \frac{3}{8} \times \frac{\gamma l^2}{h}$$

$$\therefore h = \frac{3}{8} \times \frac{\gamma l^2}{f}; \quad \text{Espesor de losa que se autoporta}$$



DATOS

$l_1 = 620 \text{ cm}$; $\gamma = 2.68 \text{ ton/m}^2$; $f = 60 \text{ kg/cm}^2$; Utilizando un efecto de escala de 4 \rightarrow $f = 15$
 $l_2 = 835 \text{ cm}$

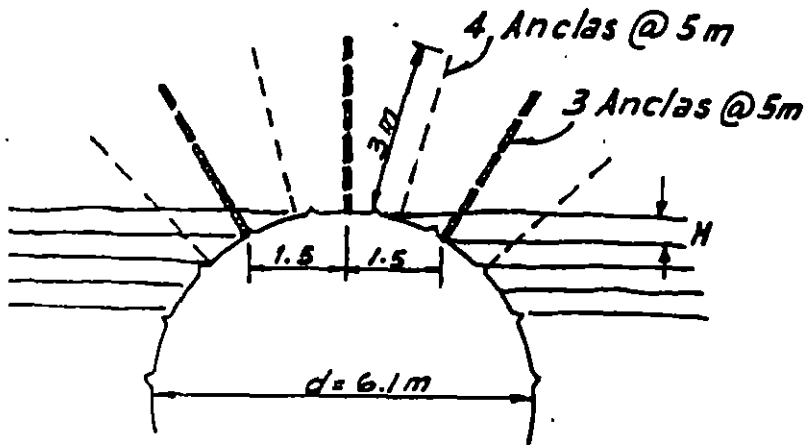
Para $l_1 = 620 \text{ cm}$:

$$\therefore h_1 = \frac{3}{8} \times \frac{2.68 \times 6.2^2}{150} = \underline{0.26 \text{ m}}$$

Para $l_2 = 835 \text{ cm}$:

$$h_2 = \frac{3}{8} \times \frac{2.68 \times 8.35^2}{150} = \underline{0.47 \text{ m}}$$

Anclaje por decompresión de roca



Características del anclaje:

Barras corrugadas $\phi 1''$ - AR-80

Patrón: 1.5 m x 2.5 m x 3 m (long.)

Perforación: $1 \frac{1}{2}'' \leq \phi \leq 1 \frac{7}{8}''$

Mortero: $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

1) Cuando no se excede la resistencia de la roca

Según Protodiakonov: $H = 103$

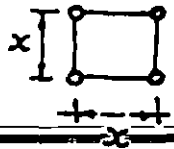
Losa Autosoportante: $H = 26 \text{ cm}$

Utilizando $H = 103$

Utilizando anclas de fricción $\phi 1''$ - AR-80

la resistencia a ruptura de un ancla $R = 5 \times 8000 = 38\ 000 \text{ kg}$

Considerando un anclaje con patrón cuadrado



$$x^2 \times 1.03 \text{ m} \times 2.68 \text{ ton/m}^3 = 38 \text{ ton}$$

$$\text{Se tiene: } x^2 = 13.77 \text{ m}^2$$

$$\therefore = 3.70 \times 3.70 \text{ m}$$

Se recomienda un patrón de 1.5 m x 2.5 m

Se colocarán 3 anclas en secciones 5 m y

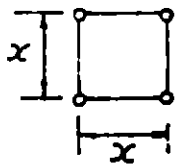
4 anclas en secciones 5 m

Así resulta: Carga por ancla = $1.5 \times 2.5 \times 1.03 \text{ m} \times 2.68 \text{ ton/m}^3 = \underline{\underline{10.4 \text{ ton}}}$

Longitud de anclaje: $10\ 400 = \overbrace{l \times 8 \text{ cm}}^{\text{área lateral}} \times \overbrace{200/10}^{\text{esf. cortante}} \rightarrow \underline{\underline{l = 65 \text{ cm}}}$; Se dispone de 197 cm

Anclaje por decompresión de roca... (continuación)

2) Cuando se excede la resistencia de la roca:

Según Protodiakonov: $H = 139$ cmUtilizando $H = 139$ mLosa Autosoportante: $H = 47$ cmEmpleando anclas de fricción $\phi 1"$, AR-80 con capacidad de ruptura de 38 ton; de 3 m de largo

$$x^2 \times 1.39 \text{ m} \times 2.68 \text{ ton/m}^3 = 38 \text{ ton}$$

$$\therefore x^2 = 10.2 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow x = 3.2 \text{ m} \times 3.2 \text{ m}$$

Utilizaremos el mismo patrón de 1.5 m x 2.5 m

3 anclas en secciones 5 m

4 anclas en secciones 5 m

Longitud de anclaje: Mortero $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ Carga por ancla: $1.5 \times 2.5 \times 1.39 \times 2.68 = 14 \text{ ton}$

Area lateral Esf. cortante

longitud: $14000 = l \times 8 \text{ cm} \times 200/10$

$$l = 88 \text{ cm}$$

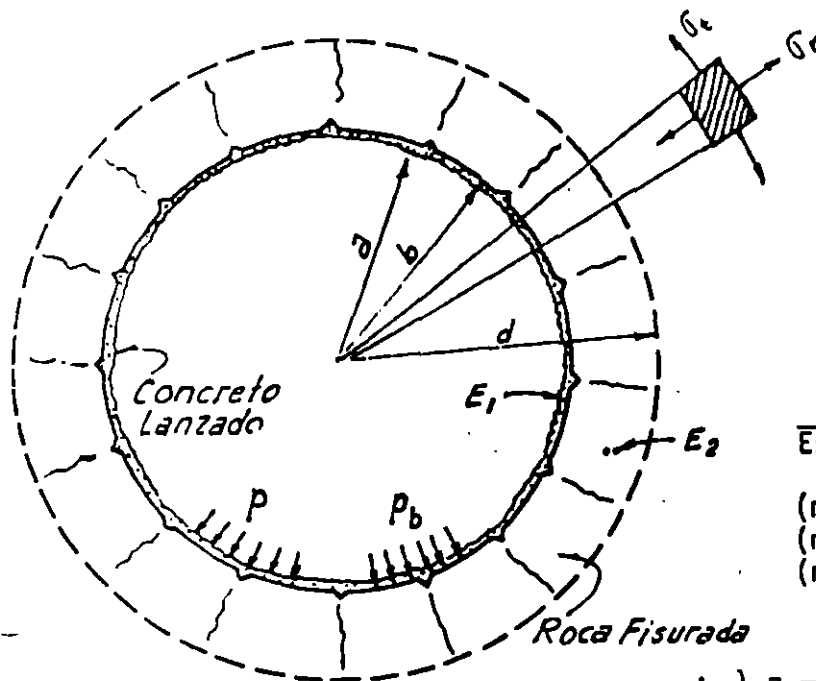
Se dispone de 300 - 139

$$\underline{\underline{161 \text{ cm}}}$$

CONDUCCION A PRESION

3. ESFUERZOS ALREDEDOR DEL TUNEL

3.1 Por presión interior



DATOS:

$$\begin{aligned}
 p &= 6 \text{ kg/cm}^2 \\
 a &= 3.05 \text{ m}; \quad a^2 = 9.3 \\
 b &= 3.15 \text{ m}; \quad b^2 = 9.92 \\
 E_1 &= 10000 \sqrt{250} = 158\,000 \text{ kg/cm}^2 \\
 E_2 &= 205\,000 \text{ kg/cm}^2 \\
 \nu_1 &= 0.2; \quad m_1 = 1/\nu_1 = 5 \\
 \nu_2 &= 0.25; \quad m_2 = 1/\nu_2 = 4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_1 &= 1.6 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 \\
 E_2 &= 2.0 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 \\
 (b^2 - a^2)^2 &= 0.62
 \end{aligned}$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 9.3}{1.6 \times 10^6 \times 0.62} = \frac{18.75}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)9.92 = 39.68 \quad \Sigma = 95.48$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)9.3 = 55.80$$

$$(m_1 E_1)(b^2 - a^2) = (5 \times 1.6 \times 10^6)(0.62) = 4.96 \times 10^6$$

$$\therefore \lambda = \frac{\frac{18.75}{10^6}}{\frac{5}{4 \times 2 \times 10^6} + \frac{95.48}{4.96 \times 10^6}} = \frac{18.75 \times 8 \times 4.96}{5 \times 4.96 + 95.48 \times 8} = \frac{744}{788.64}$$

$$\therefore \lambda = 0.94$$

a) Roca sana: Esfuerzos en el concreto

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p$$

$$\lambda = \frac{p_b}{p} = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}}$$

$$\sigma_{tb} = \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$$

b) Concreto fisurado:

$$\text{Presión sobre la roca: } p_b = \frac{a}{b} p$$

$$\text{Esfuerzos en la roca: } -\sigma_t = \sigma_r = \frac{a}{b} p$$

c) Roca fisurada

Presión sobre la roca:

$$p_b = \frac{a}{b} p$$

Esfuerzos en la roca fisurada:

$$\sigma_t = 0$$

$$\sigma_r = \frac{a}{b} p$$

Esfuerzos en la roca sana:

$$p_a = \frac{a}{d} p$$

$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{ad}{r^2} p$$

Esfuerzos en el concreto:

Presión sobre el concreto: $p_c = p - p_b$; $p = 6 \text{ kg/cm}^2$

siendo $p'_b = \text{presión sobre la roca} = \lambda p \therefore p_b = 0.94 \times 6 = \underline{5.64 \text{ kg/cm}^2}$

Presión sobre el concreto: $p_c = 6 - 5.64 = \underline{0.36 \text{ kg/cm}^2}$

Utilizando la fórmula del cilindro de pared delgada:

$$\sigma = \frac{pr}{t}; \quad \sigma = \frac{0.36 \times 310}{10} = 11 \text{ kg/cm}^2 < 21 \text{ (permisible)}$$

-PASA-

Esfuerzo permisible de tensión en el concreto $f_t \doteq \frac{f'_c}{12} = \frac{250}{12} = 21 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad del concreto lanzado bajo presión hidrostática externa:

$$p = \frac{\sigma t}{r} = \frac{21 \times 10}{310} = 0.67 \text{ kg/cm}^2 = \underline{6.7 \text{ ton/m}^2}$$

Utilizando malla de refuerzo el concreto podrá tomar una presión hidrostática externa = 7 ton/m^2 , igual a una carga de 7 m

Presión sobre la roca: $p_b = 5.64 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo tangencial de tensión

Para roca sana o fisurada

$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{a}{b} p = \frac{3.05}{3.15} \times 6 = 5.8 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ (permisible)}$$

-PASA-

Esfuerzo permisible de tensión en la roca = $\frac{33}{4} \text{ kg/cm}^2 = 8 \text{ kg/cm}^2$
(Efecto de escala)

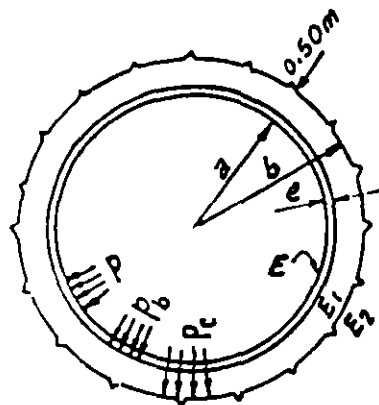
Utilizando las expresiones para calcular los esfuerzos tangenciales de tensión en el revestimiento para la roca sana

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p; \quad \sigma_{ta} = \frac{9.3 + 9.92 - 2 \times 0.94 \times 9.92}{9.92 - 9.3} \times 6 = 5.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{tb} = \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p; \quad \sigma_{tb} = \frac{2 \times 9.3 - 0.94(9.3 + 9.92)}{9.92 - 9.3} \times 6 = 5.13 \text{ kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos son menores que los obtenidos considerando el cilindro de pared delgada, ya que las expresiones anteriores están deducidas para cilindros de pared gruesa.

RAMA INCLINADA CON CAMISA METALICA



DATOS

$$p = 509/10 = 51 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 1.75 \text{ m}; a^2 = 3.06 \quad b^2 - a^2 = 2$$

$$b = 2.25 \text{ m}; b^2 = 5.06$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2;$$

$$E_1 = 10\,000 \sqrt{250} = 158\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore E_1 = 1.6 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu_1 = 0.20; m_1 = 5$$

$$E_2 = 235\,000 \text{ kg/cm}^2 = 2.4 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu_2 = 0.25; m_2 = 4$$

$$\text{Acero: } E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2 = 21 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu = 0.28; m = 3.57$$

$$\lambda_2 = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}}; p_b = \lambda_2 p \quad \text{Placa: } e = 1 \frac{1}{2}'' = 3.8 \text{ cm} = 0.038 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{\frac{a^2}{Ee}}{\left(\frac{a^2}{Ee}\right) + \left[\frac{a}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}\right] \left[(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2)b^2 \right]}$$

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda_2 b^2}{b^2 - a^2} p; \quad p_c = \lambda_1 p_b$$

$$\frac{a^2}{Ee} = \frac{3.06}{21 \times 10^6 \times 0.038} = \frac{3.83}{10^6}$$

$$\sigma_{tb} = \frac{2a^2 - \lambda_2(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$$

$$\frac{a}{m_1 E_1(b^2 - a^2)} = \frac{1.75}{5 \times 1.6 \times 10^6 (2)} = \frac{0.11}{10^6}$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 3.06}{1.6 \times 10^6 \times 2} = \frac{1.91}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) = (5 - 1)(3.06 - 0.46 \times 5.06) = 2.9$$

$$(m_1 - 1)(1 - \lambda_2)b^2 = (5 + 1)(1 - 0.46)5.06 = 16.33$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)5.06 = 20.24 \quad \Sigma = 58.6$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)3.06 = 18.36$$

$$(m_1 E_1)(b^2 - a^2) = (5 \times 1.6 \times 10^6)2 = 16 \times 10^6$$

$$\therefore \lambda_1 = \frac{\frac{3.83}{10^6}}{\left(\frac{3.83}{10^6}\right) + \left(\frac{0.11}{10^6}\right)(2.92 + 16.33)}$$

$$\lambda_2 = \frac{\frac{1.91}{10^6}}{\frac{5}{4 \times 2.4 \times 10^6} + \frac{58.6}{16 \times 10^6 \times 2}} = \frac{1.91 \times 4 \times 2.4 \times 16}{5 \times 16 + 58.6 \times 4 \times 2.4}$$

$$\therefore \lambda_1 = \frac{\frac{3.83}{10^6}}{\frac{3.83}{10^6} + \frac{2.12}{10^6}} = \frac{3.83}{5.95}$$

$$\therefore \lambda_1 = 0.64$$

$$\lambda_2 = \frac{293.38}{642.56} \rightarrow \lambda_2 = 0.46$$

a) Presión en el tubo $p = 0.36 \times 51 = 18.4 \text{ kg/cm}^2$

b) Presión en el concreto = $0.64 \times 51 = 32.6 \text{ kg/cm}^2$

c) Presión en la roca = $0.46 \times 32.6 = 15 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de tensión en la camisa metálica:

Utilizando la fórmula del cilindro de pared delgada

$$\sigma = \frac{pr}{t}; \quad \sigma = \frac{18.4 \times 177}{3.8} = 857 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \quad \text{Permisible}$$

-PASA-

Esfuerzo permisible en el acero para $f_{yp} = 2500 \text{ kg/cm}^2$

A-36 es $f_s = 1500 \text{ kg/cm}^2$;

Coficiente de seguridad por soldadura = 8

$$\therefore f_s = 1500 \times 0.8 = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos de tensión en el concreto:

Presión que tomará el concreto = $32.6 - 15 = 17.6 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{ta} = \frac{3.06 + 5.06 - 2 \times 0.46 \times 5.06}{5.06 - 3.06} \times 17.6 = 1.73 \times 17.6 = 30 \text{ kg/cm}^2 > 21 \quad \text{Permisible}$$

-NO PASA-

$$\sigma_{tb} = \frac{2 \times 3.06 - 0.46(3.06 + 5.06)}{5.06 - 3.06} \times 17.6 = 1.19 \times 17.6 = 21 \text{ kg/cm}^2 = 21 \quad \text{Permisible}$$

-SI PASA-

Esfuerzo como cilindro de pared delgada:

$$\sigma = \frac{pr}{t} = \frac{17.6 \times 330}{50} = 6.6 \times 17.6 = 116 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{No se debe tomar}$$

Esfuerzo de tensión permisible en el concreto

$$\sigma \leq \frac{f'_c}{12} = \frac{250}{12} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos de tensión en la roca:

$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{a}{b} p_b$$

$$\therefore \sigma_r = \frac{1.75}{2.25} \times 32.6 = 0.78 \times 32.6 = 25 \text{ kg/cm}^2 \triangleq \overbrace{23 \text{ kg/cm}^2}^{\text{Permisible}}$$

-PASA-

Esfuerzo de tensión permisible en la roca

$R_t = 92 \text{ kg/cm}^2$; Utilizando un efecto de escala = 4; se tiene

$$R_t = \frac{92}{4} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

- NOTA: 1) No pasa por esfuerzos de tensión en el concreto.
 2) Habría que hacer otro tanteo con 2" de espesor en el tubo.
 3) Considerando que el tubo puede tomar una presión interior de:

$$p = \frac{\sigma_t}{r} ; p = \frac{1200 \times 3.8}{177} = 25.8 \text{ kg/cm}^2$$

o sea el 50% de la presión total.

El concreto y la roca tomarían los otros 25.8 kg/cm^2
 de los cuales el concreto toma $0.54 \times 25.8 = 14 \text{ kg/cm}^2$
 y la roca toma $0.46 \times 25.8 = 11.8 \text{ kg/cm}^2$

- 4) De esta manera los esfuerzos de tensión en el concreto se reducirían a:

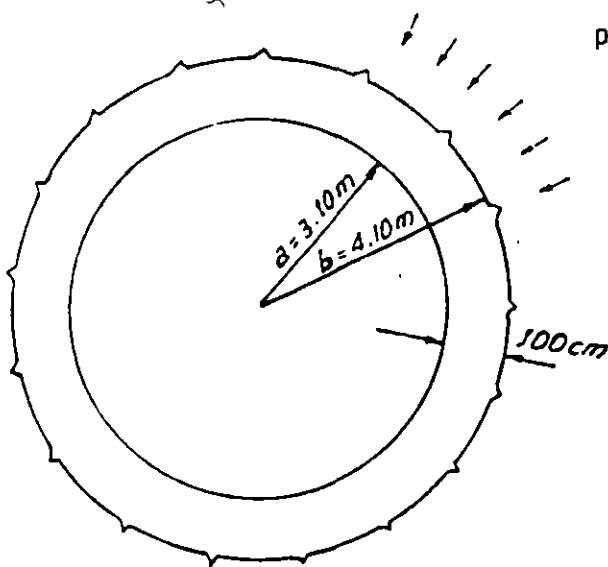
$$\sigma_{ta} = 1.73 \times 14 = 24 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } \sigma_{tb} = 1.19 \times 14 = 17 \text{ kg/cm}^2 \triangleq \overbrace{21}^{\text{Permisible}}$$

y los esfuerzos de tensión en la roca serían:

$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{a}{b} p_b$$

$$\therefore \sigma_t = \frac{1.75}{2.25} \times 25.8 = 0.78 \times 25.8 = 20 \text{ kg/cm}^2 < \overbrace{23}^{\text{Permisible}}$$

-PASA-

CONDUCCION A PRESIONCERCA DE LA TOMA: 1er. Tanteo con 1 m de espesor

$$p_o = \frac{60}{10} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

DATOS

$$a = 3.1 \text{ m}^2; a^2 = 9.61$$

$$b = 4.1 \text{ m}; b^2 = 16.81$$

$$b^2 - a^2 = 7.2$$

$$\text{Concreto: } f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

El espesor necesario es de 50 cm

$$\text{Esfuerzo tangencial } \sigma_t = \frac{b^2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) p_o; \text{ Esfuerzo radial } \sigma_r = \frac{b^2}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) p_o$$

Esfuerzo de compresión tangencial máximo

$$\text{Para } r = a: \sigma_t \text{ máx} = \frac{2b^2}{b^2 - a^2} p_o$$

$$\sigma_t \text{ máx} = \frac{2 \times 16.81}{7.2} \times 6 = 4.67 \times 6 = 28 \text{ kg/cm}^2 < 50 \quad \text{Permisible}$$

-PASA-

$$\text{Esfuerzo permisible en compresión } f = \frac{Rc}{4} = \frac{200}{4} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

