

CUARTO CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

DESAGUE TOTAL EN LA PURISIMA, GTO

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
NOVIEMBRE DE 1981

- CALCULOS HIDRAULICOS -

a). - Características hidráulicas del Canal de Conducción y del Canal de Desagüe.

Las secciones nomales de éstas canales pueden verse en en el Plano General

Los datos enviados por la Residencia de Proyectos en Impuato, Gto. para estos canales son los siguientes:

$$b = 2.800 \text{ m}$$

$$d = 2.800 \text{ m}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0006$$

Talud 1.5:1

$$\text{Bordo libre} = 0.30 \text{ m}$$

$$A = (b + md) d = (2.80 + 1.5 \times 2.80) 2.80 = 19.600 \text{ m}^2$$

$$p = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 2.80 + 2 \times 2.80 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 12.896 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{19600}{12.896} = 1.520 \text{ m}$$

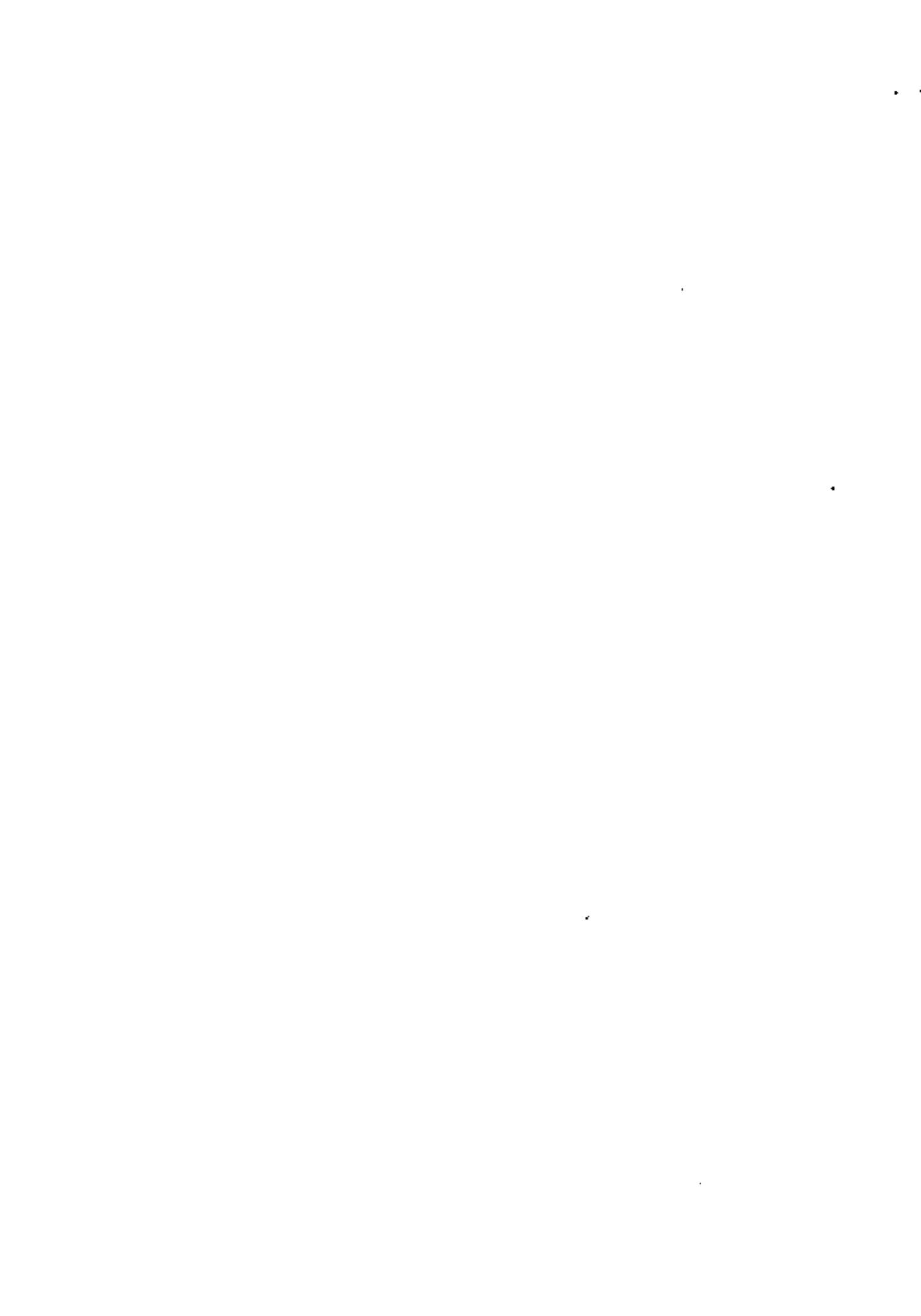
$$r^{2/3} = 1.520^{2/3} = 1.322$$

$$V = \frac{r^{2/3} \sqrt{S}}{n} = \frac{1.322 \sqrt{0.0006}}{0.016} = 2.024 \text{ m/seg.}$$

$$Q = AV = 19.600 \times 2.024 = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

b). - Características hidráulicas del Canal de Conducción cuando solo trae 6.369 m³/seg.,

es decir, cuando únicamente lleva el agua requerido para el Canal de riego.



En este caso desconocemos el tirante (d) y por lo tanto haremos los tanteos pertinentes para encontrarlo.

De las ecuaciones de Manning y de Continuidad podemos igualar los valores de la velocidad y despejamos los valores no conocidos, de acuerdo a lo siguiente:

$$V = \frac{r^{2/3} \sqrt{S}}{n} \dots \textcircled{1} \quad V = \frac{Q}{A} \dots \textcircled{2}$$

$$\text{Entonces: } \frac{r^{2/3} \sqrt{S}}{n} = \frac{Q}{A}$$

$$\text{Y por lo tanto: } Ar^{2/3} = \frac{Q n}{\sqrt{S}} = \frac{6.3693 \times 0.16}{\sqrt{0.0006}}$$

$$Ar^{2/3} = 4.1604$$

$$\text{Suponiendo: } d = 1.1313 \text{ m}$$

$$A = (2.80 + 1.5 \times 1.1313) 1.1313 = 5.0873 \text{ m}^2$$

$$p = 2.80 + 2 \times 1.1313 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 6.8789 \text{ m}$$

$$r = \frac{5.0873}{6.8789} = 0.7396 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.8178$$

$$Ar^{2/3} = 5.873 \times 0.8178 = 4.1604 \text{ m}^3/\text{seg.} = 4.1604 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad \therefore \text{ bien}$$

De acuerdo con ésta última igualdad podemos decir que el tirante supuesto fué el correcto y por lo tanto también lo son los datos calculados.

$$\text{Por última: } V = \frac{Q}{A} = \frac{6.3698}{5.0873} = 1.252 \text{ m/seg.}$$

e). - Características hidráulicas del Canal de Riego.

$$b = 1.400 \text{ m}$$

$$d = 1.200 \text{ m}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0012$$

Talud 1.5:1

$$\text{Bordo Libre} = 0.30 \text{ m}$$

$$A = (1.400 + 1.5 \times 1.20) 1.20 = 3.840 \text{ m}^2$$

$$p = 1.40 + 2 \times 1.20 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 5.727 \text{ m}$$

$$r = \frac{3.840}{5.727} = 0.671 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.766$$

$$V = \frac{0.766 \times \sqrt{0.0012}}{0.016} = 1.659 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 3.840 \times 1.659 = 6.369 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h_v = \frac{1.659^2}{2 \times 9.81} = 0.140 \text{ m}$$

CALCULO DE LAS ABERTURAS QUE DEBE TENER LA COMPUERTA DE LA ESTRUCTURA QUE CONDUCIRA EL AGUA HACIA EL CANAL DE RIEGO. -

En ésta estructura se tiene la compuerta radial de $B = 250 \text{ cm}$, $A = 300 \text{ cm}$ y $H = 300 \text{ cm}$.

De acuerdo con la cuarta alternativa, citada anteriormente, en el sentido de que se pueden presentar tirantes variables debidos a distintas descargas, vamos entonces a -- calcular las aberturas que debe tener la compuerta para desalojar los $6.369 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que

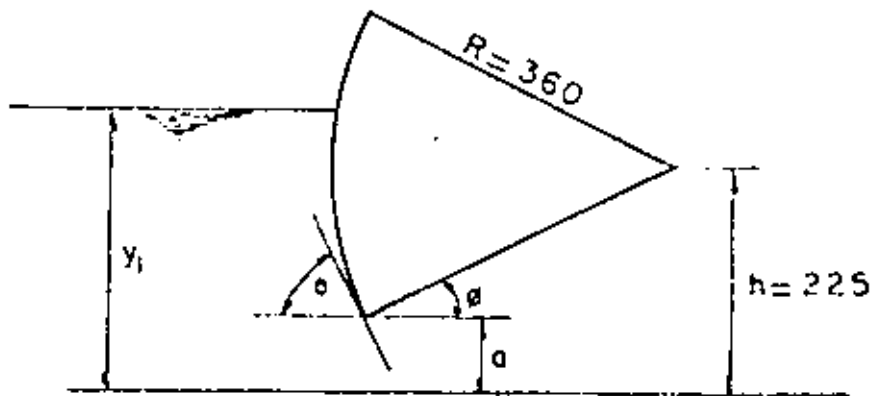
necesito el canal de riego.

Este cálculo es a base de tanteos, según las ecuaciones que para ello se proponen en el libro "Hidráulica" de Sotelo para el caso de compuertas radiales donde conocemos su radio y su altura al pasar de la compuerta.

Las ecuaciones mencionadas están en función del gasto unitario, es decir, --

$$q = \frac{6.369}{2.50}$$

$$q = 2.5476 \text{ m}^3/\text{seg.}$$



De acuerdo con la figura anterior se tiene:

$$a = \frac{q}{C_d \sqrt{2g y_1}} \dots \textcircled{1}$$

Donde $C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}}$

Y por su parte:

$$C_c = 1 - 0.008333 \theta + 0.0000445 (\theta)^2$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \theta - 0.0475) \frac{a}{Y_1}$$

1.- Para $Y_1 = 2.80 \text{ m}$ y $a = 0.577 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen } \frac{2.25 - 0.577}{3.60} = 27.6922^\circ$$

$$\therefore \theta = 62.3078^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 62.3078 + 0.0000445 \times 62.3078^2$$

$$C_c = 0.654$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 62.3078 - 0.0475) \frac{0.577}{2.80}$$

$$C_v = 0.971$$

$$C_d = \frac{0.654 \times 0.971}{\sqrt{1 + \frac{0.654 \times 0.577}{2.80}}} = 0.596$$

$$\therefore q = 0.596 \times 0.577 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.80} = 2.5477 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

2.- Para $Y_1 = 2.70 \text{ m}$ y $a = 0.590 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen } \frac{2.25 - 0.590}{3.60} = 27.4588^\circ$$

$$\theta = 62.5412^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 62.5412 + 0.0000445 \times 62.5412^2$$

$$C_c = 0.653$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 62.5412 - 0.0475) \frac{0.590}{2.70}$$

$$C_v = 0.972$$

$$C_d = \frac{0.653 \times 0.972}{\sqrt{1 + \frac{0.653 \times 0.590}{2.70}}} = 0.594$$

$$\therefore q = 0.594 \times 0.590 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.70} = 2.5508 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$3. - \text{ Para } Y_1 = 2.60 \text{ m } \quad y \quad a = 0.604 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. tan. } \frac{2.25 - 0.604}{3.60} = 27.2080^\circ$$

$$\theta = 62.7920^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 62.7920 + 0.0000445 \times 62.7920^2$$

$$C_c = 0.652$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 62.7920 - 0.0475) \frac{0.604}{2.60}$$

$$C_v = 0.973$$

$$C_d = \frac{0.652 \times 0.973}{\sqrt{1 + \frac{0.652 \times 0.604}{2.60}}} = 0.591$$

$$q = 0.591 \times 0.604 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.60} = 2.5499 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$4. - \text{ Para } Y_1 = 2.50 \text{ y } \quad a = 0.618$$

$$\beta = \text{ang. sen } \frac{2.25 - 0.618}{3.60} = 26.9577^\circ$$

$$\theta = 63.0423^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 63.0423 + 0.0000445 \times 63.0423^2$$

$$C_c = 0.652$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.0423 - 0.0475) \frac{0.618}{2.50}$$

$$C_v = 0.973$$

$$C_d = \frac{0.652 \times 0.973}{\sqrt{1 + \frac{0.652 \times 0.618}{2.50}}} = 0.589$$

$$q = 0.589 \times 0.618 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.50} = 2.5475 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

5. - Para $Y_1 = 2.40 \text{ m}$ y $a = 0.634 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.634}{3.60} = 26.6724^\circ$$

$$\theta = 63.3276^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 63.3276 + 0.0000445 \times 63.3276^2$$

$$C_c = 0.651$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.3276 - 0.0475) \frac{0.634}{2.40}$$

$$C_v = 0.974$$

$$C_d = \frac{0.651 \times 0.974}{\sqrt{1 + \frac{0.652 \times 0.634}{2.40}}} = 0.586$$

$$\therefore q = 0.586 \times 0.634 \times \sqrt{2.981 \times 2.40} = 2.5486 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

6. - Para $Y_1 = 2.30 \text{ m}$ y $a = 0.651 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.651}{3.60} = 26.3700^\circ$$

$$\theta = 63.6300^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 63.63 + 0.0000445 \times 63.63^2$$

$$C_c = 0.650$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.63 - 0.0475) \cdot \frac{0.651}{2.30}$$

$$C_v = 0.976$$

$$C_d = \frac{0.650 \times 0.976}{\sqrt{1 + \frac{0.650 \times 0.651}{2.30}}} = 0.583$$

$$\therefore q = 0.583 \times 651 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.30} = 2.5486 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$7 - \text{Para } Y_1 = 2.20 \text{ m } \quad y \quad a = 0.669 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.669}{3.60} = 26.0507^\circ$$

$$\theta = 63.9493^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 63.9493 + 0.0000445 \times 63.9493^2$$

$$C_c = 0.649$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 63.9493 - 0.0475) \cdot \frac{0.669}{2.20}$$

$$C_v = 0.977$$

$$C_d = \frac{0.649 \times 0.977}{\sqrt{1 + \frac{0.649 \times 0.669}{2.20}}} = 0.580$$

$$\therefore q = 0.580 \times 0.669 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.20} = 2.5472 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$8. - \text{Para } Y_1 = 2.10 \text{ m } \quad y \quad a = 0.689 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.689}{3.60} = 25.6969^\circ$$

$$\theta = 64.3031^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 64.3031 + 0.0000445 \times 64.3031^2$$

$$C_c = 0.648$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 64.3031 - 0.0475) \frac{0.689}{2.10}$$

$$C_v = 0.978$$

$$C_d = \frac{0.648 \times 0.978}{\sqrt{1 + \frac{0.648 \times 0.689}{2.10}}} = 0.576$$

$$\therefore q = 0.576 \times 0.689 \times \sqrt{19.62 \times 2.10} = 2.5471 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

9. - Para $Y_1 = 2.00 \text{ m}$ y $\sigma = 0.711 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.711}{3.60} = 25.3090^\circ$$

$$\theta = 64.6910^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 64.6910 + 0.0000445 \times 64.6910^2$$

$$C_c = 0.647$$

$$C_v = 0.96 + (0.001615 \times 64.6910 - 0.0475) \frac{0.711}{2.00}$$

$$C_v = 0.980$$

$$C_d = \frac{0.647 \times 0.980}{\sqrt{1 + \frac{0.647 \times 0.711}{2.00}}} = 0.572$$

$$\therefore q = 0.572 \times 0.711 \times \sqrt{19.62 \times 2.00} = 2.5476 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

10. - Para $Y_1 = 1.90$ y $\sigma = 0.735$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.735}{3.60} = 24.8872^\circ$$

$$\theta = 65.1128^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 65.1128 + 0.0000445 \times 65.1128^2$$

$$C_c = 0.646$$

$$C_v = 0.96 + (0.001615 \times 65.1128 - 0.0475) \frac{0.735}{1.90}$$

$$C_v = 0.982$$

$$C_d = \frac{0.646 \times 0.982}{\sqrt{1 + \frac{0.646 \times 0.735}{1.90}}} = 0.568$$

$$\therefore q = 0.568 \times 0.735 \times \sqrt{19.62 \times 1.90} = 2.5475 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

11. - Para $Y_f = 1.80 \text{ m}$ y $a = 0.761 \text{ m}$

$$\beta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.761}{3.60} = 24.4319^\circ$$

$$\theta = 65.5681^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 65.5681 + 0.0000445 \times 65.5681^2$$

$$C_c = 0.645$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 65.5681 - 0.0475) \frac{0.761}{1.80}$$

$$C_v = 0.985$$

$$C_d = \frac{0.645 \times 0.985}{\sqrt{1 + \frac{0.645 \times 0.761}{1.80}}} = 0.563$$

$$\therefore q = 0.563 \times 0.761 \times \sqrt{19.62 \times 1.80} = 2.5453 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$12.- \text{ Para } Y_1 = 1.70 \text{ m } \quad \text{y} \quad a = 0.791 \text{ m}$$

$$\theta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.791}{3.60} = 23.9085^\circ$$

$$\theta = 66.0915^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 66.915 + 0.0000445 \times 66.0915^2$$

$$C_c = 0.644$$

$$C_v = 0.96 + (0.001615 \times 66.0915 - 0.0475) \frac{0.791}{1.70}$$

$$C_v = 0.988$$

$$C_d = \frac{0.644 \times 0.988}{\sqrt{1 + \frac{0.644 \times 0.791}{1.70}}} = 0.558$$

$$\therefore q = 0.558 \times 0.791 \times \sqrt{19.62 \times 1.70} = 2.5491 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$13.- \text{ Para } Y_1 = 1.60 \text{ m } \quad \text{y} \quad a = 0.824 \text{ m}$$

$$\theta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 0.824}{3.60} = 23.3353^\circ$$

$$\theta = 66.6647^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 66.6647 + 0.0000445 \times 66.6647^2$$

$$C_c = 0.642$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 66.6647 - 0.0475) \frac{0.824}{1.60}$$

$$C_v = 0.991$$

$$C_d = \frac{0.642 \times 0.991}{\sqrt{1 + \frac{0.642 \times 0.824}{1.60}}} = 0.552$$

$$\therefore q = 0.552 \times 0.824 \times \sqrt{19.62 \times 1.60} = 2.5472 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$14. - \text{Para } Y_1 = 1.50 \text{ m } \quad y \quad a = 0.862 \text{ m}$$

$$\theta = \text{ang. sen } \frac{2.25 - 0.862}{3.60} = 22.6782^\circ$$

$$\theta = 67.3218^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 67.312 + 0.0000445 \times 67.3218^2$$

$$C_c = 0.641$$

$$C_v = 0.960 + (0.001615 \times 67.3218 - 0.0475) \frac{0.862}{1.50}$$

$$C_v = 0.995$$

$$C_d = \frac{0.641 \times 0.995}{\sqrt{1 + \frac{0.641 \times 0.862}{1.50}}} = 0.545$$

$$\therefore q = 0.545 \times 0.862 \times \sqrt{19.62 \times 1.50} = 2.5472 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$15. - \text{Para } Y_1 = 1.40 \text{ m } \quad y \quad a = 0.904 \text{ m}$$

$$\theta = \text{ang. tan. } \frac{2.25 - 0.904}{3.60} = 21.9557^\circ$$

$$\theta = 68.0443^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.008333 \times 68.0443 + 0.0000445 \times 68.0443^2$$

$$C_c = 0.641$$

$$C_v = 0.960 (0.001615 \times 68.0443 - 0.0475) \frac{0.904}{1.40}$$

$$C_v = 1.000$$

$$C_d = \frac{0.641 \times 1.000}{\sqrt{1 + \frac{0.641 \times 0.904}{1.40}}} = 0.538$$

$$= 0.538 \times 0.904 \times \sqrt{19.62 \times 1.40} = 2.5480 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Y_1 = 1.30 \text{ m} \quad y_a = 0.961 \text{ m}$$

$$\text{Ang. sen. } \frac{2.25 - 0.961}{3.60} = 20.9808^\circ$$

$$= 0.192^\circ$$

$$= 0.00333 \times 69.0192 + 0.000445 \times 69.0192^2$$

$$= 0.637$$

$$= 0.000$$

$$= \frac{0.637 \times 1.00}{\sqrt{1 + \frac{0.637 \times 0.961}{1.30}}} = 0.525$$

$$= 0.525 \times 0.961 \times \sqrt{19.62 \times 1.30} = 2.5186 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Y_1 = 1.20 \text{ m} \quad y_a = 1.029 \text{ m}$$

$$\text{Ang. sen. } \frac{2.25 - 1.029}{3.60} = 20.8346^\circ$$

$$= 0.1654^\circ$$

$$= 0.00333 \times 70.1654 + 0.000445 \times 70.1654^2$$

$$= 0.604$$

$$= 0.000$$

$$= \frac{0.604 \times 1.00}{\sqrt{1 + \frac{0.604 \times 1.029}{1.20}}} = 0.511$$

$$= 0.511 \times 1.029 \times \sqrt{19.62 \times 1.20} = 2.5431 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

18.- Para $Y_1 = 1.131283 \text{ m}$ y $a = 1.083 \text{ m}$

$$\theta = \text{ang. sen. } \frac{2.25 - 1.029}{3.60} = 18.9112^\circ$$

$$\theta = 71.0888^\circ$$

$$C_c = 1 - 0.00833 \times 71.0888 + 0.0000445 \times 71.0888^2$$

$$C_c = 0.633$$

$$C_v = 1.000$$

$$C_d = \frac{0.633 \times 1.00}{\sqrt{1 + \frac{0.633 \times 1.083}{1.131283}}} = 0.499$$

$$\therefore q = 0.499 \times 1.083 \times \sqrt{19.62 \times 1.131286} = 2.5473 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

TABULACION Y GRAFICA ALTURA-ABERTURA .-

Estos conceptos se muestran en las hojas siguientes.

ABERTURA DE LA COMPUERTA RADIAL DE

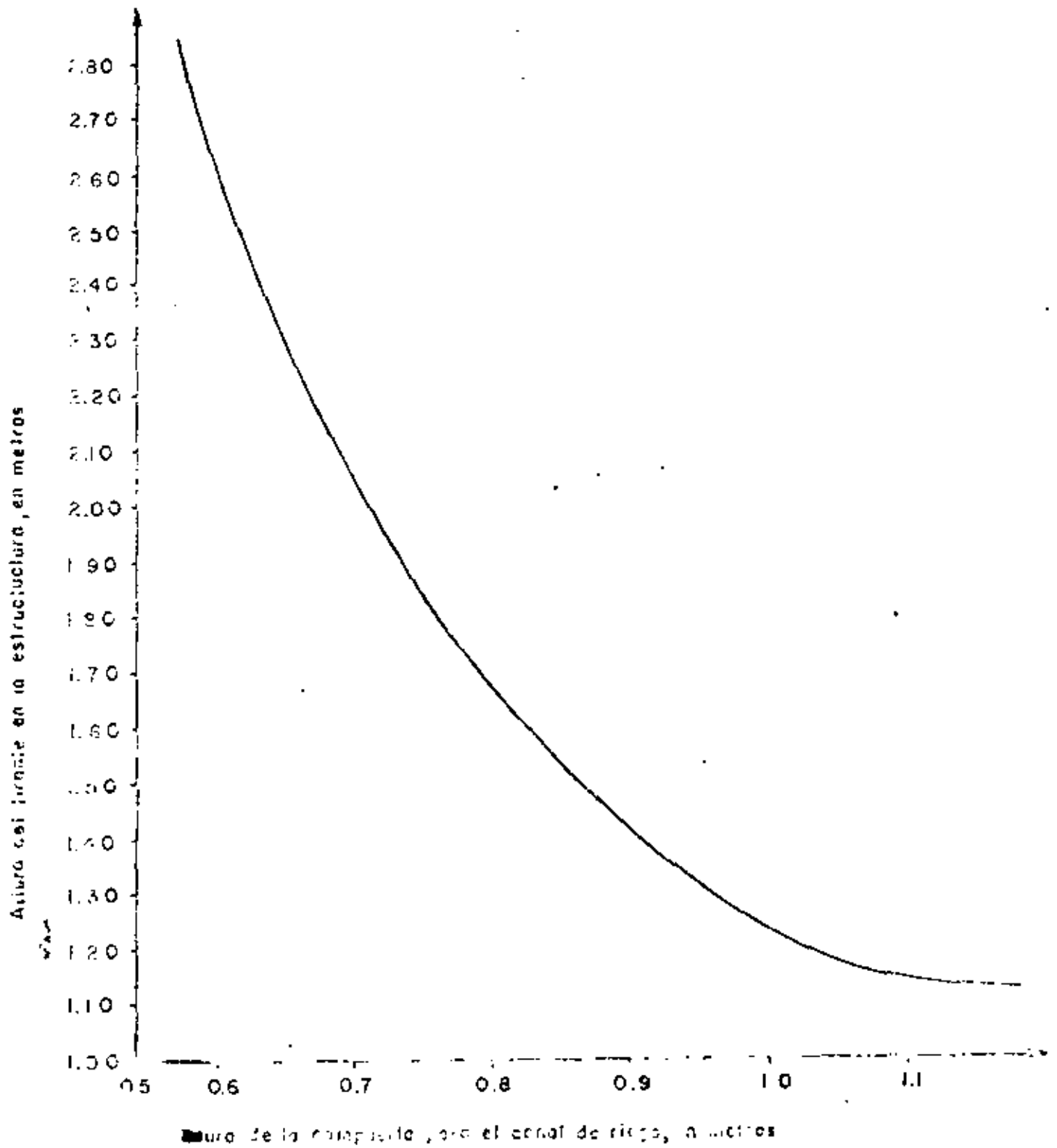
B = 250, A = 300 y H = 300, PARA

PROPORCIONAR UN GASTO UNITARIO

$$q = 2.5476 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Y (m)	α (m)	C _c	C _v	C _d	β (grados)	TIPO DE DESCARGA
2.80	0.577	0.654	0.971	0.596	62.308°	Libre*
2.70	0.590	0.653	0.972	0.594	62.541°	Libre*
2.60	0.604	0.652	0.973	0.591	62.792°	Libre*
2.50	0.618	0.652	0.973	0.589	63.042°	Libre*
2.40	0.634	0.651	0.974	0.586	63.328°	Libre*
2.30	0.651	0.650	0.976	0.583	63.630°	Libre*
2.20	0.669	0.649	0.977	0.580	63.949°	Libre*
2.10	0.689	0.648	0.978	0.576	64.303°	Libre*
2.00	0.711	0.647	0.980	0.572	64.691°	Libre*
1.90	0.735	0.646	0.982	0.568	65.113°	Libre*
1.80	0.761	0.645	0.985	0.563	65.568°	Libre*
1.70	0.791	0.644	0.988	0.558	66.092°	Libre*
1.60	0.824	0.642	0.991	0.552	66.665°	Libre
1.50	0.862	0.641	0.995	0.545	67.322°	Libre
1.40	0.904	0.639	1.000	0.538	68.044°	Libre
1.30	0.961	0.637	1.000	0.525	69.019°	Libre
1.20	1.029	0.634	1.000	0.511	70.165°	Libre
1.121	1.083	0.633	1.000	0.499	71.089°	Libre

(*) Se forma resalto



CARACTERISTICAS DEL CANAL DE DESCARGA

I.- CALCULO GEOMETRICO DE LA CURVA.

$$\text{DATOS: PI} = 0 + 018.291$$

$$\text{PC} = 0 + 000.000$$

$$\Delta = 50^\circ 40'$$

$$G = 30^\circ$$

a) RADIO DE LA CURVA

$$R = \frac{10}{\text{Sen } G/2} = \frac{10}{\text{Sen } 15^\circ} = \frac{10}{0.258819}$$

$$R = 38.637 \text{ m.}$$

b) SUBTANGENTE DE LA CURVA

$$ST = R \text{ Tan } \Delta/2 = 38.637 \times \text{tan } 25^\circ 20'$$

$$ST = 38.637 \times 0.473410$$

$$ST = 18.291 \text{ m.}$$

c) LONGITUD DE LA CURVA

$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 50.667^\circ}{30^\circ} = 33.778 \text{ m.}$$

$$LC = 33.778 \text{ m.}$$

d) PRINCIPIO DE TANGENTE

$$PT = PC + LC = 0 + 000.00 + 33.778$$

$$PT = 0 + 033.778$$

e) RESUMEN

$$PI = 0 + 018.291$$

$$\Delta = 50^{\circ}40'$$

$$G = 30^{\circ}$$

$$ST = 18.291 \text{ m.}$$

$$LC = 33.778 \text{ m.}$$

$$PC = 0 + 000$$

$$PT = 0 + 033.778$$

$$R = 38.637 \text{ m.}$$

2.- CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RAPIDA.

