

PROYECTO DE EMBALSE DE AGUAS

PARA RIEGO, EN LA PROPIEDAD DE DON BELARMINO MARIN,
DENOMINADA "PATACÓN", EN LA PROVINCIA DE CURICÓ

(Conclusion)

Para este caso, tendremos como datos,

$$Q = 107,349$$

$$\text{e } I = 0,0061 \text{ i como incógnitos } H \text{ i } u.$$

Como la seccion trasversal es definible jeométricamente, ψ i Ω son funciones de H , por consiguiente en la ecuacion

$$(8) \quad \frac{\Omega \sqrt{RI}}{Q} = a \left(1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}} \right) \text{ conocemos a } \Omega, R \text{ i } \sqrt{R} \text{ en funcion de}$$

H , se puede escribir $I = f(H)$ i como conocemos a I , se puede calcular H .

Con la seccion ya fijada, fig. 10, tenemos

$$\Omega = \frac{\lambda + \lambda + 2H}{2} H = (\lambda + H)H$$

$$\psi = \lambda + \frac{2H}{\cos. 45^\circ} = \lambda + 2,828 H$$

$$R = \frac{(\lambda + H)H}{\lambda + 2,828H}$$

introduciendo estos valores

$$\frac{(\lambda + H)H \sqrt{\frac{(\lambda + H)H}{\lambda + 2,828H}} \times \sqrt{I}}{Q} = a \left(1 + \frac{\gamma}{\sqrt{(\lambda + H)H}} \right)$$

i haciendo

$$\sqrt{\frac{(\lambda + H)H}{\lambda + 2,828H}} = A$$

i poniendo en el primer miembro todos los términos en H , tendremos

$$(1) \quad (\lambda + H) H \times A \times \sqrt{I} - \frac{Q \gamma a}{A} = Q a$$

Basta reemplazar los valores correspondientes i buscar gráficamente el valor de H , por medio de ejes coordenados, que satisfaga la ecuacion anterior.

Hemos encontrado por este procedimiento que el valor mas próximo de H es

$$H = 2\text{m.}42$$

lo que da para el primer miembro

$$\Omega = \frac{5\text{m.} + 5\text{m.} + 2 \times 2\text{m.}42}{2} \times 2\text{m.}42 = 17\text{m.}9564$$

$$\psi = 5\text{m.} + 1.414 \times 2\text{m.}42 \times 2 = 11\text{m.}8437$$

$$R = \frac{\Omega}{\psi} = \frac{17.9564}{11.8437} = 1.51$$

$$A = \sqrt{\frac{(5+2.42) 2.42}{5+2.828 \times 2.42}} = \sqrt{\frac{17.956}{11.843}}$$

$$A = \sqrt{1.516} = 1.23$$

reemplazando en (1), el primer miembro dá

$$1.7227 - \frac{0.5658}{1.23} = 1.26$$

$$1.7227 - 0.46 = 1.26$$

el segundo miembro es igual a 1.23, como se vé, el valor de $H = 2\text{m.}42$ se aproxima mucho.

De manera que el alto que le daremos a las murallas del canal será de 2m.50.

Calculemos la velocidad que tomarán las aguas con este gasto

$$u = \frac{Q}{\Omega} = \frac{107\text{m.}^3 349}{17\text{m.}^3 956} = 5\text{m.}97$$

Aunque es una velocidad mui grande para la mampostería de bolones, no se modificará el canal. En el caso que ocurriera una lluvia escepcional como la del año 1891 que nos ocupa, será por cortos instantes que las aguas tomarán esa velocidad en el canal i éste no sufrirá nada.

Como el vertedero tiene un ancho de 14m.32 i el canal de evacuacion 5 metros en la base i 9.86 en el coronamiento, la union de ámbos se hará gradualmente estrechada.

Ademas, con el objeto de someter al cálculo el escurrimiento en el desagüe, debemos independizar el vertedero de cuesta gruesa del canal. Con ese fin se le dará a la cresta del vertedero un ancho de 1m., que se estima como suficiente para establecer el paralelismo de las capas de agua, i hácia abajo habrá una caída de forma curva que enlaza con la pendiente uniforme del canal sin jarrete.

La parte superior de los muros tendrá una union parecida. La fig. 11 indica estas disposiciones.