2o. tanteo con 60 cm de espesor

$$a = 3.1 \text{ m}; a^2 = 9.61$$

$$b = 3.7 \text{ m}; b^2 = 13.69$$

$$b^2 - a^2 = 4.08$$

$$\sigma_t \text{ máx} = \frac{2 \times 12.96}{3.34} \times 6 = 6.71 \times 6 = 40$$

3er. tanteo con 50 cm de espesor

$$a = 3.1 \text{ m}; a^2 = 9.61$$

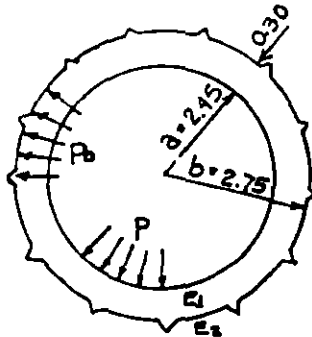
$$b = 3.6 \text{ m}; b^2 = 12.96$$

$$b^2 - a^2 = 3.34$$

Permisible

$$\sigma_t \text{ máx} = \frac{2 \times 12.96}{3.34} \times 6 = 7.76 \times 6 = 47 \text{ kg/cm}^2 < 50$$

-PASA-

CONDUCCION A PRESIONCon revestimiento de concretoBajo presión interna:DATOS:

TUNEL

$$p = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 2.45 \text{ m}; a^2 = 6 \quad b^2 - a^2 = 1.56$$

$$b = 2.75 \text{ m}; b^2 = 7.56$$

$$\text{Concreto } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_1 = 10\,000 \sqrt{250} = 160\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore E_1 = 1.6 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu_1 = 0.2; m_1 = 5$$

$$\text{Roca: } E_2 = 205\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_2 = 2 \times 10^5 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu_2 = 0.25; m_2 = 4$$

a) Roca sana

Esfuerzos en el concreto:

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b}{b^2 - a^2} p$$

$$\lambda = \frac{p b}{p} = \frac{2a^2}{\frac{E_1(b^2 - a^2)}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}}$$

$$\sigma_{tb} = \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 6}{1.6 \times 10^6 (1.56)} = \frac{4.81}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)7.56 = 45.36 \quad \Sigma = 81.36$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)6 = 36.0$$

$$(m_1 E_1)(b^2 - a^2) = 5 \times 1.6 \times 10^6 (1.56) = 12.48 \times 10^6$$

$$\therefore \lambda = \frac{\frac{4.81}{10^6}}{\frac{5}{4 \times 2 \times 10^6} + \frac{81.36}{12.48 \times 10^6}} = \frac{4.81 \times 4 \times 2 \times 12.48}{5 \times 12.48 + 81.36 \times 4 \times 2}$$

$$\therefore \lambda = \frac{480.23}{713.28} = 0.67$$

La roca toma 67%

El concreto toma 33%

Permisible

$$\sigma_{ta} = \frac{6 + 7.56 - 2 \times 0.67 \times 7.56}{1.56} \times p = 2.2 \times 6 = 13.2 \text{ kg/cm}^2 < 21 \rightarrow$$

\rightarrow PASA \rightarrow NO NECESITA
REFUERZO

$$\sigma_{tb} = \frac{2 \times 6 - 0.67(6 + 7.56)}{1.56} \times p = 1.87 \times 6 = 11.2 \text{ kg/cm}^2 < 21$$

$$\text{Esfuerzo permisible de tensión en el concreto } f'_t = \frac{f'_c}{12} = \frac{250}{12} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

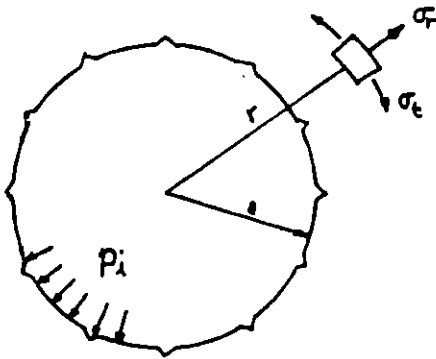
b) Esfuerzos en roca sana o fisurada

$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{a}{b} p = \frac{2.45}{2.75} \times p = 0.89p = 0.89 \times 6 = 5.34 \text{ kg/cm}^2 < 8 \rightarrow \text{PASA}$$

ESFUERZOS ALREDEDOR DEL TUNEL

SIN REVESTIMIENTO

Por presión interior



Esfuerzo radial:

$$\sigma_r = -p_i \text{ (compresión)}$$

Esfuerzo tangencial:

$$\sigma_t = -\sigma_r = p_i \frac{a^2}{r^2}$$

FORMACION DOCTOR

$$p_i = 6 \text{ kg/cm}^2$$

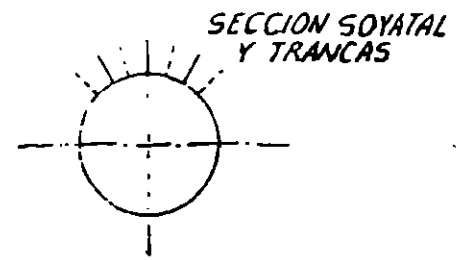
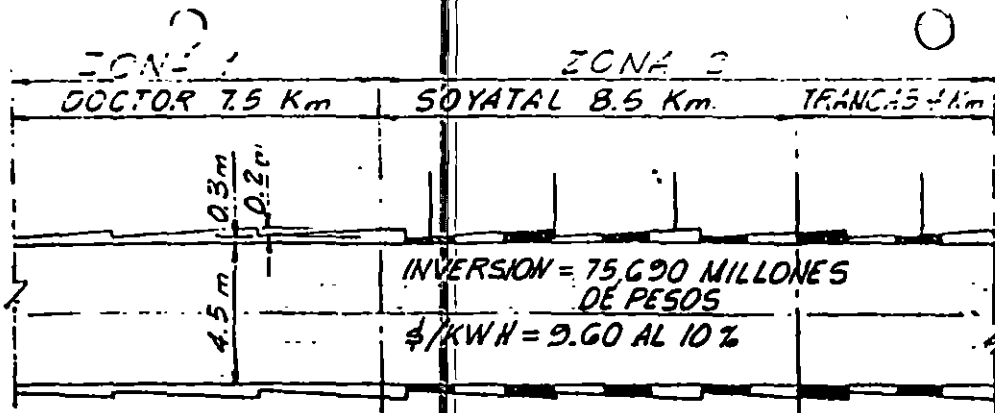
$$\sigma_t = 6 \text{ kg/cm}^2 < 7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (permisible)} \quad \rightarrow \quad \text{PASA SIN REVESTIMIENTO}$$

Esfuerzo permisible:

Considerando un efecto de escala de 6 correspondiente a un coeficiente de variación de 44% se tiene:

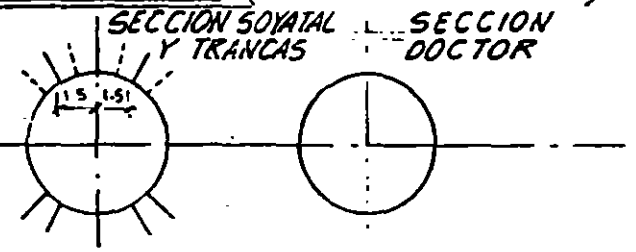
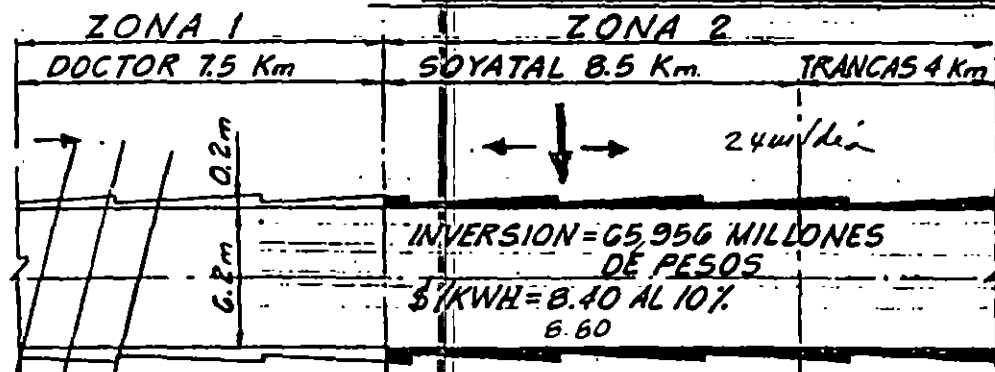
$$R_t = 42 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \text{Efecto de escala} = 6 ; \quad v = 44\%$$

$$\text{Esfuerzo permisible en tensión} \rightarrow \frac{42}{6} = 7 \text{ kg/cm}^2 > 6$$



3.5 ANCLAS DE 3m @ 2.5m + 50% DE 10cm DE CONCRETO LANZADO.

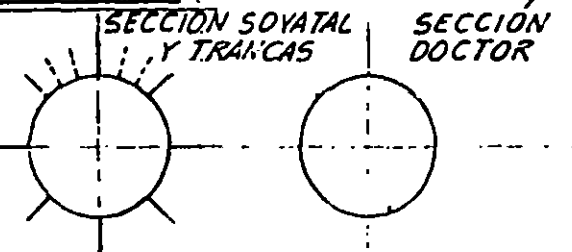
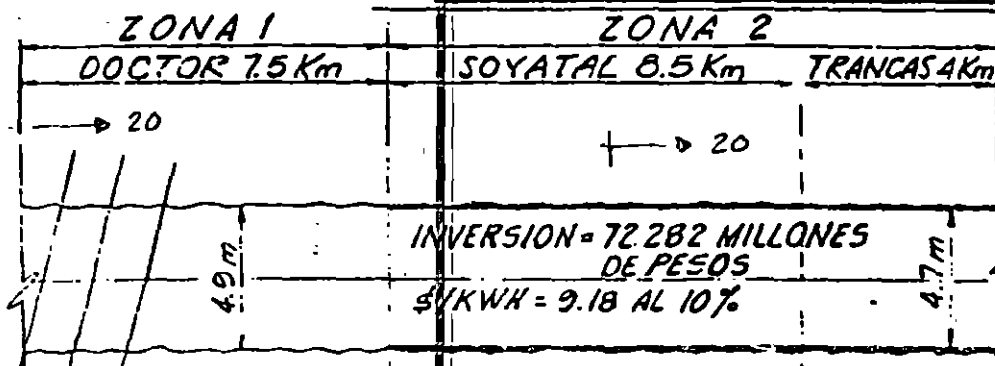
EXCAVACION CON EXPLOSIVOS (ALT. 5 A) (CONCRETO ARMADO)



3.5 ANCLAS @ 2.5 DE 3m + 5 ANCLAS DE 3m @ 1.5 + 10cm DE CONCRETO LANZADO, C/MALLA EN TODA LA LONGITUD.

FRANJAS DE CONCRETO LANZADO C/MALLA DE 10cm DE ESPESOR. 1m @ 100m, 3m @ 300m, 10m³ @ 500m.

EXCAVACION CON EXPLOSIVOS (ALT. 5 B) (CONCRETO LANZADO)

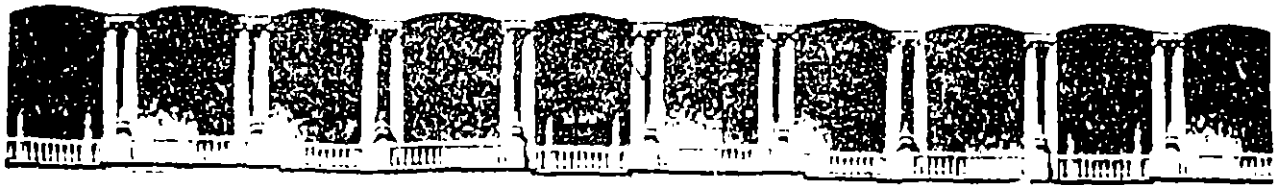


3.5 ANCLAS DE 3m @ 2.5m + 5 ANCLAS DE 3m @ 1.5m + 10cm DE CONCRETO LANZADO CON MALLA

FRANJAS DE CONCRETO LANZADO CON MALLA DE 10cm DE ESPESOR. 1m @ 100m, 3m @ 300m, 10m³ @ 500m

EXCAVACION CON TUNELERA (ALT. 5 C)

(CONCRETO LANZADO)



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO EN PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS HIDRAULICAS**

MODULO IV: GEOTECNIA APLICADA A OBRAS HIDRAULICAS

TEMA : SISMOLOGIA APLICADA A INGENIERIA

EXPOSITOR: DR. ANTONIO URIBE CARVAJAL

SISMOLOGIA APLICADA A INGENIERIA

Dr. Antonio Uribe Carvajal

INTRODUCCION

Dada la naturaleza sísmica del país, es necesario estudiar la posibilidad de ocurrencia de sismos, en las zonas en las que se pretende construir grandes obras de ingeniería. Así como, determinar los efectos que podrían producir estos eventos locales, e inclusive valorar la sismicidad inducida por eventos grandes ocurridos a cientos de kilómetros.

Este tipo de estudio implica el conocimiento geológico del área, así como de las zonas tectónicamente activas que pudieran afectar al proyecto. Es decir, los resultados de un estudio sismológico dependen del grado de conocimiento geológico, geofísico y tectónico, tanto local como regionalmente.

La aplicación directa de estas investigaciones a la construcción, se hace mediante la determinación del parámetro de diseño sísmico. En algunos casos, este estudio se puede llevar hasta la determinación de un espectro de diseño, específico para la estructura por construir.

GENERALIDADES

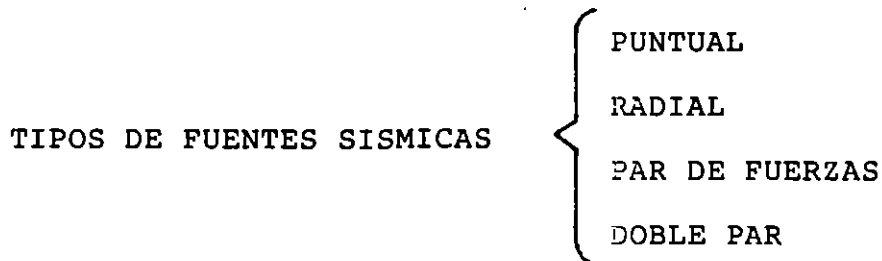
La geofísica es la ciencia que estudia los procesos propios de la tierra, principalmente por medio de métodos indirectos. El principio fundamental de éstos, puede sintetizarse como --

sigue:

Se cuenta con una fuente de energía que se aplica a un medio ambiente, de manera que es posible recobrar una respuesta



Las relaciones que se buscan entre estas partes es tal, que conocidas dos de ellas es posible determinar la tercera. En sismología, en general se busca determinar el medio, para lo cual se utiliza un modelo de fuente conocida.



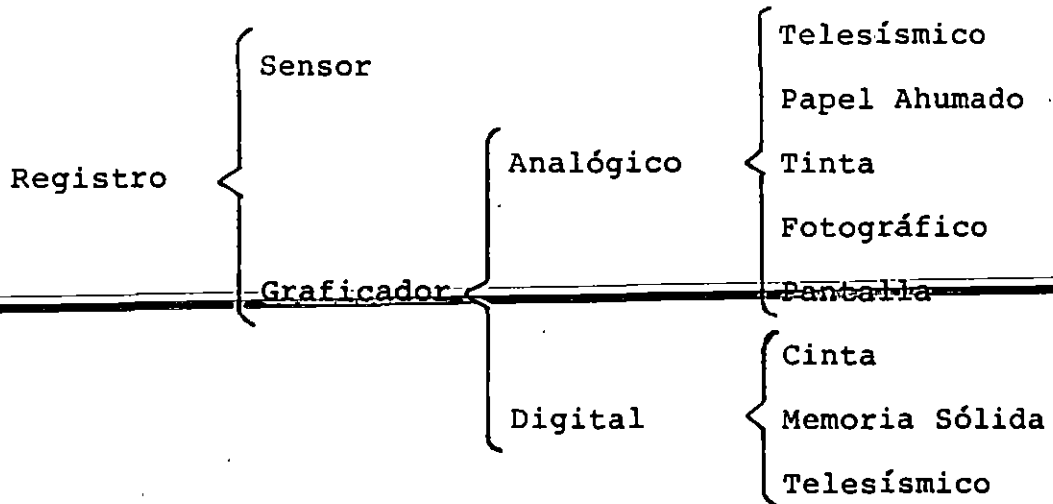
Siguiendo este razonamiento es posible determinar la respuesta de un sitio, cuyo modelo se conoce, si se aplica una fuente conocida.

En cuanto a su naturaleza, las fuentes sísmicas se dividen en **Fuentes Controladas** (explosiones) y **No Controladas** que pueden ser telesismos, microsismos y vibraciones. Todas estas fuentes provocan excitaciones con frecuencias de características diferentes, y su importancia radica, en el material para el -- que se pretende obtener respuesta.

Los factores que influencian la respuesta del medio son: la litología o tipo de material del subsuelo, el grado de fractu

ramiento de éste, la orientación de las fracturas, el grado de consolidación de los materiales sueltos, y el grado de saturación de la parte porosa del mismo.

La respuesta para estos métodos sísmicos se obtiene en forma de un registro sísmico o sismograma. Para obtener éste, es necesario contar con la instrumentación adecuada, ya que existen aparatos cuya banda de respuesta está a diferente frecuencia, es decir, hay aparatos para registrar explosiones, y éstos son diferentes a los usados en estudios a partir de telesismos, etc. En general, además se requiere de dos instrumentos diferentes: uno el sensor y otro el aparato de registro. Al primero se le denomina sismómetro (geófono o hidrófono) y al segundo sismógrafo.



RIESGO SISMICO

Bajo este nombre genérico se agrupan conceptos de ciencias de

la tierra que permiten llegar hasta las primeras etapas del diseño civil de una obra determinada.

Existen varios enfoques para asignar valores de riesgo sísmico. El más conocido de éstos es utilizar una regionalización sísmica del país, éstas se basan en experiencias sufridas por sismos anteriores, y en el conocimiento de la tectónica en forma muy general.

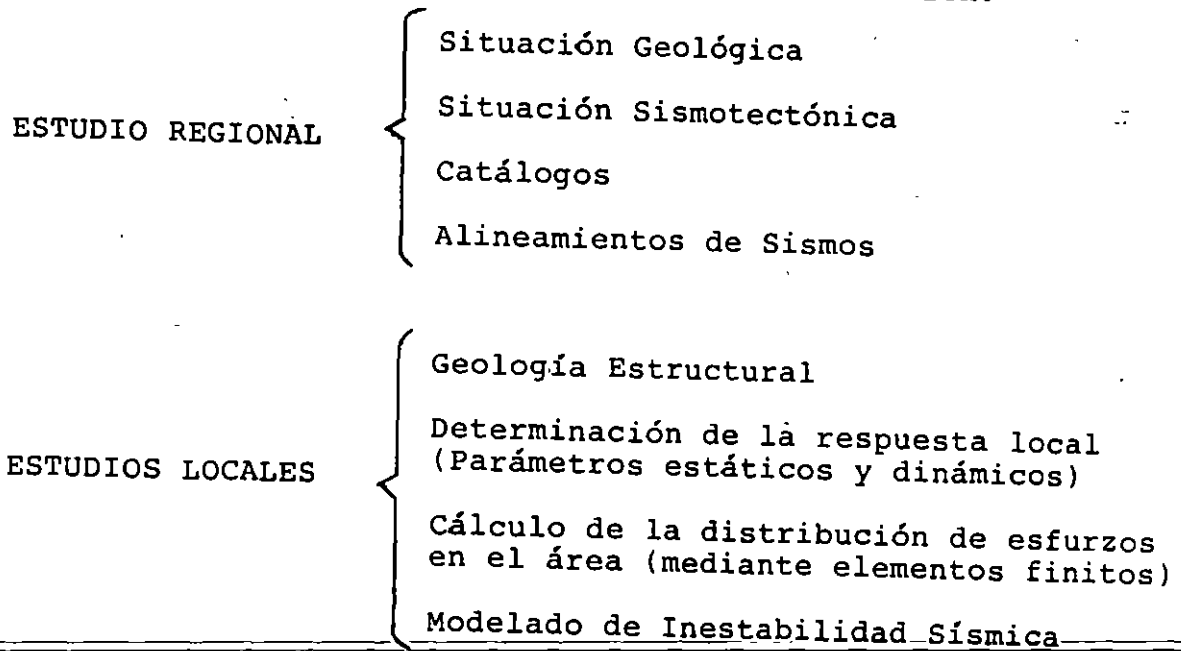
Para el cálculo en algún sitio en particular se puede obtener el potencial sísmico máximo dado en aceleración, o bien, determinar la aceleración máxima esperada en función de un período de recurrencia.