DATOS:

$$Q = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 2.800 \text{ m.}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0427$$

Talud 1.5:1

DE LAS ECUACIONES: $v = r^{2/3} s^{1/2}$ (Manning)

$$v = \frac{Q}{A} \quad (\text{Continuidad})$$

$$\text{Tenemos que } Ar^{2/3} = \frac{Qn}{s^{1/2}} = \frac{39.666 \times 0.016}{\sqrt{0.0427}}$$

$$Ar^{2/3} = 3.0713 \dots \textcircled{1}$$

Suponiendo $d = 0.9628$ m.

Entonces:

$$A = (2.80 + 1.5 \times 0.9628) \times 0.9628$$

$$A = 4.0863 \text{ m}^2$$

$$p = 2.80 + 2 \times 0.9628 \times \sqrt{1 + 1.5^2}$$

$$p = 6.2714 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{4.0863}{6.2714} = 0.6516 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.6516^{2/3} = 0.7516$$

$$Ar^{2/3} = 4.0863 \times 0.7516 = 3.0712$$

Observamos que este valor obtenido es idénticamente igual al valor de la ecuación 1, por lo tanto concluimos que el tirante supuesto fué correcto.

$$v = \frac{0.7516 \times \sqrt{0.0427}}{0.016} = 9.7067 \text{ m/seg.}$$

RESUMEN.-

$$Q = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.016$$

$$A = 4.086 \text{ m}^2$$

$$S = 0.0427$$

$$\begin{aligned}
 b &= 2.800 \text{ m} && \text{Talud } 1.5:1 \\
 d &= 0.963 \text{ m} && \text{b.l.} = 2.137 \text{ m.} \\
 V &= 9.707 \text{ m/seg.} \\
 p &= 6.271 \text{ m.} && \text{b.L.} = 2.137 \text{ m} \\
 r &= 0.652 \text{ m.} \\
 r^{2/3} &= 0.752
 \end{aligned}$$

III.- CALCULOS HIDRAULICOS DEL CANAL DE DESCARGA

DATOS:

$$b = 2.80 \text{ , ,}$$

$$d = 2.80 \text{ m.}$$

$$n = 0.016$$

$$s = 0.0006$$

Talud 1.5:1

Bordo Libre = 0.30 m.

$$A = (2.80 + 1.50 \times 2.80) 2.80$$

$$A = 19.600 \text{ m}^2$$

$$p = 2.80 + 2 \times 2.80 \times \sqrt{1 + 1.5^2}$$

$$p = 12.896 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{19.600}{12.896} = 1.520 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.520^{2/3} = 1.322$$

$$V = \frac{1.322 \sqrt{0.0006}}{0.016} = 2.024 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 19.60 \times 2.024 = 39.666 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CALCULOS ESTRUCTURALES

Todos los miembros estructurales (a excepción de las losas de l puente) se diseñarán con el criterio elástico, de acuerdo con las normas del A.C.I.

Utilizaremos concreto con esfuerzo de ruptura a la compresión de $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

El acero de refuerzo será redondo, corrugado y deberá satisfacer las Normas D. G. N. B-6-1963 y las Especificaciones

A. S. T. M. A-305-56T y A-15-62T y cuyo esfuerzo permisible de trabajo será $f_s = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

Por lo tanto las constantes de cálculo para el concreto reforzado, serán:

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.30$$

$$J = 0.90$$

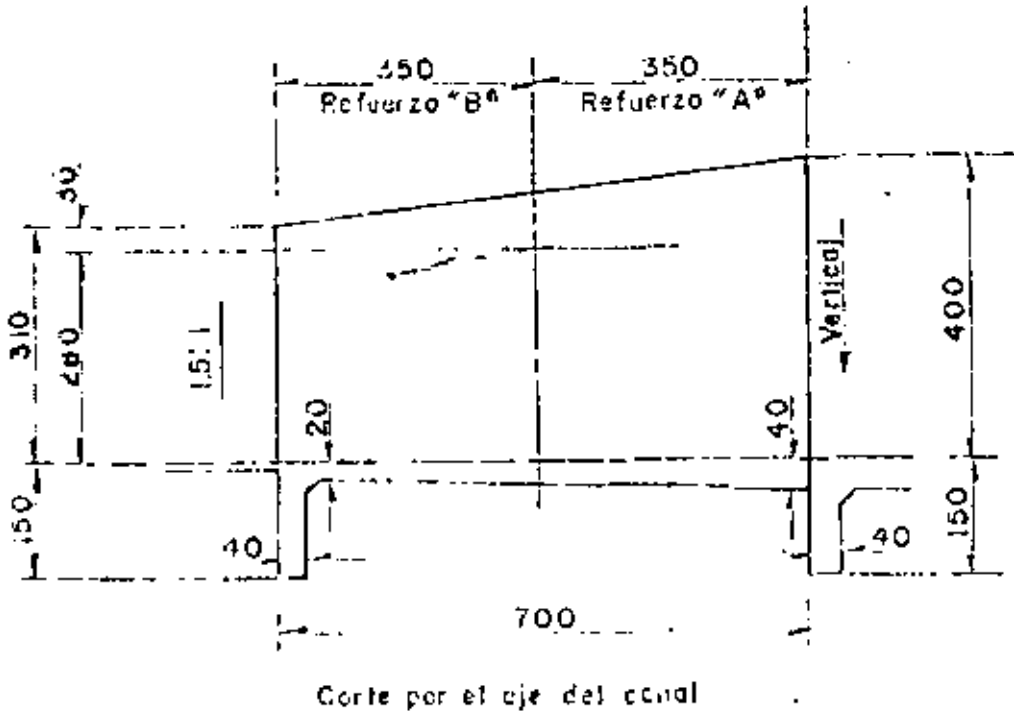
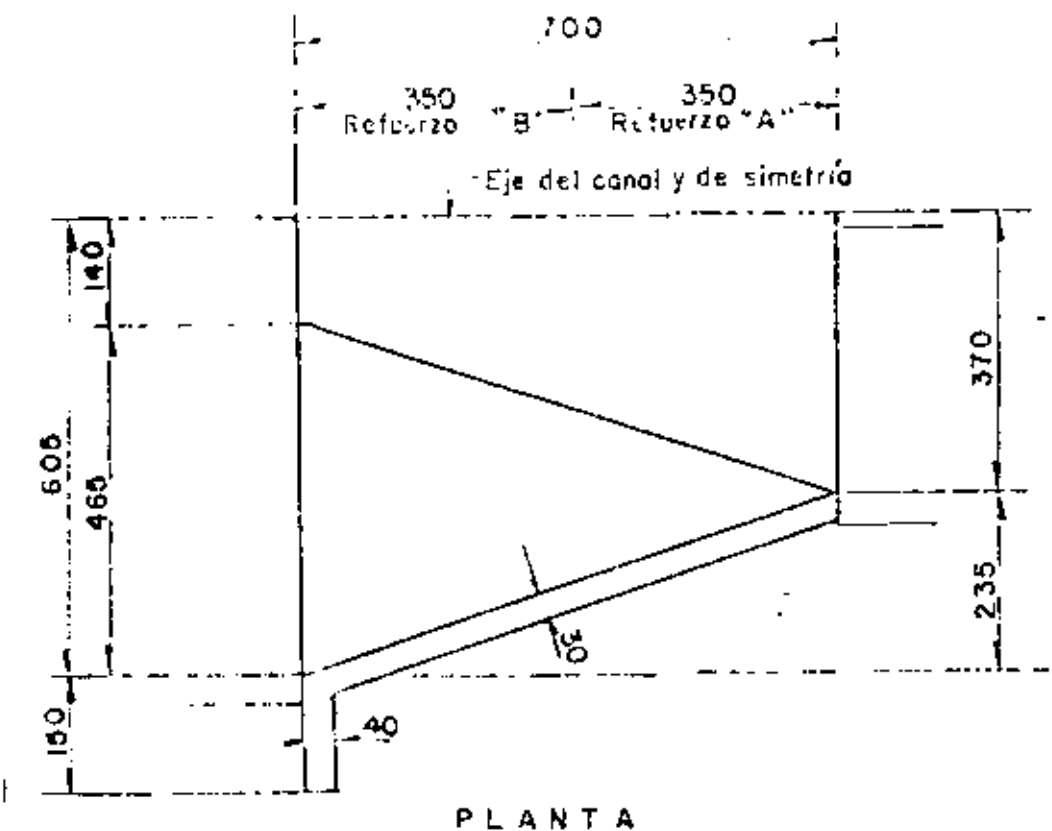
$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

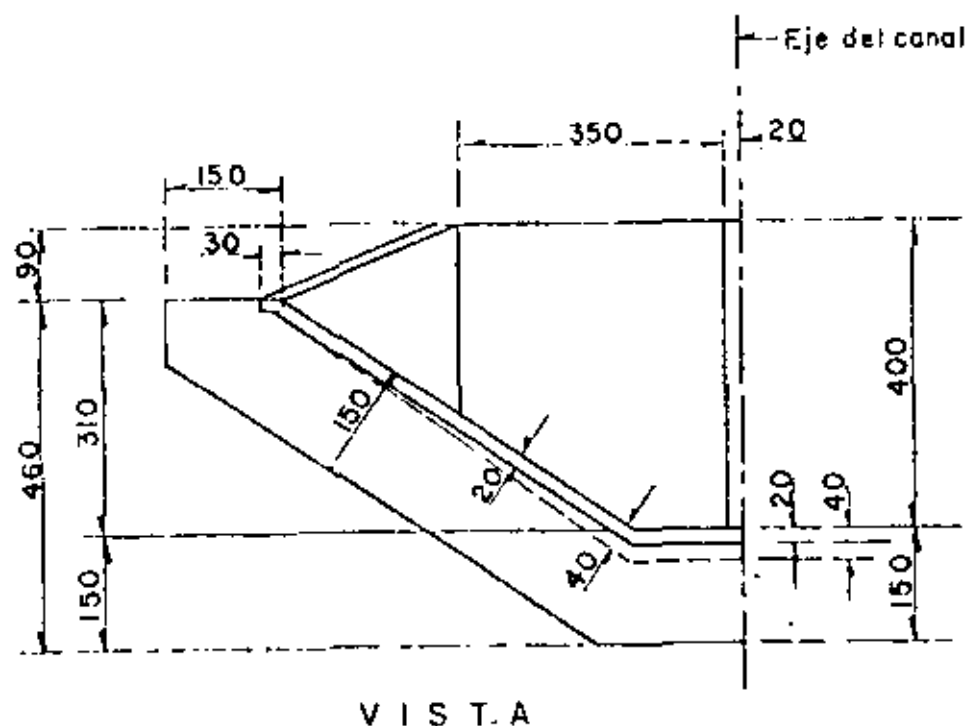
$$\alpha = 0.270$$

1. - CALCULO ESTRUCTURAL DE LAS TRANCIONES. -

Estas estructuras son de sección variable, tanto la plantilla como los muros laterales, variando estos últimos de un talud de 1.5:1 a muro vertical.

Con el propósito de disminuir en lo posible la subpresión y proporcionar un anclaje contra deslizamientos se dotará de dentellones de 1.50 m de profundidad.

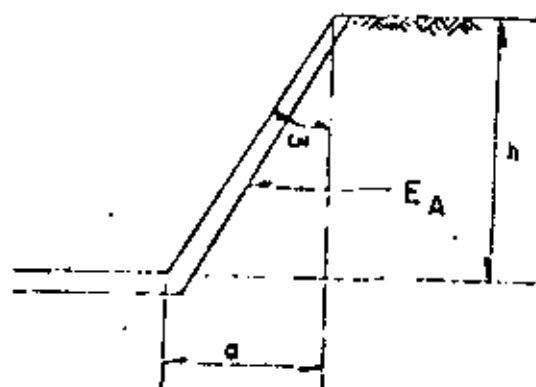




Llamamos "Zona de Refuerzo A" al refuerzo que resulte de calcular las solicitaciones en la sección vertical, es decir, la zona inmediata a la estructura de compuertas.

Llamamos "Zona de Refuerzo B" al refuerzo que resulte de calcular las solicitaciones en la sección a la mitad exacta de la longitud total de la transición.

Con el refuerzo que nos resulte en ambas zonas, lo aplicaremos también a la transición del canal de riego.



Aplicando la teoría de Rankine para valorar el empuje de tierras en su estado activo tenemos:

$$E = 0.5 k_0 \gamma h (h + 2 h_1)$$

$$Y = \frac{h^2 + 3 h h_1}{3 (h + 2 h_1)}$$

$$k_o = \frac{\cos^2 (\beta + w)}{\cos^3 w \left(1 + \frac{\sin \beta}{\cos w}\right)^2}$$

Donde: $\gamma = 1600 \text{ Kg/m}^3$

$h =$ Altura del relleno

$h_1 = 0.60 \text{ m}$

$\beta =$ Angulo de fricción interna del material

$\beta = \text{ang. tan. } \frac{1}{1.5} = 33.690068^\circ = 33^\circ 41' 24''$

$w =$ Angulo de inclinación del paño del muro con la vertical

a). - Analisis de la sección para el refuerzo "A"

$w = 0^\circ$

$$k_o = \frac{\cos^2 (33.690068^\circ + 0^\circ)}{\cos^3 0^\circ \left(1 + \frac{\sin 33.690068^\circ}{\cos 0^\circ}\right)^2} = 0.286$$

$h = 4.00 \text{ m}$

$h_1 = 0.60 \text{ m}$ (por especificación)

$E = 0.5 \times 0.286 \times 1600 \times 4.00 (4.00 + 2 \times 0.60)$

$E = 4759 \text{ Kg.}$

$$Y = \frac{4.00^2 + 3 \times 4.00 \times 0.60}{3 (4.00 + 2 \times 0.60)} = 1.487 \text{ m}$$

$M = 4759 \times 1.487 = 7074 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$$d_m = 0.270 \times \sqrt{\frac{707400}{100}} = 22.71 \text{ cm}$$

$$d_v = \frac{4759}{4.62 \times 100} = 10.30 \text{ cm}$$

Adoptamos: $d = 33 \text{ cm}$; $r = 7 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{707\,400}{2000 \times 0.90 \times 33} = 11.91 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 16 cm ($A_s = 12.38 \text{ cm}^2$)

La profundidad (a partir de la parte superior) a la que puede cortarse la mitad del acero principal de refuerzo podemos considerarla de la siguiente manera:

Suponiendo que $h = 3.035 \text{ m}$

$$E = 0.143 \times 1600 \times 3.035 \times (3.035 + 1.20) = 2941 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{3.035^2 + 3 \times 3.035 \times 0.60}{3(3.035 + 1.20)} = 1.155 \text{ m}$$

$$M = 2941 \times 1.155 = 3397 \text{ Kg-m}$$

$$d = 23 + 0.025 \times 303.5 = 30.588 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{388\,200}{2000 \times 0.90 \times 30.575} = 6.17 \text{ cm}^2$$

Cortaremos alternadamente las varillas 5C a un metro a partir del piso de la transición.

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6.00$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm en dos direcciones en la cara del terraplén y varillas 4C a cada 20 cm en la cara interior.

b). - Análisis de la sección para el refuerzo "B"

$$w = \text{ang. } \tan^{-1} \frac{266.25}{355} = 36.869298 = 36^\circ 52' 12''$$

$$\theta = 33.690068^\circ$$

$$k_e = \frac{\cos^2 (33.690068 + 36.869298)}{\cos^3 36.869298 \left(1 + \frac{\text{Sen } 33.690068}{\cos 33.869298} \right)^2} = 0.075447$$

$$h = 3.55 \text{ m}$$

$$h_s = 0.60 \text{ m}$$

$$E = 0.50 \times 0.75 \times 1600 \times 3.55 \times (3.55 + 2 \times 0.60)$$

$$E = 1018 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{3.55^2 + 3 \times 3.55 \times 0.60}{3(3.55 + 2 \times 0.60)} = 1.333 \text{ m}$$

$$M = 1018 \times 1.333 = 1357 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$d = (40 + 20) 0.5 - 7 = 23 \text{ cm}; r = 7 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{135700}{2000 \times 0.90 \times 23} = 3.28 \text{ cm}^2$$

Observamos que este acero es menor que el que se podría proporcionar por temperatura, es decir, $A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$, por lo tanto, haciendo caso a las recomendaciones S. A. R. H., colocaremos varillas 4C a cada 20 cm en dos direcciones y en una sola cara para espesores de 30 cm ó menos.

2. - CALCULO DE LAS LOSAS DE LOS PUENTES CARRETEROS. -

a). - Losas de 3.75 m de claro

Datos para el proyecto. -

$$\text{claro} = 3.75 \text{ m}$$

$$\text{longitud total} = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de calzada} = 6.70 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de las guarniciones} = 0.30 \text{ m}$$

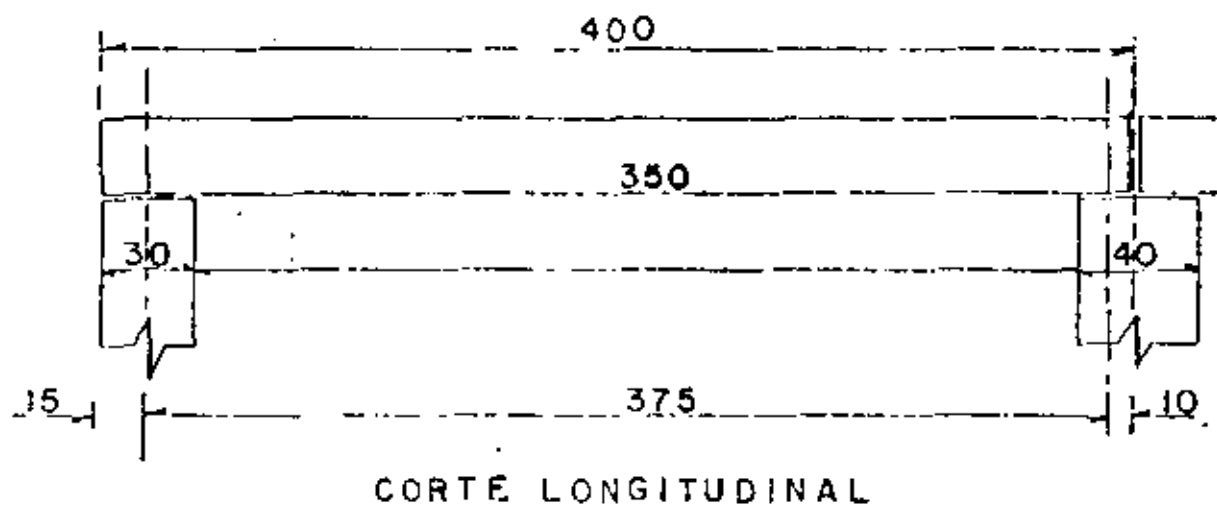
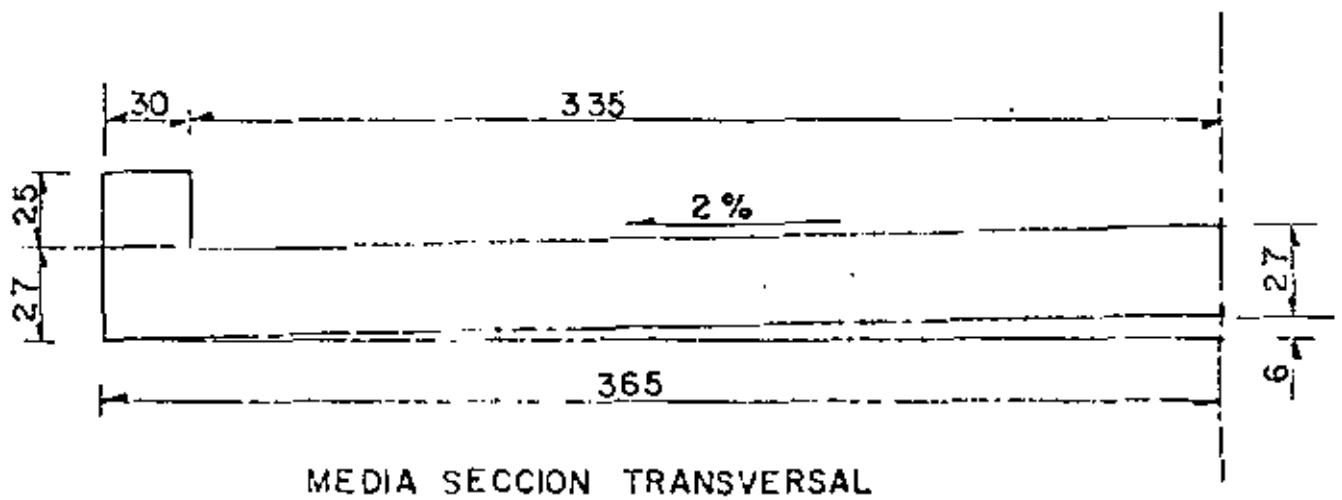
$$\text{Ancho total del puente} = 7.30 \text{ m}$$

$$\text{Peralte de las guarniciones} = 0.25 \text{ m}$$

Carga viva tipo HS-20 en dos líneas de circulación

Parapeto de tubo de fierro fundido de $2\frac{1}{2}'' \phi$

Se diseñará el puente elásticamente de acuerdo con los especificaciones A. S. S. H. O.



Carga Móvil. - (HS-20)

De las Especificaciones de Puentes para Caminos, S. O. P., página 163, Apéndice "A", se tiene:

$$\text{Para } 3.66 \text{ m} \quad M = 13273 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad R = 14515 \text{ Kg}$$

$$\text{Para } \frac{3.96 \text{ m}}{0.30 \text{ m}} \quad M = \frac{14379 \text{ Kg} \cdot \text{m}}{1106 \text{ Kg} \cdot \text{m}} \quad R = \frac{14515 \text{ Kg}}{0}$$

Entonces para 3.75 m, tendremos

$$M = 13272 + \frac{1106 \times 0.09}{0.30} = 13605 \text{ Kg} \cdot \text{m/carril}$$

$$R = 14515 \text{ Kg/carril}$$

$$\text{Impacto } I = \frac{15.24}{3.75 + 38.10} = 0.364 > 0.30$$

Limitamos el impacto al valor permisible máximo que es del 30%, es decir $I = 0.30$

Ancho de distribución. - $E = 0.065 + 1.22$

$$E = 0.06 \times 3.75 + 1.22 = 1.445 \text{ m}$$

$$M = \frac{13605 \times 1.30}{2 \times 1.445} = 6120 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Carga Muerta. -

$$\text{Peso propio} = (7.30 \times 0.27 + 2 \times 0.30) 2400 = 5090 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso del barandal (40 Kg/m)} = 80 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de la carpeta asfáltica} = 0.030 \times 2200 = \frac{66 \text{ Kg/m}}{5236 \text{ Kg/m}}$$

$$w = \frac{5236}{7.30} = 717 \text{ Kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{717 \times 3.75^2}{8} = 1261 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El momento total vale: $M_r = 6120 + 1261 = 7381 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Peralte. - $d = 0.270 \sqrt{7381} = 23.20 \text{ cm}$

Adoptamos $d = 24 \text{ cm}$; $r = 3 \text{ cm}$; $h = 27 \text{ cm}$

Acero de refuerzo principal. -

$$A_s = \frac{738100}{2000 \times 0.90 \times 24} = 17.09 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 16 cm ($A_s = 17.81 \text{ cm}^2$)

Doblado de varillas. -

A partir del centro del claro tendremos: $X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{1}{2}} + 0.30$

$$X = 0.5 \times 3.75 \times \sqrt{0.5} + 0.30 = 1.63 \text{ m}$$

Por lo tanto, doblaremos lo mitad del acero principal de refuerzo a una distancia de 1.63 m a partir del centro del claro y medida sobre el semiperalte.

Acero para distribución: -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 3.75}} = 28.51 \%$$

$$\therefore A_{sd} = 0.2851 \times 17.81 = 5.08 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 25 cm

Acero por temperatura. -

$$A_{s_t} = 0.0025 \times 100 \times 27 = 6.75 \text{ cm}^2$$

El calculo nos dá varillas 4C a cada 19 cm, pero para facilidad en el armado los colocaremos de la siguiente manera:

Vars. 4C a cada 16 cm paralelos al acero principal.

Vars. 4C a cada 25 cm paralelos al acero de distribución.

Refuerzo en las guarniciones. -

Colocaremos 4 varillos (2 superiores y 2 inferiores) 6C y estribos 4C a cada 25 cm.

Revisión por cortante y adherencia. -

Según AASHO, para el caso de losas de puente con las solicitaciones consideradas para su cálculo, no es necesario revisarlos por cortante y adherencia, por lo tanto omitiremos las revisiones.

b). - Losa de 2.80 m de claro

Datos para el proyecto. -

Claro = 2.80

Longitud total = 3.10

Ancho de la calzada = 6.70 m

Ancho de las guarniciones = 0.30 m

Ancho total del puente = 7.30 m

Peralte de las guarniciones = 0.25 m

Carga viva tipo HS-20 en dos líneas de circulación.