El vertedero i el canal se harán de mampostería con mezcla hidráulica, enriquecida con cemento, en vista de la velocidad que toma el agua en creces escepcionales.

Con el objeto de evitar la corrosión del terreno en las vecindades del vertedero se terminarán las paredes verticales i horizontal, con muros de vuelta de 2 metros.

Pretil del tranque.—La altura extraordinaria de aguas que hemos considerado en el vertedero, nos dará la altura mínima que debe tener el pretil. Como esta altura fué de 2m.84 sobre el umbral del vertedero que tiene la cota 92, en el coronamiento del pretil, tendremos la cota

$$92m. + 2m.84 + 0m.20^{\text{revancha}} = 95m.04$$

La altura máxima del tranque tiene cota 93m.40, de modo que el pretil tiene como altura

$$95m.04 - 93m.40 = 1m.64$$

Para facilitar el escurrimiento de las aguas, el coronamiento del tranque tendrá pendiente para ámbos lados.

El pretil tendrá un espesor de 0m.50 e irá colocado a 1m. de la arista aguas arriba.

La union del pretil con el emplantillado será curva del lado de las aguas i recta del otro lado.

La cota máxima del pretil, 95m.04 nos fija tambien la altura exacta de la torre de toma de aguas, i, aunque se aumenta en 1m.64 su altura, no es motivo para cambiar sus dimensiones, por cuanto, como vimos, su estabilidad estaba asegurada con exceso.

Puente de servicio.—Un puente de 1m.20 de ancho i 22m. de largo, servirá para efectuar las maniobras de la torre i no tendrá que resistir grandes pesos, sino suponerlo cubierto de personas. De esa manera se ha calculado mas adelante.

Detalles.—Cada uno de los orificios de toma tendrá una compuerta de fierro fundido, de forma cuadrada i de 0m.40 por lado, la cual deslizará en un marco tambien de fierro fundido i con dos ranuras laterales dentro de las cuales se moverá la compuerta. Arriba i abajo abrá un tope que limitará el movimiento de la compuerta (fig. a).

Supongamos que una de las compuertas se descomponga i tenga que funcionar la de mas abajo, veamos qué esfuerzo se necesita hacer para moverla.

La presión total sobre la compuerta es igual a su superficie multiplicada por la altura de aguas desde el centro de gravedad de ella i por la densidad del líquido.

$$P = 0m.4 \times 0m.40 \times 8m.18 \times 1000^{\delta} = 1309 \text{ kilos.}$$

El coeficiente de rozamiento de fierro fundido con fierro fundido es de 0,16, por consiguiente, el esfuerzo F de tracción o compresión para moverla es de

$$F = 1309k. \times 0.16 = 209 k.$$

Para calcular la barra que ha de mover estas compuertas, podemos aplicar la fórmula de Euler para las piezas cargadas de punta, que es

$$P = \frac{\pi^2 E I}{n l^2}$$

en que

$$\begin{aligned} l &= L = 2\text{m} \\ E &= 18000 \text{ (flexion)} \\ n &= 5 \text{ (para fierro o acero)} \\ I &= \text{momento de inercia} = \frac{\pi d^4}{64} \end{aligned}$$

Tomaremos la seccion circular llena i adoptaremos el fierro dulce. Colocaremos guideras cada 2 metros, razon por la cual consideraremos la pieza como articulada entre las guideras. Para este caso, despejando a I

$$I = \frac{P n l^3}{\pi^2 E} = \frac{209 \text{ k.} \times 5 \times 2000^3}{10 \times 18000} = \frac{418000}{18} = 23222$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64}$$

de donde

$$D = \sqrt[4]{\frac{23222 \times 64}{3,14}} = \sqrt[4]{495402}$$

$$D = 26. \text{ m/m } 53$$

Por estar sumergida la barra en el agua, tomaremos 2 m/m para la oxidacion, de modo que $D = 30 \text{ m/m}$.

Sabemos que el radio medio

$$r = \frac{D}{4} = 6,3,$$

luego

$$\frac{r}{l} = \frac{2000}{6.3} = 317.$$

Esto justifica la aplicacion de la fórmula de Euler, por cuanto es la que se indica para valores de $\frac{r}{l} > 100$.

El extremo superior de la barra será fileteado i será movida por una rueda que en su masa está tambien fileteada, rueda que no tiene movimiento vertical sino horizontal. Véase el croquis de la figura 12.