Los estudios de Potencial Sísmico deben contener estudios de daños ocasionados por sismos históricos en el área, reconocimiento de la sismicidad reportada por los catálogos en un cierto radio alrededor del sitio de interés, estudios geológicos principalmente estructurales para determinar la presencia y grado de actividad de las fallas cercanas, estudios específicos sobre las estructuras activas encaminados al cálculo del sismo máximo asociado con éstas. Así como, estudios geológicos y geofísicos para conocer los factores del medio mencionados.

Los factores involucrados en el cálculo del riesgo sísmico son: distancia al epicentro, la profundidad, magnitud, y tipo de mecanismo del sismo, medio atravesado por la trayectoria de las ondas sísmicas, efectos de atenuación o amplificación

local, y el tipo de obra que se planea construir. Con esta información es posible calcular la Aceleración Máxima Creible, para una determinada área, que puede presentarse en forma de un valor único, de un espectro de respuesta, o mediante cálculos probabilísticos que involucran: el volúmen de la fuente y se obtiene un valor asociado a un período de recurrencia.

Las etapas para un estudio sísmico determinado son:



INSTRUMENTACION SISMICA

La determinación del alcance que debe tener un estudio sismológico, se basa en el objetivo que se persiga, los medios y capital del que se disponga, así como del tiempo para el que se necesite dicha información.

Por ejemplo, para registro de microsismicidad se puede contar

con equipo portátil desde cambio diario, a cada uno o dos meses; o bien instrumentación definitiva telemétrica.

De acuerdo con el propósito, existen instrumentos para exploración geofísica y detección de sismicidad natural; para objetivos ingenieriles se usa uno de velocidad de partícula.

Estudios de este tipo se pueden realizar para diseño de presas, determinar la inestabilidad de taludes, monitoreo en zonas mineras, y control de voladuras y vibraciones.

Julio/88

IMPLICACIONES DE LA SISMICIDAD OBSERVADA EN LA CH BELISARIO DOMINGUEZ (ANGOSTURA)

RESUMEN

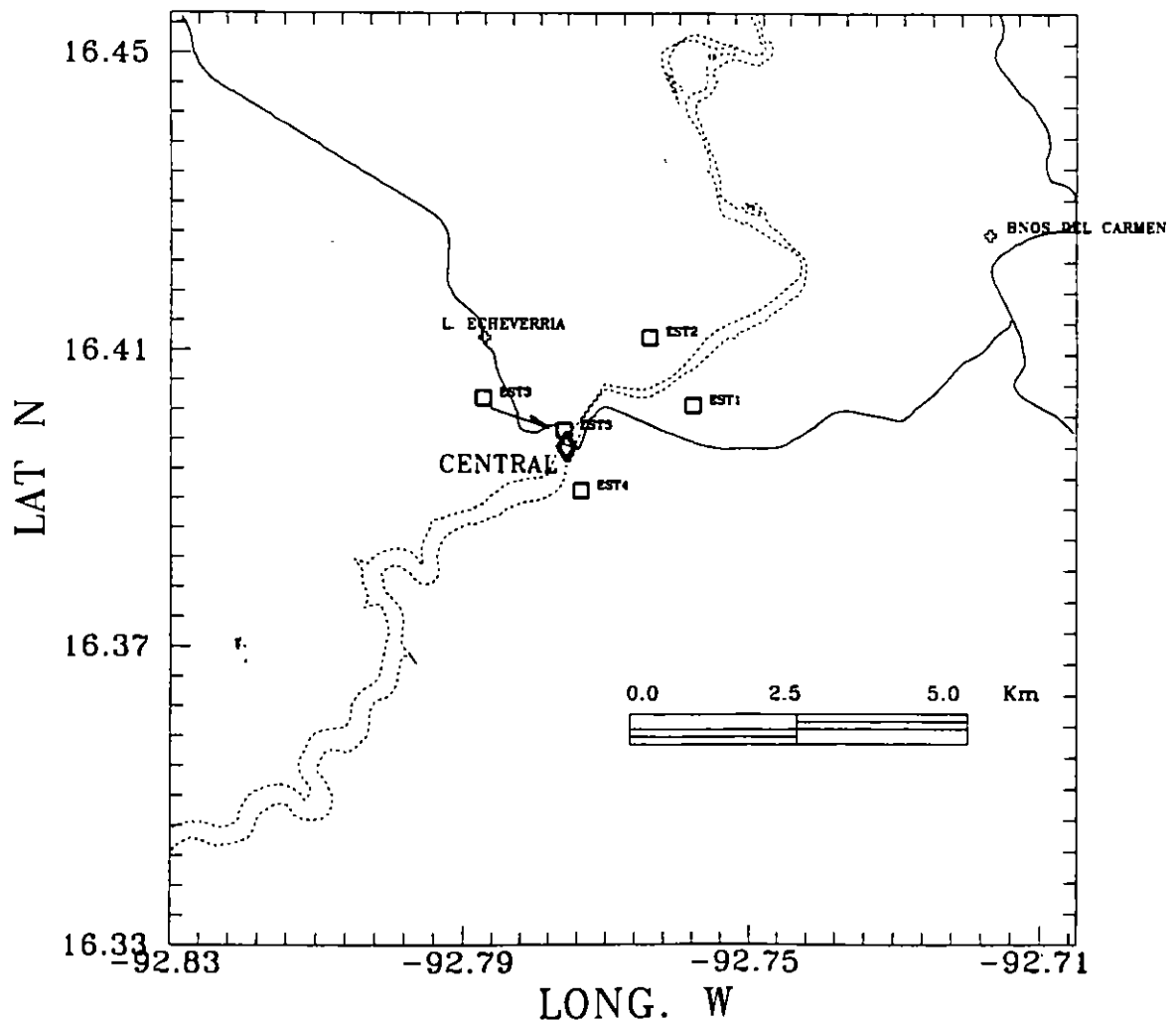
El presente trabajo muestra los resultados de las observaciones sismológicas llevadas a cabo en la Central Hidroeléctrica Belisario Domínguez (Angostura), de marzo de 1993 a septiembre de 1995. En este estudio se incluye además del análisis sísmico los estudios sobre derrumbes observados por los geólogos, así como análisis químicos del agua llevados a cabo por especialistas del área y que se consideran de interés en el presente informe.

Durante el periodo de observación se han tenido tres casos diferentes de nivel de embalse máximo: un llenado alto, un llenado bajo y un llenado extraordinario. La localización de los sismos acusa con mucha claridad zonas de debilidad tanto en planta como en profundidad; por otro lado, el número de sismos registrados en los tres casos de llenado muestra una correlación definitiva con el nivel de embalse en el tiempo. Esta información es muy importante dado que la capacidad que tiene el embalse para inducir sismos es limitada y por tanto, el sismo máximo que se pudiera generar. Como se sabe, la mayor incertidumbre corresponde al esfuerzo existente en el medio; el cual se desconoce, sin embargo, hasta el momento no juega un papel importante en los resultados de la observación. Es decir, la sismicidad ocurre en una zona específica completando ciclos, con eventos que en ocasiones muestran de manera clara la presencia de agua en los procesos de ruptura, particularmente los sismos más superficiales. Los sismos más profundos así como un sismo de magnitud 3.1 ocurrido a 10 km aguas abajo de la central, si bien podrían estar asociados al esfuerzo existente en el medio, no son tampoco incongruentes con el agua como proceso generador: los sismos profundos han mostrado un mecanismo de tensión (CFE, 1994) y el sismo lejano ocurrió hacia una zona de debilidad revelada por la sismicidad. Por tanto, si el embalse es la causa de la sismicidad, no se pronostica un sismo de magnitud mayor a lo observado. Toda la información generada es congruente con esta observación como se podrá notar en el desarrollo del presente informe. Entonces se considera, la posibilidad de que la sismicidad emigre hacia la estructura civil como el problema de mayor riesgo; los datos sugieren que el agua ha atravesado la zona de la cortina y la resistencia mayor se encuentra al menos a 700 m aguas abajo de la central.

DATOS

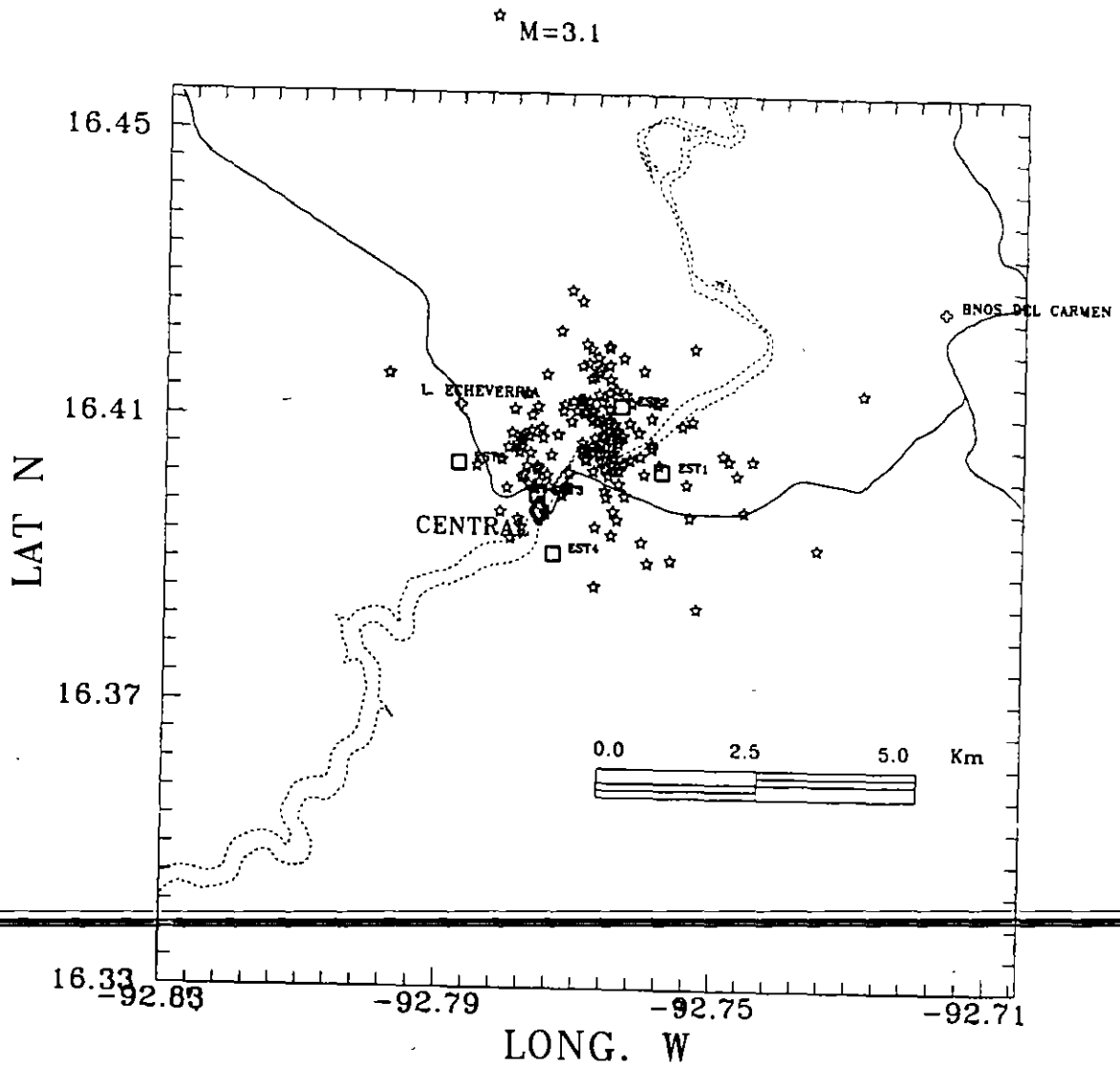
Se han emitido rutinariamente los resultados de la sismicidad que ocurre en el entorno de la CH Angostura, en la cual se encuentran instalados 4 sismógrafos analógicos de marca MEQ-800. La geometría de la red sismológica buscó controlar la zona de mayor actividad sísmica, sin perder el control de lo que pudiese ocurrir en la cortina. Dado que no es posible subir la ganancia de los equipos por el ruido sísmico que generan las turbinas de la central, se decidió modificar la ubicación de la estación sismológica EST3 en junio de 1995 (figura 1), ubicándola prácticamente sobre la cortina. Ello permitió observar en detalle la presencia de sismos de baja magnitud que pudiesen estar ocurriendo muy próximos a la central, para el caso de turbinas paradas; sin embargo, no se observaron sismos adicionales a los reportados y se llegó a la conclusión de que no se está perdiendo actividad sísmica de importancia.

LOCALIZACION DE ESTACIONES SISMOLOGICAS CH ANGOSTURA

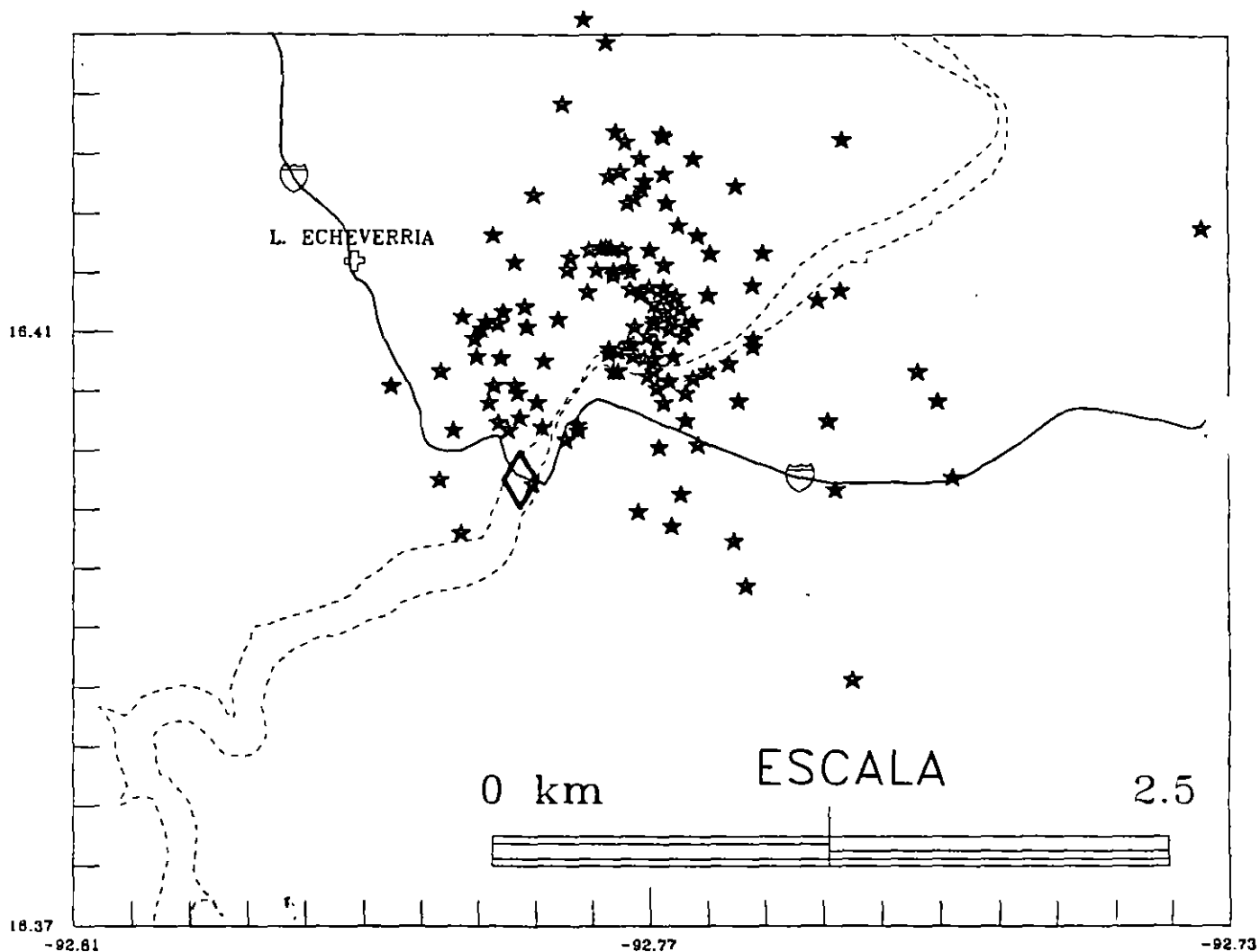


En la figura 2 se muestra la localización de los sismos registrados con 5 ó más fases durante todo el periodo de observación (el catálogo se muestra en el Apéndice I). Esta figura es muy similar a la obtenida durante el primer año de observación.

SISMICIDAD EN LA CH B. DOMINGUEZ MARZO/1993-SEPT/1995

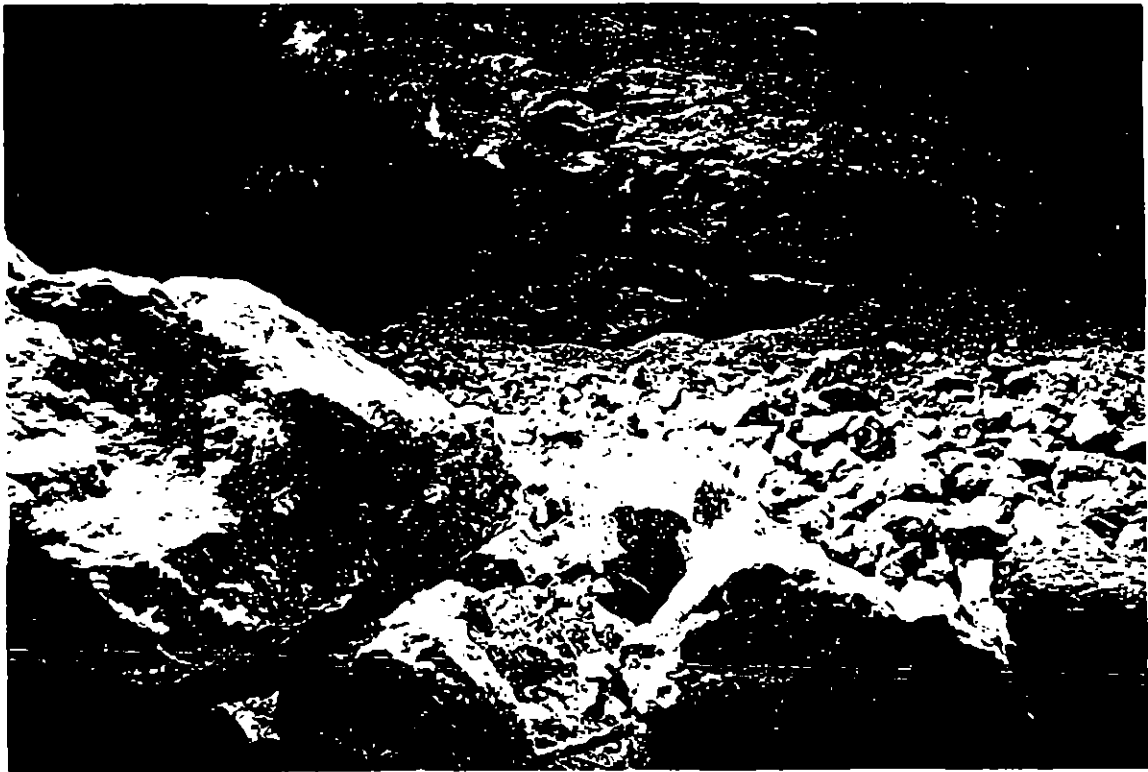


Como ahora se tienen suficientes eventos, se hizo el ejercicio de filtrar aquellos de mejor calidad (calidad B y C), con 6 ó más fases leídas. El resultado se puede ver en la figura 3 y muestra características muy particulares: la sismicidad acusa un notable cambio de dirección de los epicentros, ocurriendo estos en zonas de debilidad geológica. De hecho la orientación caprichosa de éstos, sugiere las zonas que el fluido ha elegido para continuar su paso.