Parapeto de tubo de fierro fundido de 2^{1/2}"

Carga móvil. -

Para 2.74 m $M = 9955 \text{ Kg} \cdot \text{m}$ $R = 14515 \text{ Kg.}$

Para $\frac{3.05 \text{ m}}{0.31 \text{ m}}$ $M = \frac{11061 \text{ Kg} \cdot \text{m}}{1106 \text{ Kg} \cdot \text{m}}$ $R = \frac{14515 \text{ Kg}}{0}$

Para 2,80 m:

$$M = 9995 + \frac{1106 \times 0.06}{0.31} = 10209 \text{ Kg - m/faja}$$

$$R = 14515 \text{ Kg/faja}$$

$$\text{Impacto. - } l = 0.30$$

Ancho de distribución. -

$$E = 0.060 \times 2.80 + 1.22 = 1.388 \text{ m}$$

$$\text{Momento. - } M_{cv+l} = \frac{10\,209 \times 1.30}{2 \times 1.388} = 4781 \text{ Kg - m}$$

Carga Muerta. -

$$\text{Peso propio} = (7.30 \times 0.25 + 2 \times 0.25 \times 0.30) \times 2400 = 4740 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso del barandal} = 80 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de la carpeta asfáltica} = \frac{66 \text{ Kg/m}}{4886 \text{ Kg/m}}$$

$$w = \frac{4886}{7.30} = 670 \text{ Kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{670 \times 2.80^2}{8} = 657 \text{ Kg - m}$$

$$\text{El momento total vale: } M_t = 5438 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Peralte. - } d = 0.270 \sqrt{5438} = 19.91 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos: } d = 22 \text{ cm; } r = 3 \text{ cm; } h = 25 \text{ cm.}$$

Refuerzo principal. -

$$A_s = \frac{543\,800}{2000 \times 0.96 \times 22} = 13.73 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 14 cm ($A_s = 14.14 \text{ cm}^2$)

Doblado de varillas. -

$$X = 0.5 \times 2.80 \times \sqrt{0.5 + 0.30} = 1.29 \text{ m}$$

Acero de distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.78 \times 2.80}} = 33\%$$

$$A_{sd} = 0.33 \times 14.14 = 4.67 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 27 cm

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Vars. 4C a cada 14 paralelos al acero principal

Vars. 4C a cada 27 paralelos al acero de distribución.

Refuerzo en las guarniciones. -

Colocaremos 4 varillas 4C y estribos 4C a cada 27 cm

3. - CALCULO DE LAS LOSAS DE MANIOBRAS. -

a). - Losa de $3.75 \times 1.50 \times 0.20 \text{ m}$

Carga uniforme. -

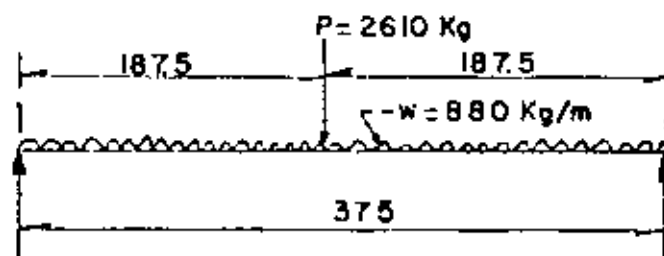
$$\text{Peso propio} = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva considerada} = \frac{400 \text{ Kg/m}^2}{w} = \frac{400}{880} \text{ Kg/m}^2$$

Carga concentrada. - (La suponemos al centro del claro)

$$\text{Peso de los mofocates} = 2 \times 438 = 876 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso al levantar la compuerta} = \frac{1734 \text{ Kg}}{p = 2610 \text{ Kg}}$$



$$M = \frac{880 \times 3.75^2}{8} + \frac{2610 \times 3.75}{4} = 1547 + 2447 = 3994 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\text{Peralte: } d = 0.270 \sqrt{3994} = 17.06 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos: } d = 17 \text{ cm; } r = 3 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm}$$

Acero principal. -

$$A_s = \frac{399400}{2000 \times 0.90 \times 17} = 13.05 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 5C a cada 15 cm ($A_s = 13.20 \text{ cm}^2$)

Doblado de varillas. -

$$X = 0.354 \times 3.75 + 0.30 = 1.63 \text{ m}$$

Acero para distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 3.75}} = 28.51\%$$

$$A_{sd} = 0.2851 \times 13.20 = 3.76 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 30 cm

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 20 = 2.50$$

Colocaremos:

Varillas 4C a cada 30 cm en dos direcciones

Revisión por cortante

$$\sqrt{f_{perm}} = 0.292 \sqrt{f_c} = 0.292 \sqrt{250} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = \frac{2610}{2} + \frac{880 \times 3.75}{2} = 2995 \text{ Kg.}$$

$$\sqrt{f_{calc}} = \frac{2995}{100 \times 17} = 1.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.74 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

Revisión por adherencia. -

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.59} = 22.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\xi_o = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 13.20}{1.59} = 33.21 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{2995}{33.21 \times 0.90 \times 17} = 5.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$5.82 \text{ Kg/cm}^2 < 22.87 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien}$$

NOTA. - Este mismo refuerzo lo llevará la losa de manómetros para agujas.

b). - Losa de $2.80 \times 1.50 \times 0.20$ m

Carga Uniforme. -

$$\text{Peso propio} = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva considerada} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

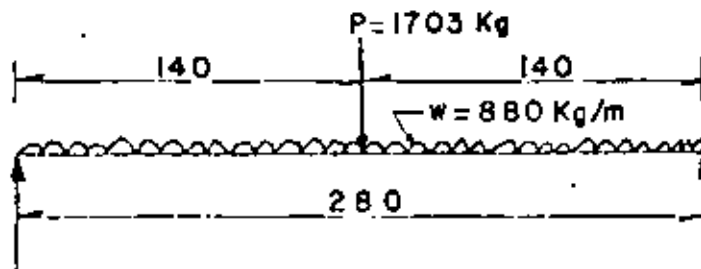
$$w = 880 \text{ Kg/m}^2$$

Carga concentrada. - (Supuesto al centro del claro)

$$\text{Peso de los molacates} = 2 \times 314 = 628 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso al levantar la compuerta} = 1075 \text{ Kg}$$

$$p = 1073 \text{ Kg}$$



$$M = \frac{880 \times 2.80^2}{8} + \frac{1703 \times 2.80}{4} = 862 + 1192 = 2054 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Peralte. - } d = 0.270 \sqrt{2054} = 12.24 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos: } d = 17 \text{ cm; } r = 3 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm}$$

Acero principal. -

$$A_s = \frac{205\,400}{2000 \times 0.90 \times 17} = 6.71 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas 4C a cada 18 cm ($A_s = 7.06 \text{ cm}^2$)

Doblado de varillas. -

$$X = 0.354 \times 2.80 + 0.30 = 1.29 \text{ m}$$

Acero para distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.80}} = 33\%$$

$$A_{sd} = 0.33 \times 7.06 = 2.33 \text{ cm}^2$$

Este acero es menor que el proporcionado por temperatura.

Acero por temperatura. -

$$A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 20 = 2.50$$

Colocaremos varillas 4C de la siguiente manera:

En dos direcciones en el lecho superior, y

perpendiculares al acero principal en el lecho inferior.

Revisión por cortante. -

$$\sqrt{f_{perm}} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = \frac{880 \times 2.80}{2} + \frac{1703}{2} = 2084 \text{ Kg.}$$

$$\sqrt{f_{calc}} = \frac{2084}{100 \times 20} = 1.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.04 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

Revisión por adherencia. -

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{750}}{1.27} = 28.63 \text{ Kg/cm}^2 > 25 \text{ Kg/cm}^2$$

Limitamos $\mu_{perm} = 25 \text{ Kg/cm}^2$

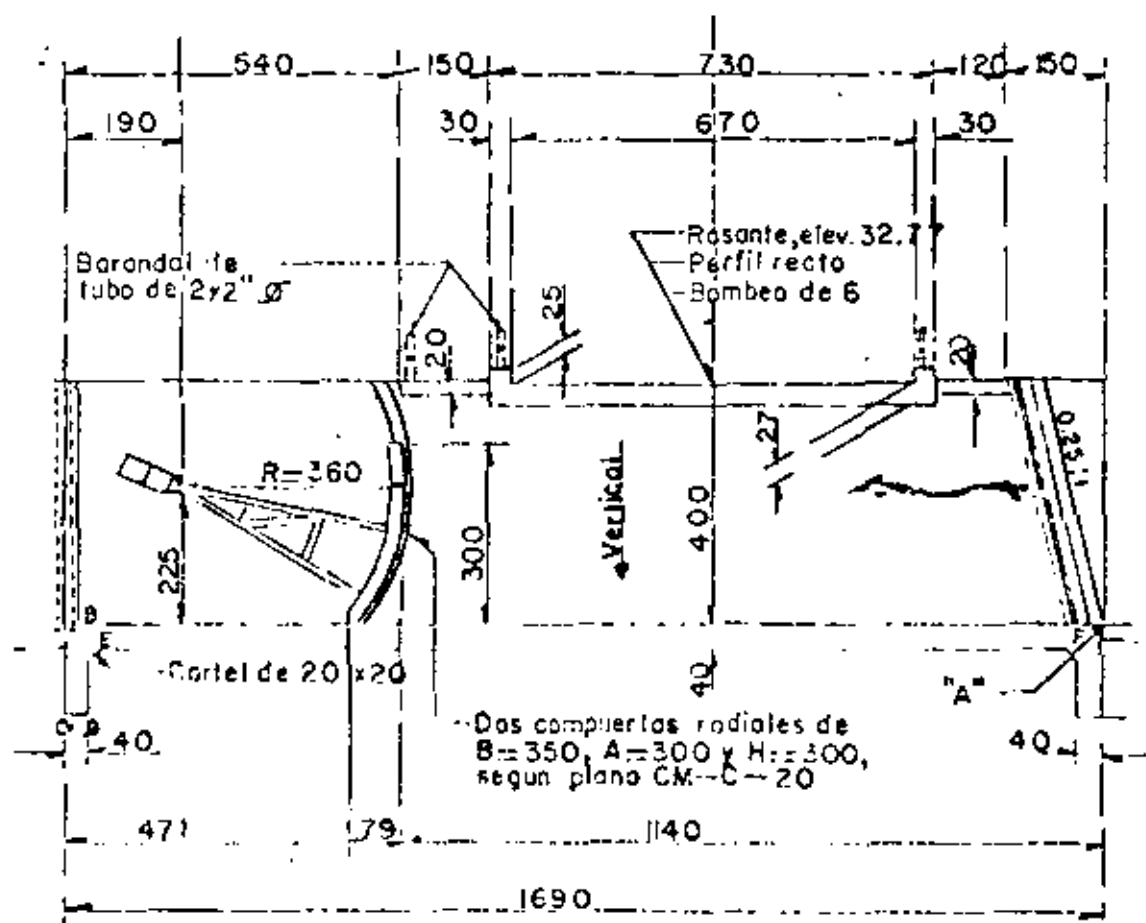
$$\varepsilon_o = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 7.06}{1.27} = 22.24 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc} = \frac{2084}{22.24 \times 0.90 \times 17} = 6.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$6.13 \text{ Kg/cm}^2 < 25 \text{ Kg/cm}^2$:- bien

NOTA. - Este mismo refuerzo lo llevaré la losa de maniobra para agujas.

4. - CALCULO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL



Tomaremos en cuenta 4 condiciones de carga, considerados como los más críticos.

- I. - Estructura vacía, sin subpresión y con carga viva sobre el puente.
- II. - Estructura vacía, con subpresión y sin carga viva sobre el puente.
- III. - Estructura llena hasta 3.00 m, estando la compuerta cerrada, con subpresión, y carga viva sobre el puente.
- IV. - El mismo caso anterior solo con la compuerta abierta.

El diseño de cada una de las componentes estructurales se regirá teniendo en cuenta la combinación de carga que produzca los efectos más desfavorables.

CASO I. -

Los momentos son respecto al punto "A" de la figura.

1. - Losa del puente carretero

$$P_1 = (7.30 \times 0.27 + 2 \times 0.25 \times 0.30) 8.00 \times 2400 = 40723 \text{ Kg.}$$

$$X_1 = 6.35 \text{ m}$$

$$M_1 = 40723 \times 6.35 = 258\,592 \text{ Kg - m}$$

2. - Losa de maniobras para agujas.

$$P_2 = 1.20 \times 0.20 \times 8.00 \times 2400 = 4608 \text{ Kg}$$

$$Y_2 = 2.10 \text{ m}$$

$$M_2 = 4608 \times 2.10 = 9677 \text{ Kg - m}$$

3. - Losa de maniobras para las compuertas

$$P_3 = 1.50 \times 0.20 \times 8.00 \times 2400 = 5760 \text{ Kg.}$$

$$Y_3 = 10.75 \text{ m}$$

$$M_3 = 5760 \times 10.75 = 61920 \text{ Kg - m}$$

4. - Muros laterales

$$P_4 = \left[(0.40 + 0.30) 0.5 \times 4.00 \times 16.90 \right] 2 \times 2400 = 113\,568 \text{ Kg.}$$

$$Y_4 = 8.45 \text{ m}$$

$$M_4 = 113\,568 \times 8.45 = 959\,650 \text{ Kg - m}$$

5. - Muro Intermedio. -

$$P_5 = 0.40 \times 4.00 \times 16.40 \times 2400 = 62\,976 \text{ Kg}$$

$$Y_5 = 8.47 \text{ m}$$

$$M_5 = 62\,976 \times 8.47 = 533\,407 \text{ Kg - m}$$

6. - Losa del piso. -

$$P_6 = 16.90 \times 8.20 \times 0.40 \times 2400 = 133\,037 \text{ Kg.}$$

$$Y_6 = 8.45 \text{ m}$$

$$M_6 = 133\,037 \times 8.45 = 1\,124\,163 \text{ Kg - m}$$

7. - Dentellón izquierdo

$$P_7 = 0.40 \times 1.10 \times 8.20 \times 2400 = 8\,659 \text{ Kg.}$$

$$Y_7 = 16.90 - 0.20 = 16.70 \text{ m}$$

$$M_7 = 8\,659 \times 16.70 = 144\,605 \text{ Kg.}$$

8. - Dentellón derecho. -

$$P_8 = 0.40 \times 1.10 \times 8.20 \times 2400 = 8\,659 \text{ Kg.}$$

$$Y_8 = 0.20 \text{ m}$$

$$M_8 = 8\,659 \times 0.20 = 1\,732 \text{ Kg - m}$$

9. - Compuertas radiales

$$P_9 = 1734 \times 2 = 3468 \text{ Kg (plano CM-C-20)}$$

$$Y_9 = 12.19 \text{ m}$$

$$M_9 = 3468 \times 12.19 = 42275 \text{ Kg - m}$$

10. - Molacates. -

$$P_{10} = 2 \times 438 = 876 \text{ Kg.}$$

$$Y_{10} = 11.05 \text{ m}$$

$$M_{10} = 876 \times 11.05 = 9680 \text{ Kg - m}$$

11. - Mensulas. -

$$P_{11} = 4 \times 179 = 716 \text{ Kg}$$

$$Y_{11} = 15.40 \text{ m}$$

$$M_{11} = 716 \times 15.40 = 11026 \text{ Kg - m}$$

12. - Carga de camión en el puente. -

$$P_{12} = 2 \times 14515 = 29030 \text{ Kg.}$$

$$Y_{12} = 8.48 \text{ m}$$

$$M_{12} = 29030 \times 8.48 = 246174 \text{ Kg - m}$$

Por peso propia: $\Sigma F = 383050 \text{ Kg.}$

$$\Sigma M = 3156727 \text{ Kg - m}$$

CASO I .- $\Sigma M = 3156727 + 246174 = 3402901 \text{ Kg - m}$

$$\Sigma F = 383050 + 29030 = 412080 \text{ Kg.}$$

$$X = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{3\,402\,901}{412\,080} = 8.258 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - X = \frac{16.90}{2} - 8.258 = 0.192 \text{ m}$$

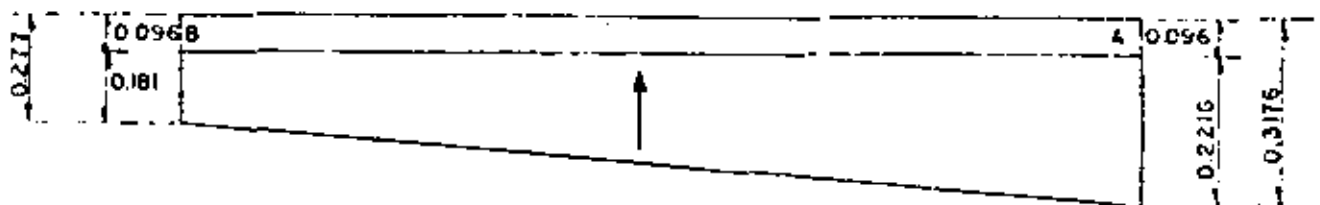
Las presiones (esfuerzos) sobre la cimentación son:

$$f_A = \frac{412\,080}{16.90 \times 8.20} \left(1 + \frac{6 \times 0.192}{16.90} \right) = 3176.29 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_A = 0.3176 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_B = \frac{412\,080}{16.90 \times 8.20} \left(1 - \frac{6 \times 0.192}{16.90} \right) = 2770.89 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_B = 0.2771 \text{ Kg/cm}^2$$



13.- Subpresión (Teoría de Blight)

$$L = 1.50 + 0.40 + 1.10 + 16.10 + 0.57 = 19.67 \text{ m}$$

$$H = 3.00 \text{ m (Altura máxima posible del agua)}$$

$$K = \frac{3.00}{19.67} = 0.153$$

$$C = 0.75$$

$$S = \gamma_a C (H + h - KX) = 1000 \times 0.75 (3.00 + h - 0.159 X)$$

$$S = 750 (3 + h - 0.159 X)$$

Punto C.-

$$S = 750 (3 + 1.50 - 0.153 \times 1.50) = 3\,202.88 \text{ Kg/m}^2$$

Punto D .-

$$S = 750 (3 + 1.50 - 0.159 \times 1.90) = 3\,156.98 \text{ Kg/m}^2$$

Punto E .-

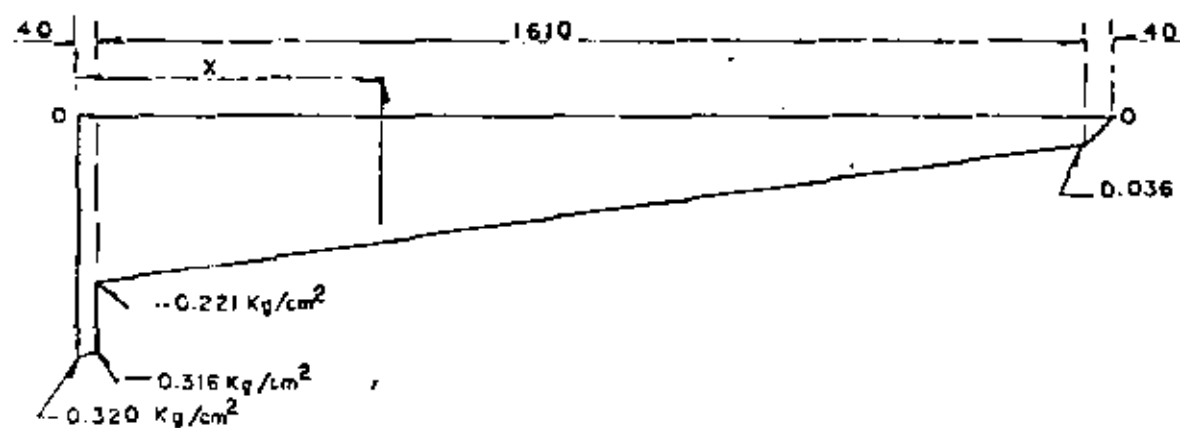
$$S = 750 (3.00 + 0.40 - 0.153 \times 3.00) = 2\,205.75 \text{ Kg/m}^2$$

Punto F .-

$$S = 750 (3.00 + 0.40 - 0.153 \times 19.10) = 358.28 \text{ Kg/m}^2$$

Punto A .-

$$S = 750 (3.00 + 0.00 - 0.153 \times 19.67) = 0$$



Posición de la resultante. - (X)

$$A_1 = 0.315698 \times 0.40 = 0.126279$$

$$X_1 = 0.20 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.126279 \times 0.20 = 0.025256$$

$$A_2 = 0.004590 \times 0.40 \times 0.5 = 0.000918$$

$$X_2 = \frac{0.40}{3} = 0.1333 \text{ m}$$

$$M_2 = 0.000122$$

$$A_3 = (0.220575 + 0.035828) \times 0.5 \times 16.10 = 2.064044$$

$$X_3 = \frac{16.10}{3} \left(\frac{0.220575 + 2 \times 0.035828}{0.220575 + 0.035828} \right) = 6.116568$$

$$M_3 = 12.624866$$

$$A_4 = 0.035828 \times 0.40 \times 0.5 = 0.007166$$

$$X_4 = 16.10 + \frac{0.40}{3} = 16.233333$$

$$M_4 = 0.116322$$

$$\Sigma A = 2.198407$$

$$\Sigma M = 12.766566$$

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma A} = 5.807189 \text{ m} \quad (\text{A partir del punto B})$$

CASO II .-

$$\text{Peso propio} = 633 \text{ 050 Kg.}$$

$$M_{pp} = 3156727 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Subpresión} = 21984.07 \text{ Kg}$$

$$X = 5.807189 \text{ m}$$

$$M_s = 127666 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Entonces: } \Sigma F = 383050 + 21984 = 405034 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = 3156727 + 12766 = 3\ 284\ 393 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

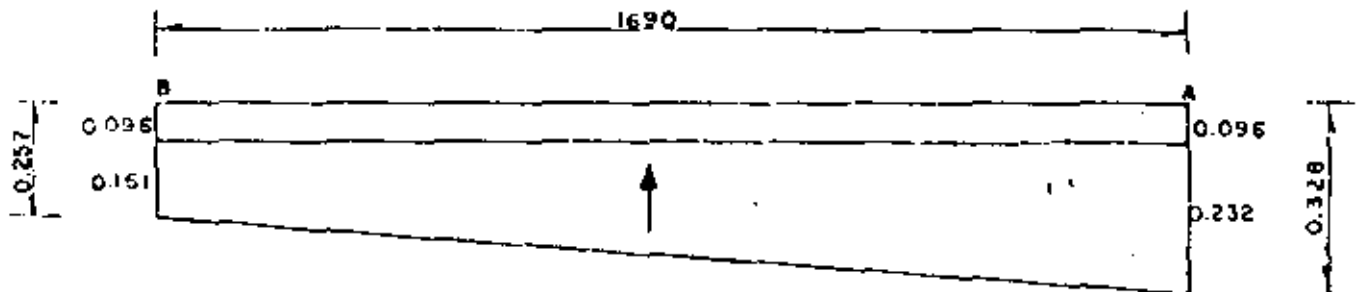
$$X = \frac{3\ 284\ 393}{405\ 034} = 8.109 \text{ m}$$

$$e = \frac{16.90}{2} - 8.109 = 0.34 \text{ m}$$

Los esfuerzos sobre la cimentación serán. -

$$f_A = \frac{405\ 034}{16.90 \times 8.20} \left(1 + \frac{6 \times 0.34}{16.90} \right) = 3275.55 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_B = \frac{405\ 034}{16.90 \times 8.20} \left(1 - \frac{6 \times 0.34}{16.90} \right) = 2569.94 \text{ Kg/m}^2$$



CASO III .-

1. - Peso propio = 383050 Kg (Vertical)

$$M_{pp} = 3156727 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

2. - Carga de camión = 29030 Kg. (Vertical)

$$M_{cv} = 246174 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

3. - Peso del agua (3 m de altura) (Vertical)

$$P_a = 3 \times 7.00 \times 11.40 \times 1000 = 239400 \text{ Kg.}$$

$$X_a = 5.70 \text{ m}$$

$$M_a = 239\,400 \times 5.70 = 1364580 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

4. - Empuje hidrostático sobre la pila. - (Horizontal)

$$E_p = 0.40 \times 2.80^2 \times 1000 \times 0.50 = 1568 \text{ Kg.}$$

$$X_p = 0.933 \text{ m}$$

$$M_p = 1463 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

5. - Fuerza transmitida por las compuertas a los pasadores. -

$$F_{pa} = 3330 \text{ Kg (Vertical)} \quad 9000 \text{ Kg (horizontal)}$$

$$X_{pa} = 15.00 \quad 8.25 \text{ m}$$

$$M = 49950 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad 20250 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

6. - Subpresión = - 21984 Kg (Vertical)

$$M_s = -127666 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\sum FV = 676166 \text{ Kg}$$

$$\sum FH = 10568 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MV = 4\,589\,865 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma MH = 21\,713 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$X = \frac{\Sigma MV}{\Sigma FV} = \frac{4\,589\,865}{626\,166} \approx 7.33 \text{ m}$$

$$e = 8.45 - 7.33 = 1.12 \text{ m}$$

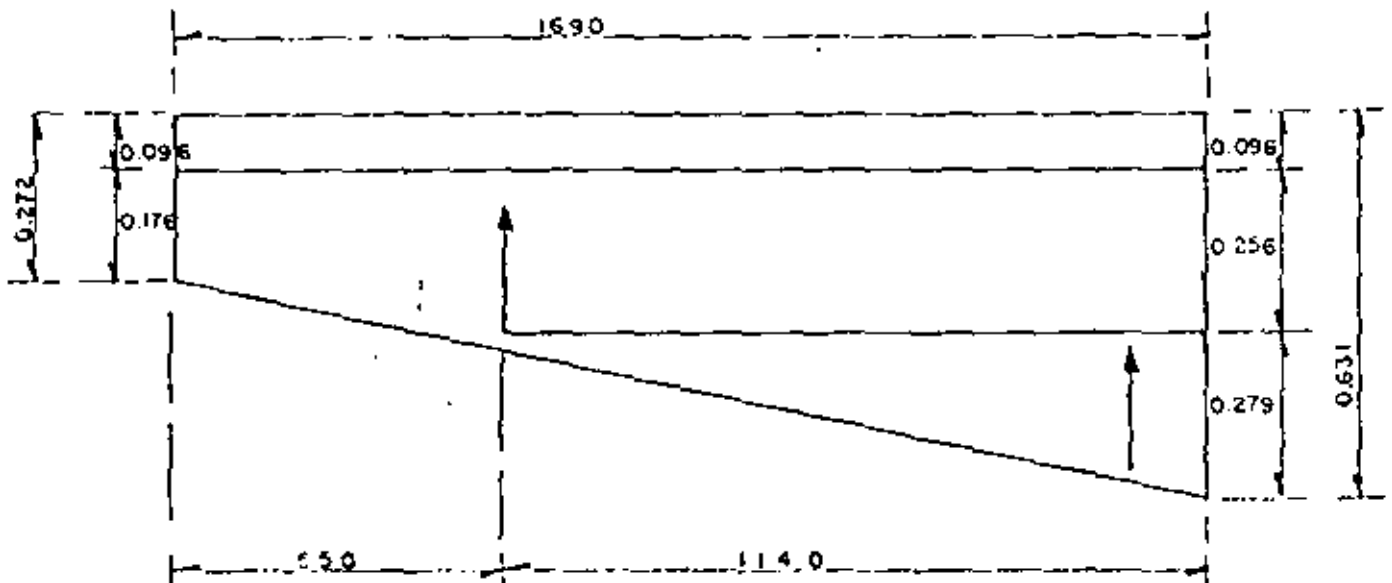
Las presiones totales sobre la losa de cimentación son :

$$f_a = \frac{626\,166}{16.90 \times 8.20} \left(1 + \frac{6 \times 1.12}{16.90} \right) = 6315.13 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_b = \frac{626\,166}{16.90 \times 8.20} \left(1 + \frac{6 \times 1.12}{16.90} \right) = 2721.76 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la losa} = 0.40 \times 2400 = 960 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso del agua} = 3.00 \times 7.00 \times 1000 \times \frac{1}{8.20} = 2561 \text{ Kg/m}^2$$



CASO IV .-

1. - Peso propio = 379582 Kg. (Descontemos peso de compuertas)

$$M_{pp} = 3114452 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

2. - Peso soportado por malacates. - (compuertas abiertas)

$$P_2 = 3468 \text{ Kg.}$$

$$M_2 = 42275 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

3. - Subpresión. -

$$P_3 = 21984 \text{ Kg.}$$

$$M_3 = 127666 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

4. - Empuje hidrostático sobre la pila

$$P_4 = 1568 \text{ Kg (Horizontal)}$$

$$M_4 = 1463 \text{ Kg.}$$

$$\sum FV = 405034 \text{ Kg.}$$

$$\sum MV = 3\,284\,393 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\sum FH = 1568 \text{ Kg.}$$

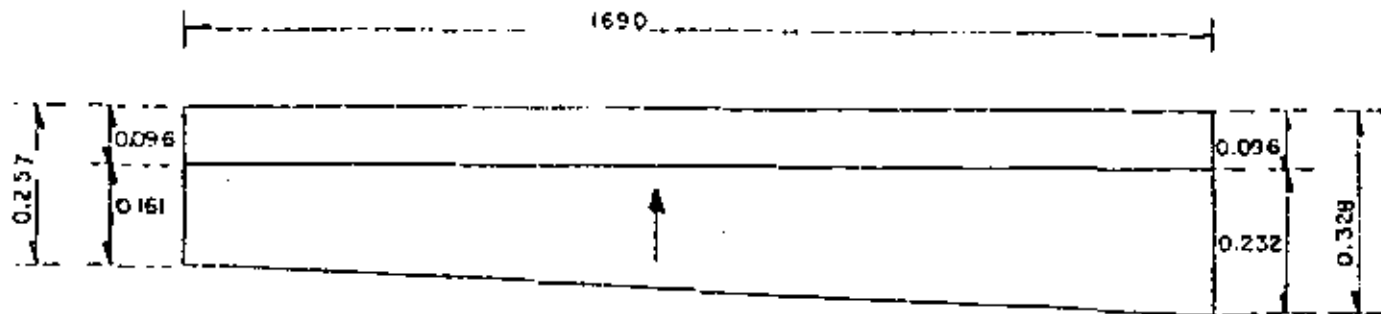
$$\sum MH = 1463 \text{ Kg.}$$

$$X = \frac{3\,284\,393}{405034} = 8.11 \text{ m}$$

$$e = 0.5 \times 16.90 - 8.11 = 0.34 \text{ m}$$

$$f_A = \frac{405\,034}{16.90 \times 8.20} \left(1 + \frac{6 \times 0.34}{16.90} \right) = 3275.55 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_B = \frac{405\,034}{16.90 \times 8.20} \left(1 - \frac{6 \times 0.34}{16.90} \right) = 2569.94 \text{ Kg/m}$$



Observamos que en los 4 casos analizados la reacción total cae dentro del núcleo central de la superficie de cimentación, por lo tanto se garantiza la estabilidad de la estructura - al volteamiento.