MANERA DE CONDUCIR LAS AGUAS A LOS TERRENOS POR IRRIGAR

Canal de riego.—La pendiente adoptada jeneralmente en los canales de tierra como el de que nos ocupa, es de 1 por mil. Como conocemos el gasto $Q = 0, \text{ m}^3 \text{ 135}$, buscaremos la seccion del canal, tomando en cuenta el minimum de desmonte, ya que se labrará en las faldas suaves de los terrenos por irrigar, de esa manera elejiremos una seccion de mejor escurrimiento. Siendo estas secciones definibles jeométricamente, nos será fácil buscar sus dimensiones.

Datos $Q = 0, \text{ m}^3 \text{ 135}$; $I = 0, \text{ m. 001}$; incógnitas H i u .

El caso es idéntico al resuelto en el canal de evacuación, solo se modifica un coeficiente i en lugar de paredes a 45° , tomamos como sección del canal un medio exágono.

$$\Omega = \frac{\lambda + \lambda + 2c}{2} H \text{ (fig. 13)}$$

$$2c = 2 H \text{ taj. } 30^\circ = 1,154 H.$$

$$\Omega = \frac{\lambda + \lambda + 1,154 H}{2} = (\lambda + 0,577 H) H. \quad \text{taj. } 30^\circ = 0,577 \alpha = 0,0115; \gamma = 1,30$$

(para evitar corrosión en las tierras ordinarias).

En estas secciones de mejor escurrimiento, se tiene

$$\frac{H}{2} = R$$

(radio medio); reemplazando en la fórmula de Bazin que es

$$\frac{\Omega \sqrt{\frac{H}{2}} I}{Q} = a \left(1 + \frac{\gamma}{\sqrt{\frac{H}{2}}} \right)$$

$$\Omega \sqrt{\frac{H}{2}} \sqrt{I - \frac{Q \cdot a \gamma}{\sqrt{\frac{H}{2}}}} = Q a$$

Reemplazando i colocando en el primer miembro los valores en H ,

$$(\lambda + 0,577 H) H \sqrt{\frac{H}{2}} \times 0,0316 - \frac{0,002018}{\sqrt{\frac{H}{2}}} = 0,00155$$

$$\lambda = \frac{H}{0,866}$$

El valor de H que reemplazado en el primer miembro dé un resultado igual al segundo, será el buscado.

Después de algunos tanteos i construyendo una curva, hemos encontrado que para $H = 0,47$ m. $\lambda = 0,542$, el primer miembro da 0,001446 que se aproxima bastante al segundo miembro. El trazado de la curva nos indica que el valor exacto será $H = 0,478$ m. De manera, pues, que las dimensiones exactas i suficientes del canal de riego son las indicadas en el croquis, pero se hará un poco mayor.

Calculemos la velocidad que tomarán las aguas

$$u = \frac{Q}{\Omega} = \frac{0 \text{ m.}^3 135}{0,3666} = 0,3666$$

$u = 0,368$ m. Velocidad aceptable en terreno virgen. Hemos considerado solo un tipo de sección para el canal porque todo va en desmonte i en terreno muy firme.

En el plano se ven un trozo de canal que arroja las aguas a la quebrada i dos compuertas.

Esto tiene por objeto establecer las comunicaciones en caso de riego o de limpia del embalse.

Cálculo del puente de servicio.—Este puente servirá a los operarios que maniobren las compuertas. No resistirá grandes pesos i su sollicitacion mas desfavorable será cuando esté cubierto de jente.

Adaptaremos una sobrecarga uniformemente repartida de 150 k. p. m.². Como el puente tendrá 1 m. 20 de ancho i 22 m. de largo

$$p = 1 \text{ m. } 20 \times 150 \text{ k.} = 180 \text{ k. por m. c.}$$

Adoptaremos una viga armada con tirantes de fierro

$$p \text{ } l = 180 \text{ k.} \times 22 \text{ m.} = 3960 \text{ kilos}$$

Usaremos el método de Cremona o polígono de las fuerzas para calcular la viga. Concentraremos la fuerza en el medio, se tendrá la sollicitacion de la fig.