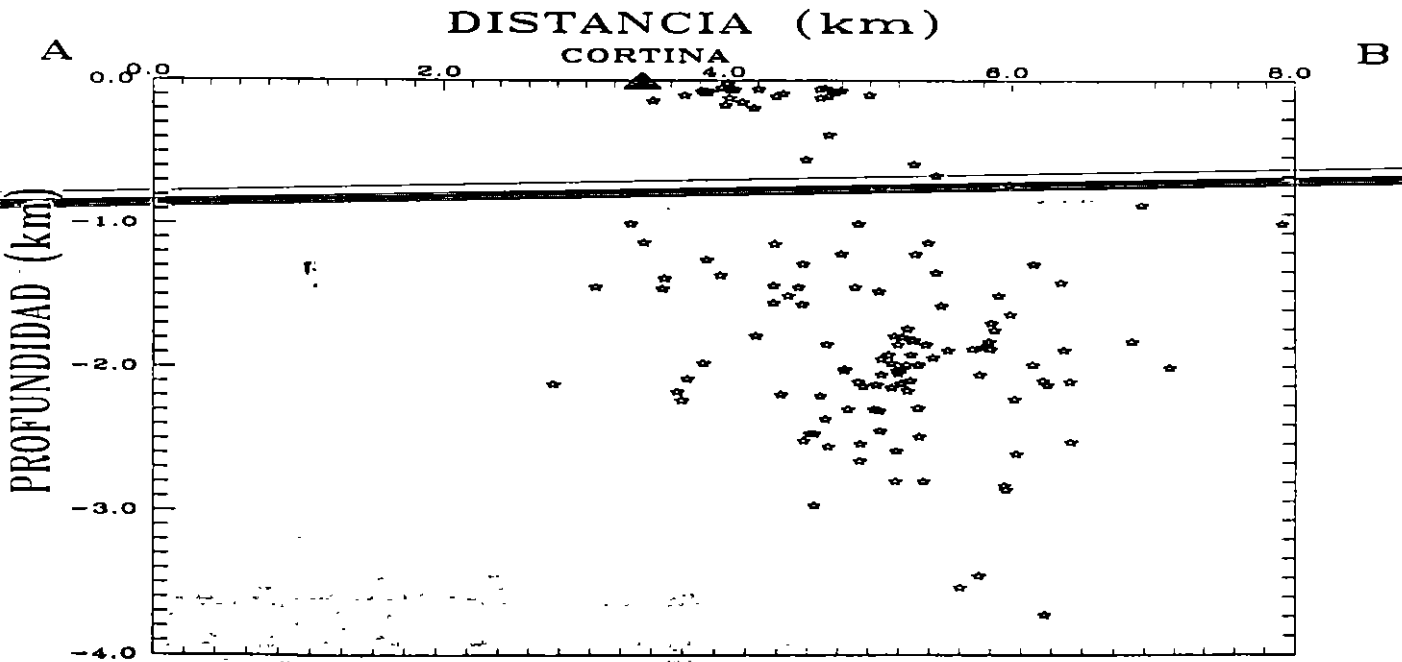
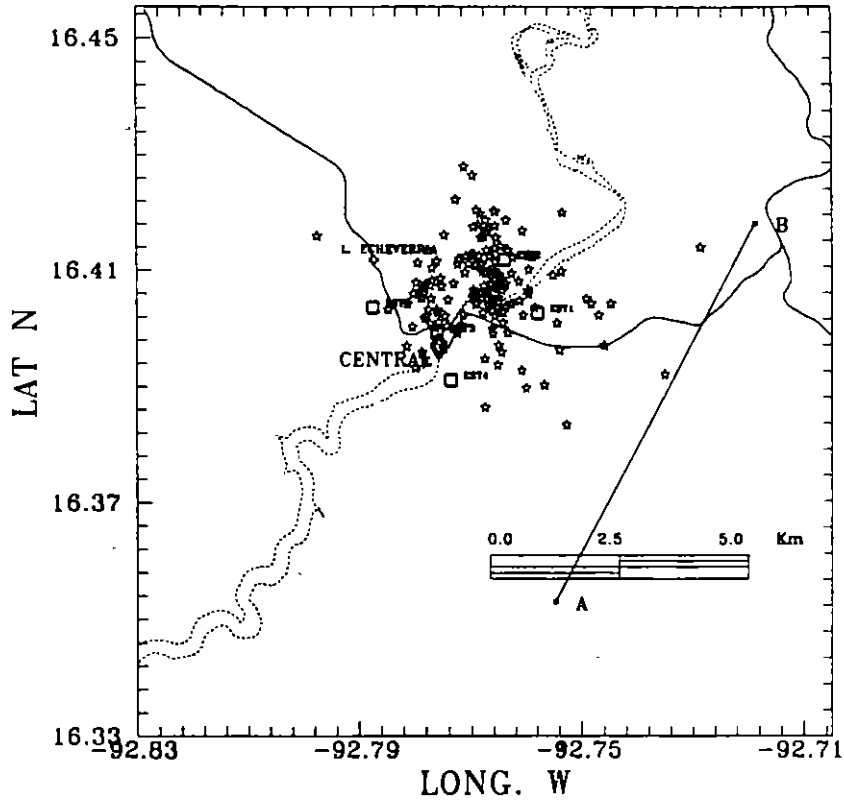




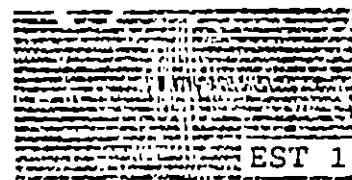
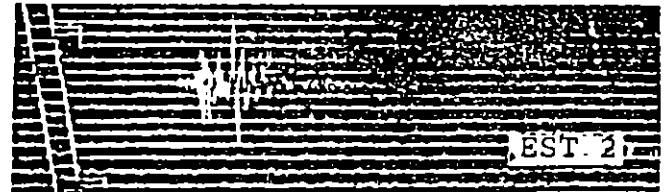
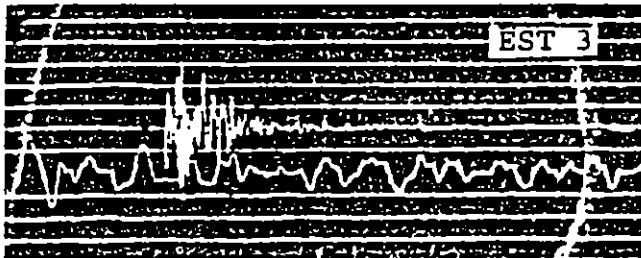
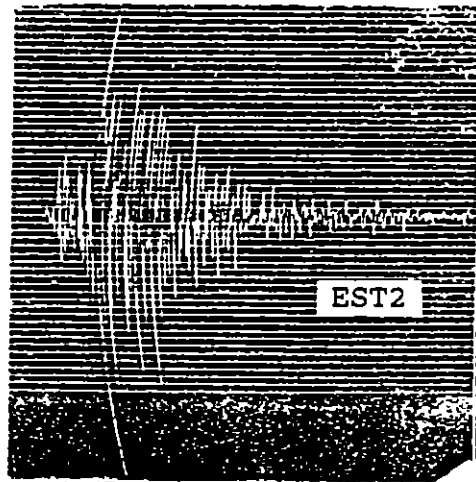
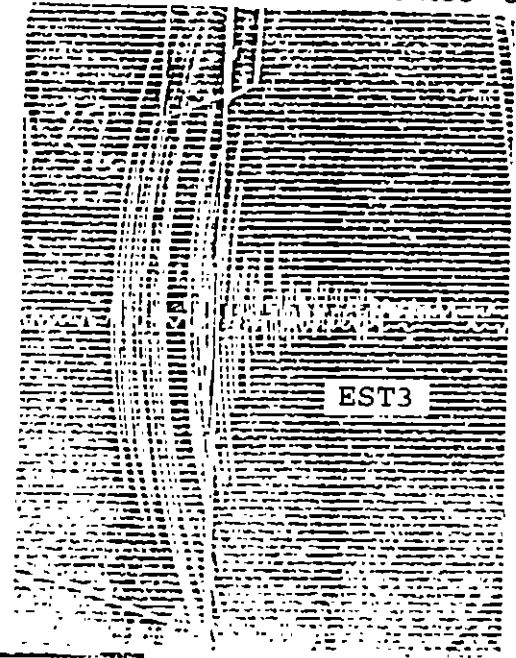
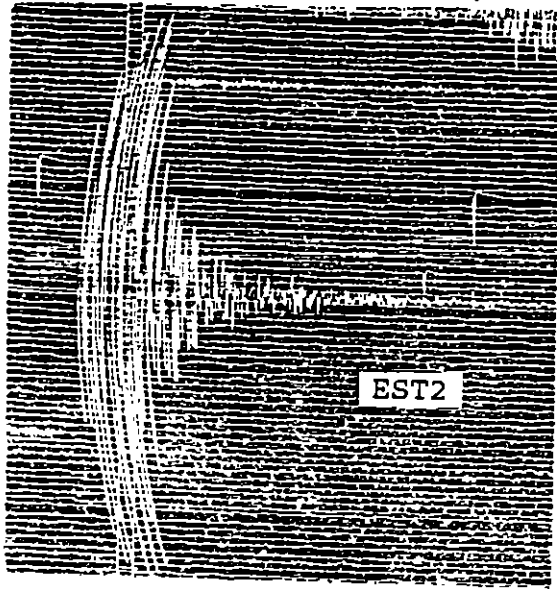
Una serie de derrumbes ocurridos aguas abajo, en la margen izquierda de la central fueron detectados e identificados por los geólogos de la residencia que realizaban estudios en la zona. La descripción de uno de los derrumbes es la siguiente: "... siendo las 11:19 h nos encontrábamos verificando los primeros 50 m de la galería cuando escuchamos un ruido semejante al que provoca una voladura, acompañado de un ligero movimiento del suelo...". Este evento fué identificado como el desprendimiento de bloques de roca inestable de aproximadamente 7 m³ los cuales cayeron de 25 m de altura. En la figura 5 se muestra el caído observado inmediatamente después de haber ocurrido. En el plano anexo se muestra la ubicación de los derrumbes identificados por los geólogos al recorrer la zona.



La observación en profundidad de la actividad sísmica del catálogo se muestra en la siguiente figura. Se eligió un perfil orientado paralelo al río y se puede ver que los focos sísmicos se mantienen en dos horizontes: uno muy superficial ($H < 500$ m) y uno más profundo ($H = 1-3$ km, básicamente). Nótese como muy pocos eventos ocurren aguas arriba de la cortina y tienden a migrar hacia aguas abajo (la escala vertical es igual a la escala horizontal).

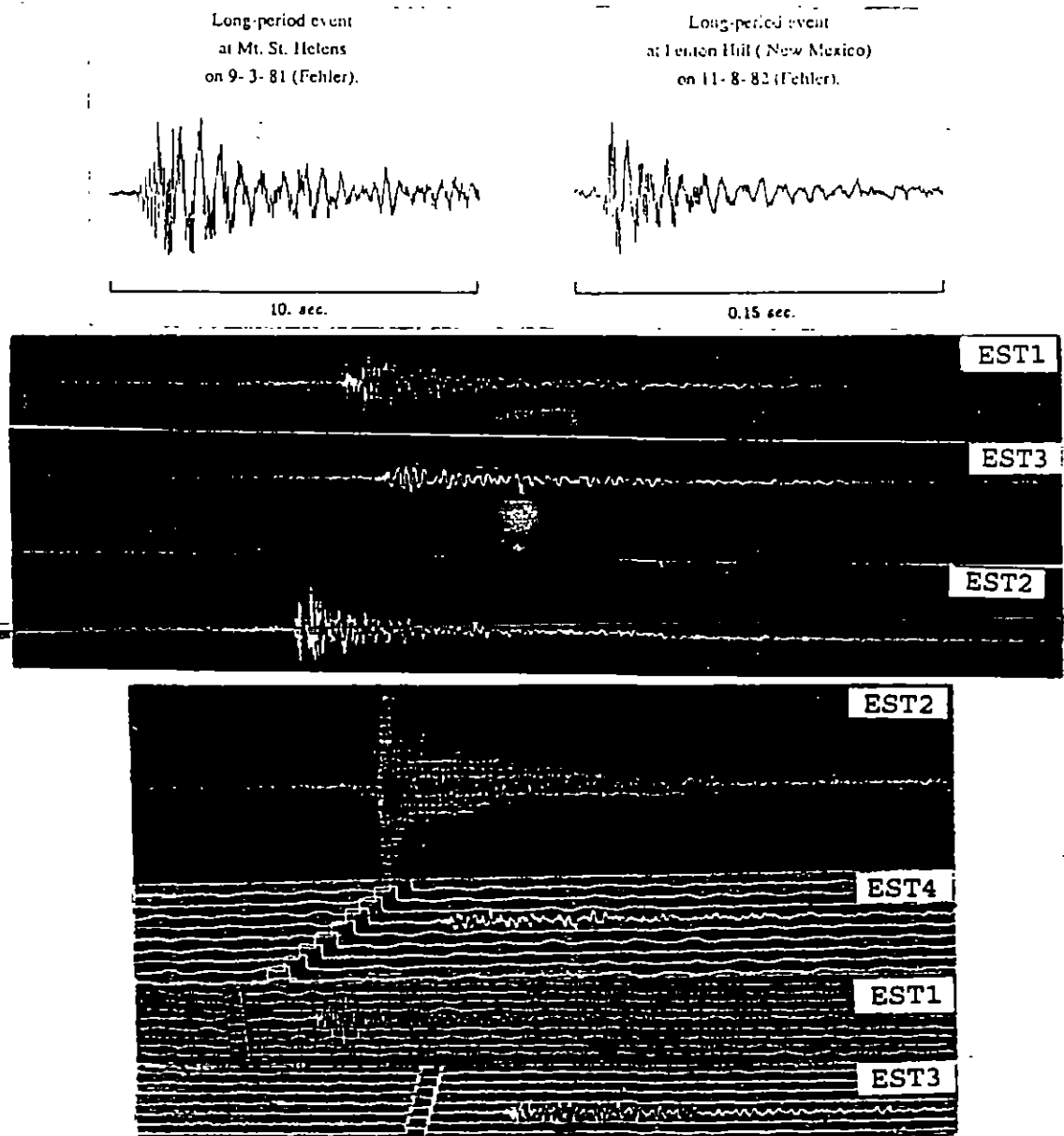


Las formas de onda de los sismos registrados se muestran a continuación. Aquellos que muestran características de ser del tipo tectónico corresponden a los eventos más grandes (ocurridos en el primer periodo alto de embalse y en el segundo periodo bajo), se muestra el evento de magnitud 3.1 ocurrido a 10 km el cual también muestra características de tipo tectónico. Se muestran adicionalmente eventos con características de frecuencias bajas

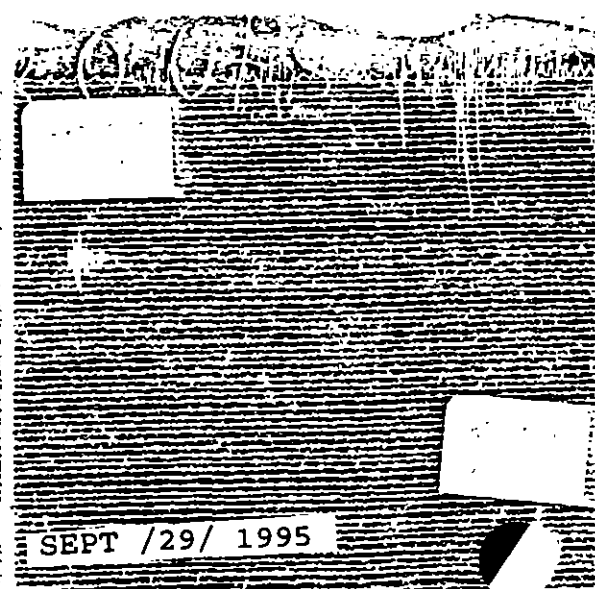
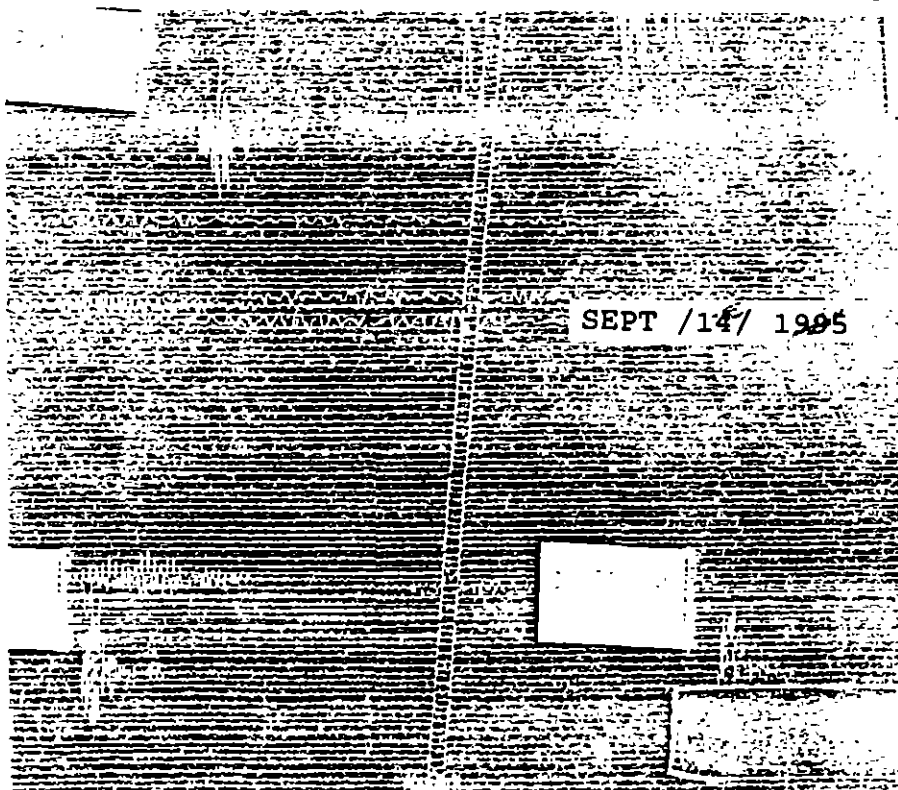
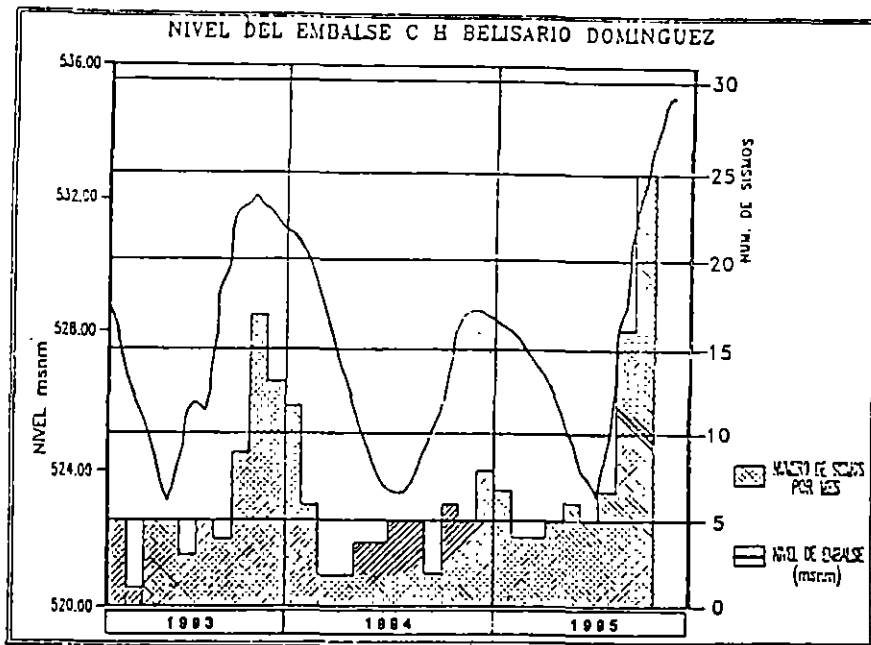


En diferentes campos de la ingeniería se ha empleado la técnica de fracturamiento hidráulico en pozos para diferentes fines; es común esta técnica en explotación petrolera. En geotermia interesa la ubicación de la fractura que genera el fluido. La fractura es seguida con el uso de geófonos que localizan las fuentes sísmicas que genera el fracturamiento hidráulico.