Respecto al deslizamiento, éste está impedido por los dentellones extremos de la estructura que tomarían en su caso el esfuerzo cortante que pudiera generarse por concepto de empujes longitudinales, suponiendo que la fricción con la superficie del suelo no fuera lo - suficiente para impedirlo.

CARGAS HORIZONTALES SOBRE LOS MUROS LATERALES. -

a). - 0.143 Empuje de tierra

$$E = 0.143 \times 1600 \times 4.00 (4.00 + 2 \times 0.60) = 4759 \text{ Kg}$$

$$M = \frac{4.00^2 + 3 \times 4.00 \times 0.60}{3 (4.00 + 2 \times 0.60)} = 1.487 \text{ m}$$

$$M = 4759 \times 1.437 = 7078 \text{ Kg - m}$$

b). - Empuje hidrostático (Al nivel del tirante máxima de operación)

$$E_h = 0.5 \times 1000 \times 2.80^2 = 3920 \text{ Kg.}$$

$$Y_h = \frac{2.80}{3} = 0.933$$

$$M_h = 3920 \times 0.933 = 3659 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

c). - Frenaje. -

$$FR = 0.05 \times 2.9030 = 1452 \text{ Kg.}$$

$$Y = 4.00 - 0.27 = 3.73 \text{ m}$$

$$M = 1452 \times 3.73 = 5416 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

d). - Fricción. - (Reacción por carga muerta)

$$R_{\text{cm}} = \frac{40723}{2} = 20361 \text{ Kg}$$

$$Fr = 0.05 \times 20361 = 1018$$

$$\text{Brazo} = 4.00 - 0.27 = 3.73$$

$$M = 1018 \times 3.73 = 3797 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

NOTA. - Cuando la represa está vacía es cuando los muros laterales trabajan a su máximo momento, por ésta razón, debemos trabajar sólo con empuje de tierra, frenaje y fricción.

$$\Sigma FH = 7229 \text{ Kg}$$

$$\Sigma MH = 16292 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Peralte. - } d = 0.270 \sqrt{16291} = 34.46$$

$$\text{Adoptamos: } 35 \text{ cm; } r = 5 \text{ cm; } h = 40$$

Acero de refuerzo. -

$$A_s = \frac{1629100}{2000 \times 0.90 \times 35} = 25.86 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas de 1" ϕ a cada 20 cm c. a. e.

($A_s = 25.35 \text{ cm}^2$).

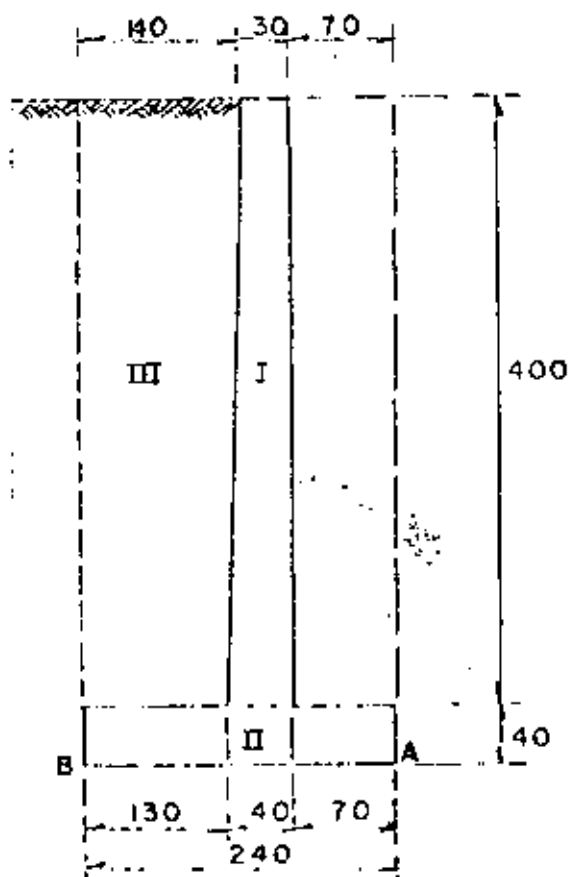
De acuerdo a la altura de corte de la mitad del acero principal de refuerzo, cuando calculamos las transiciones, podemos cortar este a 100 cm a partir del piso de la estructura.

El refuerzo en la pila central se proporcionará por temperatura y haciendo caso a las recomendaciones que para el caso indica la SARH, es decir, colocaremos varillas 4C a cada 20 cm en dos direcciones y en cada cara.

Por otra parte, el momento producido por los empujes será transmitido a la propia losa.

Finalmente diremos que todos los cálculos anteriores aplicados a la estructura principal, es decir, para el caso de las dos compuertas, serán válidos para el caso de la estructura que tiene una sola compuerta.

5. - CÁLCULO DEL MURO DE SOSTENIMIENTO



$$E = 0.143 \times 1600 \times 4.40 (4.40 + 2 \times 0.60) = 5638 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{40.40^2 + 3 \times 4.40 \times 0.60}{3(4.40 + 2 \times 0.60)} = 1.624 \text{ m}$$

$$M = 5638 \times 1.624 = 9156 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Espesor del muro. -

$$d = 0.270 \sqrt{9156} = 25.84 \text{ cm}$$

Adoptamos : $d = 33 \text{ cm}$; $r = 7 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

Refuerzo. -

$$A_s = \frac{915600}{2000 \times 0.90 \times 33} = 15.41 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 6C a cada 18 cm c.a.e.

$$(A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 40 = 5.00$$

Se colocarán varillas 4C a cada 25 cm c.a.e.

($A_s = 5.09 \text{ cm}^2$) en dos capas y en dos direcciones para el caso de la zapata y en caso del muro en una sola capa y en dirección perpendicular al acero principal.

Análisis de la estabilidad del muro. - (consideramos un metro de profundidad del muro y -

los momentos se referirán al punto "A")

$$P_1 = 0.35 \times 4.00 \times 2400 = 3360 \text{ Kg}$$

$$X_1 = 0.70 + 0.176 = 0.876 \text{ m}$$

$$M_1 = 3360 \times 0.876 = 2943 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$P_2 = 0.40 \times 2.40 \times 2400 = 2304 \text{ Kg}$$

$$X_2 = 1.20$$

$$M_2 = 2304 \times 1.20 = 2765 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$P_3 = 1.35 \times 4.00 \times 1600 = 8640 \text{ Kg.}$$

$$Y_3 = 2.40 - 0.675 = 1.725 \text{ m}$$

$$M_3 = 8640 \times 1.725 = 14904 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\leq FV = 14304 \text{ Kg.}$$

$$\leq MV = 20612 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\leq FH = 5638 \text{ Kg.}$$

$$\leq MH = 9156 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$X = \frac{(20612 - 9156)}{14304} = 0.80 \text{ m}$$

$$e = \frac{2.40}{2} - 0.80 = 0.400 \text{ m}$$

Los esfuerzos sobre la cimentación serán:

$$f_A = \frac{20612}{2.40 \times 1.00} \left(1 - \frac{6 \times 0.40}{2.40} \right) = 0 \text{ Kg/cm}$$

$$f_B = \frac{20612}{2.40 \times 1.00} \left(1 + \frac{6 \times 0.40}{2.40} \right) = 17177 \text{ Kg/cm}^2$$

El coeficiente de seguridad al volteamiento es:

$$CS_V = \frac{20612}{9156} = 2.25 \approx 2 \therefore \text{No se voltea}$$

El coeficiente de seguridad al deslizamiento es:

$$CS_D = \frac{5638}{0.52 \times 14304} = 0.76 < 1 \therefore \text{No se desliza}$$

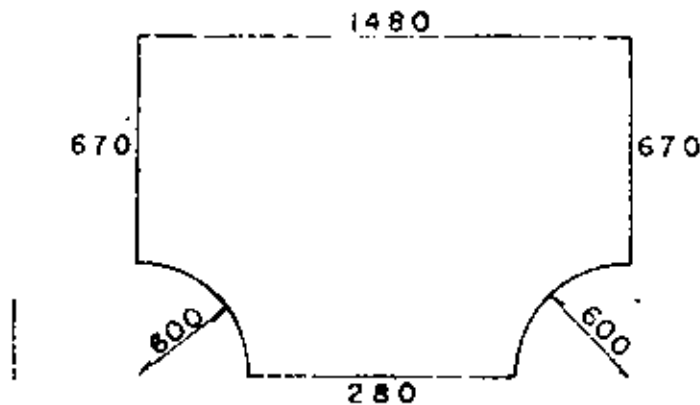
ABANICOS. -

Estos constan de un macizo de concreto simple, junto al muro de entrada de la estructura de compuertas, y una losa de 25 cm de espesor, de talud variable y apoyada en muros --

CUBICACIONES

(1). - ESTRUCTURA REPARTIDORA . -

a). - Losa de piso



Espesor del piso = 0.20 m

$$\text{Area} = 14.80 \times 12.70 - \frac{3.14 \times 12.00^2}{8} = 131.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 131.41 \times 0.20 = \underline{\underline{26.28 \text{ m}^3}}$$

1 m² de losa tiene 10 m. de varilla (Vars. 1/2" Ø en dos direcciones en una sola capa)

$$\therefore = 131.24 \times 10 \times 1.00 = \underline{\underline{1312 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \text{ Ø})$$

b). - Muro de contención. - (19.10 m de desarrollo)

$$A = 0.40 \times 2.40 + 0.35 \times 4.00 = 2.36 \text{ m}^2$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 19.10 \times 2.36 = \underline{\underline{45.08 \text{ m}^3}}$$

Longitud de una varilla cortada de 3/4" Ø a cada 36 cm = 2.45 m

Número de varillas en todo el desarrollo = 53

Peso = $53 \times 2.45 \times 2.25 = \underline{292 \text{ Kg.}}$

Longitud de varillas prolongadas de $3/4" \phi$ a cada 36 cm = 5.25 m

Número de varillas en todo el desarrollo = 52

Peso = $52 \times 5.25 \times 2.25 = \underline{614 \text{ Kg}}$

Total = 906 Kg ($3/4" \phi$)

Número de varillas $1/2" \phi$, con 19.00 m de desarrollo = 44

Peso = $44 \times 1.00 \times 19.00 = \underline{836 \text{ Kg.}}$

Número de varillas de $1/2" \phi$, con 2.30 m de desarrollo = 190

Peso = $190 \times 2.30 \times 1.00 = \underline{437 \text{ Kg.}}$

Total = 1273 Kg ($1/2" \phi$)

c). - Abanicos. -

Desarrollo inferior = $\frac{2 \times 3.1416 \times 6.00}{4} = 9.42 \text{ m}$

Longitud promedio = $(6.00 + 4.00) 0.5 = 5.00 \text{ m}$

Area total del abanico = $9.42 \times 5.00 = 47.12 \text{ m}^2$

Volúmen de concreto en dos abanicos = $47.12 \times 0.20 \times 2 = \underline{18.85 \text{ m}^3}$

En un m^2 de losa del abanico se tienen 6 m de varilla de $5/8" \phi$.

\therefore Peso de dos abanicos = $47.12 \times 6.00 \times 1.57 = \underline{443.87 \text{ Kg.}}$ ($5/8" \phi$)

Un abanico tiene dos contrafuertes de 5.50 m de altura y base promedio de 4.50 m, con zepata de 0.80 m de ancho y 0.30 de altura.

$$\text{Volúmen de dos contrafuertes} = 0.30 \times 4.50 \times 0.80 + 0.20 \times 4.50 \times 1.00 + 0.20 \times 4.50 \times 4.20 \times 0.5 = \underline{\underline{3.87 \text{ m}^3}}$$

En un m^2 de contrafuerte hay 6.00 m de varilla de $5/8'' \phi$

$$A = (0.80 \times 4.50 + 4.50 \times 1.00 + 4.50 \times 4.20 \times 0.5) 2 = 35.10 \text{ m}^2$$

$$= 35.10 \times 6.00 \times 1.57 = \underline{\underline{330.64 \text{ Kg.}}} \quad (5/8'' \phi)$$

Cada abanico tiene dos contrafuertes de concreto simple cuyo volúmen vale:

$$V = (4.00 \times 1.00 \times 0.45) 2 = \underline{\underline{3.60 \text{ m}^3}}$$

Dentellón de los abanicos

$$\text{Concreto} = 0.40 \times 1.50 \times 14.80 = \underline{\underline{8.88 \text{ m}^3}}$$

$$\text{Acero} = (1.30 \times 14.80 \times 8.00 \times 1.00) 2 = \underline{\underline{307.84 \text{ Kg}}} \quad (1/2'' \phi)$$

Dentellones de la estructura distribuidora

$$\text{Concreto} = (0.40 \times 1.50 \times 8.00) 2 = \underline{\underline{9.60 \text{ m}^3}}$$

$$\text{Acero} = (1.30 \times 8.00) \times 8.00 \times 1.00 \times 4 = 332.80 \text{ Kg} \quad (1/2'' \phi)$$

Resúmen del inciso (I) .-

$$\text{Concreto Reforzado} = 26.28 + 45.08 + 18.35 + 3.87 + 8.88 + 9.60 = 112.56 \text{ m}^3$$

$$\text{Concreto simple} = 3.60 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero de } 1/2'' \phi = 3226 \text{ Kg.}$$

$$\text{Acero de } 5/8'' \phi = 775 \text{ Kg.}$$

$$\text{Acero de } 3/4'' \phi = \frac{906}{2207} \text{ Kg.}$$

(II) .- ESTRUCTURA PARA EL DESAGÜE. -

$$A = 8.20 \times 0.40 + 2 \times 0.35 \times 4.00 + 0.40 \times 4.00 = 7.68 \text{ m}^2$$

$$V = 7.68 \times 16.90 = \underline{\underline{129.79 \text{ m}^3}}$$

$$85 \text{ varillas } 1/2" \varnothing \text{ con L} = 15.50 \text{ m} = 1317.50 \text{ m}$$

$$175 \text{ varillas } 1/2" \varnothing \text{ con L} = 4.80 \text{ m} = 816.00 \text{ m}$$

$$201 \text{ varillas } 1/2" \varnothing \text{ con L} = 16.80 \text{ m} = \frac{3375.80 \text{ m}}{5510.30 \text{ m}}$$

$$= 5510.30 \times 1.00 = \underline{\underline{5510.30 \text{ Kg}}} \text{ (1/2" } \varnothing \text{)}$$

$$43 \text{ varillas } 1" \varnothing \text{ con L} = 16.70 \text{ m} = 718.10 \text{ m}$$

$$42 \text{ varillas } 1" \varnothing \text{ con L} = 11.10 \text{ m} = \frac{466.20 \text{ m}}{1184.30 \text{ m}}$$

$$= 1184.30 \text{ m} \times 4.00 = \underline{\underline{4737.20 \text{ Kg}}} \text{ (1" } \varnothing \text{)}$$

Resúmen del inciso (II). -

$$\text{Concreto} = 129.79 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero de } 1/2" \varnothing = 5510.30 \text{ Kg}$$

$$\text{Acero de } 1" \varnothing = 4737.20 \text{ Kg.}$$

(III) .- ESTRUCTURA PARA EL CANAL DE RIEGO. -

$$A = 3.30 \times 0.40 + 2 \times 0.35 \times 4.00 = 4.12 \text{ m}^2$$

$$V = 4.12 \times 16.50 = \underline{\underline{67.98 \text{ m}^3}}$$

$$83 \text{ varillas } 1/2" \varnothing \text{ con L} = 10.60 \text{ m} = 879.80 \text{ m}$$

$$111 \text{ varillas } 1/2" \varnothing \text{ con L} = 16.50 \text{ m} = \frac{1820.40 \text{ m}}{2700.20 \text{ m}}$$

$$W = 2700.20 \times 1.00 = 2700.20 \text{ Kg.}$$

$$42 \text{ varillas de } 1" \text{ } \phi \text{ con } L = 11.80 \text{ m} = 495.60 \text{ m}$$

$$41 \text{ varillas de } 1" \text{ } \phi \text{ con } L = 6.30 \text{ m} = \frac{258.30 \text{ m}}{753.90 \text{ m}}$$

$$W = 753.90 \times 4.00 = \underline{\underline{3015.60 \text{ Kg.}}} \quad (1" \text{ } \phi)$$

Resumen del inciso (III)

$$\text{Concreto} = 30.90 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero } 5/8" \text{ } \phi = 359.37 \text{ Kg}$$

$$\text{Acero } 1/2" \text{ } \phi = 612.72 \text{ Kg.}$$

(III). - TRANCISION DEL DESAGUE

$$\text{Desarrollo en la sección vertical} = 15.40 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo en el centro del claro} = 14.69 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo promedio} = 15.05 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de medio claro} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Espesor promedio} = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de concreto} = 15.05 \times 3.50 \times 0.35 = \underline{\underline{18.45 \text{ m}^3}}$$

$$11 \text{ varillas de } 5/8" \text{ } \phi \text{ con } L = 8.10 \text{ m} = 89.10 \text{ m}$$

$$10 \text{ varillas de } 5/8" \text{ } \phi \text{ con } L = 13.98 \text{ m} = \frac{139.80 \text{ m}}{228.90 \text{ m}}$$

$$W = 228.90 \times 1.57 = \underline{\underline{359.37 \text{ Kg.}}} \quad (5/8" \text{ } \phi)$$

En un m² tenemos 4 m de varillas de 1/2" ϕ , de donde:

$$= 15.05 \times 3.50 \times 4 \times 1.00 = \underline{\underline{210.70 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \varnothing)$$

$$\text{Desarrollo al centro del claro} = 14.69 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo en la sección } 1.5: 1 = 13.98 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo promedio} = 14.34 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de medio claro} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Espesor promedio} = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 14.34 \times 3.50 \times 0.25 = \underline{\underline{12.54 \text{ m}^3}}$$

En un m^2 de concreto tenemos 8 m de varillo de $1/2" \varnothing$

$$W = 14.34 \times 3.50 \times 2.00 \times 1.00 = \underline{\underline{401.52 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \varnothing)$$

(IV) . - TRANSICION DEL CANAL DE RIEGO

$$\text{Desarrollo en la sección vertical} = 10.50 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo en el centro del claro} = 8.83 \text{ m}$$

$$\text{Desarrollo promedio} = 9.665 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de medio claro} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Espesor promedio} = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Volúmen de concreto} = 9.665 \times 3.50 \times 0.35 = \underline{\underline{11.84 \text{ m}^3}}$$

$$11 \text{ varillos de } 5/8" \varnothing \text{ con } L = 4.93 \text{ m} = 54.18 \text{ m}$$

$$10 \text{ varillos de } 5/8" \varnothing \text{ con } L = 9.665 \text{ m} = \frac{96.67 \text{ m}}{150.85 \text{ m}}$$

$$W = 9.665 \times 3.50 \times 4.00 \times 1.00 = \underline{\underline{135.31 \text{ Kg}}} \quad (1/2" \varnothing)$$

Desarrollo en el centro del claro = 8.83 m

Desarrollo en la sección 1.5:1 = 6.90 m

Desarrollo promedio = 7.82 m

Longitud del medio claro = 3.50 m

Espesor promedio = 0.25 m

Volúmen de concreto = $7.82 \times 3.50 \times 0.25 = \underline{\underline{6.84 \text{ m}^3}}$

En un m² de concreto tenemos 8.00 m de varillos de 1/2" Ø

$W = 7.82 \times 3.50 \times 8.00 \times 1.00 = \underline{\underline{218.96 \text{ Kg (1/2" Ø)}}$

Resúmen del inciso (IV) .-

Concreto = 18.68 m³

Acero de 5/8" Ø = 236.80 Kg.

Acero de 1/2" Ø = 354.27 Kg.

JUNTA ASFALTICA DE 2 DE ESPESOR

A = $118.90 \times 0.20 = 23.78 \text{ m}^2$

SELLO TIPO LIGERO. -

En transición del desague con canal 13.60 m²

En estructura de desague con transición 15.60 m²

En estructura de desague con repartidora 15.60 m²

En el muro de contención con piso repartidora 14.90 m²

En ebanicos con estructura repartidora 26.80 m²

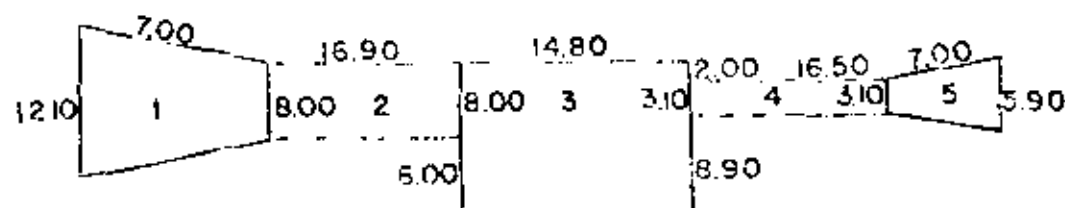
En canal de construcción con alambres	17.40 m ²
En repartidora con estructura del canal de riego	15.40 m ²
En estructura del canal con transición de riego	11.20 m ²
En transición de riego con canal de riego	7.00 m ²
	<hr/>
	137.50 m ²

BARANDAL DE TUBO DE FIERRO DE 2 1/2" Ø

En puente carretero (desague)	15.60 m
En losa de maniobras (desague)	7.80 m
En muro de confunción	17.25 m
En los abanicos	13.95 m
En puente carretero (Canal de riego)	5.80 m
En losa de maniobras (Canal de riego)	2.90 m
	<hr/>
	63.30 m

EXCAVACIONES (APROXIMADAS)

Se consideraron taludes verticales y sin banquetas



Para tomar en cuenta las excavaciones de los dentellones tomaremos una altura del terreno natural de 2.00 m.

$$\begin{aligned}
 A_1 &= (12.10 + 8.00) 0.5 \times 7.00 = & 70.35 \text{ m}^2 \\
 A_2 &= 16.90 \times 8.00 = & 135.20 \text{ m}^2 \\
 A_3 &= 14.80 \times 14.00 = & 207.20 \text{ m}^2 \\
 A_4 &= 3.10 \times 16.50 = & 51.15 \text{ m}^2 \\
 A_5 &= (3.10 + 5.90) 0.5 \times 7.00 = & 31.50 \text{ m}^2 \\
 \hline
 A_{\text{tot}} &= 495.40 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Volúmen aproximado de excavación = 495.40×2.00

$$V = 991 \text{ m}^3$$

RELLENOS COMPACTADOS (APROXIMADOS) .-

Según vemos el plano general donde se muestran las plataformas a la elevación 32.77 tendremos que rellenar 4.00 m de altura aproximadamente

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 7.00 \times 7.00 = 49.00 \text{ m}^2 \\
 A_2 &= 16.90 \times 7.00 = 118.30 \text{ m}^2 \\
 A_3 &= 15.10 \times 7.00 = 105.70 \text{ m}^2 \\
 A_4 &= 16.50 \times 9.15 = 150.98 \text{ m}^2 \\
 A_5 &= 8.075 \times 7.00 = 56.53 \text{ m}^2 \\
 A_6 &= 2.60 \times 7.00 = 18.90 \text{ m}^2 \\
 A_7 &= 3.50 \times 16.90 = 59.15 \text{ m}^2 \\
 A_8 &= 3.50 \times 15.50 = 54.25 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$A_g = 7.00 \times 2.75 = \underline{19.25 \text{ m}^2}$$

$$A \text{ total} = 635.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura promedio de relleno} = 2.60 \text{ m}$$

Volúmen total del relleno (Según las líneas de proyecto)

$$V = 635.56 \times 2.60 = 1652 \text{ m}^3$$

LOSAS. -

1. - En la estructura para desague

a). - Dos tramos de losa para puente carretero

$$\text{Acero} = 1914 \text{ Kg (según plano)}$$

Concreto:

$$V_1 = 7.30 \times 0.27 \times 8.00 = 15.77 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0.25 \times 0.30 \times 8.00 \times 2 = 1.20 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 4 (0.63 \times 0.25 \times 7.30) = 0.22 \text{ m}^3$$

b). - Dos tramos de losa de maniobras para las compuertas.

$$\text{Acero} = 284 \text{ Kg (según plano)}$$

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.50 \times 8.00 = 2.40 \text{ m}^3$$

c). - Dos tramos de losa de maniobras para agujas. -

$$\text{Acero} = 227 \text{ Kg (según plano)}$$

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.20 \times 8.00 = 1.92 \text{ m}^3$$

$$\text{Total de acero en losas del desague} = 2425 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total de concreto en losas del desague} = \underline{21.51 \text{ m}^3}$$

2. - En la estructura para el canal de riego. -

a). - Un tramo de losa para puente carretero

Acero = 655 Kg (según plano)

Concreto:

$$V_1 = 7.30 \times 0.25 \times 3.10 = 5.66 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0.25 \times 0.30 \times 3.20 \times 2 = 0.47 \text{ m}^3$$

$$V_3 = (0.03 \times 0.30 \times 7.30) \times 2 = 0.13 \text{ m}^3$$

$$6.26 \text{ m}^3$$

b). - Un tramo de losa de maniobra para compuerta. -

Acero = Kg. (según plano)

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.50 \times 3.10 = 0.93 \text{ m}^3$$

c). - Un tramo de losa de maniobras para agujeros. -

Acero = Kg (según plano)

$$\text{Concreto} = 0.20 \times 1.20 \times 3.10 = 0.74 \text{ m}^3$$

3. - Drenes

6 piezas (2 drenes por tramo)

4. - Junta asfáltica de 2 de espesor

$$A_1 = 0.38 \times 8.00 = 3.04 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0.30 + 0.40 + 0.30) \times 8.00 = 8.00 \text{ m}^2$$

$$A_3 = (0.30 + 0.30) \times 3.10 = 1.86 \text{ m}^2$$

$$12.90 \text{ m}^2$$

5.- Concreto asfáltico. -

$$V_1 = 6.70 \times 0.03 \times 8.00 = 1.61 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 6.70 \times 0.03 \times 3.10 = 0.62 \text{ m}^3$$

$$2.23 \text{ m}^3$$

CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

PUENTE-VADO SOBRE EL RIO

SOTO LA MARINA

ING. FILIBERTO CAMPOS MORALES
NOVIEMBRE DE 1931

**GENERALIDADES Y
CALCULOS HIDRAULICOS**

GENERALIDADES. -

En el Distrito de Riego del Río Soto la Marina, en el Estado de Tamaulipas se hizo necesario la construcción de un Puente-Vado para comunicar la Población de Abasolo con un Ejido llamado "Morelos" que en la actualidad cuenta con una población de 419 familias (Ejidatarios).