Construyendo el polígono de las fuerzas, tomando la escala de 1 c/m por tonelada. Los trozos *b c* i *e* serán de madera i los tirantes *a* i *d* de fierro. (fig. 14)

Tirantes.—Estan solicitados por un esfuerzo de

$$\frac{10 \text{ t. } 120}{2} = F$$

El fierro trabajará a la estension con

$$\frac{R}{S} = 7,5$$

luego,

$$\frac{\pi d^2}{4} \times \frac{R}{S} = \frac{10 \text{ t. } 120}{2}$$

de donde reemplazando i despejando

$$d = \sqrt[2]{\frac{5.060 \times 4}{3.14 \times 7.5}} = \sqrt[2]{\frac{20240}{24}} = \sqrt[2]{843}$$

$$d = 29 \text{ m/m.}$$

Tomaremos una barra de $d = 30 \text{ m/m}$ para los tirantes *a* i *d* (fig. 14).

Vigas.—Hemos tomado $p \text{ } l$ total, siendo 2 las vigas, cada una de ellas será sollicitada por $\frac{p \text{ } l}{2}$ luego, su sollicitacion por compresion será $\frac{9 \text{ t. } 900}{2} = 4 \text{ t. } 95 = P$.

Aplicando la fórmula de Euler

$$P = \frac{\pi^2 E I}{n l}$$

Consideraremos las piezas *b* i *c* como articuladas en sus extremos, por lo tanto el largo $l = L = 11 \text{ m.}$

Se tiene

$$n=10 \text{ (para madera)}$$

$$E=100000$$

$$I = \frac{1}{12} b h^3$$

Despejando a I

$$I = \frac{P \cdot n \cdot l^2}{\pi^2 E}$$

i poniendo sus valores i como unidades el kilo i el centímetro

$$I = \frac{4950 \text{ k.} \times 10 \times 1100^2}{3.14^2 \times 100000} = \frac{49500 \times 1210000}{986000} = 60745$$

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = 60745 \text{ Dando a } b = 20 \text{ c/u}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{60745 \times 12}{20}} = \sqrt[3]{36447} = 33 \text{ c/m}$$

$$h = 33 \text{ c/m}$$

Pendolon.—Está sometido a la compresion con una carga de

$$\frac{3960}{2} = 1980 \text{ k} = P.$$

Aplicando la fórmula de Euler

$$P = \frac{\pi^2 E I}{n l^2}$$

Considerando la parte superior empotrada por tener una sopanda i la parte inferior articulada, se tiene

$$l = 0,80 \text{ L (Tetmayer)}$$

$$L = 2 \text{ m. luego,}$$

$$l = 160 \text{ c/m}$$

$$E = 100000$$

$$n = 10$$

Reemplazando los valores i despejando a I

$$I = \frac{P \cdot n \cdot l^2}{\pi^2 E} = \frac{1980 \times 10 \times 160^2}{3,14^2 \times 100000} = \frac{19800 \times 25600}{1000000}$$

$$I = 5068$$

Como será cuadrado

$$I = \frac{1}{12} b^4$$

luego

$$b = \sqrt[4]{506,8 \times 12} = \sqrt[4]{6082}$$

$$b = 8 \text{ c/m } 83$$

Tomaremos

$$b = 9 \text{ c/m.}$$

Para evitar los movimientos trasversales de los pendolones, se unirán con un trazo de madera horizontal (fig. 15) i se le colocará una cruz de San Andres en el plano vertical.

El puente se apoyará sobre la torre directamente, i un marco servirá para establecer el piso en la torre. Esta llevará en su interior i en un ángulo pisaderas de fierro para bajar al fondo de ella en caso necesario.

WENCESLAO SIERRA M.,
Ingeniero civil.

Santiago, Setiembre de 1901.