Ferrazzini et al, 1990, utilizan los datos de un experimento de fracturamiento hidráulico realizado para fines geotérmicos en Fenton Hill, Nuevo México y modelan el campo de desplazamientos que genera una fractura hidráulica. Los resultados indican que la presencia de la señal de baja frecuencia (llamada "crack wave", en el trabajo), es dependiente de la relación de módulo volumétrico del fluido y la rigidez a cortante del sólido, de la variación de la presión en el fluido así como del área y espesor de la fractura. A continuación se muestran dos eventos reportados en el trabajo de Ferrazzini, uno observado por fracturamiento de magma en el Monte Santa Elena y otro observado en el experimento de Fenton Hill. Se agregan en esta figura dos eventos registrados en la CH Angostura y discutidos por CFE, 1994 para observar la notable semejanza con los mostrados por Ferrazzini.

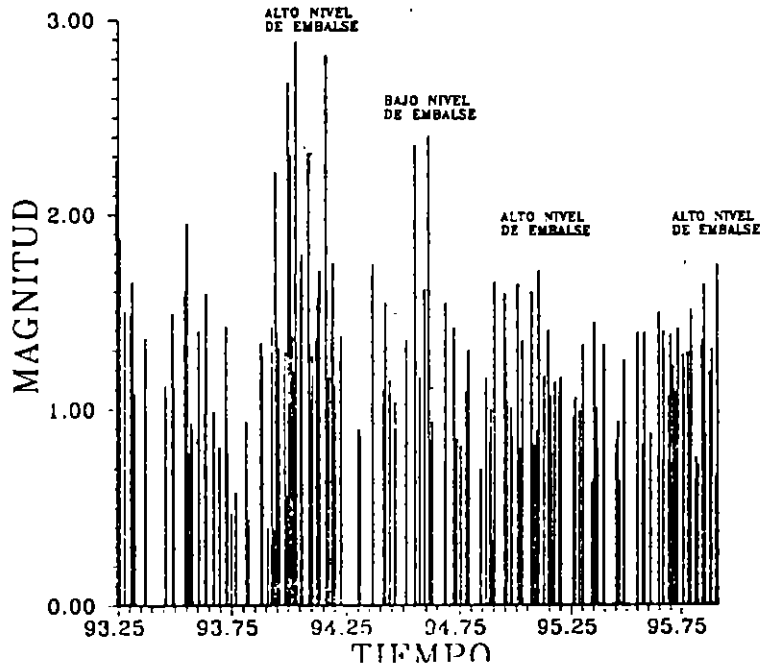


El número de sismos registrados en comparación con el nivel del embalse se muestra en la figura 6. Debe aclararse que durante el llenado extraordinario las turbinas de la central trabajaron continuamente, lo que generó altos niveles de ruido en los sismógrafos, particularmente en el sismógrafo reubicado en la central por lo que la mayor cantidad de sismos ocurridos no pudieron ser localizados, sin embargo, el sismógrafo EST2 muestra que la actividad sísmica se incrementó notablemente con sismos superficiales de baja magnitud y muy próximos a EST2. Un ejemplo se muestra en la figura 7. La gráfica de la figura 6 considera a estos sismos no localizados. Esta gráfica es básica en el presente trabajo ya que es un claro indicador del proceso generador de los sismos, no sólo por el comportamiento, sino por el contraste en los niveles y el número de sismos registrados.



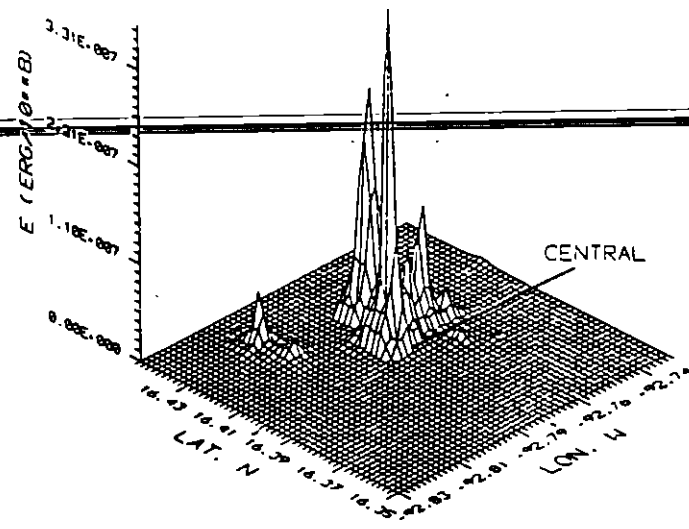
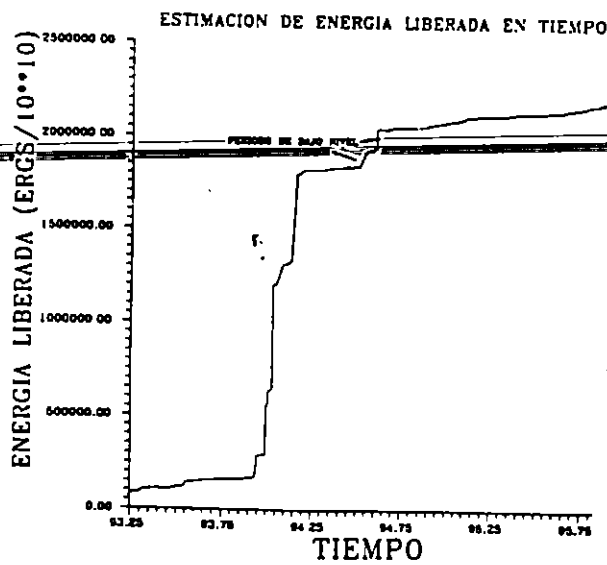
En la siguiente figura se muestra el comportamiento de las magnitudes en el tiempo. Se puede ver un par de sismos de magnitud notable con respecto a los demás, ocurriendo en un período de nivel bajo de embalse. Ello sugiere que la ausencia de carga producida por el embalse produce inestabilidad. Nótese que durante el llenado extraordinario la sismicidad tiene magnitudes bajas

COMPORTAMIENTO DE LAS MAGNITUDES EN EL TIEMPO



En las siguientes figuras se muestra una estimación de la energía liberada en función de la magnitud, calculada como:

$$\log E = 11.4 + 1.5 * M \quad (\text{Richter, 1958})$$



De las figuras anteriores se puede observar que la mayor liberación de energía ocurre en el primer periodo del monitoreo correspondiente al primer nivel alto de embalse, con una tendencia a estabilizarse en los siguientes periodos. La zona donde se libera esta energía, se encuentra ubicada donde el río cambia notablemente de dirección aguas abajo. La poca energía de los sismos próximos a la cortina sugiere que el agua la ha atravesado

ANÁLISIS QUÍMICOS

Se realizaron análisis químicos de los manantiales que se encuentran aguas abajo de la central. En el manantial "El Cerco" (ver apéndice II), se tienen las siguientes características importantes:

ANÁLISIS	AÑO		unidades
	1993	1995	
CONDUCTIVIDAD	3710	6170	umhos
BICARBONATOS	308	512	mg/l
CLORUROS	810	1240	mg/l
SULFATOS	500	940	mg/l
SODIO	378	631	mg/l
CALCIO	324	482	mg/l
MAGNESIO	53	109	mg/l
ARSENICO	0.230	0.010	mg/l

De estos resultados, el Químico Sergio Becerra Winkler indica lo siguiente:

"...se puede observar:

- Un gran incremento en la conductividad, con aumento en cationes y aniones comunes, pero una notable disminución en el microelemento de arsénico, lo que significa una disolución de un elemento clásico en agua de actividad geotérmica, provocado por la combinación de agua de otro origen que aumentó en su proceso de acceso los macroparámetros y disminuyó o diluyó los considerados trazas.
- La combinación de agua con fluidos con temperaturas altas, provoca un cambio térmico drástico, un ejemplo puede ser la formación de ácido sulfídrico (H₂S) al combinar agua con sulfuro (S²⁻), formando gases. En la Central de Angostura se han observado la presencia de nubes de olor característico como se puede observar en la siguiente figura.



BIBLIOGRAFÍA

CFE, 1994. Bravo H, Vázquez J y Ramírez A. Observación Sismológica en la CH Belisario Dominguez (Angostura) de marzo de 1993 a marzo de 1994, Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, CFE, Reporte Interno.

Ferrazzini V., Chouet B., Fehler M., y Aki K. 1990. Quantitative analysis of long-period recorded during hydrofracture experiments at Fenton Hill, New Mexico. *Journal of Geophysical Research*. 95: 21871-21884.

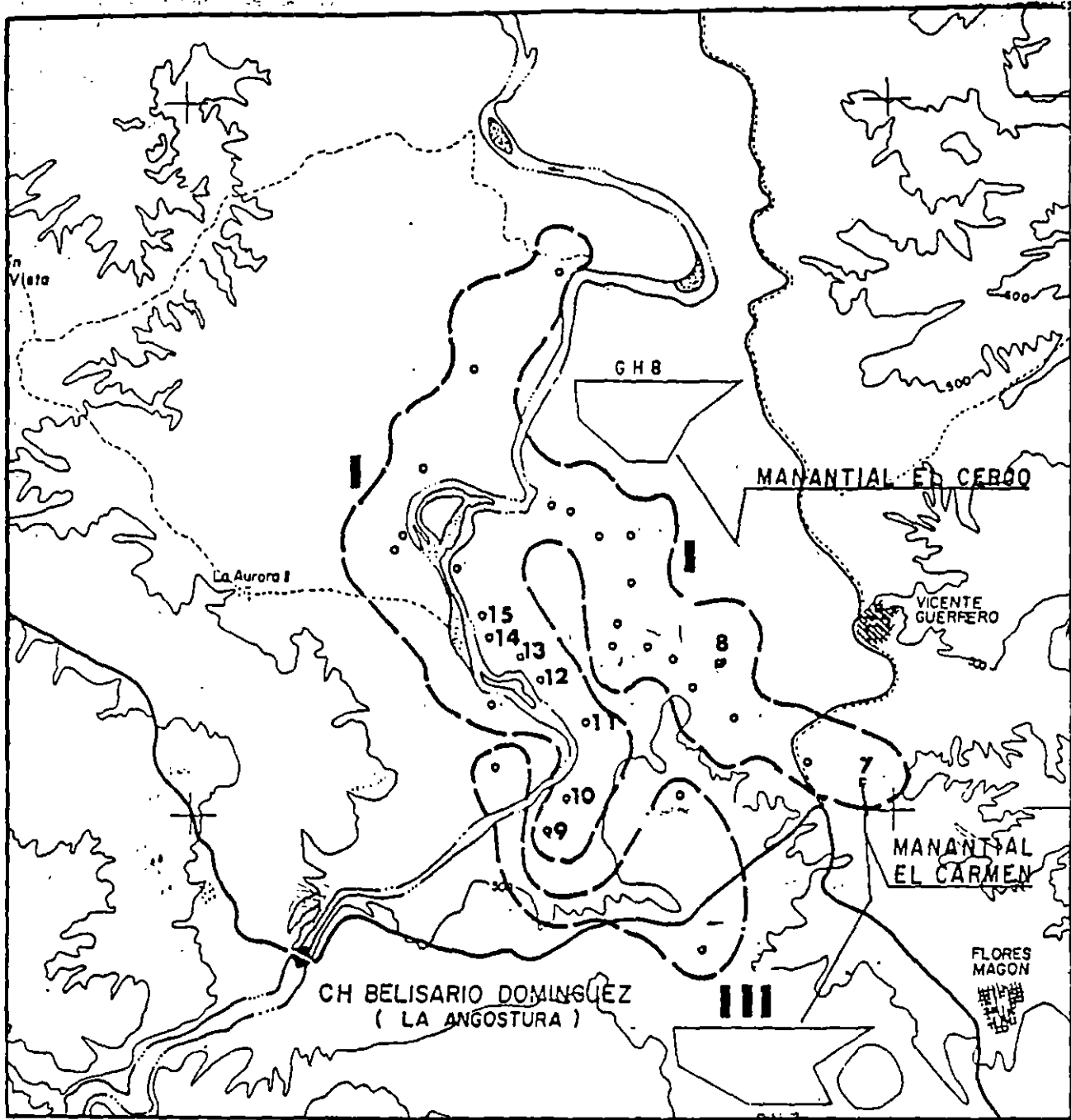
Richter, F. C. 1958. Magnitude, Statistics, Energy. *Elementary Seismology*. ed. Freeman.

APENDICE I

DATE	ORIGIN	LAT N	LONG W	DEPTH	MAG	NO	GAP	DMIN	RMS	ERH	ERZ	QM
930302	12 0 37.39	16-25.14	92-48.05	2.05	1.88	5	152	3.6	0.58	4.7	3.5	D1
930310	848 42.78	16-25.02	92-43.91	1.00	1.50	6	199	1.9	0.26	1.2	1.1	C1
930319	23 6 58.95	16-24.24	92-45.46	2.30	1.48	6	316	0.4	0.01	0.1	0.1	C1
930323	945 10.14	16-24.20	92-46.50	0.17	1.65	6	203	1.5	0.13	0.1	0.4	C1
930323	1350 43.98	16-25.21	92-46.22	2.22	1.42	6	273	0.7	0.04	0.3	0.2	C1
930326	2122 31.37	16-24.23	92-46.83	2.08	1.08	6	202	1.1	0.03	0.2	0.1	C1
930413	630 35.65	16-24.24	92-46.05	1.44	1.36	6	202	0.7	0.02	0.1	0.1	C1
930515	1013 52.45	16-24.37	92-46.17	2.46	1.12	6	178	0.9	0.07	0.5	0.3	B1
930526	1815 29.01	16-24.61	92-46.90	1.55	1.49	6	184	1.0	0.04	0.3	0.2	C1
930526	1815 43.19	16-24.61	92-46.90	1.43	1.31	6	184	1.0	0.06	0.5	0.3	C1
930528	16 9 53.02	16-24.68	92-46.81	1.28	1.11	6	189	1.2	0.03	0.2	0.2	C1
930528	1710 12.13	16-24.63	92-46.83	1.50	1.09	6	183	1.2	0.03	0.2	0.1	C1
930616	1144 12.36	16-23.19	92-45.36	1.00	1.60	6	316	2.2	0.10	1.0	2.3	C1
930619	1548 13.17	16-19.87	92-45.44	1.75	1.96	6	340	8.2	0.05	20.8	13.1	D1
930623	854 43.91	16-24.31	92-46.87	0.07	0.78	6	191	1.0	0.07	0.4	3.9	C1
930626	13 0 3.09	16-24.75	92-46.24	1.84	0.93	6	160	0.4	0.05	0.3	0.2	B1
930628	1936 17.92	16-24.77	92-46.28	2.02	0.90	6	170	0.5	0.03	0.2	0.1	B1
930708	534 21.33	16-24.54	92-45.77	2.09	1.40	6	191	0.4	0.06	0.4	0.2	C1
930718	430 41.82	16-23.57	92-45.80	1.38	0.98	6	288	1.4	0.05	0.4	0.5	C1
930719	1456 20.10	16-23.75	92-45.85	1.97	1.59	6	276	1.1	0.05	0.4	0.3	C1
930801	924 50.93	16-24.52	92-46.33	0.11	0.99	6	158	0.9	0.04	0.1	1.5	B1
930811	0 2 31.99	16-24.49	92-46.82	0.19	0.81	6	163	1.1	0.15	0.2	1.1	C1
930822	221 24.05	16-24.40	92-46.12	2.55	1.42	6	172	0.8	0.03	0.3	0.1	B1
930824	040 38.58	16-24.29	92-46.89	0.05	0.78	5	194	1.0	0.13	0.3	4.2	C1
930830	1044 35.73	16-24.31	92-46.67	0.12	0.47	6	171	1.2	0.18	0.0	0.1	C1
930906	2043 21.76	16-24.35	92-46.75	0.02	0.58	6	138	1.2	0.19	0.3	41.6	C1
930923	1344 50.45	16-24.64	92-46.88	0.09	0.94	8	186	1.1	0.07	0.1	2.1	C1
930927	548 15.55	16-24.21	92-46.65	0.07	0.44	6	202	1.5	0.18	0.1	1.6	C1
931016	554 39.01	16-24.00	92-47.08	1.44	1.21	8	192	1.0	0.14	0.4	0.4	C1
931016	23 8 9.95	16-24.53	92-46.37	0.05	1.34	6	157	0.9	0.06	0.1	2.2	C1
931017	0 5 50.22	16-23.98	92-46.69	1.13	1.00	6	230	1.5	0.04	0.3	0.3	C1
931017	1042 19.09	16-24.49	92-46.22	0.08	0.47	6	159	0.8	0.13	0.1	1.2	B1
931017	14 8 45.69	16-23.87	92-46.89	0.07	0.58	5	247	1.4	0.05	0.5	10.2	D1
931018	6 7 28.14	16-24.16	92-46.55	0.08	0.63	8	109	1.0	0.18	0.2	5.4	C1
931019	044 15.13	16-24.50	92-46.27	0.07	1.27	6	159	0.8	0.03	0.1	1.5	B1
931019	2 3 49.78	16-24.99	92-46.23	0.06	0.66	6	236	0.4	0.35	1.6	7.4	D1
931027	826 43.77	16-24.44	92-47.07	1.25	0.40	6	170	0.7	0.04	0.2	0.2	B1
931102	852 5.76	16-24.49	92-46.18	0.07	0.32	6	159	0.8	0.09	0.2	3.8	C1
931104	743 32.73	16-23.78	92-46.99	2.12	1.42	8	216	0.7	0.02	0.1	0.1	C1
931107	1420 5.25	16-24.92	92-45.73	0.72	0.39	6	270	0.5	0.04	0.2	0.1	C1
931109	1135 51.35	16-24.93	92-46.45	1.81	2.22	9	216	0.7	0.08	0.2	0.2	C1
931110	317 14.30	16-25.30	92-46.02	1.88	1.38	6	284	0.8	0.02	0.2	0.1	C1
931110	318 14.43	16-24.93	92-46.20	1.88	2.18	9	218	0.3	0.04	0.1	0.1	C1
931110	354 33.62	16-24.85	92-46.35	1.73	1.24	6	195	0.6	0.05	0.3	0.2	C1
931111	7 3 33.94	16-24.62	92-46.71	1.56	1.40	6	174	1.3	0.05	0.3	0.2	B1
931111	753 58.85	16-24.68	92-46.14	1.78	1.42	8	128	0.4	0.08	0.3	0.2	B1
931113	238 56.23	16-25.12	92-46.29	1.86	1.39	8	257	0.6	0.11	0.4	0.3	C1
931116	046 25.23	16-24.32	92-45.01	3.53	1.31	6	307	1.2	0.12	1.1	0.9	C1
931116	1340 12.96	16-24.20	92-47.02	0.14	0.82	6	152	0.8	0.07	0.1	1.4	B1
931124	1511 16.12	16-24.55	92-46.29	1.21	1.19	6	154	0.8	0.00	0.0	0.0	B1
931125	1227 29.98	16-24.57	92-45.77	2.28	1.29	8	196	0.5	0.13	0.5	0.3	C1
931128	10 9 29.02	16-24.94	92-46.36	1.13	0.56	7	218	0.6	0.16	0.5	0.6	C1
931130	1123 5.60	16-25.52	92-46.56	3.72	2.68	8	284	1.5	0.03	0.2	0.2	C1
931130	1235 40.34	16-25.25	92-46.32	1.63	1.31	6	271	0.8	0.02	0.1	0.1	C1
931202	712 17.12	16-25.41	92-46.34	2.12	1.03	8	282	1.1	0.15	0.6	0.6	C1
931203	2041 1.65	16-24.83	92-46.35	1.79	2.31	6	190	0.6	0.05	0.3	0.2	C1
931205	1233 9.36	16-24.64	92-46.11	1.91	1.10	6	135	0.5	0.05	0.3	0.2	B1
931207	910 42.60	16-24.55	92-46.17	2.10	1.37	6	149	0.7	0.03	0.2	0.1	B1
931207	1037 31.41	16-24.65	92-46.18	1.94	1.15	6	137	0.5	0.03	0.2	0.1	B1
931210	410 10.28	16-23.94	92-46.07	1.36	1.19	6	245	1.0	0.06	0.4	0.4	C1