Este ejido quedaba siempre aislado en época de avenidas y con la grave consecuencia de que el producto de sus cosechas en varias ocasiones se les echaba a perder. Esto aunado a las necesidades que por enfermedad ó alguna otra causa impedía a los habitantes del mencionado ejido atravesar el citado río, agravaba más la situación de estas personas.

Las autoridades de ésta Secretaría de Recursos Hidráulicos convinieron pues en la construcción del citado Puente-Vado.

SITIO DEL CRUCE. -

Se estudiaron cuatro (4) alternativas probables para el puente, quedando en definitiva la sección estudiada a 200m aguas arriba del vado actual que no es más que una serie de 6 tubos de 76 cm de ϕ con un colchón de tierra de aproximadamente 1.50m, con 6.00m de ancho de corona.

PORQUE SE PENSO EN PUENTE - VADO:

Haciendo esta Secretaría un estudio hidrológico detallado se llegó a la conclusión de que construir un puente requería de una altura de aproximadamente 26.00 metros desde el lecho del río hasta la rusante ya que había que considerar el gasto que en algún caso dado vertiera la "Presá La Patria es Primero" (Tiene capacidad para verter 5 000 m³/seg), más el gasto por cuenca propia de la zona estudiada (540 m³/seg aproxima

damente, para un período de retorno de 5 a 10 años).

Por otra parte, pensar en un Vado sería inútil pues el vado actual es suficiente para el gasto de estiaje (12 a 20 m³/seg).

Lo razonable entonces sería la construcción del Puente-Vado para que la población del Ejido Morelos estuviera aislada el mínimo tiempo (3 a 5 días en época de avenidas).

TIPO DE PUENTE. - ALTERNATIVAS. -

Se procedió a estudiar el tipo de puente adecuado para el cruce y tras algunas alternativas y consultando con las autoridades correspondientes de la S. R. H. se concluyó lo siguiente:

a). - SUPERESTRUCTURA. -

Esta debería ser lo menos peraltada posible para evitar un mayor empuje dinámico del agua. Además, como los claros son de 20 m se pensó en que ésta debería ser a base de losas de concreto reforzado, aligeradas con tubo de cartón comprimido. (peralte de 1.00m).

b). - SUBESTRUCTURA. -

La solución a este caso fué a base de pilas de concreto reforzado con cabezal en doble voladizo; con el cuerpo de la columna con tajamares redondeados y desplazados en el manto de lutita.

En los apoyos extremos se pensó en caballetes de concreto reforzado y desplazados por superficie (zopatos). -

CALCULOS HIDRAULICOS Y LOCALIZACION DE LA RASANTE. -

En relación a los cálculos hidráulicos y de acuerdo con el estudio hidrológico proporcionado (copia) por la S. R. H. vamos a verificar sus características tanto en la sección original como en la sección modificada, es decir, bajo el puente.

Para esto de acuerdo con el anteproyecto definitivo, calcularemos el Área Hidráulica, contando para esto con un planímetro calibrado, marca OTT, y tomando áreas parciales según se muestra.

Se efectuaron en cada caso 4 (cuatro) lecturas al promedio de ellas se le afectó del factor 4 por estar el dibujo a escala 1:200

$$A_I = \left. \begin{array}{l} 715.3 \\ 707.2 \\ 699.6 \\ 691.7 \end{array} \right\} = 7.07 \text{ (promedio)} = 7.07 \times 4 = 28.28 \text{ m}^2$$

$$A_{II} = \left. \begin{array}{l} 691.6 \\ 667.4 \\ 643.3 \\ 619.2 \end{array} \right\} = 24.13 \text{ (promedio)} = 24.13 \times 4 = 96.53 \text{ m}^2$$

$$A_{III} = \left. \begin{array}{l} 699.8 \\ 661.4 \\ 622.8 \\ 584.2 \end{array} \right\} = 38.53 \text{ (promedio)} = 38.53 \times 4 = 154.13 \text{ m}^2$$

$$A_{IV} = \left. \begin{array}{l} 600.7 \\ 576.5 \\ 553.6 \\ 530.3 \end{array} \right\} = 23.47 \text{ (promedio)} = 23.47 \times 4 = 93.87 \text{ m}^2$$

$$A_V = \left. \begin{array}{l} 724.5 \\ 714.1 \\ 703.8 \\ 693.0 \end{array} \right\} = 10.50 \text{ (promedio)} = 10.50 \times 4 = 42.00 \text{ m}^2$$

Área hidráulica total en la sección: $A_o = 418.00 \text{ m}^2$

PERIMETRO MOJADO. - (P_o)

Esta lectura se obtuvo con curvómetro y se efectuó varias veces para obtener una mayor aproximación.

$$P_o = 102.90 \text{ m}$$

RADIO HIDRAULICO. - (r_o)

$$r_o = \frac{A_o}{P_o} = \frac{418.00}{102.90} = 4.052 \text{ m}$$

$$r_o^{2/3} = 2.546 \text{ m}^{2/3}$$

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD. - (n)

Se consideró $n = 0.045$ por ser un cauce natural.

GASTO DE LA CORRIENTE. - (Q_o)

Según estudio hidrológico: $Q_o = 540 \text{ m}^3/\text{seg}$

VELOCIDAD DE LA CORRIENTE. - (V_o)

$$V_o = \frac{540}{418} = 1.292 \text{ m/seg}$$

PENDIENTE HIDRAULICA. - (S_o)

$$S_o = \left(\frac{V_o n}{r_o^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.292 \times 0.045}{2.546} \right)^2 = 0.00052$$

La Residencia de Construcción en Abasolo, Tams. reportó una pendiente hidráulica de $S=0.00051$ por lo tanto podemos asegurar que los cálculos anteriores están dentro de la realidad.

CALCULOS HIDRAULICOS BAJO EL PUENTE. -

AREA BAJO EL PUENTE. - (A_{bp})

De acuerdo con el plano del anteproyecto calcularemos el área obstruida por los cobertizos y las pilas del puente:

$$\begin{aligned} A_1 &= 3.10 \times 1.00 = 3.10 \text{ m}^2 \\ A_2 &= 6.40 \times 1.00 = 6.40 \text{ " } \\ A_3 &= 6.35 \times 1.00 = 4.35 \text{ " } \\ A_4 &= \frac{2.30 \times 0.40}{2} = 0.46 \text{ " } \\ & \qquad \qquad \qquad 20.66 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Entonces el área bajo el puente es:

$$A_{bp} = 418 - 20.66 = 397.34 \text{ m}^2$$

VELOCIDAD BAJO EL PUENTE. - (V_{bp})

$$V_{bp} = \frac{Q_0}{A_{bp}} = \frac{540.00}{397.34} = 1.359 \text{ m/seg}$$

SOBREELEVACION. -

$$h = \frac{V_{bp}^2 - V_0^2}{2g} = \frac{1.359^2 - 1.292^2}{2 \times 9.81} = 0.009 \text{ m}$$

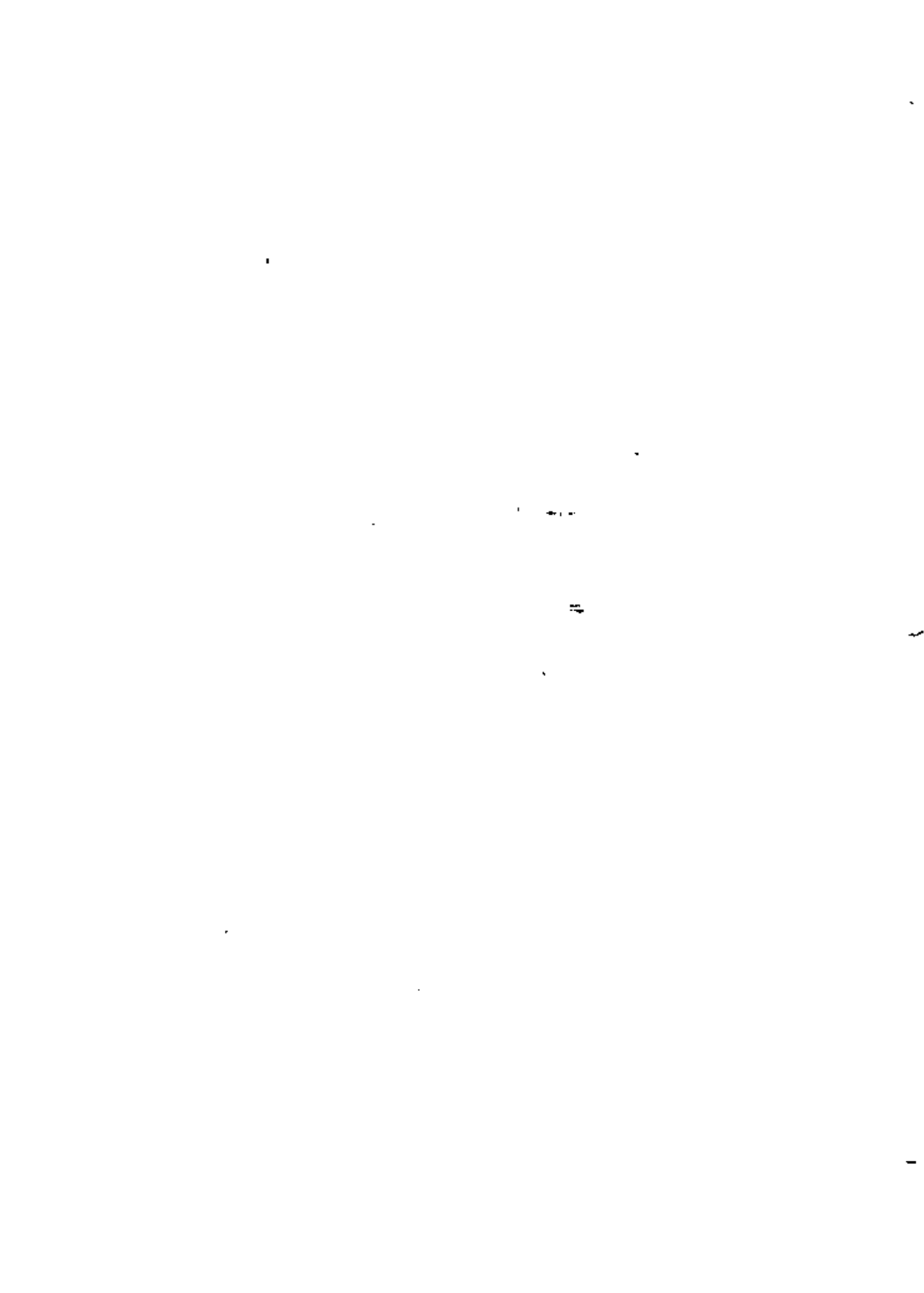
Podemos decir que la sobreelevación bajo el puente es nula.

CALCULO DE LA RASANTE. -

N. A. para $540 \text{ m}^3/\text{seg}$	39.90 m
Sobreelevación	0.00 "
Espacio libre vertical	1.07 "
Espesor de la superestructura	1.00 "
Espesor de la carpeta asfáltica	0.03 "

$$\text{RASANTE} = 42.00 \text{ m}$$

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA
SUPERESTRUCTURA



DESCRIPCION. -

Este cálculo corresponde a una losa plana, de concreto reforzado de 20m de claro, aligerada con tubos de cartón comprimido de 72 cm de ϕ .

DATOS DEL PROYECTO. -

Claro de la losa = 20.00 m

Longitud total = 20.50 m

Ancho de carpeta asfáltica = 6.50 m

Ancho de la calzada = 7.50 m

Ancho total del puente = 8.00 m

Espesor de la losa aligerada = 1.00 m

Espesor de la carpeta asfáltica = 0.03 cm

Bombeo = 0.08 m (El perfil es recto con pendiente de 2%)

Esviajamiento = 0° (El puente es normal)

Parapeto de tubo de fierro fundido de 2 1/2" ϕ

Carga móvil: Camión tipo HS -20, en dos fajas de circulación

CONSTANTES DE CALCULO PARA CONCRETO REFORZADO. -

$$f_s = 2\,000 \text{ Kg/cm}^2 \quad (LE \geq 4\,000 \text{ Kg/cm}^2)$$

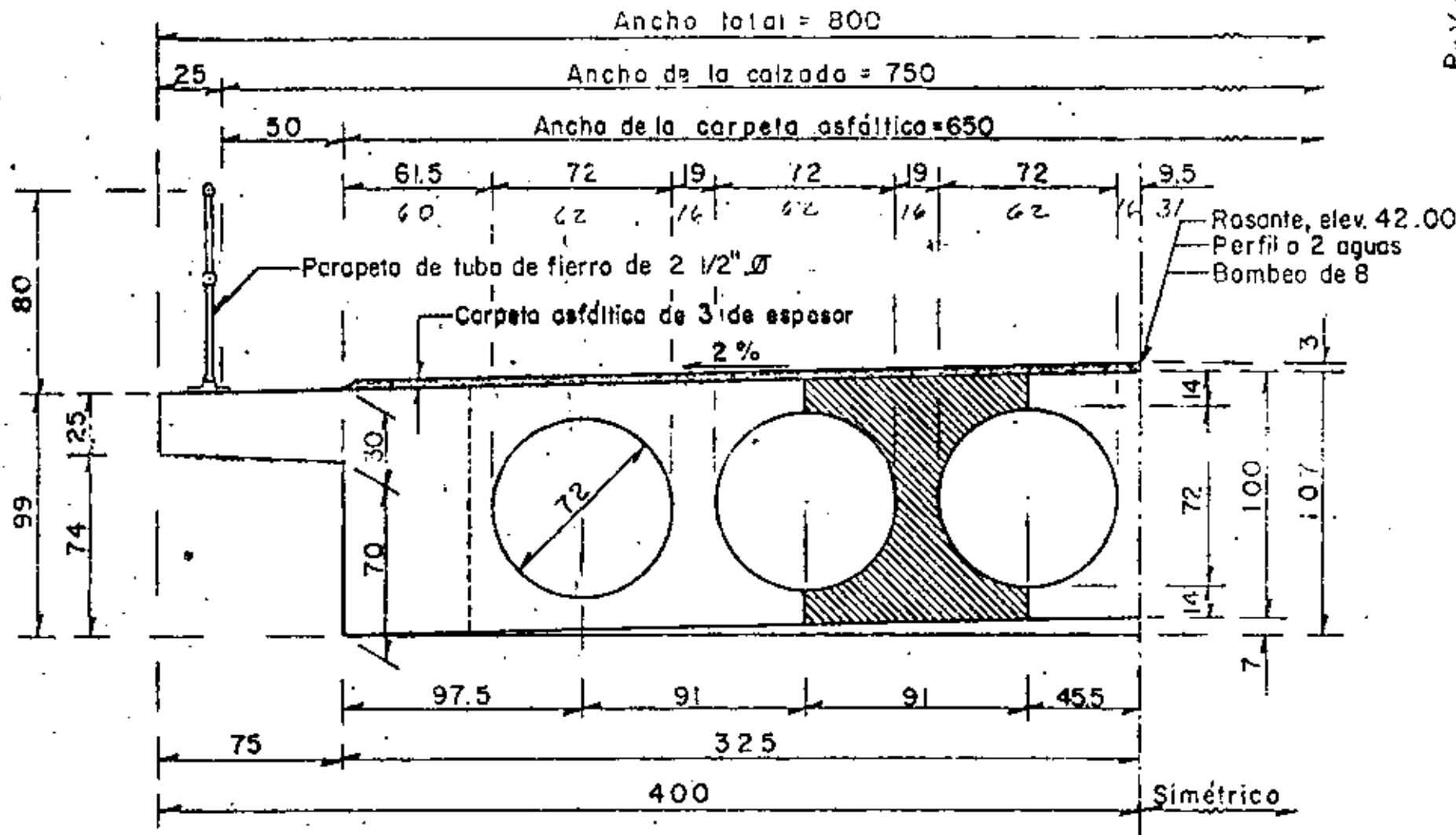
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 \quad f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2 \quad c = 0.270$$

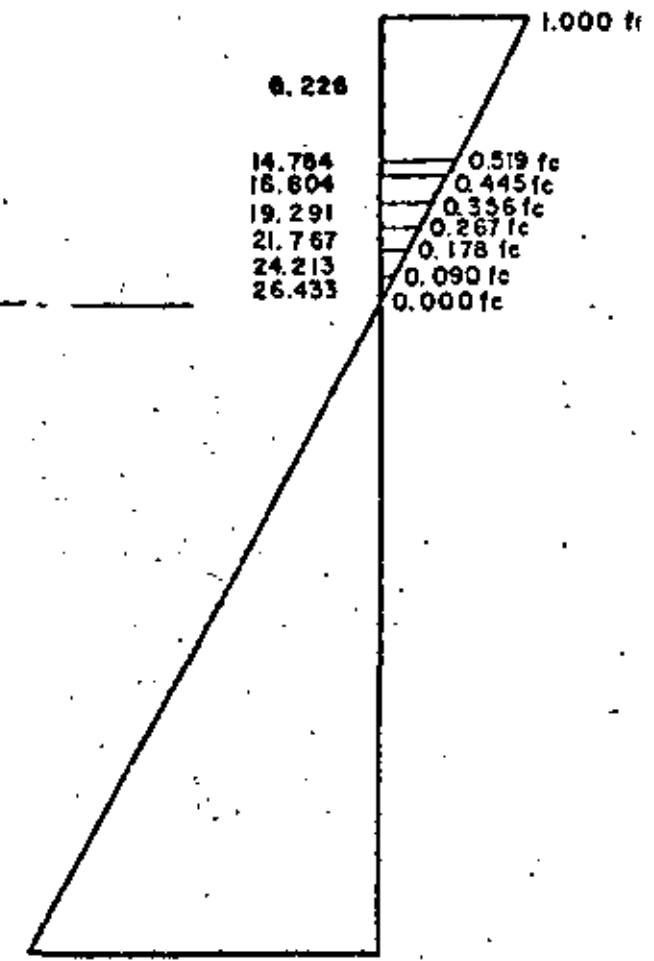
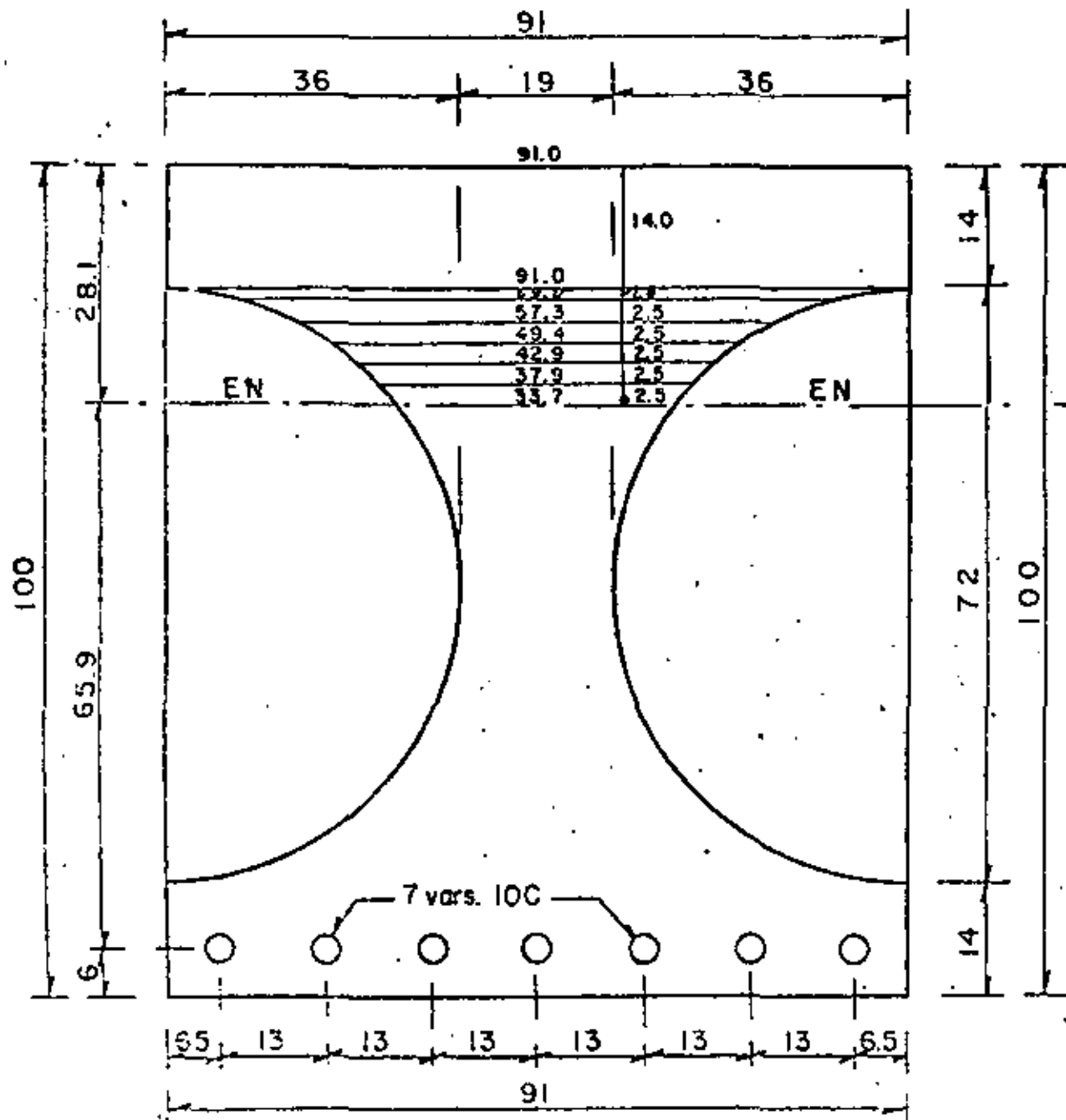
$$n = 9$$

$$h = 0.30$$

$$j = 0.90$$

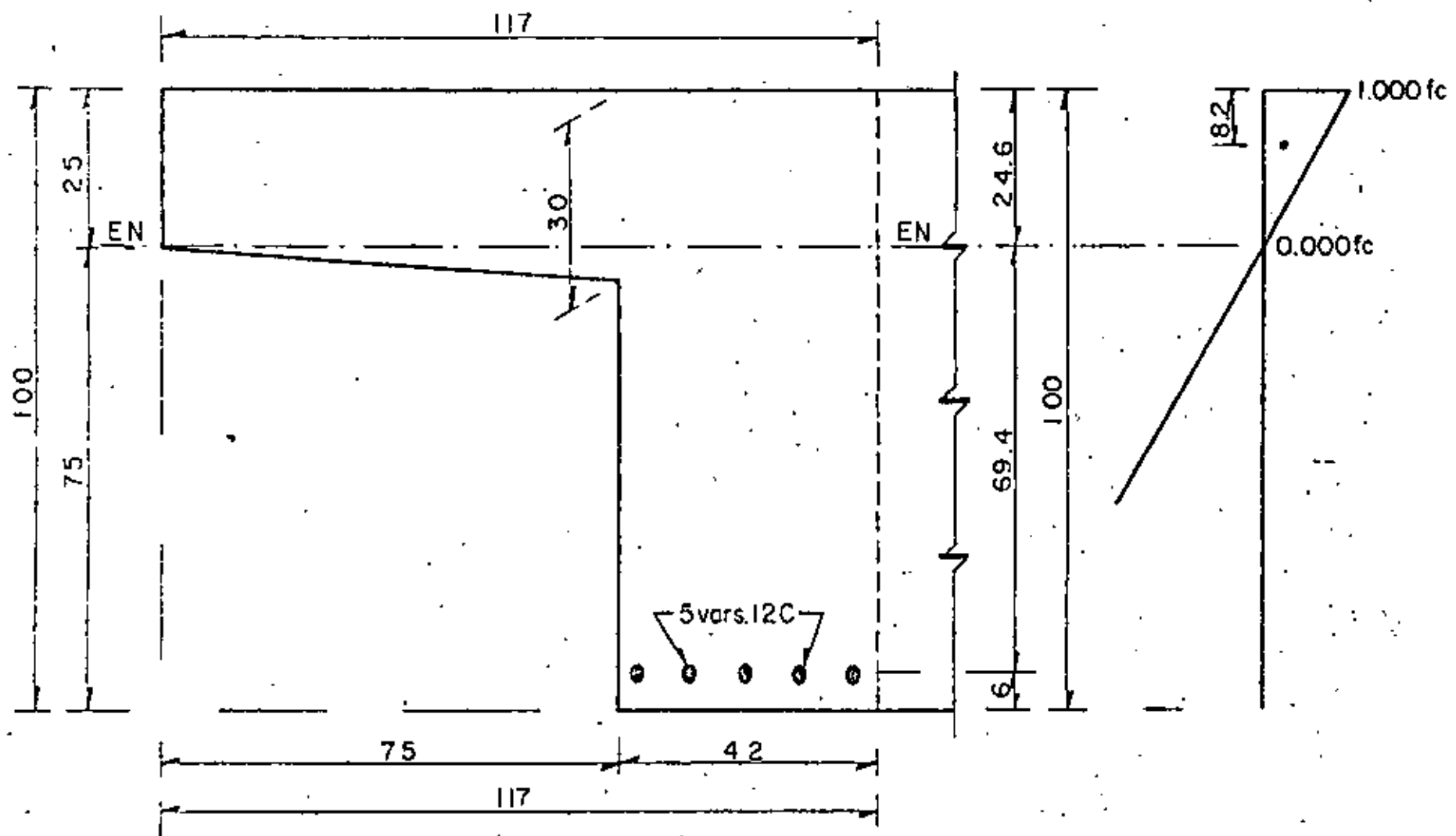


MEDIA SECCION NORMAL



DOVELA

P-V-R



VIGA MARGINAL Y VOLADIZO

SECCION PROPUESTA. -

Las tres hojas anteriores muestran el tipo de superestructura que deseamos calcular, mostrando media sección normal, detalle de la viga y Dovelita.