DATOS COMPLEMENTARIOS DEL PROYECTO ANTERIOR

Cantidad de agua caída por año desde 1861

1861	365	m/m		
1862	424	»		
1863	86.5	»		
1864	549.8	»		
1865	258	»	En este año hubo 12 temblores.	
SUMA	1679.3			
Promedio	335.8			
1866	165.4	m/m	Junio	49.9
1867	238.0	»	Julio	94.2
1868	598.5	»	Abril	249.8
1869	158.0	»	Mayo	44.0
1870	204.3	»	Junio	112.0
1871	300.6	»	Julio	68.8
1872	157.9	»	Agosto	44.7
1873	294.4	»	Agosto	93.2
1874	263.6	»	Junio	91.2
1875	238.9	»	Mayo	108.6
SUMA	2619.6	»		348
Promedio	262.0	»		46
				14 temblores
				19 »
				18 »
				32 »
				17 »
				23 »
				13 »
				29 »
				35 »
				19 »
				219
				22

1876	202.7	m/m	Agosto	42.4	26	temblores
1877	649.7	»	Julio	264.2	23	»
1878	401.1	»	Abril	111.1	22	»
1879	165.5	»	Junio	74.2	31	»
1880	652.7	»	Julio	268.9	16	»
1881	441.0	»	Julio	91.0	7	»
1882	303.5	»	Agosto	55.3	11	»
1883	365.0	»	Mayo	119.6	14	»
1884	387.1	»	Agosto	116.5	20	»
1885	397.5	»	Mayo	155.4	17	»
SUMA	3965.8	»			187	
Promedio	396.6	»			19	

DATOS DEL SEÑOR DOMEYKO

1849	317	m/m	1856	550
1850	553	»	1857	229
1851	—		1858	622
1852	—		1859	524
1853	210	m/m	1860	513
1854	464	»		
1855	547	»	SUMA	2438.0
			Promedio	487.6
SUMA	2091.0			
Promedio	418.2			

Santiago, 7 de Marzo de 1901.

PRECIPITACIONES MÁXIMAS DE LLUVIA EN SANTIAGO DESDE 1873 (NO HAI DETALLES ANTERIORES A 1873)

				m/m	por hora.
1875 Diciembre	10	en 14	horas	60.2	4.30
1877 Julio	17	» 12	»	93.4	7.70
1880 »	12-14	» 44	»	112.4	2.55
1881 »	28	» 15	»	57.4	3.82
1882 »	30-31	» 34	»	81.4	2.39
1885 Mayo	16-18	» 39½	»	122.0	3.05
1887 Agosto	20-22	» 46	»	101.8	2.21
1888 Julio	2-4	» 42.5	»	100.9	2.40
1891 Octubre	15	» 20	minutos	18.1	54.30

1895 Agosto	6 7	» 19 horas	63.3	3.22	
1896 Julio	25-26	» 15 »	54.1	3.61	
1897 Mayo	25-27	» 33 »	101.6	3.06	
1898 Julio	8	» 6 »	21.2	3.53	
1899 Junio	8-9	» 26 $\frac{7}{10}$ »	95.1	3.60	
1899 Agosto	12-16	» 113 »	180.7	1.60	Total
	14 (4 A. M. a 0 P. M.)	» 8 »	31.6	3.95	} partes
	16 (6 $\frac{1}{2}$ P. M. 10 $\frac{1}{2}$ P. M.)	» 4 »	19.0	4.75	
	30-31	» 13 $\frac{1}{2}$ »	43.1	3.19	
1900 Mayo	12-13	» 7 »	36.1	5.16	por hora
» Junio	7	» 2 $\frac{1}{2}$ »	16.5	6.60	
» »	8	» 170 segundos	4.10	86.30	(a 2 $\frac{1}{2}$ P. M.)
» »	8	» 10 minutos	3.00	18.00	(2.40)
» Julio	25	» 9 horas	46.20	5.13	} 71.45 en
» »	25	» 7 $\frac{1}{4}$ »	25.25	3.50	
					16 $\frac{1}{4}$ horas (inundnes.)

(Firmado).—A. KRAHNASS

MESES MAS LLUVIOSOS DESDE 1866

Años	Mayo	Junio	Julio	Agosto
1868	—	—	—	269.8
1877	—	—	264.2	—
1880	—	234.6	268.9	—
1887	—	—	—	278.5
1888	—	—	—	213.3
1891	—	—	225.4	—
1897	211.9	—	—	—
1898	—	243.0	—	—
1899	—	235.5	—	312.6
1900	—	277.4	352.8	—

RECAPITULACION POR DECENIOS

			m/m
1849—1860	(10 años)	promedio	452.9
1861—1870	»	»	304.3
1871—1880	»	»	332.7
1881—1890	»	»	372.9
1891—1900	»	»	424.4
Promedio de 50 años			377.4

(Firmado).—A. KRAHNASS.