931211	1437	49.06	16-24.86	92-46.29	1.98	1.70	7 195	0.4	0.07	0.3	0.2	C1
931212	1432	34.69	16-24.35	92-46.05	2.36	2.89	9 126	0.7	0.09	0.3	0.2	B1
931212	1550	32.23	16-24.55	92-46.27	2.01	1.46	8 131	0.7	0.10	0.3	0.3	B1
931213	1819	33.66	16-24.14	92-46.00	2.19	1.34	7 174	0.7	0.07	0.3	0.2	B1
931219	3 4	21.51	16-24.01	92-46.10	1.90	1.51	5 235	1.0	0.06	0.7	0.5	C1
931221	047	1.67	16-24.32	92-45.83	2.29	1.79	7 145	0.3	0.13	0.5	0.4	B1
931222	12 9	20.38	16-24.61	92-46.12	2.44	1.79	7 115	0.5	0.17	0.7	0.5	B1
940101	946	0.62	16-24.87	92-46.14	1.57	2.32	8 192	0.2	0.08	0.3	0.2	C1
940103	742	47.54	16-24.84	92-46.28	0.58	1.33	8 188	0.4	0.20	0.5	0.8	C1
940103	746	26.44	16-24.76	92-46.46	0.10	0.94	6 182	0.8	0.10	0.3	2.6	C1
940104	1121	4.63	16-25.77	92-46.38	1.82	1.04	6 298	1.7	0.07	0.6	0.7	C1
940108	513	43.88	16-24.99	92-46.00	1.87	1.28	7 267	0.2	0.10	0.4	0.3	C1
940113	913	3.94	16-25.30	92-46.24	1.28	1.35	7 278	0.8	0.14	0.6	0.6	C1
940115	512	38.42	16-24.90	92-46.53	2.79	1.57	6 211	0.9	0.02	0.2	0.1	C1
940119	312	1.90	16-25.12	92-46.13	2.82	1.71	8 270	0.5	0.10	0.5	0.3	C1
940128	2222	57.08	16-24.58	92-46.21	2.53	2.82	9 127	0.6	0.13	0.5	0.3	B1
940128	23 2	32.24	16-24.44	92-46.33	2.46	2.04	9 124	0.8	0.08	0.3	0.2	B1
940129	1315	42.72	16-23.87	92-46.25	2.17	1.60	6 245	1.3	0.05	0.4	0.3	C1
940202	1540	40.19	16-24.76	92-46.23	2.01	1.16	6 161	0.4	0.02	0.1	0.1	B1
940207	931	43.71	16-24.75	92-46.14	1.81	1.41	8 141	0.3	0.07	0.2	0.2	B1
940209	1 7	22.92	16-25.23	92-46.37	1.50	1.75	8 266	0.9	0.06	0.2	0.2	C1
940209	1229	58.81	16-25.14	92-46.26	1.69	1.38	7 263	0.6	0.09	0.4	0.4	C1
940212	21 6	35.60	16-24.46	92-46.10	1.69	1.12	5 156	0.8	0.01	0.0	0.0	C1
940221	2321	41.14	16-24.93	92-46.31	1.93	1.37	7 216	0.5	0.06	0.2	0.2	C1
940410	18 2	12.37	16-24.64	92-46.02	2.11	1.37	8 136	0.5	0.05	0.2	0.1	B1
940413	1046	21.10	16-24.63	92-46.18	2.12	1.85	8 129	0.5	0.04	0.2	0.1	B1
940425	218	23.92	16-24.62	92-46.26	2.13	1.46	6 143	0.6	0.05	0.3	0.2	B1
940428	1718	55.56	16-24.20	92-46.77	0.02	0.87	5 205	1.3	0.13	0.2	13.8	D1
940429	20 4	46.63	16-25.01	92-46.14	1.78	1.85	5 302	0.3	0.03	0.3	0.2	C1
940501	1810	50.49	16-24.47	92-45.87	1.47	1.71	8 144	0.4	0.14	0.4	0.4	B1
940508	2313	49.27	16-24.44	92-45.96	2.65	1.67	8 120	0.5	0.12	0.5	0.3	B1
940512	1534	36.04	16-24.13	92-46.16	1.78	1.18	6 216	1.0	0.03	0.2	0.1	C1
940516	1134	37.74	16-24.20	92-46.79	0.10	0.74	7 125	1.1	0.19	0.1	1.2	B1
940517	2223	49.99	16-25.03	92-46.08	1.82	1.38	7 265	0.3	0.14	0.5	0.5	C1
940604	2352	30.31	16-24.75	92-45.96	1.34	1.62	8 177	0.3	0.18	0.5	0.5	C1
940610	1735	8.77	16-23.60	92-45.60	1.39	1.73	8 278	1.4	0.59	2.3	2.4	D1
940610	2025	58.95	16-24.31	92-46.14	2.51	2.68	8 129	0.8	0.33	1.2	0.8	C1
940619	1444	16.81	16-24.71	92-46.18	2.58	2.67	8 141	0.4	0.11	0.4	0.3	B1
940626	1821	42.52	16-25.18	92-46.23	2.85	1.33	8 271	0.6	0.22	1.0	0.6	C1
940627	0 2	33.92	16-24.38	92-47.28	1.45	1.03	7 149	0.3	0.15	0.5	0.5	B1
940703	2349	56.11	16-25.38	92-45.40	2.00	2.03	6 310	1.4	0.14	1.2	0.9	C1
940712	943	36.54	16-24.74	92-46.09	1.21	1.45	6 123	0.3	0.20	0.7	1.0	B1
940713	10 3	3.23	16-24.69	92-46.07	1.98	0.99	6 125	0.4	0.03	0.2	0.1	B1
940713	1227	38.66	16-24.50	92-46.10	1.44	1.44	6 155	0.7	0.07	0.3	0.3	B1
940716	1549	7.61	16-24.41	92-46.02	2.02	1.29	8 116	0.6	0.13	0.4	0.3	B1
940722	1736	40.02	16-25.19	92-45.84	1.41	1.78	6 286	0.7	0.09	0.4	0.4	C1
940802	3 6	43.69	16-25.86	92-46.47	0.87	0.92	6 300	1.9	0.07	0.7	1.5	C1
940806	19 5	6.73	16-24.57	92-46.93	0.06	0.70	8 179	1.0	0.13	0.2	4.5	C1
940807	1319	6.70	16-25.24	92-46.14	1.98	1.95	8 277	0.7	0.11	0.4	0.3	C1
940809	1029	7.30	16-24.86	92-46.96	0.78	0.91	5 222	1.2	0.02	0.2	0.2	C1
940821	022	50.42	16-24.62	92-46.05	2.14	1.73	8 126	0.5	0.10	0.3	0.3	B1
940825	2233	43.52	16-24.38	92-46.85	0.05	1.04	7 145	1.1	0.09	0.0	0.7	B1
940909	1347	28.56	16-23.96	92-45.43	2.96	1.53	8 286	0.8	0.15	0.8	0.2	C1
940913	1813	15.67	16-24.94	92-46.40	2.79	1.91	8 217	0.7	0.08	0.3	0.2	C1
941004	258	10.22	16-24.36	92-46.75	0.09	0.82	5 182	1.2	0.18	0.0	0.5	C1
941011	926	0.46	16-24.44	92-45.09	3.45	1.39	7 306	1.1	0.09	0.8	0.5	C1
941019	346	52.02	16-23.81	92-46.11	2.23	1.42	6 256	1.3	0.02	0.2	0.1	C1
941019	1656	54.34	16-25.37	92-46.30	2.09	1.22	6 281	1.0	0.04	0.3	0.2	C1
941023	749	54.21	16-24.51	92-46.37	0.12	0.84	6 159	0.9	0.10	0.1	0.9	B1
941026	710	3.89	16-24.85	92-46.42	2.04	1.79	8 199	0.7	0.11	0.4	0.3	C1
941111	520	39.13	16-24.78	92-46.14	2.48	1.77	8 149	0.3	0.09	0.4	0.2	B1
941112	4 3	22.74	16-25.40	92-46.15	2.52	1.53	8 285	1.0	0.04	0.2	0.1	C1
941116	515	52.90	16-24.65	92-46.58	1.84	1.22	6 172	1.1	0.01	0.0	0.0	B1
941122	633	56.25	16-24.25	92-46.74	0.08	1.02	8 124	1.1	0.10	0.1	2.5	B1

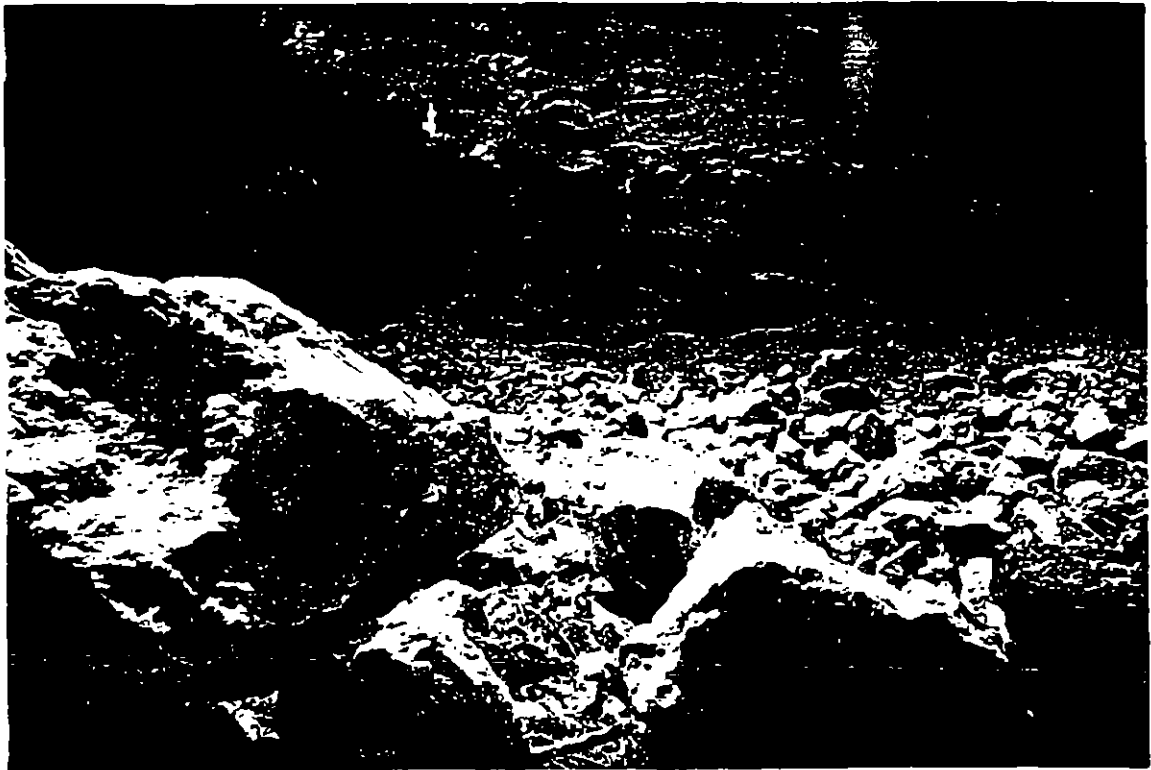
941123	18	2	22.69	16-24.38	92-46.76	0.06	0.89	8	142	1.2	0.14	0.2	6.9	C1
941202	1221	41.67	16-24.71	92-46.10	2.16	1.94	8	120	0.3	0.08	0.3	0.2	B1	
941205	2329	53.26	16-24.93	92-45.77	1.85	1.12	7	269	0.5	0.30	1.1	1.0	D1	
941209	1937	37.12	16-24.70	92-46.72	2.20	1.56	8	187	1.3	0.03	0.1	0.1	C1	
941211	532	20.04	16-24.85	92-46.54	2.05	1.48	6	203	0.9	0.06	0.3	0.3	C1	
941224	1046	2.68	16-24.50	92-46.92	0.15	1.00	7	167	0.9	0.09	0.2	1.9	B1	
950118	835	0.25	16-24.44	92-46.18	0.38	0.97	7	109	0.9	0.13	0.3	1.0	B1	
950122	1150	29.55	16-23.37	92-46.25	1.06	1.55	5	282	2.1	0.02	0.2	0.3	C1	
950128	6	7	34.82	16-24.67	92-45.88	1.32	1.17	5	184	0.5	0.06	0.4	0.3	C1
941229	1622	34.99	16-24.54	92-46.90	0.01	1.25	6	264	1.7	0.06	0.2	19.1	D1	
950201	449	27.81	16-24.66	92-46.98	1.14	0.63	6	196	1.0	0.04	0.3	0.2	C1	
950202	1221	33.40	16-24.73	92-45.50	1.74	1.51	6	276	0.8	0.18	0.9	0.8	C1	
950212	2140	1.45	16-25.15	92-46.68	0.66	1.01	7	248	1.2	0.28	1.0	2.4	C1	
950303	313	34.35	16-24.99	92-46.85	2.29	1.32	8	233	1.5	0.20	0.7	0.7	C1	
950303	351	9.50	16-24.81	92-46.81	0.08	0.91	5	208	1.4	0.06	0.0	0.0	C1	
950313	8	2	48.72	16-24.88	92-46.76	1.00	0.97	6	215	1.3	0.11	0.7	0.6	C1
950403	810	16.16	16-24.79	92-45.77	1.87	1.09	7	236	0.5	0.17	0.7	0.5	C1	
950406	1414	37.32	16-24.94	92-46.38	1.84	1.48	7	217	0.6	0.07	0.2	0.2	C1	
950411	0	4	59.65	16-25.39	92-46.14	2.10	1.22	6	285	0.9	0.05	0.4	0.3	C1
950413	1120	47.12	16-24.58	92-46.37	1.50	1.02	5	150	0.8	0.01	0.1	0.1	C1	
950512	939	4.30	16-24.44	92-46.35	0.55	1.10	7	126	1.0	0.22	0.5	1.5	B1	
950514	2131	20.02	16-24.78	92-46.20	1.91	1.08	7	162	0.3	0.11	0.4	0.4	B1	
950519	857	7.75	16-24.14	92-46.54	0.09	0.34	5	210	1.6	0.15	0.3	4.5	C1	
950519	859	58.14	16-24.22	92-46.50	0.06	0.57	6	200	1.5	0.14	0.2	3.2	C1	
950618	1128	54.42	16-24.92	92-45.95	2.05	1.35	6	290	1.2	0.06	0.6	0.4	C1	
950630	1144	7.00	16-24.01	92-44.95	1.97	1.65	6	307	1.4	0.09	0.7	0.7	C1	
950709	728	54.74	16-24.36	92-46.09	0.59	0.78	5	158	0.7	0.03	0.1	0.2	C1	
950717	838	20.53	16-28.16	92-47.14	2.18	3.13	6	345	6.3	0.11	125.7	80.0	D1	
950723	12	3	18.28	16-23.94	92-46.92	0.74	1.26	5	265	0.4	0.05	0.5	0.3	C1
950723	1910	0.07	16-23.71	92-44.30	0.02	1.47	5	335	2.7	1.64	11.8		D1	
950730	832	26.89	16-24.48	92-46.64	0.11	0.77	6	217	0.7	0.04	0.2	1.0	C1	
950808	2131	29.23	16-24.40	92-45.70	1.93	1.12	5	183	0.1	0.01	0.1	0.0	C1	
950812	7	9	14.32	16-24.58	92-46.06	0.75	1.52	6	127	0.6	0.03	0.1	0.1	B1
950814	740	17.63	16-24.42	92-46.21	0.06	0.40	6	138	0.9	0.07	0.1	1.7	B1	
950820	1053	26.04	16-24.49	92-45.14	1.54	1.04	5	319	1.0	0.05	0.6	0.5	C1	
950820	1444	56.15	16-24.34	92-46.27	0.21	0.94	5	155	0.9	0.06	0.2	0.7	C1	
950820	1445	4.84	16-24.34	92-46.27	0.21	0.94	5	155	0.9	0.06	0.2	0.7	C1	
950821	620	43.47	16-24.18	92-46.17	0.06	0.52	5	193	0.9	0.17	0.5	4.3	C1	
950823	957	5.94	16-24.77	92-45.41	2.60	1.45	6	289	0.9	0.07	0.6	0.3	C1	
950823	1023	9.63	16-24.33	92-46.48	0.14	0.06	5	165	0.6	0.07	0.1	0.3	C1	
950902	1132	14.51	16-24.54	92-47.01	2.08	1.49	5	279	0.9	0.01	0.1	0.0	C1	
950903	1323	14.30	16-24.44	92-44.88	0.50	1.45	5	329	1.4	12.04	0.3	0.8	D1	