DISEÑO ESTRUCTURAL. -

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE UNA DOVELITA:

a). - Paso propio

$$\text{Peso del tubo de cartón comprimido} = 22 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Asfalto} = 0.91 \times 0.03 \times 2200 = 60 \text{ "}$$

$$\text{Concreto} = (0.91 \times 1.00 - 0.7854 \times 0.72^2) \times 2400 = 1207 \text{ "}$$

$$1289 \text{ Kg/m}$$

b). - Carga móvil con impacto. -

$$I = \frac{15.24}{20 + 38.10} = 0.262$$

$E = 0.055 + 1.22 = 0.06 \times 20 + 122 = 2.42 \text{ m} > 2.13 \text{ m}$ se limita este valor a $E=2.130\text{m}$

Del apéndice "A" pág 164 de las especificaciones de puentes para Caminos, de la S. O. P., en su edición de noviembre de 1964, e interpolando para 20.00m de claro, tenemos:

$M_{cv} = 125390 \text{ Kg-m/foja de circulación}$

c). - Momento total por metro. -

$$M_{\text{total}} = \frac{1289 \times 20^2}{8} + \frac{125390 \times 1.262}{2 \times 2.13} = 101596 \text{ Kg-m}$$

d). - Momento total por Dovela. -

$$M_{\text{total}} = 101596 \times 0.91 = 92452 \text{ Kg-m}$$

REVISIÓN DE LOS ESFUERZOS POR FLEXIÓN. -

De acuerdo con la hoja núm. 11 supondremos el eje neutro (EN) a 28.1 cm por debajo de la parte superior de la dovela.

Suponemos además que el acero principal de refuerzo por dovela lo forman 7 var.

$$10\text{C}, \text{ es decir } A_s = 7 \times 7.92 = 55.44 \text{ cm}^2$$

a). - El momento estático del concreto vale:

$$V1 = 91 \times 14 \times 21.1 = 26881 \text{ cm}^3$$

$$V2 = (91 + 69) 0.5 \times 1.6 \times 13.3367 = 1707 \text{ cm}^3$$

$$V3 = (69 + 57.3) 0.5 \times 2.5 \times 11.2886 = 1782 \text{ cm}^3$$

$$V4 = (57.3 + 49.4) 0.5 \times 2.5 \times 8.7808 = 1171 \text{ cm}^3$$

$$V5 = (49.4 + 42.9) 0.5 \times 2.5 \times 6.2793 = 724 \text{ cm}^3$$

$$V6 = (42.9 + 37.9) 0.5 \times 2.5 \times 3.7759 = 381 \text{ cm}^3$$

$$V7 = (37.9 + 33.7) 0.5 \times 2.5 \times 1.2744 = 114 \text{ cm}^3$$

$$M_c = 32760 \text{ cm}^3$$

Como $M_s = 55.44 \times 9 \times 65.9 = 32881 \text{ cm}^3 \cong$

$M_c = 32760 \text{ cm}^3$, entonces la suposición del eje neutro es aceptable.

c). - La compresión se define con:

$$\text{Fuerza}_1 = (1.000 + 0.5018) 0.50 \times 14 \times 91 \times f_c = 956.647 f_c$$

$$\text{Brazo}_1 = 6.226 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_1 = 5956.082 f_c$$

$$\text{Fuerza}_2 = (0.5018 + 0.4448) 0.50 \times 1.6 \times 80 \times f_c = 60.582 f_c$$

$$\text{Brazo}_2 = 14.7839 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_2 = 895.644 f_c$$

$$\text{Fuerza}_3 = (0.4448 + 0.3559) 0.50 \times 2.5 \times 63.15 \times f_c = 63.205 f_c$$

$$\text{Brazo}_3 = 16.8037 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_3 = 1062.082 f_c$$

$$\text{Fuerza}_4 = (0.3559 + 0.2669) 0.50 \times 2.5 \times 53.35 \times f_c = 41 f_c$$

$$\text{Brazo}_4 = 19.2905 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_4 = 801.192 f_c$$

$$\text{Fuerza}_5 = (0.2669 + 0.1779) 0.50 \times 2.5 \times 46.15 \times f_c = 25.659 f_c$$

$$\text{Brazo}_5 = 21.7666 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_5 = 558.518 f_c$$

$$\text{Fuerza}_6 = (0.1779 + 0.0897) 0.50 \times 2.5 \times 40.40 \times f_c = 13.514 f_c$$

$$\text{Brazo}_6 = 24.2127 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_6 = 327.206 f_c$$

$$\text{Fuerza}_7 = 0.0697 \times 2.5 \times 0.50 \times 35.8 \times f_c = 4.014 f_c$$

$$\text{Brazo}_7 = 26.4333 \text{ cm}$$

$$\text{Momento}_7 = 106.105 f_c$$

$$\Sigma F = 1165 f_c$$

$$\Sigma M = 9706 f_c$$

$$\text{Por lo tanto } Z = \frac{9706.829 f_c}{1165.154 f_c} = 8.331 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces } J_d = 100 - 6 - 8.331 = 85.669 \text{ cm}$$

Los esfuerzos de trabajo resultarán:

$$f_c = \frac{9706.829}{1165.154 \times 85.669} = 97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$97 \text{ Kg/cm}^2 < 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ bien}$$

$$f_s = \frac{9706.829}{35.44 \times 85.669} = 2044 \text{ Kg/cm}^2 \quad 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\% \text{ que sobrepasa} = \left(\frac{2044 - 2000}{2000} \right) 100 = 2.2 \% < 3\% \text{ A.C.I.}$$

En conclusión, los esfuerzos de trabajo son aceptables

e). - Refuerzo por distribución. -

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 20}} = 12.35 \% < 50 \%$$

$$A_{sd} = 0.1235 \times 55.44 = 6.85 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 18 cm c.a.c.

f). - Refuerzo por temperatura. -

$$A_{st} = 0.00125 \times 91 \times 100 = 11.375 \text{ cm}^2 \quad 6.00 \text{ cm}^2$$

Se colocará el máximo refuerzo especificado para temperatura que es de 6.00 cm^2 ; por lo tanto colocaremos varillas 4C a cada 21 cm c.a.c.

REVISION DE LOS ESFUERZOS CORTANTES. -

En las zonas próximas a los apoyos, la losa será de sección maciza, para soportar la fuerza cortante, con un esfuerzo máximo de $v = 1.33 \sqrt{f'c} = 21.03 \text{ Kg/cm}^2$, en atención a lo especificado por A.C.I.

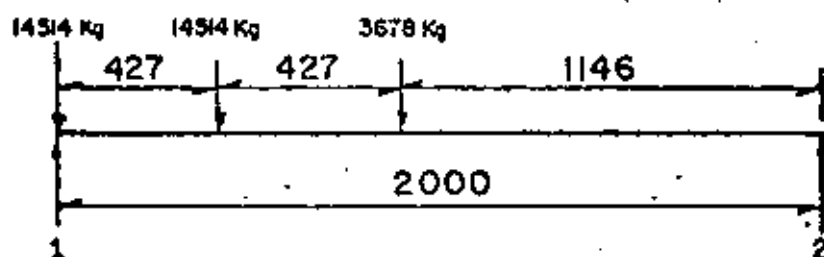
a). - Cortante por peso propio:

Suponiendo que los tubos lleguen hasta la sección a 1.30m del eje de apoyos, la fuerza cortante tendrá el siguiente valor máximo:

Asfalto	=	$0.03 \times 0.91 \times 20 \times 0.50 \times 2200 =$	601	Kg
Macizo	=	$1.30 \times 1.00 \times 0.91 \times 2400 =$	2839	"
Dovela	=	$(1.00 \times 0.91 - 0.7854 \times 0.72^2) 8.70 \times 2400 =$	10499	"
		$V_{pp} =$	13939	Kg.

b). - Cortante por carga móvil en apoyo:

Con las concentraciones que se indican, tendremos:



$$R_1 = \frac{14514 + 14514 \times 15.73 + 3678 \times 11.46}{20.00} = 28,008 \text{ Kg}$$

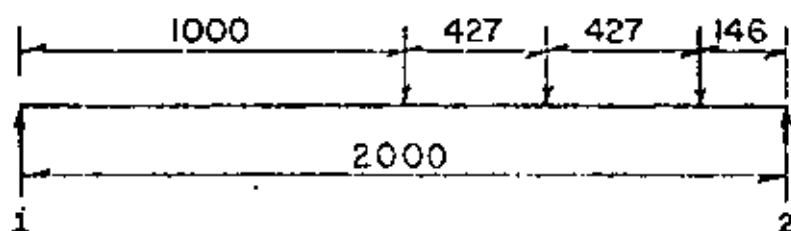
$$V_{cv} = \frac{28,008 \times 1.262}{2 \times 2.13} = 8297 \text{ Kg}$$

El cortante total en el apoyo vale:

$$V_{total} = 22236 \text{ Kg}$$

c). - Cortante por carga móvil, en el centro del claro. -

Con las concentraciones indicadas se tiene:



$$R_1 = \frac{14514 \times 10.00 + 14514 \times 5.73 + 3628 \times 1.46}{20.0} = 11680 \text{ Kg}$$

$$\text{Entonces } V_e = \frac{11680 \times 1.262}{2 \times 2.13} = 3460 \text{ Kg}$$

Teniendo en cuenta que la variación de la fuerza cortante es muy aproximadamente lineal, la intensidad en la sección a 1.30m del eje de apoyos será:

$$V_{1.30} = \frac{3460 + 22236 - 3460 \times 18.70}{20} = 21016 \text{ Kg}$$

y el esfuerzo cortante será:

$$V'_{1.30} = \frac{21016}{19 \times 85.669} = 12.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$12.91 \text{ Kg/cm}^2 < 21.03 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ bien}$$

d). - Distancia, a partir del centro del claro, a la cual puede doblarse la mitad del acero principal de refuerzo.

$$d = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 0.30 = 10 \sqrt{0.5} + 0.30 = 7.37 \text{ m}$$

Se doblará la mitad del acero principal del refuerzo a 8.70m a partir del claro para no recortar la longitud de los tubos de cartón comprimido.

e). - Para reforzar la parte central de la losa, aligerada con tubos de cartón comprimido, se usarán varillas 4C de dos ramas, cuyo espaciamiento se determina considerando que el concreto puede absorber.

$$V_{perm} = 0.292 f_c = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 4.62 \times 19 \times 85.669 = 7520 \text{ Kg}$$

$$V_{estribos} = 21016 - 7520 = 13496 \text{ Kg}$$

Entonces la separación para estos estribos será de:

$$s = \frac{2 \times 1.27 \times 2000 \times 85.669}{13496} = 32.3 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 30 cm.

DISEÑO DE LA GUARNICION. -

Conservadoramente y sin error apreciable podemos considerar que la sección en estudio es la sección formada por el voladizo más 42cm de losa pues es la sección donde termina media dovela extrema.

a). - Por peso propia:

$$M_{pp} = \frac{(0.175 \times 0.75 + 0.42 \times 1.00) 2400 \times 20.00^2}{8} = 66,150 \text{ Kg -m}$$

b). - Por carga móvil. -

Esta carga, según las Especificaciones ASSHO, se determine como el 20% del producido por el camión tipo, es decir:

$$M_{cv} = 0.20 \times 125390 \times 1.262 = 31648 \text{ Kg -m}$$

Entonces el momento total vale: $M_{tot.} = 97,798 \text{ Kg -m}$

En la sección resistente que estamos estudiando, si suponemos que la profundidad del eje neutro es de 24.6 cm bajo el piso de losa, y que el acero de refuerzo lo constituyen 5 varillos 12C ($A_s = 57.00 \text{ cm}^2$), tendremos:

1º Momento estático del acero

$$M_s = 57 \times 9 \times (100 - 24.6 - 6) = 35602 \text{ cm}^3$$

2º Momento estático del concreto:

$$M_c = 24.6 \times (75 + 42) \times 12.30 = 35402 \text{ cm}^3$$

Como $35602 \text{ cm}^3 \approx 35402 \text{ cm}^3$, la suposición es aceptable.

c). - Para encontrar la profundidad de la compresión se tendrá:

$$\Sigma \text{ Fuerza} = 1.00 \times 24.6 \times 0.5 \times 117 \times f_c = 1439.1 f_c$$

$$\Sigma \text{ Brazo} = \frac{24.6}{3} = 8.2 \text{ cm}$$

$$\text{Momento} = 1439.1 \times 8.2 = 11800.62 f_c$$

$$F = 1439.1 f_c$$

$$M = 11800.62 f_c$$

$$Z = \frac{11800.62}{1439.1} = 8.2 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo tanto } Jd = 100 - 6 - 8.2 = 85.8 \text{ cm}$$

d). - Los esfuerzos de trabajo resultarán de:

$$f_c = \frac{9'779\ 800}{1439.10 \times 85.80} = 79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$79 \text{ Kg/cm}^2 < 100 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bien}$$

$$f_s = \frac{9'779\ 800}{57.00 \times 85.80} = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bien}$$

Los esfuerzos resultarán aceptables.

e). - La fuerza cortante en el apoyo se obtiene con:

$$\text{Peso propio: } V_{pp} = (0.275 \times 0.75 + 0.42 \times 1.00) 2400 \times 10.00 = 15000 \text{ Kg}$$

$$\text{Por camión: } V_{cv} = 0.20 \times 1.262 \times 28008 = 7069 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{total apoyos}} = 22079 \text{ Kg}$$

f). - La fuerza cortante total en el centro del claro se obtiene también con las concentraciones del camión y vales:

$$V_c = 0.20 \times 1.262 \times 11690 = 2948 \text{ Kg}$$

Para cubrir el diagrama de cortantes se pondrán estribos $4C_4$ de ramas cuya separación

será de:

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 2000 \times 85.80}{22099} = 19.7 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C, de dos ramas a cada 20 Cm y esta separación será la que se utilice en todo el claro, pues se estima que es el refuerzo mínimo, para esfuerzos de fraguado y temperatura.

CALCULO ESTRUCTURAL DEL VOLADIZO. -

Se tomarán los momentos al paño exterior de la losa

a). - Por carga muerta:

$$\text{Parapeto de tubo de } 2 \frac{1}{2}'' \phi = 40 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Brazo} = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 40 \times 0.55 = 22 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Voladizo} = (0.25 + 0.30) 0.5 \times 0.75 \times 2400 = 495 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Brazo} = \frac{0.75}{3} \left(\frac{2 \times 0.25 + 0.30}{0.25 + 0.30} \right) = 0.364 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 495 \times 0.364 = 180 \text{ Kg - m/m}$$

b). - Por carga viva. - (Rueda a 1 pié de la guarnición

$$P = 7257 \text{ Kg}$$

$$X = 0.75 - 0.305 = 0.445 \text{ cm}$$

$$E = 0.40 \times 1.143 = 0.40 \times 0.445 + 1.143 = 1.321 \text{ m}$$

$$I = 0.262$$

$$M_{cv + 1} = \frac{1.262 \times 7257 \times 0.445}{1.321} = 3035 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Momento total en el voladizo: } M_{total} = 3207 \text{ Kg - m/m}$$

$$\text{Peralte necesario: } d = 0.270 \sqrt{3287} = 15.48 \text{ cm}$$

$$\text{Adaptamos } d = 26 \text{ cm, } r = 4 \text{ cm, } h = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{328700}{2000 \times 0.90 \times 26} = 7.02 \text{ cm}^2$$

Varas 5C a cada 28 cm, pero se colocarán a cada 21 para traslaparlas con el acero calculado por temperatura. -

$$(A_s = 9.43 \text{ cm}^2)$$

$$\text{LONGITUD DE ANCLAJE. - } L_o = \frac{A_s \cdot f_s \cdot J_d}{V}$$

$$A_s = 9.43 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J_d = 0.90 \times 26 = 23.4 \text{ cm}$$

$$V = 40 + \frac{495 + 7257 \times 1.262}{1.321} = 7468 \text{ Kg/m}$$

$$\therefore L_o = \frac{9.43 \times 2000 \times 23.4}{7468} = 59 \text{ cm}$$

Esta longitud se verá afectada de los siguientes factores:

1º Por 1.4, ya que son varillas del lecho superior.

(Véanse aspectos fundamentales del concreto reforzado, Tabla 9.2, pág. 183. - Oscar M. Glez. C.).

2º Por 1.25 por traslaparse más de la mitad del acero principal del refuerzo (Recomendación S. O. P.).

$$\text{Entonces: } L_o = 59 \times 1.4 \times 1.25 = 103 \text{ cm}$$

REVISION POR ESFUERZO CORTANTE. -

$$f_c = 0.002 \cdot f'_c = 0.002 \cdot 1950 = 4.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\text{calc.}} = \frac{V}{b d} = \frac{7468}{100 \times 26} = 2.87 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $2.87 \text{ Kg/cm}^2 < 4.62 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por cortante

REVISION POR ADHERENCIA. - (D = 1.59 cm, varillos 5C)

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.59} = 22.87 \text{ Kg/cm}$$

$$\Sigma o_{\text{calc}} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 9.43}{1.59} = 23.72 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{calc}} = \frac{V}{\Sigma o J_d} = \frac{7468}{23.72 \times 0.90 \times 26} = 13.45 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $13.45 \text{ Kg/cm}^2 < 22.87 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por adherencia

CALCULO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO. -

Se usará Neopreno de dureza Shore 60, para fines de cálculo, pero se colocarán placas de dureza Shore 70.

ESFUERZOS PERMISIBLES. -

Por : carga muerta 35 Kg/cm²

Por carga muerta + carga viva + impacto 56 Kg/cm²

CARGA POR DOVELA Y POR APOYOS. -

Carga muerta = $1289 \times 20.00 \times 0.50 = 12890 \text{ Kg}$

Carga móvil con impacto = $28008 \times 0.50 = \frac{1400}{26894} \text{ Kg}$

DIMENSIONES DE LAS PLACAS. -

Si pondremos placas de 20 cm de ancho por 24 cm de longitud y de 1.27 cm de espesor

ESFUERZOS DE TRABAJO. -

$$f_1 = \frac{12890}{20 \times 24} = 26.85 \text{ Kg/cm}^2 < 35/\text{cm}^2 \therefore \text{bién}$$

$$f_2 = \frac{26894}{20 \times 24} = 56.02 \text{ Kg/cm}^2 \approx 56 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

ESPESOR DEL APOYO MOVIL. -

La deformación máxima por compresión, según especificaciones es del 15%

La deformación por dilatación es:

$$Ad = 0.000011 \times 2000 \times 15^\circ = 0.33 \text{ cm}$$

La deformación por esfuerzo vale:

$$E = \frac{1800 \times 2000}{2100000} = 1.71 \text{ cm}$$

Entonces la deformación total será:

$$\text{total} = 2.04 \text{ cm}$$

El espesor en placas, mínimo recomendable es dos veces el movimiento previsto de la superestructura, es decir:

$$Emfn. = 2 \times 2.04 = 4.08 \text{ cm}$$

Se proponen tres placas de 1.27 cm de espesor, separados por dos láminas de acero de 0.16 cm cada una.

$$\text{Factor de forma: } Ff = \frac{20 \times 24}{2(20 + 24) 1.27} = 4.29$$

Con este valor, para obtener una deformación del 15% bastará usar Neopreno de menor dureza, pero por recomendaciones del Departamento de Puentes de la S. O. P., deberá usarse dureza Shore 60, para el cálculo.

La fuerza horizontal, necesaria para deformar el apoyo es:

$$F_h = \frac{E_v \cdot A \cdot \Delta}{l} = \frac{7.75 (20 \times 24) \cdot 2.04}{3 \times 1.27} = 1992 \text{ Kg}$$

y en los 7 apoyos $F_h = 13944 \text{ Kg}$.

La deformación límite sin que se produzca resbalamiento en el apoyo vale:

$$\Delta_r = \frac{CM \times T \times 1.9}{5 \times A \times E_v} = \frac{12890 \times 3 \times 1.27 \times 1.9}{5 \times 20 \times 24 \times 7.75} = \frac{93310.71}{18800}$$

$$\Delta_r = 5.02 \text{ cm} > 2.04 \text{ cm} \therefore \text{bién}$$

ESPESOR DEL APOYO FIJO. -

Se propone una placa de neopreno de $20 \times 24 \times 1.27 \text{ cm}$, y ésta placa deberá tener capacidad para equilibrar las fuerzas horizontales del tramo en cuestión, es decir:

$$\text{Frenaje} = \frac{0.05 (8165 + 952 \times 20) \cdot 2}{10} = 272 \text{ Kg}$$

$$\text{Fricción } 0.05 \times 12890 = \frac{645 \text{ Kg}}{917 \text{ Kg}}$$

Por fricción el apoyo puede soportar:

$$\text{Carga muerta: } F_h = 0.40 \times 12890 = 5156 \text{ Kg}$$

$$\text{Por carga muerta + carga viva: } F_h = 0.40 \times 26894 = 10758 \text{ Kg}$$

Ambos valores son mayores que $917 \text{ Kg} \therefore \text{bién}$

CUBICACIONES. -

1. - Acero de refuerzo $LE \cong 4000 \text{ Kg/cm}^2$, según la tabla de varillas, se consignan 12058 Kg/tramo .

2. - Concreto de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$. De la figura de la hora número 2, se tiene:

$$A_1 = (0.25 + 0.30) 0.50 \times 0.75 = \frac{\quad}{\quad} 0.20625 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.00 \times 3.25 = \frac{\quad}{\quad} 3.25000 \text{ m}^2$$

$$0.5 A_t = 3.45625 \text{ m}^3$$

$$A_t = 6.9125 \text{ m}^3$$

Por los zoclos tendremos:

$$V_z = 0.07 \times 3.25 \times 0.5 \times 0.90 \times 4 = 0.4095 \text{ m}^3$$

El volumen total del concreto será:

$$V_{\text{total}} = 6.9125 \times 20.50 + 0.4095 = 142.116 \text{ m}^3$$

El volumen de huecos, por los tubos de cartón vale:

$$V = 0.7854 \times 0.72^2 \times 6 \times 17.40 = 42.507 \text{ m}^3$$

∴ El volumen neto del concreto será:

$$V_n = 142.116 - 42.507 = 99.609 \text{ m}^3$$

3. - Concreto esfáltico. -

$$V = 0.03 \times 6.50 \times 20.50 = 4.00 \text{ m}^3$$

4. - Tubo de cartón comprimido (72 ϕ). -

$$L = 17.40 \times 6 = 104.40 \text{ m}$$

5. - Compribond 6 similar, en junta de dilatación (por junta)

$$A = 0.07 \times 8.00 = 0.56 \text{ m}^2$$

6. - Acero estructural en junta de dilatación, (por junta)

$$W = 1.5 \times 0.095 \times 80 \times 7.85 \times 2 = 178.92 \text{ Kg}$$

7. - Neopreno, dureza Shore 70, en apoyos, (por tramo)

$$V = 2.0 \times 2.4 \times 0.27 \times 28 = 17.07 \text{ dm}^3$$

8. - Acero estructural, en apoyos, (por tramo)

$$W = 2.00 \times 2.40 \times 0.016 \times 7.85 \times 14 = 8.44 \text{ Kg}$$

CALCULO ESTRUCTURAL DE LOS
CABALLETES NUMS. 1 y 6.

CABALLETES NUMS. 1 y 6 .-

El presente cálculo corresponde al de un caballete de concreto reforzado, con caballete apoyado sobre dos machonas (columnas), y estas a su vez desplazados sobre una zapata. Las características del caballete mencionada, así como sus dimensiones propuestas ver- se en las hojas siguientes:

(hojas núms 31, 32 y 33)

DATOS PARA EL PROYECTO. -

Estación del caballete núm. 1 = 1 + 188.92

Estación del caballete núm. 2 = 1 + 291.08

Elevación de la rasante = 42.00 m

Elevación de la corona = 40.80 m

Elevación del desplante = 36.00 m

CONSIDERACIONES. -

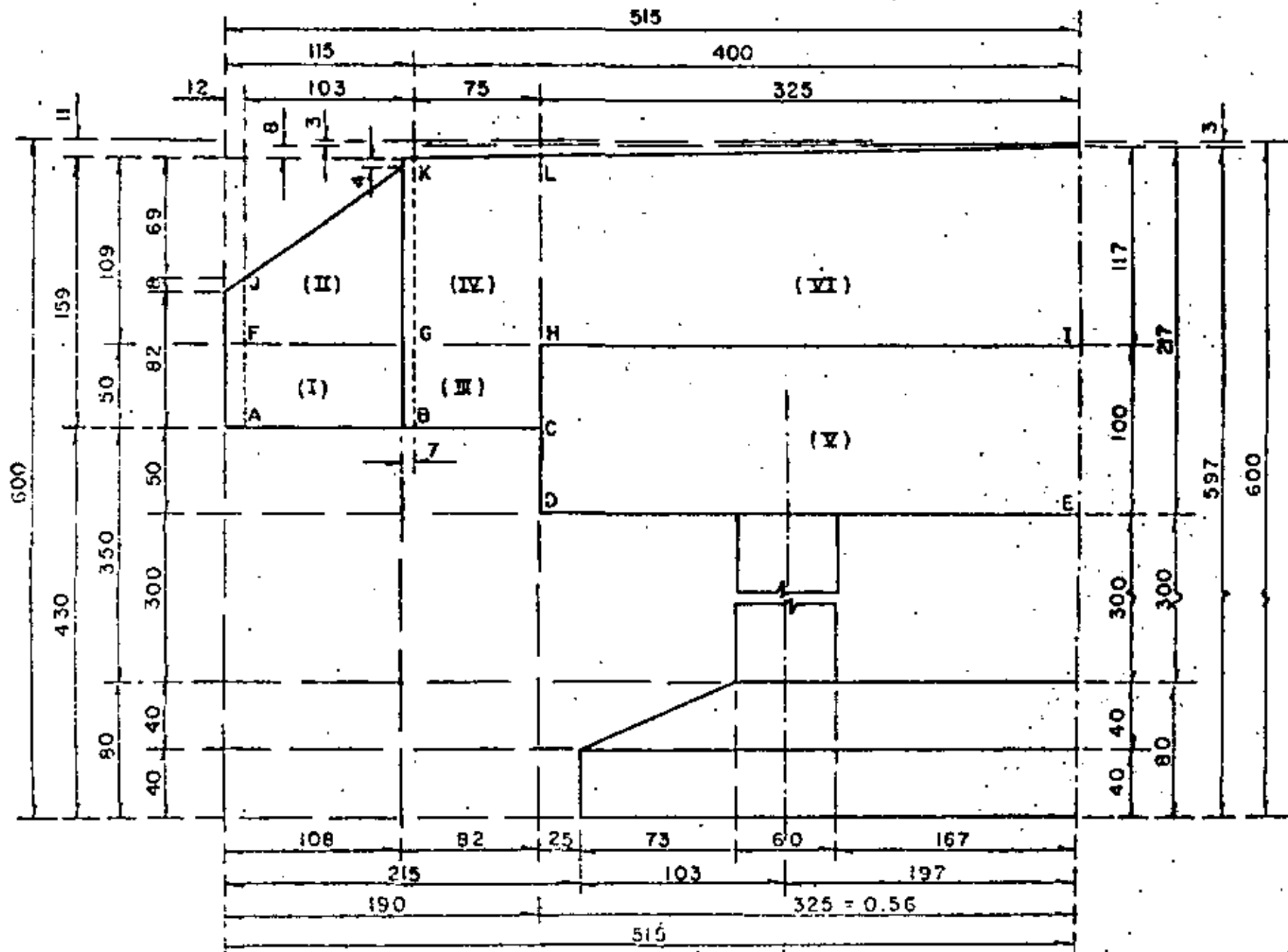
1. - El peso volumétrico de la tierra se considerará de:

$$\gamma = 1600 \text{ Kg/cm}^3$$

2. - Para el empuje de tierras se utilizará la fórmula de Rankine; con sobre carga, es decir: $E = 0.5 K_0 h (h + 2h_1)$

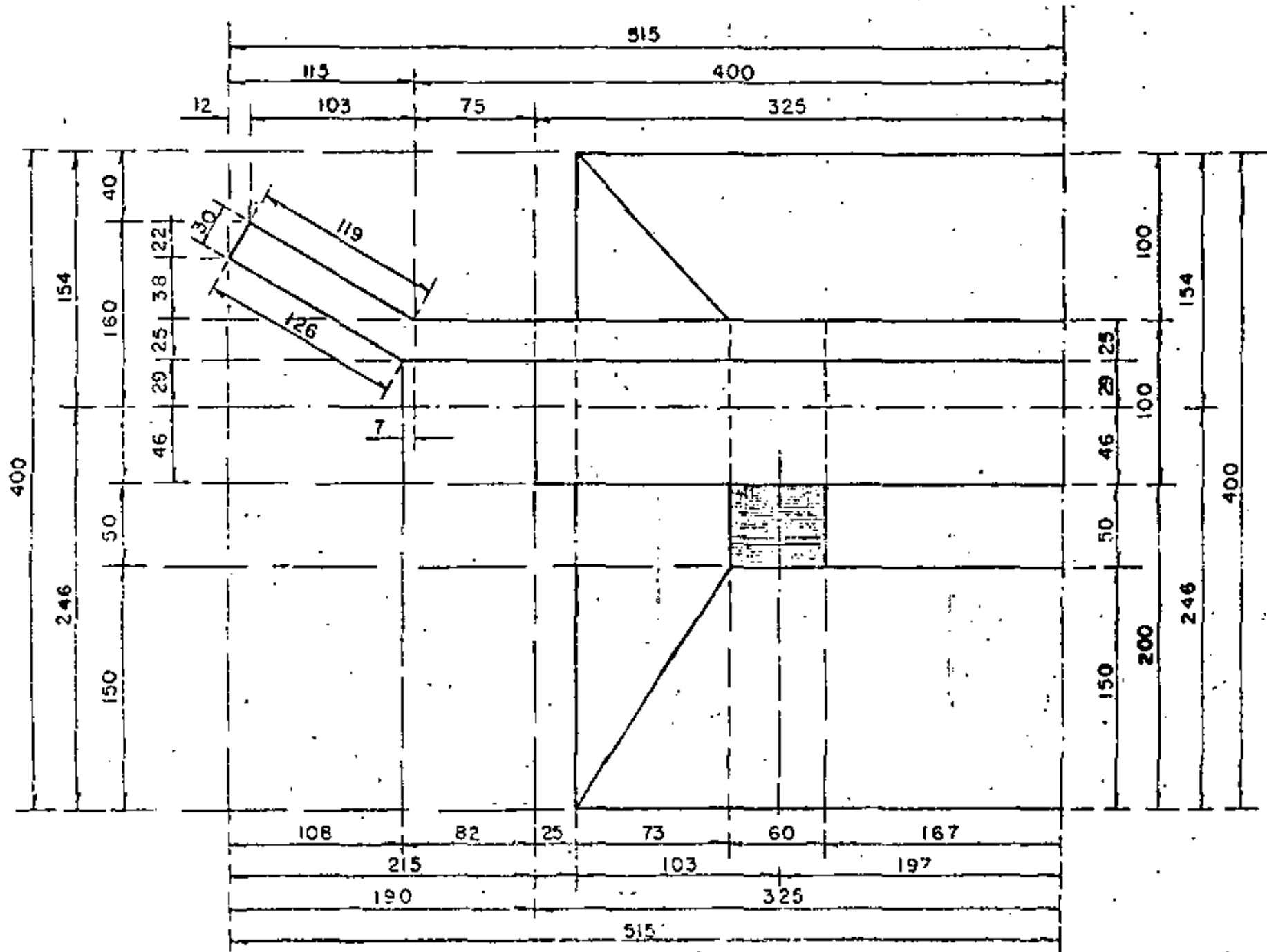
3. - El factor k_0 , tendrá un valor de 0.268γ , que equivale a considerar un talud de reposo de tierra de 1.5 : 1, pero este valor no será menor de 480 Kg/cm^3 , según las recomendaciones AASHO.

4. - La sobrecarga viva se considerará de 1.20 m, según recomendaciones del Departamento de Puentes de la S. O. P.



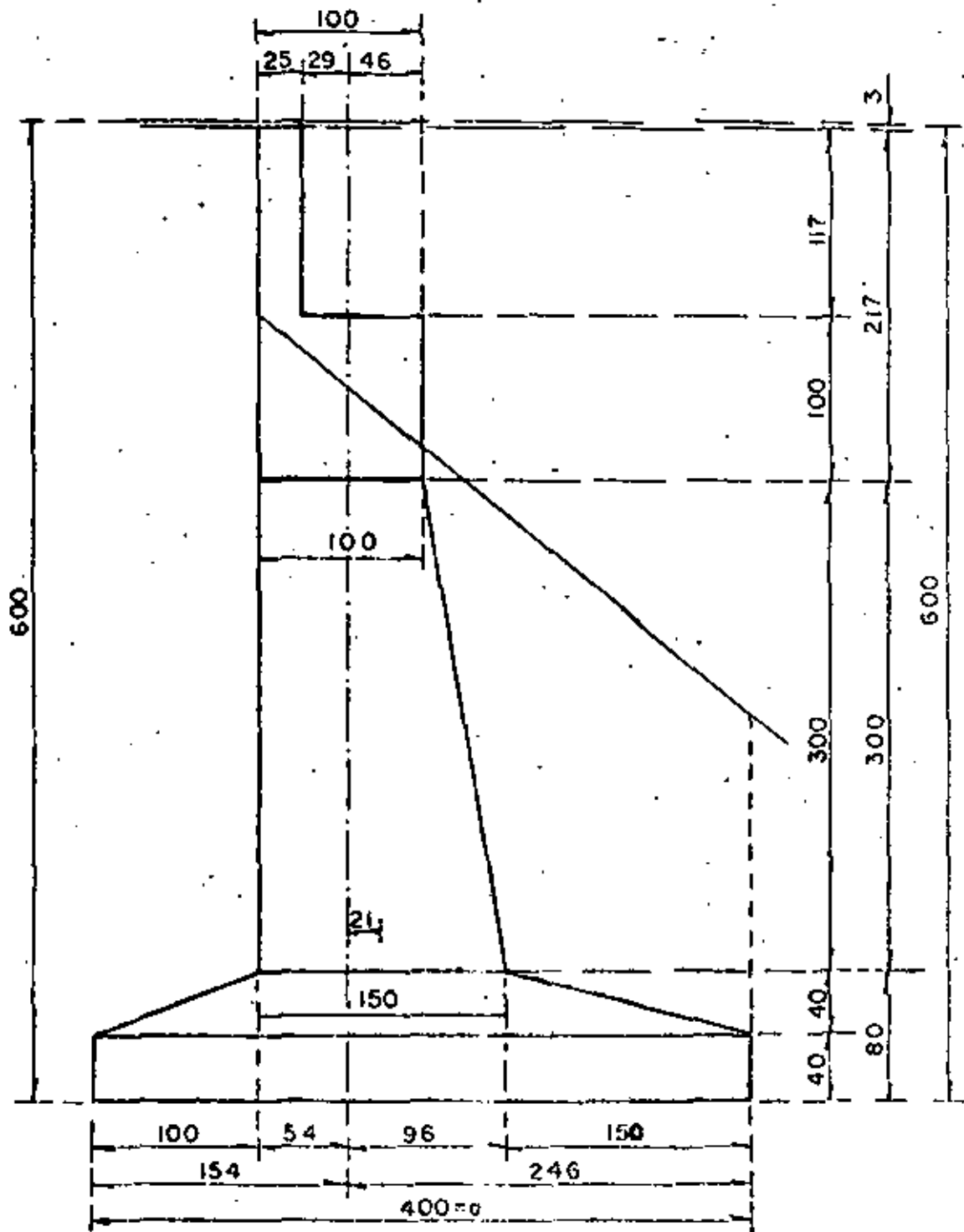
MEDIA ELEVACION

P-V-R



MEDIA PLANTA

P-V-R



CORTE

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO. -

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.270$$

$$f_c = 0.40, f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$K = 0.30$$

$$J = 0.90$$

DISEÑO DEL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS. -

EMPUJE DE TIERRAS. -

$$k_o = 0.268 \times 1600 = 429 \text{ Kg/cm}^3 \quad 480 \text{ Kg/cm}^3, \text{ se adoptará}$$

$$k_o = 480 \text{ Kg/cm}^3$$

De acuerdo con figura de la hoja núm. 2, tendremos:

P_a	$= 480 (0.90 + 0.00) = 432$	Kg/cm^2
P_b	$= 480 (1.59 + 1.20) = 1339$	"
P_c	$= 480 (1.605 + 1.20) = 1346$	"
P_d	$= 480 (2.105 + 1.20) = 1586$	"
P_e	$= 480 (2.17 + 0.00) = 1618$	"
P_f	$= 480 (0.40 + 1.20) = 192$	"
P_g	$= 480 (1.09 + 1.20) = 1099$	"
P_h	$= 480 (1.105 + 1.20) = 1106$	"
P_i	$= 480 (1.17 + 1.20) = 1138$	"
P_j	$= 480 (0.00 + 0.00) = 0$	"
P_k	$= 480 (0.00 + 1.20) = 576$	"
P_l	$= 480 (0.00 + 1.20) = 576$	"
P_m	$= 400 (0.00 + 1.20) = 576$	"

MOMENTOS RESPECTO AL EJE \overline{DCHL} . -

ZONA .- (1)

$$Waf = (432 + 192) 0.50 \times 0.50 = 156 \text{ Kg/m}$$

$$Wbg = (1339 + 1099) 0.50 \times 0.50 = \frac{610}{766} \text{ Kg/m}$$

$$E_1 = 766 \times 0.5 \times 1.19 = 456 \text{ Kg}$$

$$E_{1x} = 456 \text{ sen } 30^\circ = 228 \text{ Kg}$$

$$E_{1y} = 456 \text{ cos } 30^\circ = 395 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al eje X : } B_{1x} = 1.19 \times 0.5 \times \text{sen } 30^\circ = 0.298 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al eje Y : } B_{1y} = 1.19 \times 0.5 \times \text{cos } 30^\circ = 0.515 \text{ m}$$

$$\therefore M_{1x} = 228 \times 0.298 = 68 \text{ Kg - m}$$

$$M_{1y} = 395 \times 0.515 = 203 \text{ Kg - m}$$

ZONA (II). -

$$Wfj = (192 + 0.00) 0.5 \times 0.40 = 38 \text{ Kg/m}$$

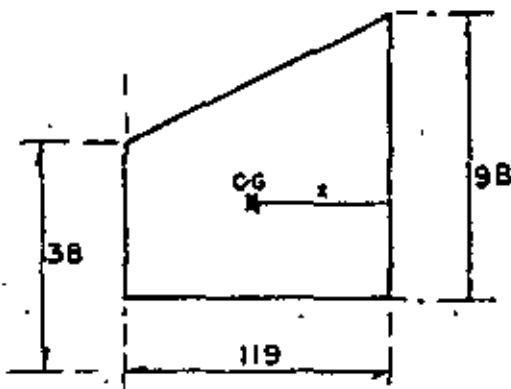
$$Wgk = (1099 + 576) 0.50 \times 1.09 = \frac{913}{951} \text{ Kg/m}$$

$$E_{II} = 951 \times 0.50 \times 1.19 = 566 \text{ Kg}$$

$$E_{IIx} = 566 \text{ sen } 30^\circ = 283 \text{ Kg}$$

$$E_{IIy} = 566 \text{ cos } 30^\circ = 490 \text{ Kg}$$

Cálculo de los brazos para esta zona:



$$\bar{X} = \frac{1.19}{3} \left(\frac{913 + 2 \times 38}{913 + 38} \right) = 0.413 \text{ m}$$

$$\therefore B_{||x} = 0.413 \times \sin 30^\circ = 0.207 \text{ m}$$

$$B_{||y} = 0.413 \times \cos 30^\circ = 0.358 \text{ m}$$

$$\therefore M_{||x} = 283 \times 0.207 = 59 \text{ Kg-m}$$

$$M_{||y} = 490 \times 0.358 = 175 \text{ Kg-m}$$

ZONA (III). -

$$W_{bg} = (1339 + 1099) \cdot 0.50 \times 0.50 = 610 \text{ Kg/m}$$

$$W_{ch} = (1346 + 1105) \cdot 0.50 \times 0.50 = \frac{613 \text{ Kg/m}}{1223 \text{ Kg/m}}$$

$$E_{||y} = 1223 \times 0.50 \times 0.75 = 459 \text{ Kg}$$

$$B_{||y} = 0.75 \times 0.50 = 0.375 \text{ m}$$

$$M_{||y} = 459 \times 0.375 = 172 \text{ Kg-m}$$

ZONA (IV). -

$$W_{gk} = (1099 + 576) \cdot 0.50 \times 1.09 = 913 \text{ Kg/m}$$

$$W_{hl} = (1106 + 576) \cdot 0.50 \times 1.105 = \frac{929}{1842 \text{ Kg/m}}$$

$$E_{IIIY} = 1842 \times 0.50 \times 0.75 = 691 \text{ Kg}$$

$$B_{IIIY} = 0.75 \times 0.50 = 0.375 \text{ m}$$

$$M_{IIIY} = 691 \times 0.375 = 259 \text{ Kg-m}$$

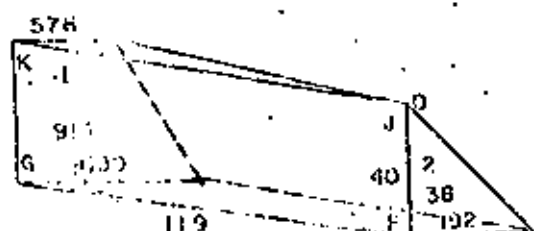
MOMENTOS RESPECTO AL EJE FGH I

ZONA (II). -

$$E_{II} = 566 \text{ Kg}$$

$$E_{IIx} = 283 \text{ Kg}$$

$$E_{IIy} = 490 \text{ Kg}$$



$$X_1 = \frac{1.09}{3} \left(\frac{1099 + 2 \times 576}{1099 + 576} \right) = 0.488 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{0.40}{3} = 0.133 \text{ m}$$

$$M_1 = 913 \times 0.488 = 446 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 38 \times 0.133 = \frac{5}{451} \text{ Kg}$$

$$\therefore \bar{Y} = \frac{451}{913 + 38} = 0.474 \text{ m (arriba de la corona)}$$

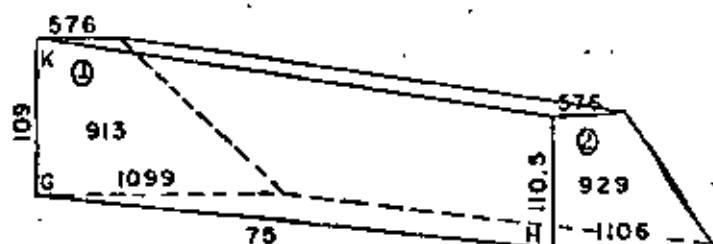
$$M_{IIY} = 490 \times 0.474 = 232 \text{ Kg-m}$$

ZONA (IV). -

$$E_{IIIY} = 691 \text{ Kg.}$$

$$Y_1 = \frac{1.09}{3} \left(\frac{1099 + 2 \times 576}{1099 + 576} \right) = 0.488 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.105}{3} \left(\frac{1106 + 2 \times 576}{1106 + 576} \right) = 0.494 \text{ m}$$



$$M_1 = 913 \times 0.488 = 446 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 929 \times 0.494 = 459 \text{ "}$$

$$\frac{446}{905} \text{ Kg}$$

$$\therefore \bar{Y} = \frac{905}{913 + 929} = 0.491 \text{ m}$$

$$M_{IVY} = 691 \times 0.491 = 339 \text{ Kg - m}$$

ZONA (VI). -

$$W_{II} = (1106 + 576) \cdot 0.50 \times 1.105 = 929 \text{ Kg/m}$$

$$W_{III} = (1138 + 576) \cdot 0.50 \times 1.170 = 1003 \text{ "}$$

$$\frac{929}{1932} \text{ Kg/m}$$

$$E_{Viy} = 1932 \times 0.50 \times 3.25 = 3140 \text{ Kg}$$

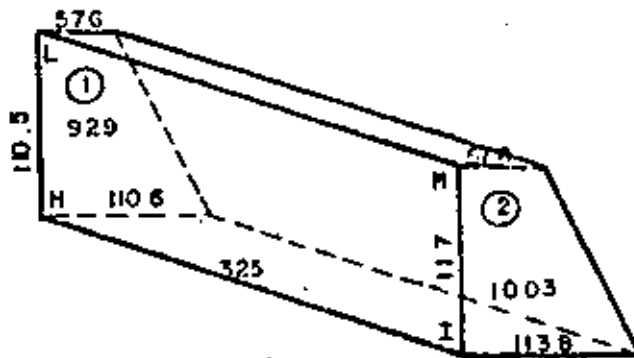
Brozok:

$$Y_1 = \frac{1.105}{3} \left(\frac{1105 + 2 \times 576}{1105 + 576} \right) = 0.494 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.17}{3} \left(\frac{1139 + 2 \times 576}{1139 + 576} \right) = 0.521 \text{ m}$$

$$M_1 = 929 \times 0.494 = 459 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 1003 \times 0.521 = \frac{523}{982} \text{ Kg}$$



$$\therefore \bar{Y} = \frac{982}{929 + 1003} = 0.508 \text{ m}$$

$$M_{Viy} = 3140 \times 0.508 = 1595 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRA. -

a). - RESPECTO AL EJE \overline{DCHL} . - ($b = 159$ cm, $d = 19$ cm).

c-c-9 sup.

ZONA	E (Kg)	Ex (Kg)	Ey (Kg)	Mx (Kg - m)	My (Kg - m)
I	456	228	395	68	203
II	566	283	490	59	175
III	459	0	459	0	172
IV	691	0	691	0	259
Σ	2172	511	2035	127	809

b). - RESPECTO AL EJE \overline{FGHI} . - ($b = 400$ cm, $d = 19$ cm).

c-c-9 inf.

ZONA	E	Ex (Kg)	Ey (Kg)	Mx (Kg - m)	(My Kg-m)
II	566	283	490	0	232
IV	691	0	691	0	339
VI	3140	0	3140	0	1595
Σ	4397	283	4321	0	2166

PERALTE NECESARIO. -

$$b). - \leq M = 80900 \text{ Kg} - \text{cm}, b = 159 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{80900}{13.69 \times 159}} = 6.10 \text{ cm} < 19 \text{ cm} \therefore$$

Se adopta $d = 19 \text{ cm}$; $r. = 6 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$

REFUERZO HORIZONTAL EN EL DIAFRAGMA Y LOS ALEROS. -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje DCHL

a). - Zonas (I) y (III):

$$\leq M = 203 + 172 = 375 \text{ Kg} - \text{m} = 37500 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{37500}{2000 \times 0.9 \times 19} = 1.10 \text{ cm}^2/0.50 \text{ m} = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo especificado es de $6 \text{ cm}^2/\text{m}$, por lo tanto en las zonas (I) y (III), colocaremos 3 varillas 4C.

b). - Zonas (II) y (IV). -

$$\leq M = 175 + 259 = 434 \text{ Kg} - \text{m} = 43400 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$b = 109 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{43400}{2000 \times 0.90 \times 19} = 1.27 \text{ cm}^2/1.09 \text{ m} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1} = \frac{0.667 \times 1.27}{0.545} = 1.55 \text{ cm}^2/\text{m} < 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2} = \frac{0.333 \times 1.27}{0.545} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{m} < 6 \text{ cm}^2/\text{m} \therefore$$

1.55 y $0.78 \text{ cm}^2 < 6.00 \text{ cm}^2$, por lo tanto colocaremos varillas 4C a cada 20 cm , en toda la altura de las zonas (II) y (IV), prolongándose de lado de los aleros, es decir, pasando por el diafragma.

REFUERZO VERTICAL EN EL DIAFRAGMA. -

Se tomarán los momentos que giran alrededor del eje \overline{FGH}

Zonas (II), (IV), y (VI). -

$$\Sigma M = 216600 \text{ Kg-cm}, \quad b = 400 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{216600}{2000 \times 0.90 \times 19} = 6.33 \text{ cm}^2/4.00 \text{ m} = 1.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En el tercio inferior:

$$A_{s1} = \frac{0.20 \times 6.33}{1.33} = 0.95 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En los dos tercios siguientes:

$$A_{s2} = \frac{0.20 \times 6.33}{2.67} = 1.90 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm , a todo lo largo del diafragma, dentro del cabezal.

REFUERZO VERTICAL EN LA PROLONGACION DEL DIAFRAGMA Y ALEROS. -

a). - Momento torsionante debido al empuje de tierras. -

Respecto al eje \overline{DCTL}

Zona (I):

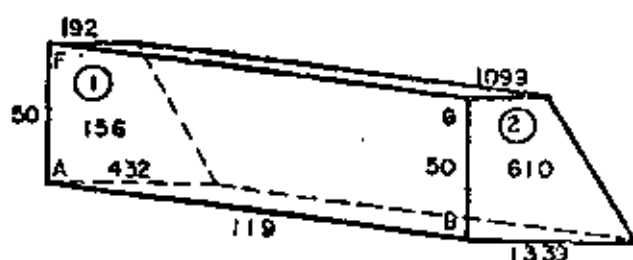
$$Ely = 395 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 132 + 192}{132 + 192} \right) = 0.282 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1339 + 1099}{1339 + 1099} \right) = 0.258 \text{ m}$$

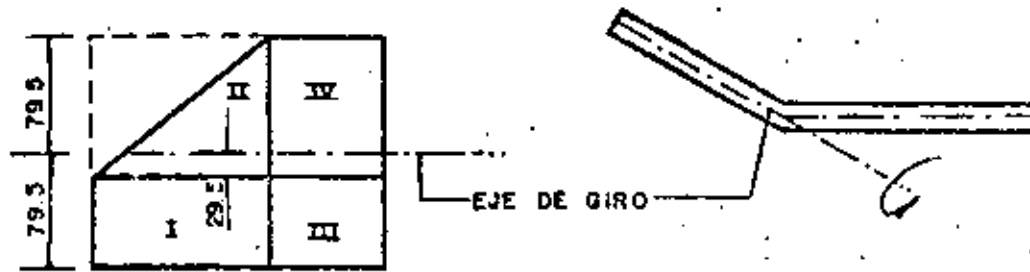
$$M_1 = 156 \times 0.282 = 44 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 610 \times 0.258 = \frac{157}{201} \text{ Kg}$$



$$\bar{Y} = \frac{201}{156+610} = 0.262 \text{ m (Abajo del eje)}$$

Sin error apreciable supondremos que el alero es rectangular, de altura $h = 1.59\text{m}$, siendo el semiperalte igual a 0.795m , por donde pasará el eje de giro, según las siguientes figuras.



$$\text{Brazo para la zona (I)} = 0.262 + 0.295 = 0.557 \text{ m}$$

$$\therefore M_{Iy} = 395 \times 0.557 = 220 \text{ Kg} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\}$$

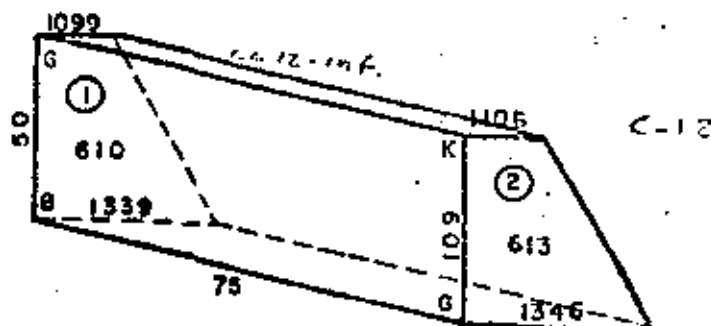
Zona (III). -

$$E_{IIIy} = 459 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1339 + 1099}{1339 + 1099} \right) = 0.258 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{0.50}{3} \left(\frac{2 \times 1346 + 1106}{1346 + 1106} \right) = 0.258 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{Y} = 0.258 \text{ m}$$



Brzo para la zona III = $0.258 + 0.295 = 0.553$ m abajo del eje

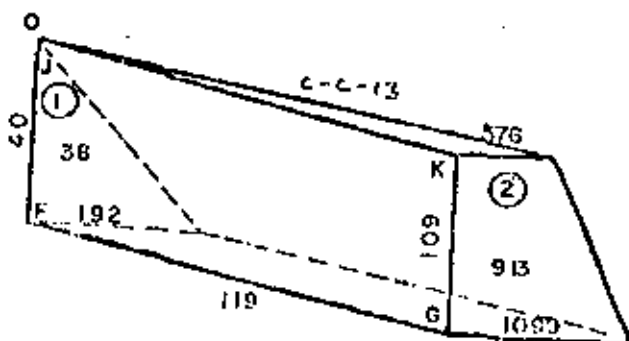
$$M_{III} = 459 \times 0.553 = 254 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Zona (II). -

$$E_{II} = 490 \text{ Kg}$$

$$Y_1 = \frac{0.40}{3} = 0.133 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{1.09}{3} \left(\frac{1099 + 2 \times 576}{1099 + 576} \right) = 0.488 \text{ m}$$



$$M_1 = 38 \times 0.133 = 5 \text{ Kg}$$

$$M_2 = 913 \times 0.488 = \frac{446 \text{ Kg}}{451 \text{ Kg}}$$

$$\bar{Y} = \frac{451}{38 + 913} = 0.474 \text{ m (Arriba del eje)}$$

Brazo para la zona (II) = 0.474 - 0.295 m (arriba del eje)

$$M_{IIy} = 490 \times 0.179 = 88 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad +$$

Zona IV .-

$$E_{IVy} = 691 \text{ Kg}$$

Brazo para la zona IV = 0.491 - 0.295 - 0.295 = 0.196 m (arriba del eje)

$$M_{IVy} = 691 \times 0.196 = 135 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad +$$

Resumen del inciso a).-

C-L-14

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
EI	395	- 0.577	- 220
EII	490	+ 0.179	+ 88
EIII	459	- 0.553	- 254
EIV	691	+ 0.196	+ 135
Σ	2035		- 251

Posición de la fuerza de todo el alero:

$$Y = \frac{-251}{2035} = -0.123 \text{ m (abajo del eje giro)}$$

b). - Momento torsionante debido al peso propio del alero. -

Se tomarán los giros que produzcan a través del eje que pase por el centro y a todo lo largo del diafragma, por lo tanto los brazos se tomarán gráficamente.