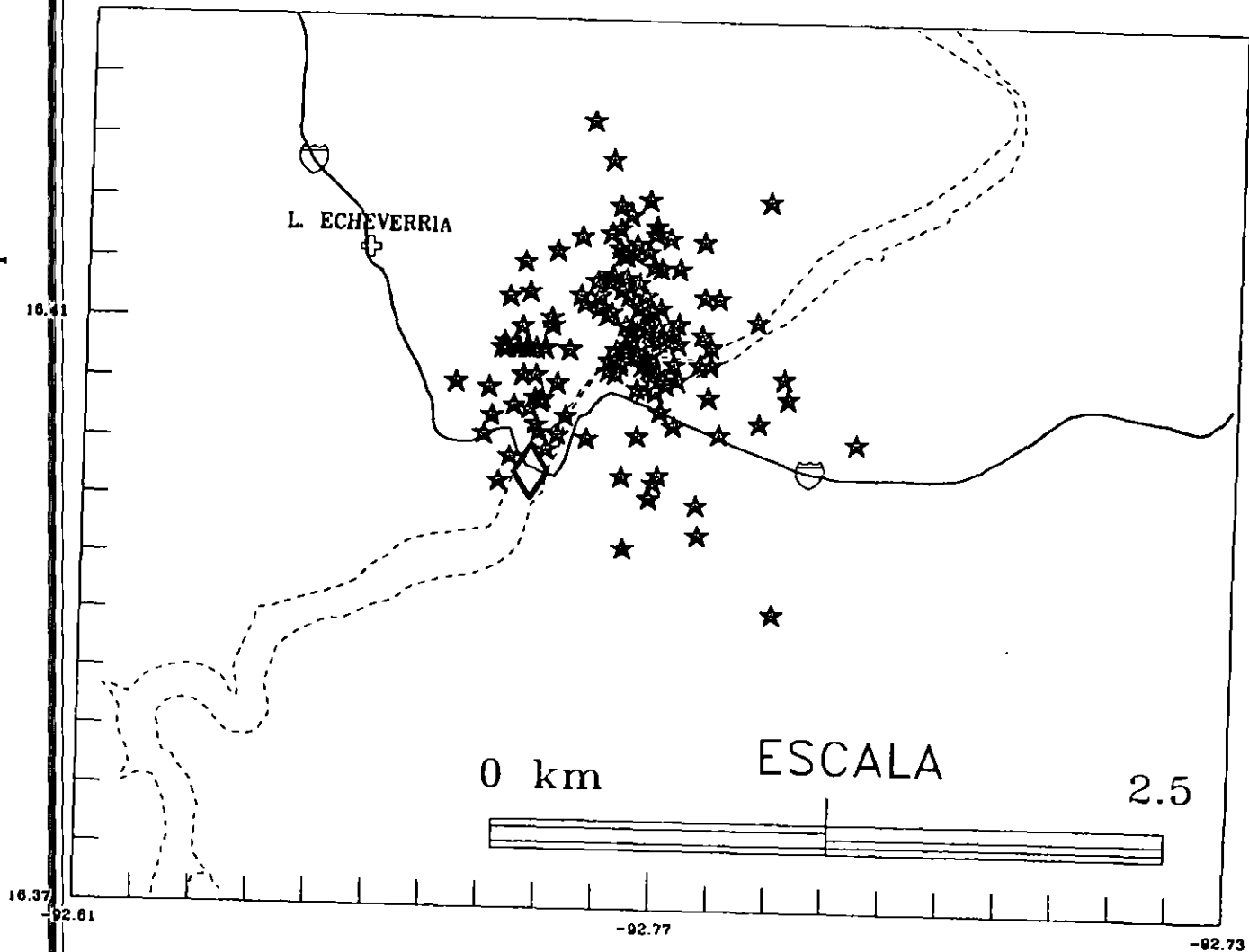


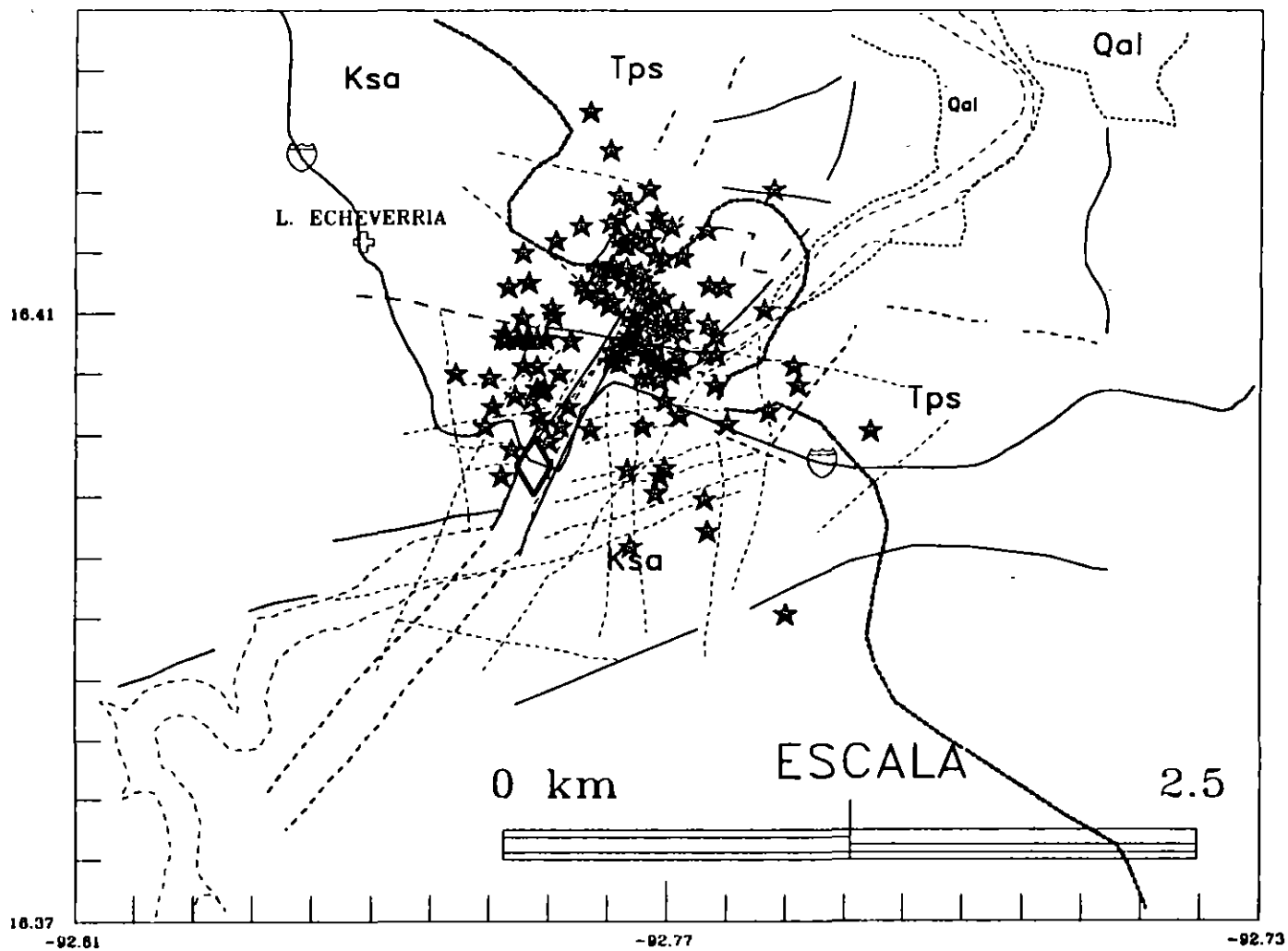
LOCALIZACION DE MANANTIALES



Una serie de derrumbes ocurridos aguas abajo, en la margen izquierda de la central fueron detectados e identificados por los geólogos de la residencia que realizaban estudios en la zona. La descripción de uno de los derrumbes es la siguiente: "... siendo las 11:19 h nos encontrábamos verificando los primeros 50 m de la galería cuando escuchamos un ruido semejante al que provoca una voladura, acompañado de un ligero movimiento del suelo...". Este evento fue identificado como el desprendimiento de bloques de roca inestable de aproximadamente 7 m³ los cuales cayeron de 25 m de altura. En la figura 5 se muestra el caído observado inmediatamente después de haber ocurrido. En el plano anexo se muestra la ubicación de los derrumbes identificados por los geólogos al recorrer la zona.







CONCLUSIONES

- La definición de zonas de debilidad (tanto en planta como en profundidad), el comportamiento cíclico de la actividad sísmica, la presencia de señales de baja frecuencia en los sismos, así como la tendencia de estabilidad que muestra la liberación de energía, son fuertes indicativos para mostrar que el proceso generador de los sismos se debe a la presencia del embalse. En este sentido, se puede decir que el embalse por si mismo no es capaz de generar un sismo importante ($M = 5$ ó $M = 6$), si no es sustentado por un importante estado de esfuerzos en el medio, lo cual no parece manifestarse en las observaciones. Por tanto, se considera poco probable un sismo de magnitud mayor a los observados.
- No se ha observado hasta el momento presencia de actividad sísmica muy próxima a la central además de la reportada. Esto lo confirma la presencia de una estación sismológica prácticamente en la cortina.
- La zona de vertedores es inestable y se ha confirmado que desprendimientos de roca de aproximadamente 7 m^3 pueden provocar pequeños sismos asociados con emisiones acusticas.
- Los análisis químicos revelan la presencia de dos diferentes tipos de agua que se combinan en profundidad y muy probablemente con temperaturas diferentes. Es probable que esto tenga influencia en los procesos de disolución e inestabilidad del medio. No se considera que su efecto tenga repercusiones en un sismo de gran magnitud.
- Es importante conocer hasta que punto el agua ha contribuido con la disolución de las calizas en la zona de debilidad de margen izquierda
- No se recomienda dejar la central sin instrumentación sismológica



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

SUBDIRECCION TECNICA
GERENCIA DE INGENIERIA CIVIL
SUBGERENCIA DE ESTUDIOS GEOLOGICOS

REPORTE DE AVANCE DE LOS ESTUDIOS SOBRE EL FENOMENO SISMICO EN EL P.H. AGUAMILPA

OBSERVACIONES

POR INSTRUCCIONES DE LA SUBDIRECCION TECNICA DE LA C.F.E., PERSONAL DE LA GERENCIA DE INGENIERIA CIVIL LLEVO A CABO UN RECONOCIMIENTO DE CAMPO EN LAS AREAS, DENTRO DEL EMBALSE DEL P.H. AGUAMILPA, DONDE SE HAN REGISTRADO SISMS.

EL COMUN DENOMINADOR DE ESTA ACTIVIDAD ES QUE OCURRE SOBRE ZONAS DE DEBILIDAD PREEXISTENTES, QUE ESTAN SIENDO INUNDADAS Y SATURADAS. POR LA RAPIDEZ DE LA RESPUESTA, SE PRESENTAN EN FALLAS NORMALES DE PEQUEÑA DIMENSION CON RUMBO PARALELO AL EMBALSE.

ESTA FAMILIA DE ESTRUCTURAS SE ENCUENTRA DISTRIBUIDA A TODO LO LARGO DEL EMBALSE Y ES CLARAMENTE OBSERVABLE YA SEA DESDE HELICOPTERO O BIEN POR LANCHAS (FOTOS 1, 2, 3). ES POSIBLE VER MUCHOS CAIDOS CONTROLADOS POR FALLAS O FRACTURAS, SIENDO ALGUNOS DE ELLOS RECIENTES.

COMO PUEDE NOTARSE EN LAS FOTOGRAFIAS, YA SE HAN CAIDO LAS PARTES MAS INESTABLES A LAS QUE HA LLEGADO EL NIVEL DEL EMBALSE, ES DE ESPERARSE QUE EN UN FUTURO SE DESESTABILICEN MAS BLOQUES Y CONTINUEN PRODUCIENDOSE SISMS CON EPICENTROS MAS PROFUNDOS (FOTOS 4, 5).

LA EXPRESION EN SUPERFICIE SEÑALADA SOLO ES UN EJEMPLO DE LO QUE ESTA SUCEDIENDO A PROFUNDIDAD.

LA SISMICIDAD INDUCIDA NO ESTA CONCENTRADA EN UN SOLO BROTE Y ES POSIBLE DISTINGUIR TRES ZONAS SISMOGENETICAS. ES DE ESPERARSE Y NECESARIO REMARCAR QUE ESTO SEGUIRA OCURRIENDO MIENTRAS NO SE ABSORBAN LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS POR EL AGUA.

- 1) LO QUE HASTA AHORA HA SUCEDIDO EN LAS ROCAS DEL ENTORNO DEL EMBALSE, CONSISTE EN EL REACOMODO DE LOS BLOQUES DESCRITOS, DEBIDO AL AUMENTO DE LA COMPONENTE NORMAL DEL TENSOR DE ESFUERZOS.
- 2) EL POTENCIAL SISMICO DE ESTE PROCESO ES EL ESTABLECIDO EN COMENTARIOS ANTERIORES (MENOR A 4.0 DE MAGNITUD), POR NO EXISTIR EN LA ZONA ESTRUCTURAS DE FALLAS CAPACES DE PRODUCIR SISMS MAYORES.
- 3) LA DISTRIBUCION DE LOS EPICENTROS ES DIFUSA, LO QUE IMPLICA EL REACOMODO DE LOS BLOQUES DE UN SISTEMA DE DISCONTINUIDADES Y NO LA REACTIVACION DE UNA ESTRUCTURA REGIONAL.

- 4) LAS GRANDES FALLAS IDENTIFICADAS POR EL GRUPO DE GEOLOGIA SE ENCUENTRAN DESPLAZADAS POR EL SISTEMA DISTENSIVO MENCIONADO, POR LO QUE NO SON ACTIVAS, AUN CUANDO SE REACTIVARAN, SOLO LO HARIAN EN SEGMENTOS QUE NO PODRIAN GENERAR UN GRAN SISMO.
- 5) ES NECESARIO LLEVAR A CABO UN RECONOCIMIENTO GEOLOGICO DE CAMPO PARA RECONOCER LAS ZONAS SISMOGENETICAS Y OBTENER LA MAYOR CANTIDAD DE INFORMACION ESTRUCTURAL POSIBLE.
- 6) LA VELOCIDAD DE LLENADO DEL VASO ESTA DISMINUYENDO RAPIDAMENTE. ESTO IMPLICA QUE LOS CAMBIOS DE ESFUERZOS PODRAN SER ABSORBIDOS POR EL MACISO ROCOSO.

LOS DIAS JUEVES 14 Y VIERNES 15 DE OCTUBRE DEL AÑO EN CURSO, SE PARTICIPO EN REUNIONES CON EL DR. SCHNEIDER EN LAS OFICINAS DE GIEC, SE ANALIZO LA INFORMACION OBTENIDA EN AGUAMILPA. EL CONSENSO DE LA JUNTA FUE QUE LA INFORMACION PRESENTADA ERA CONCLUYENTE PARA RESPALDAR LOS SEIS PUNTOS ANTERIORES.

SIN EMBARGO, EL DR. SCHNEIDER SOLICITO QUE, ADEMAS DE CONTINUAR CON LA ESTRATEGIA SEGUIDA HASTA AHORA, SE CUBRAN LOS SIGUIENTES ASPECTOS:

- 1) APROVECHAR LA PRESENCIA DE LOS GEOLOGOS PARA LEVANTAR EN CAMPO LAS PARTES EN LAS QUE EL SISTEMA NW CORTA LOS RASGOS REGIONALES.
- 2) LA INTRODUCCION DE AGUA FRIA A PROFUNDIDAD EN UNA ZONA VOLCANICA COMO LA DE PICACHOS - EL SAUZ Y LAS FALLAS REGIONALES, AUNADO A LAS MANIFESTACIONES HIDROTERMALES QUE EXISTEN AHI, PUEDE CONSTITUIR POR SI MISMO UN FACTOR DE RIESGO SISMICO.

EL ING. EDMUNDO MORENO, SE COMPROMETIO A ENCARGAR ESTE ULTIMO ESTUDIO AL DR. JESUS ALBERRO DEL I. DE I. DE LA UNAM.

LA FIGURA 1 REPRESENTA LA LOCALIZACION EPICENTRAL DE LOS SISMIOS QUE HAN SIDO REGISTRADOS CON CUATRO O MAS ESTACIONES. LOS SISMIOS 1, 5, 12 Y 31 CORRESPONDEN A CAIDOS QUE FUERON RECONOCIDOS EN EL CAMPO (TABLA 1).

LA ZONA DONDE SE OBSERVA LA NUBE DE EPICENTROS EN MARGEN IZQUIERDA DEL VASO, FOTOS (5, 6, 7, 8 Y 9) ES DONDE MAS COLAPSOS FUERON IDENTIFICADOS. ~~EL PEQUEÑO COLAPSO DE LA FOTO 9 ES EL QUE SE VE A NIVEL DEL AGUA EN LA FOTO 5 (LAS FLECHAS INDICAN SUPERFICIES POTENCIALES DE DESLIZAMIENTO).~~

LA FIGURA 2 MUESTRA LA RELACION ENTRE EL NIVEL DE EMBALSE Y EL NUMERO ACUMULADO DE EVENTOS.

EN LA FIGURA 3 SE INDICAN LOS SISMIOS OCURRIDOS CADA 5 DIAS, HASTA EL 10 DE OCTUBRE

POR CONSIDERARSE REPRESENTATIVA DEL ESFUERZO INDUCIDO POR EL EMBALSE, SE INCLUYE LA FIGURA 4 EN DONDE SE MUESTRA LA RELACION ENTRE EL VOLUMEN DE AGUA ALMACENADO Y LOS SISMOS REGISTRADOS EN PERIODOS DE 5 DIAS.

EL COLAPSO DE LA FOTO 4, SOBRE EL RIO HUAYNAMOTA, ES EL MAS GRANDE SE PUEDA OBSERVAR, OCURRIO APROXIMADAMENTE A 5 KILOMETROS AGUAS ARRIBA DE DONDE ESTE SE UNE CON EL SANTIAGO.

COMO EJEMPLO DE LOS RASGOS TECTONICOS EN LA ZONA, LAS FOTOGRAFIAS 10, 11 Y 12 MUESTRAN DISCONTINUIDADES DEL MACIZO ROCOSO EN EL ARROYO LOS BRASILES.

TABLA No. 1

=====

EPICENTROS LOCALIZADOS EN EL EMBALSE DE AGUAMILPA

FECHA	LAT. N	LONG. W	PROF. KM.	MAGNITUD	No.
930919	21.8353	-104.778	1.07	2.38	1
930919	21.8215	-104.764	0.53	1.81	2
930919	21.8303	-104.759	0.08	0.75	3
930920	21.8273	-104.747	0.06	0.76	4
930920	21.8502	-104.737	0.06	1.38	5
930920	21.8105	-104.749	0.07	1.86	6
930921	21.8267	-104.748	0.05	1.27	7
930921	21.8192	-104.759	0.15	0.41	8
930921	21.8255	-104.753	0.05	1.27	9
930921	21.8362	-104.758	0.02	0.81	10
930921	21.8422	-104.764	0.05	0.64	11
930921	21.8355	-104.764	0.03	0.73	12
930921	21.8407	-104.756	0.03	1.08	13
930922	21.8302	-104.752	0.02	1.74	14
930922	21.8262	-104.744	0.04	1.97	15
930922	21.8318	-104.74	0.09	1.3	16
930922	21.8325	-104.761	0.01	2.04	17
930922	21.8267	-104.758	0.06	1.73	18
930922	21.8307	-104.739	0.02	1.16	19
930922	21.832	-104.755	0.02	1.01	20
930922	21.8263	-104.759	0.09	0.73	21
930927	21.8273	-104.758	0.04	2.18	22
930927	21.8177	-104.741	0.05	1.71	23
930929	21.8295	-104.76	0.02	2.15	24
930930	21.8273	-104.76	0.06	1.66	25
930930	21.8217	-104.76	0.05	1.66	26
931001	21.8342	-104.751	0.02	1.85	27
931001	21.877	-104.747	0.54	1.56	28
931001	21.8372	-104.742	6.21	2.03	29
931001	21.8245	-104.747	0.04	2.28	30
931002	21.8783	-104.739	6.81	2.14	31
931002	21.8182	-104.739	6.83	2.79	32
931002	21.8313	-104.753	6.83	2.44	33
931002	21.8197	-104.749	0.03	1.73	34
931003	21.8237	-104.737	6.89	1.89	35
931003	21.8212	-104.74	4.97	1.98	36
931003	21.8193	-104.731	6.85	2.06	37

NOTA: LA PROFUNDIDAD ES PRELIMINAR

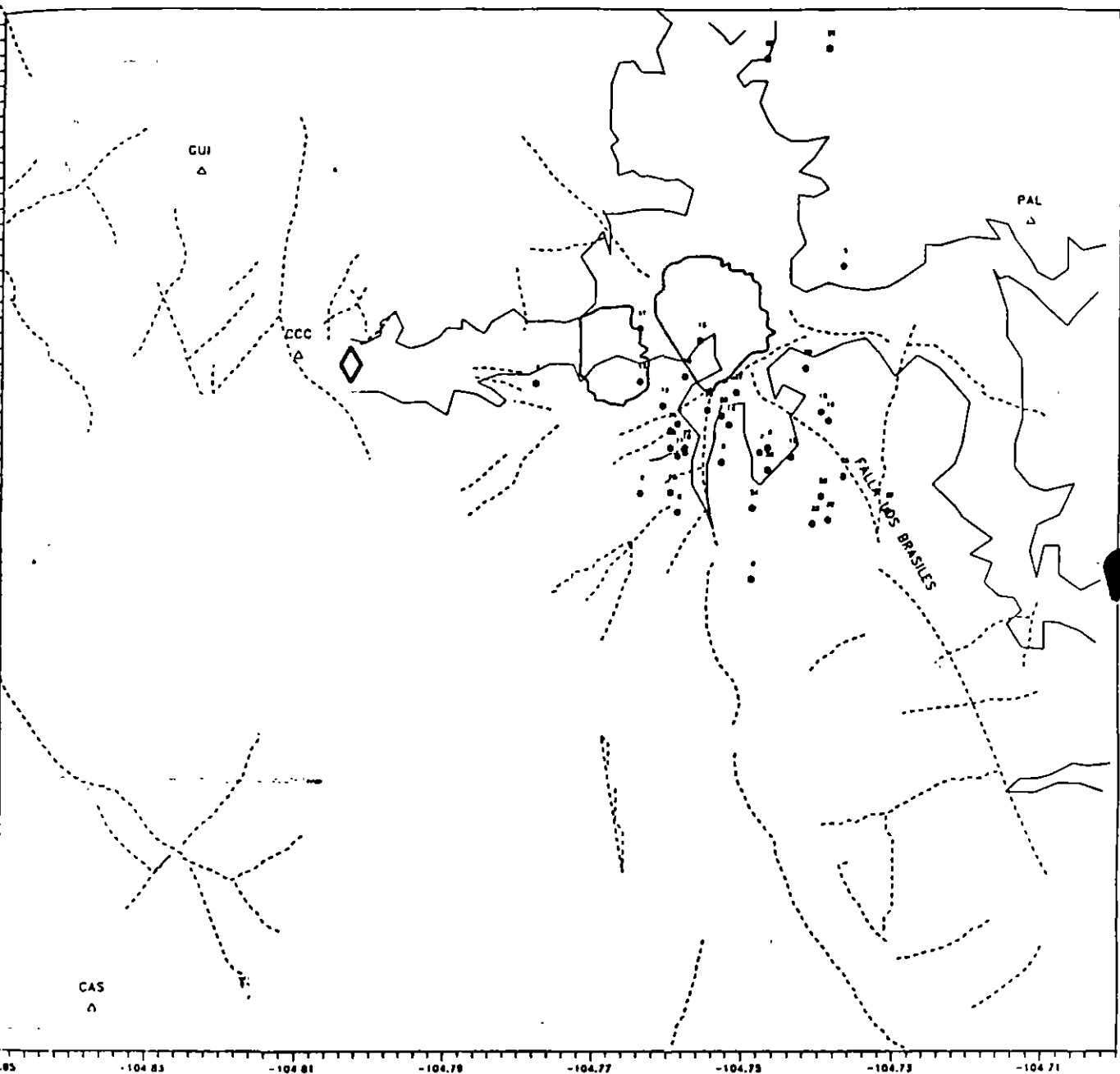


FIGURA 1.- ACTIVIDAD SISMICA REGISTRADA EN EL EMBALSE DE AGUAMILPA

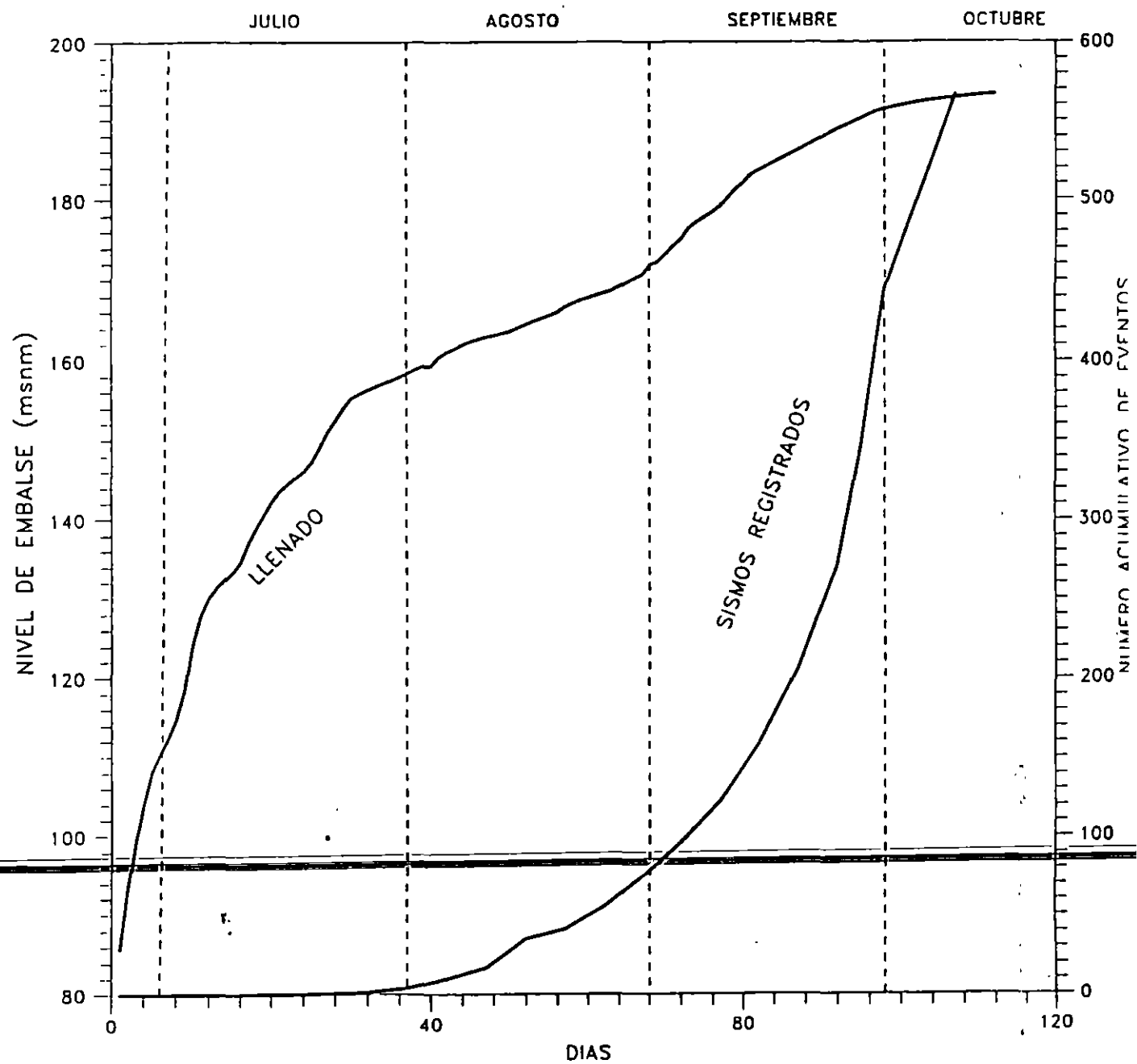


FIGURA 2- HISTORIA DE LA ELEVACION DE LA PROFUNDIDAD DEL AGUA EN EL EMBALSE DE AGUAMILPA Y DEL NUMERO ACUMULADO DE SISMOS REGISTRADOS

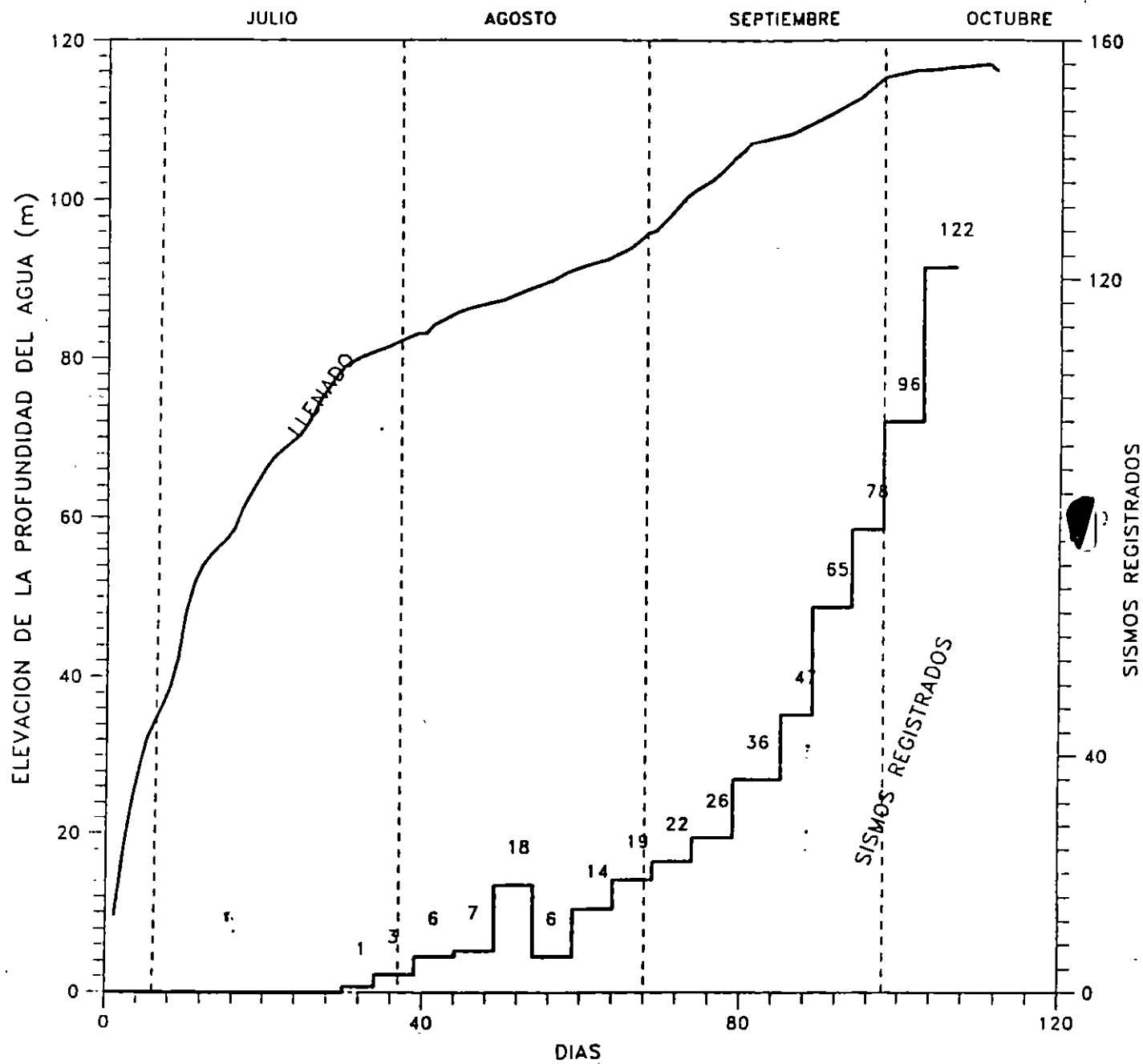


FIGURA 3- HISTORIA DEL LLENADO DEL EMBALSE DE AGUAMILPA Y DE LOS SISMOS REGISTRADOS EN PERIODOS DE 5 DIAS

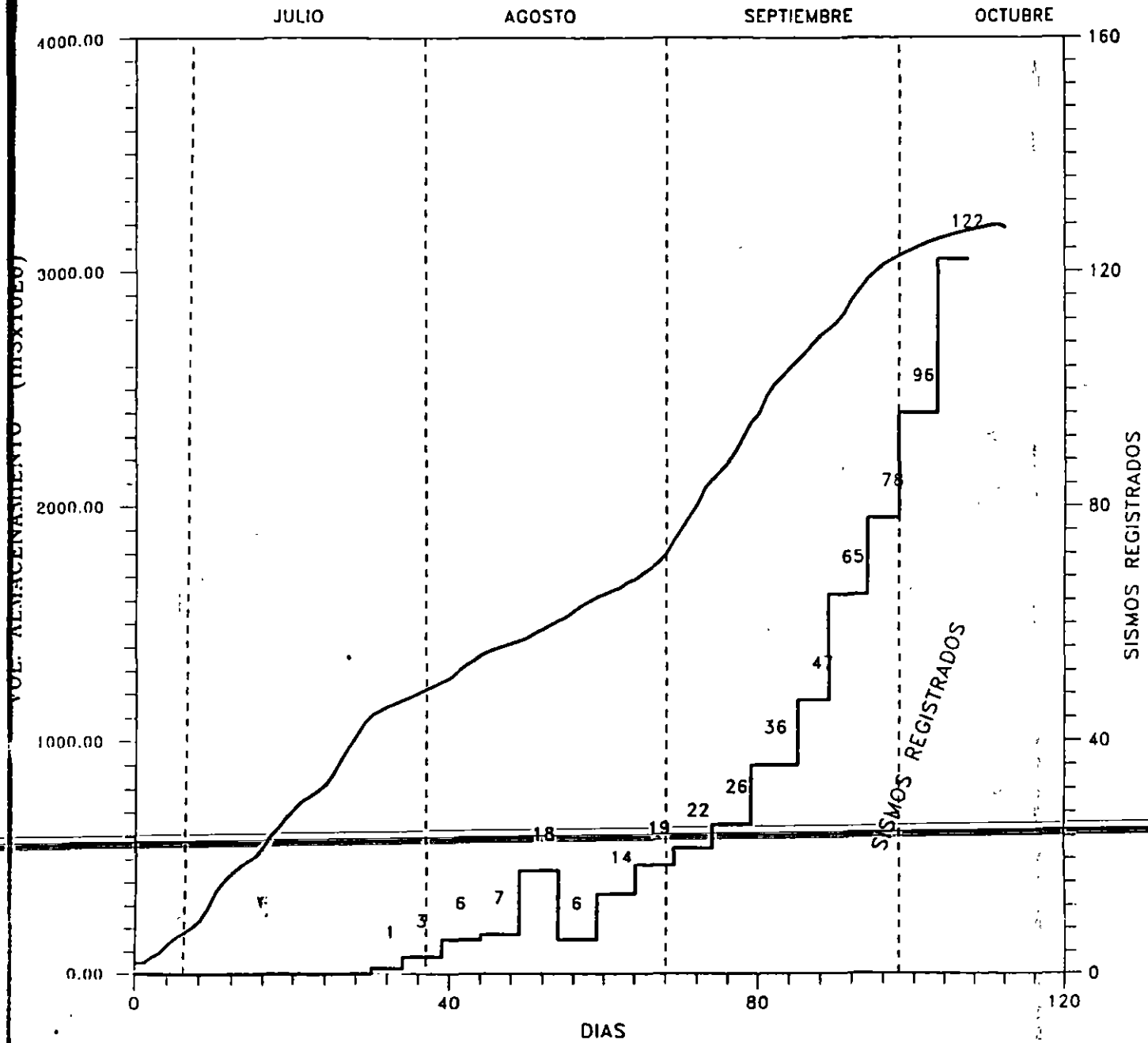


FIGURA 4.- VOLUMEN ALMACENADO Y SISMOS REGISTRADOS EN PERIODOS DE 5 DIAS



FOTOS 1, 2 Y 3. CAIDOS CON HORIENTACION NW-70 (TOMADOS DESDE EL HELICOPTERO)

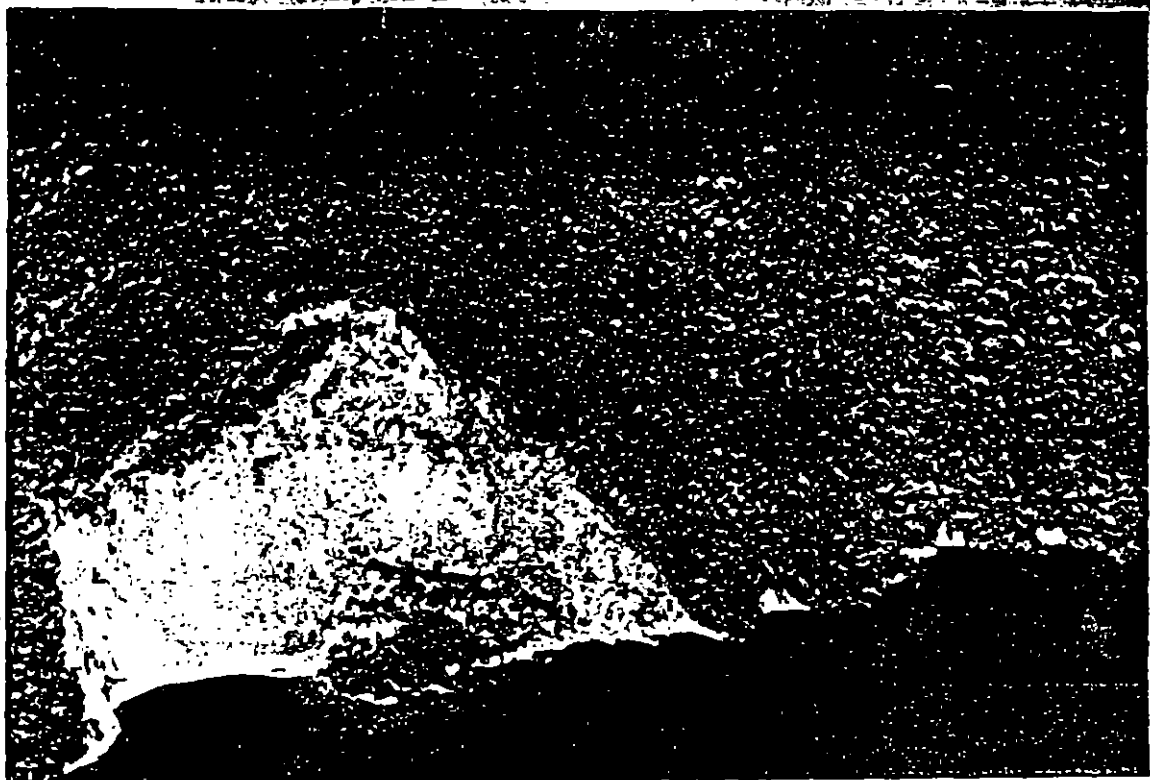


FOTO 4. DESLIZAMIENTO OCURRIDO SOBRE EL RIO HUAYNAMOTA
5 km AGUAS ARRIBA DE SU INTERSECCION CON EL RIO SANTIAGO

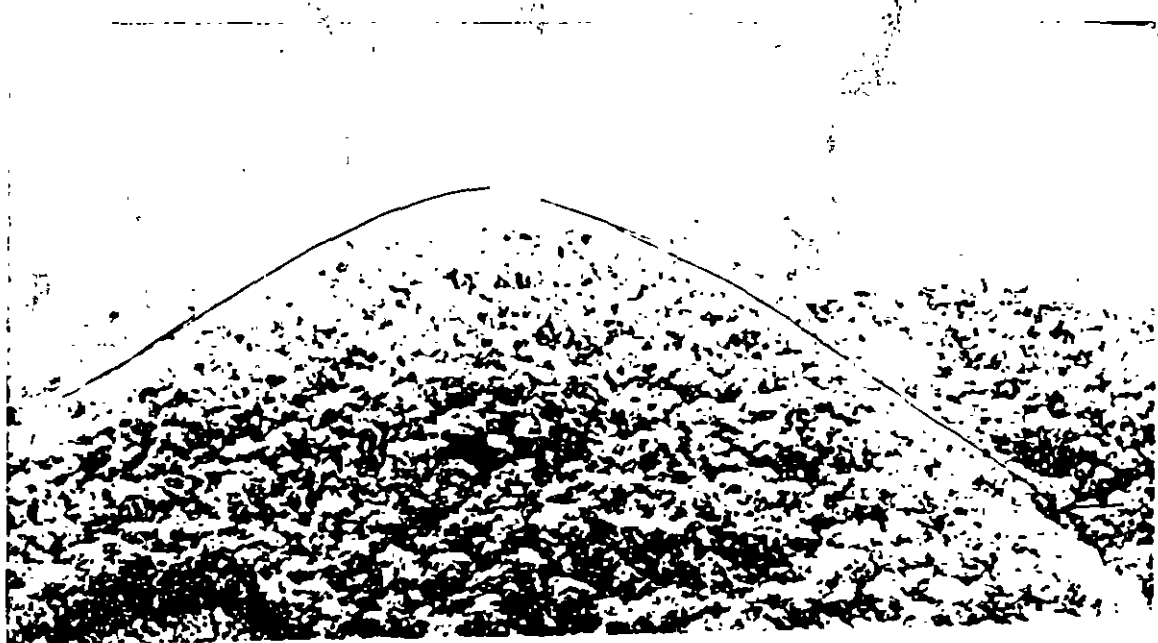


FOTO 5. DESLIZAMIENTO EN LA ZONA DE OCURRENCIA DE ACTIVIDAD SISMICA
OBSERVENSE LOS ALINEAMIENTOS DE PROBABLE INESTABILIDAD



FOTO 8. ALINEAMIENTOS MARCANDO SUPERFICIES POTENCIALES DE DESLIZAMIENTO

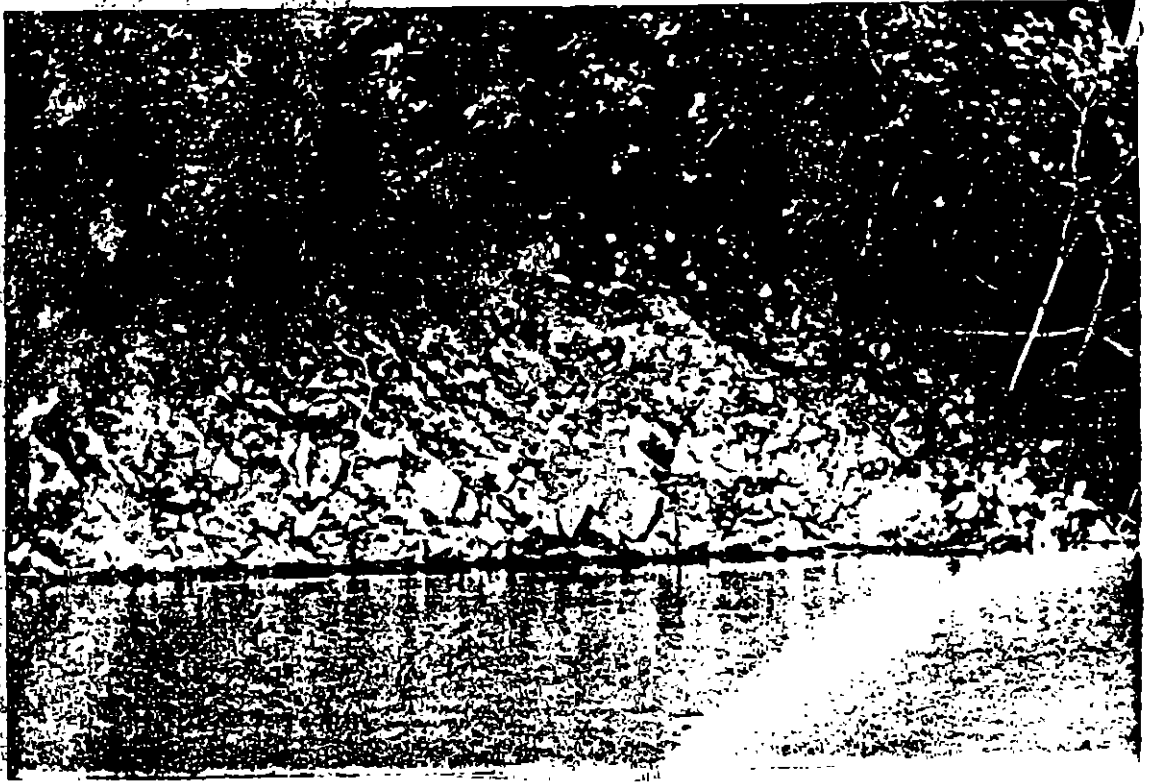


FOTO 9. ACERCAMIENTO DEL COLAPSO MOSTRADO EN LA FOTO 5 Y QUE COINCIDE CON LA LOCALIZACION EPICENTRAL DEL SISMO #12