Zona (I). -

$$pp_I = (1.19 + 1.26) \cdot 0.50 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 368 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.30 \text{ m.}$$

$$M_{ppI} = 110 \text{ Kg - m}$$

Zona (II). -

$$M_{ppII} = (0.36 + 1.09) \cdot 0.5 \times 0.25 \times 1.225 \times 2400 = 533 \text{ Kg}$$

$$\text{Posición} = \frac{1.225}{3} \left(\frac{0.36 + 2 \times 1.09}{0.36 + 1.09} \right) = 0.715 \text{ m (desde la orilla)}$$

$$\text{Brazo} = 0.257 \text{ m}$$

$$M_{ppII} = 533 \times 0.257 = 137 \text{ Kg - m}$$

Zona (III). -

$$PP_{IV} = 0.785 \times 0.50 \times 0.25 \times 2400 = 236 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.000 \text{ m}$$

$$M_{ppIV} = 0$$

Zona (IV). -

$$PP_{IV} = 0.785 \times 1.105 \times 0.25 \times 2400 = 520 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.000 \text{ m}$$

$$M_{ppIV} = 0$$

Resumen del Inciso "b" .-

C-C-15 SUP

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
PP _I	368	0.300	110
PP _{II}	533	0.257	137
PP _{III}	236	0.	0
PP _{IV}	520	0.	0
Σ	1657		247

El brazo de apoyos vale: $\frac{247}{1657} + 0.415 = 0.564 \text{ m}$

Como puede observarse, éstos momentos también resultan negativos, entonces para obtener el momento torsionante total, sumaremos los dos resultados, es decir:

$$M_{\text{total}} = 251 + 247 = 498 \text{ Kg} - \text{m}$$

e). - Momento por flexión vertical, debido al peso propio. -

Se tomarán los giros que se produzcan sobre el eje DCHL

(Los brazos son gráficos)

c-c-11 inf.

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg - m)
PP _I	368	1.400	515
PP _{II}	533	1.325	706
PP _{III}	236	0.785	185
PP _{IV}	520	0.785	408
Σ	1657		1814

$$X = \frac{1814}{1657} = 1.095 \text{ m del eje D C H L}$$

Peralte Necesario (d = 160.5 - 6 = 154.5 cm)

$$d = \sqrt{\frac{181400}{13.69 \times 25}} = 23.02 \text{ cm} \quad 154.5 \text{ cm}$$

Se adopta d = 154.5 cm, r = 6 cm, h = 160.5 cm

REFUERZO. -

$$A_s = \frac{181400}{2000 \times 0.90 \times 154.5} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Colocaremos dos varillas 4C, en el hombro del alero.

ESFUERZO CORTANTE POR TORSION. -

De acuerdo con el "Reinforced Concrete". - DUNHAM, se tendrá:

$$\sqrt{tor} = k \left(\frac{Mtor}{b^2 h} \right), \text{ en donde } k = 3 + \frac{2.6}{0.45 \frac{h}{b}}$$

$$k = 3 + \frac{2.6}{0.45 \left(\frac{160.5}{25} \right)} = 3.90$$

$$\therefore \sqrt{v}_{\text{tor}} = \frac{3.90 \times 49800}{25^2 \times 160.5} = 1.936 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION VERTICAL. -

$$\sqrt{v}_v = \frac{V}{b d} = \frac{1657}{25 \times 154.5} = 0.429 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE VERTICAL MAXIMO. -

$$\sqrt{v}_{\text{máx.}} = \sqrt{v}_{\text{tor}} + \sqrt{v}_v = 1.936 + 0.429 = 2.365 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE DEBIDO AL EMPUJE DE TIERRAS. -

$$\sqrt{v}_h = \frac{\sum E}{b d} = \frac{2035}{25 \times 154.5} = 0.527 \text{ Kg/cm}^2$$

TENSION DIAGONAL DEBIDO AL ESFUERZO COMBINADO DE FLEXION Y TORSION. -

$$TD = \sqrt{(\sqrt{v}_{\text{máx.}})^2 + (\sqrt{v}_h)^2} = \sqrt{2.365^2 + 0.527^2} = 2.423 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible, según el apartado 6.15.3 del "Reglamento Australiano", para la tensión diagonal, vale:

$$\sqrt{v}_{\text{perm}} = 0.08 f'c + 5.6 = 0.08 \times 250 + 5.6 = 25.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2.423 \text{ Kg/cm}^2 < 25.60 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

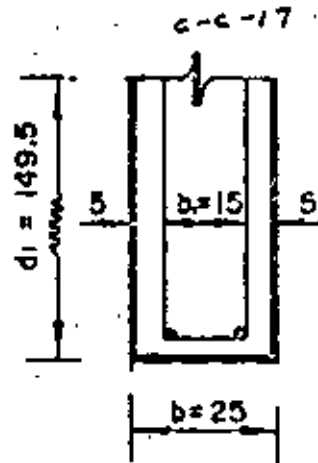
Por otra, de acuerdo con el Departamento de Puentes de la S.O.P., en el sentido de que el concreto no puede absorber tensión alguna, entonces el esfuerzo cortante por torsión y por flexión vertical, serán tomados con estribos.

a). - Por torsión. - (Según Cowan)

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{0.8 f_{sb} d}$$

$$A_{tor} = \frac{49800}{0.8 \times 2000 \times 15 \times 149.5} = 0.014$$

$$A_{tor} = 0.014 \text{ cm}^2/\text{cm} = 1.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$



b). - Por flexión vertical. -

$$A_{fv} = \frac{\sqrt{S}}{f_{sd}} \quad \text{donde: } V = \sqrt{bd}, \quad S = 1$$

$$\therefore A_{fv} = \frac{b}{f_s} = \frac{0.429 \times 25}{2000} = 0.0054 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{fv} = 0.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c). - Area total

$A_{tot} = A_{tor} + A_{fv} = 1.40 + 0.54 = 1.94 \text{ cm}^2/\text{m}$. Considerando estribos 4C de dos ramas, la separación es:

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 100}{1.94} = 131 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 4C de dos ramas a cada 20 cm, c. a. c.

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL. -

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABEZAL. - (REACCIONES)

1. - CARGA MUERTA. -

$$\text{Parapeto} = 40 \times 20.50 = 820 \text{ Kg}$$

$$\text{Superestructura} = 99.609 \times 2400 \times 0.50 = 119531 \text{ "}$$

$$\text{CM} = 120351 \text{ Kg}$$

2. - CARGA VIVA

$$cv = 28008 \times 1.262 = 35346 \text{ Kg}$$

3. - PESO PROPIO. -

a). - Por el diafragma

$$Pa = 6.50 \times 1.13 \times 0.25 \times 2400 = 4407 \text{ Kg}$$

b). - Por los aleros. -

Consideramos este peso como carga concentrada a 1.095 m de la orilla del cabezal.

$$Pb = 1657 \text{ Kg}$$

c). - Por el cabezal.

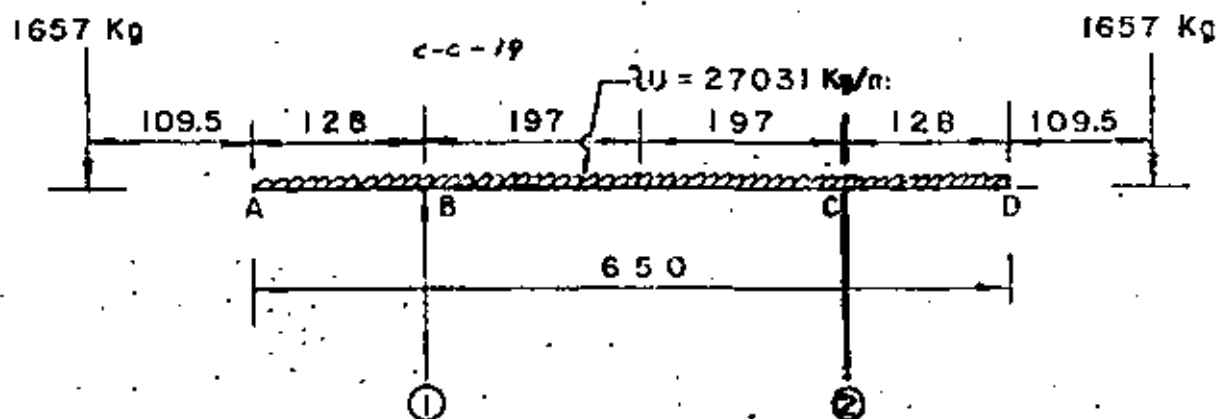
$$Pc = 1.00 \times 1.00 \times 6.50 \times 2400 = 15600 \text{ Kg}$$

La carga uniformemente repartida vale:

$$W = \frac{120351 + 35346 + 4407 + 15600}{6.50} = 27031 \text{ Kg/m}$$

La carga concentrada vale:

$$P = 1657 \text{ Kg}$$



$$R_1 = R_2 = \frac{2 \times 1657 + 27031 \times 6.50}{2} = 89508 \text{ Kg}$$

Momento negativo:

$$M_b = 1657 \times 2.375 + \frac{27031 \times 1.28^2}{2} = 26079 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento positivo o flexionante:

$$M_{\text{flex}} = \frac{WL^2}{8} - M_b = \frac{27032 \times 3.94^2}{8} - 26079 = 26373$$

DIGRAMA DE CORTANTES

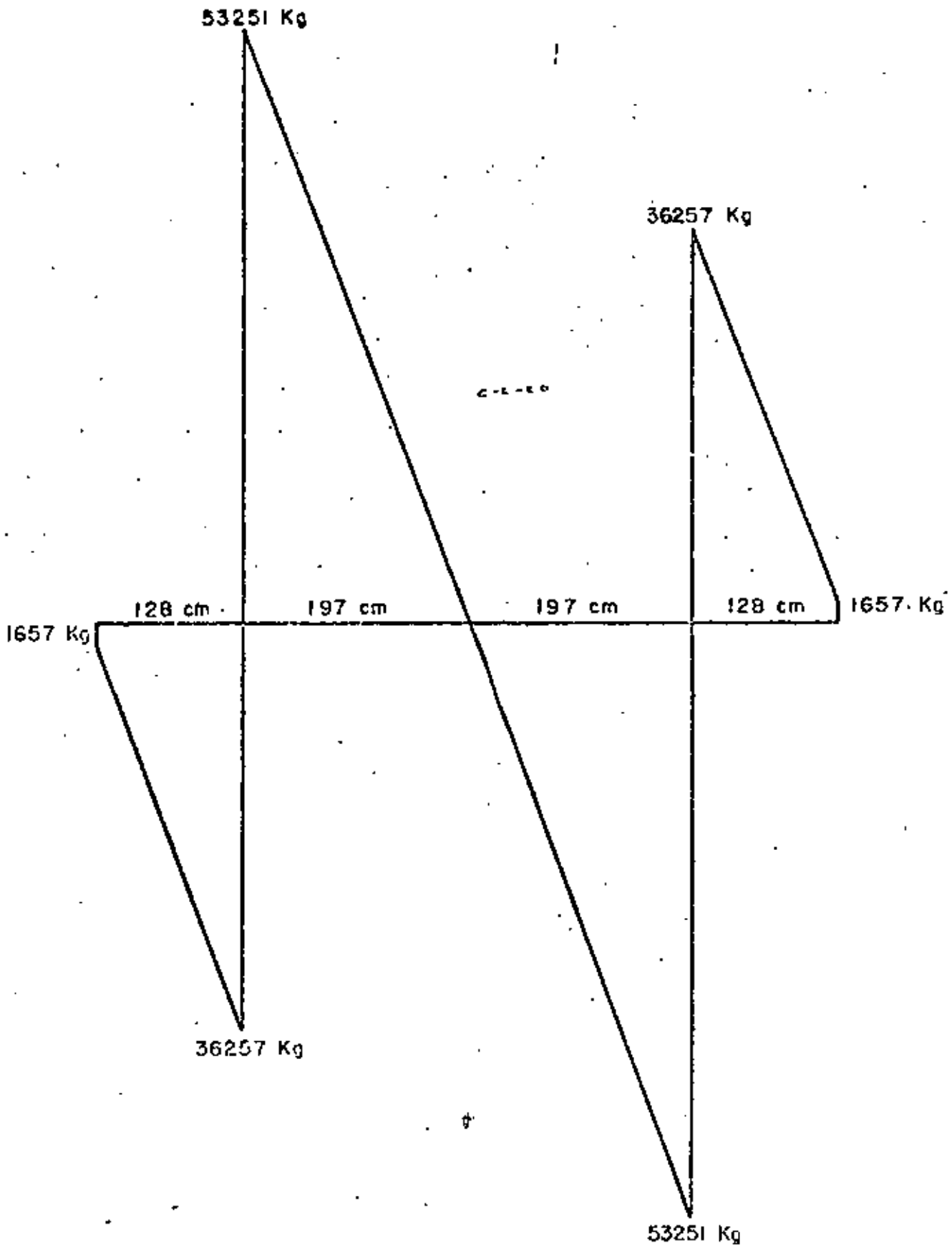
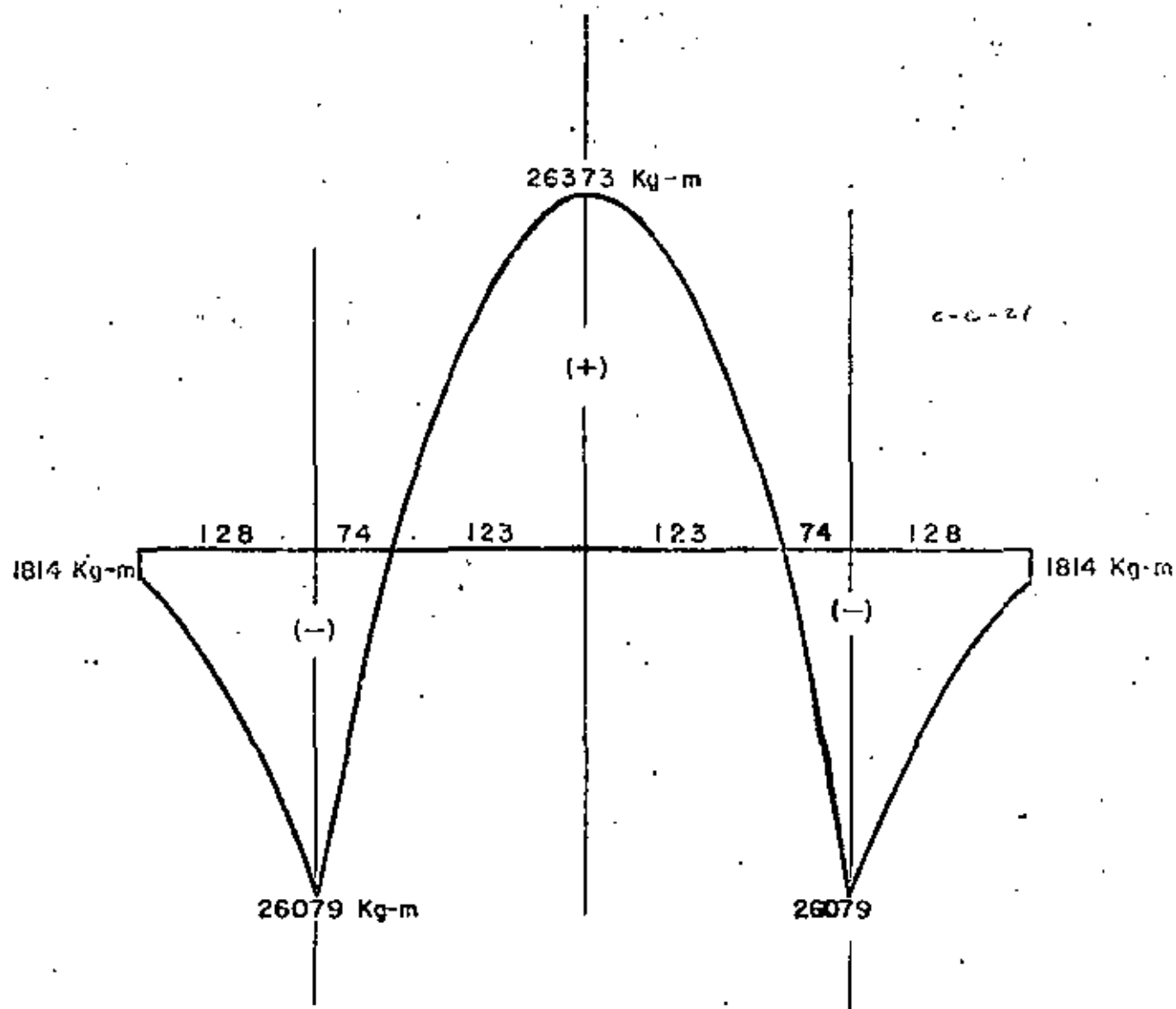


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Observamos que el valor del momento negativo, es aproximadamente igual al momento positivo ó flexionante, por lo cual podemos asegurar que la separación entre columnas supuesta fué correcta.

DIAGRAMA DE MOMENTOS Y CORTANTES. -

El esfuerzo máximo permisible, para miembros con refuerzo en el alma, según A.C.I., es:

$$\sqrt{f_{perm}} = \frac{1.32 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{36.366}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

Peralte del cabezal, por momento:

$$d_m = \sqrt{\frac{2\,637\,300}{13.69 \times 100}} = 43.9 \text{ cm}$$

Peralte del cabezal, por cortante:

$$d_v = \frac{53251}{20.87 \times 100} = 25.5 \text{ cm}$$

Se adoptará, $d = 92 \text{ cm}$, $r = 8 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{2\,637\,300}{2000 \times 0.90 \times 92} = 15.93 \text{ cm}^2$$

Pero según A.C.I. -911, el mínimo acero de refuerzo, tanto positivo, como negativo, deberá ser:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14}{f_y} \quad A_g = \frac{14}{4200} \times 100 \times 100 = 33.33 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 7 varillas 8C, tanto en la parte superior como en la parte inferior del cabezal

$$(A_s = 35.49 \text{ cm}^2)$$

REVISION POR ADHERENCIA. -

$$\mu_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{D} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma \sigma_{calcul} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 35.49}{2.54} = 55.89 \text{ cm}$$

$$\mu_{calc.} = \frac{V}{\Sigma \sigma_{jd}} = \frac{53251}{55.89 \times 0.90 \times 92} = 11.51 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $11.51 \text{ Kg/cm}^2 < 14.32 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por adherencia

REVISION POR CORTANTE. -

$$v_{calc} = \frac{V}{bd} = \frac{53251}{100 \times 92} = 5.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$5.79 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$, la sección no falla por cortante.

ESTRIBOS. -

Utilizando estribos 5C de 4 ramas, la capacidad valdrá:

$$C = 4 \times 1.98 \times 2000 \times 0.90 \times 92 = 1311552 \text{ Kg-cm}$$

$$\text{Por tanto la separación será: } S = \frac{1311552}{53251} = 24.6 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos 5C de 4 ramas a cada 24 cm

ACERO DE REFUERZO POR FLEXION LATERAL. -

De acuerdo con la experiencia en otros cálculos similares se ha observado que domina el acero de refuerzo mínimo especificado, es decir, $A_s = 3.00 \text{ cm}^2/\pi$, por lo tanto colocaremos en las caras laterales del cabezal, 5 varillas 4C ó 3 varillas 5C a cada lado.

DISEÑO DE LA ZAPATA. -

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL CABALLETE. -

1. - Carga muerta (CM)

$$CM = 120351 \text{ Kg}$$

2. - Carga viva + impacto .- (CV + I)

$$CV + I = 35346 \text{ Kg}$$

3. - Frenaje. - (FR)

$$FR = 0.05 \times 35346 = 1767 \text{ Kg}$$

4. - Fricción (Fr). -

$$Fr = 0.05 \times 120351 = 6018 \text{ Kg}$$

5. - Viento normal en la superestructura. - (VNS)

$$VNS = 1.00 \times 20.50 \times 0.5 \times 244 = 2501 \text{ Kg}$$

6. - Viento tangencial en la superestructura. (VTS)

$$VTS = 1.00 \times 20.50 \times 60 = 1230 \text{ Kg.}$$

7. - Viento normal sobre la carga viva .- (VNCV)

$$VNCV = 20.50 \times 149 = 3055 \text{ Kg}$$

8. - Viento tangencial sobre la carga viva. - (VTCV)

$$VTCV = 20.50 \times 60 = 1230 \text{ Kg}$$

NOTA. - Con excepción del VNS y el VNCV, todas las demás cargas las consideraremos aplicadas en la corona. -

9. - Empuje de tierras. - (ET)

(Los brazos están referidos al desplante del caballete)

a). - Sobre diafragma, aleros y cabezal:

El empuje de tierras en el cabozal vole: (1/2 cabozal)

$$W_{dh} = (1586 + 1106) 0.5 \times 1.105 = 1487 \text{ Kg/m}$$

$$W_{e1} = (1618 + 1138) 0.5 \times 1.170 = 1612 \text{ "}$$

$$\frac{3099 \text{ Kg/m}}$$

$$E_v = 3099 \times 0.5 \times 3.25 = 5036 \text{ Kg}$$

Cálculo de \bar{Y} .-

$$Y_1 = \frac{1.105}{3} \left(\frac{2 \times 1106 + 1586}{1106 + 1586} \right) = 0.520 \text{ m}$$

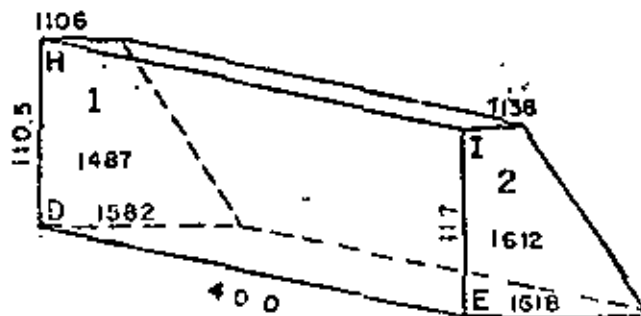
$$Y_2 = \frac{1.17}{3} \left(\frac{2 \times 1138 + 1618}{1138 + 1618} \right) = 0.551 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = (0.520 + 0.551) 0.5 = 0.536 \text{ m}$$

Entonces el brazo de desplante será:

$$YD = 3.80 + 0.536 = 4.336 \text{ m}$$

CC-25



c-c-25

	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
EI	790	4.538	3585
EII	980	5.274	5169
EIII	918	4.542	4170
EIV	1382	5.291	7312
EV	10072	4.336	43672
EVI	6280	5.300	33334
Σ	20422		97242

$$Y = \frac{97242}{20422} = 4.762 \text{ m (brazo al desplante)}$$

b). - Sobre el respaldo de las columnas. -

La S.O.P., recomienda se triplique el área expuesta.

$$P_{inf} = 480 (5.17 + 0.60) = 2770 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{sup} = 480 (2.17 + 0.60) = \frac{1329 \text{ Kg/m}^2}{4099 \text{ Kg/m}^2}$$

$$ET = (4099 \times 0.50 \times 3.00 \times 0.60 \times 2) \times 3 = 32135 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{3.00}{3} \left(\frac{2770 + 2 \times 1329}{2770 + 1329} \right) = 1.324 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante} = 0.80 + 1.324 = 2.224 \text{ m}$$

c). - Sobre el respaldo de la zapata:

$$P_{inf} = 480 (5.97 + 0.60) \times 0.80 = 2523 \text{ Kg/m}$$

$$P_{sup} = 480 (5.17 + 0.60) \times 0.80 = \frac{2216 \text{ "}}{4739 \text{ Kg/m}}$$

$$ET = 4739 \times 0.5 \times 6.00 = 14217 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al desplante} = \frac{0.80}{3} \left(\frac{2 \times 2216 + 2523}{2216+2523} \right) = 0.271 \text{ m}$$

RESUMEN DE LOS EMPUJES DE TIERRA. -

c-c-26 c-c-26

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MÓMENTO (Kg-m)
E1	20422	4.762	97242
E2	22135	2.124	47015
E3	14217	0.391	5559
Σ	56774		149816

$$\bar{Y} = \frac{149816}{56774} = 2.639 \text{ m}$$

10. - Peso propio del coballete. -

El brazo es el punto "X" del desplante, mostrundo en la fig. de la hoja Núm. 4)

a). - Por los aleros

$$PP_1 = 1657 \times 2 = 3314 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto "X"} = 0.564 + 2.46 = 3.024 \text{ m}$$

b). - Por el diafragma

$$PP_2 = 6.50 \times 1.1375 \times 0.25 \times 2400 = 4436 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto "X"} = 3.00 - 0.125 = 2.875 \text{ m}$$

c). - Por el cobezal

$$PP_3 = 6.50 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 15600 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto "X"} = 2.50 \text{ m}$$

d). - Por las columnas

$$PP_4 = \left[(1.00 + 1.50) 0.5 \times 3.00 \times 0.60 \right] \times 2 \times 2400 = 10800 \text{ Kg}$$

$$\bar{X} = \frac{1.00 \times 3.00 \times 0.50 + 0.50 \times 3.00 \times 0.5 \times 1.1667}{1.00 \times 3.00 + 0.50 \times 3.00 \times 0.5} = \frac{2.375}{3.750} =$$

$$= 0.633 \text{ m}$$

Braza al punto "X" = $3.00 - 0.633 = 2.367 \text{ m}$

e). - Por la zapata. -

$$V_1 = 4.00 \times 6.00 \times 0.40 = 9.60 \text{ m}^3$$

Para calcular V_2 se tiene:

$$A_{inf} = 4.00 \times 6.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} = 1.50 \times 4.54 = 6.81 \text{ m}^2$$

$$\therefore V_2 = \left(24 + 6.81 + \sqrt{24 \times 6.81} \right) \frac{0.40}{3} = 5.813 \text{ m}^3$$

Volúmen total = 15.413 m^3

$$PP_5 = 15.413 \times 2400 = 36991 \text{ Kg}$$

Cálculo del centroide de gravedad

AREA	BRAZO	VOLUMEN
$0.40 \times 4.00 = 1.600 \text{ m}^2$	2.000 m	3.200 m^3
$0.40 \times 1.00 \times 0.5 = 0.200 \text{ "}$	0.667 "	0.133 m^3
$0.40 \times 1.50 = 0.600 \text{ "}$	1.750 "	1.050 m^3
$0.40 \times 1.50 \times 0.5 = 0.300 \text{ "}$	3.000 "	0.900 m^3
2.700 m^2		5.283 m^3

$$\bar{X} = 1.957 \text{ m} = \frac{5.283}{2.700}$$

\therefore Braza al punto x = $4.00 - 1.957 = 2.043 \text{ m}$

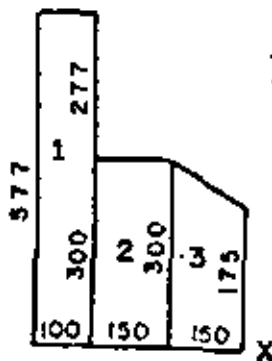
RESUMEN DEL PESO PROPIO. -

c-c-zo

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
PP1	3314	3.024	10022
PP2	4436	2.875	12754
PP3	15600	2.500	39000
PP4	10000	2.367	25560
PP5	36991	2.043	75572
Σ	71141		162903

$$\bar{X} = \frac{162903}{71141} = 2.290 \text{ m}$$

II. - Peso de la tierra que gravita sobre la zopata. -



$$Pt_1 = 1.00 \times 5.77 \times 6.00 \times 1600 = 55392 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto } x = 5.50 \text{ m}$$

$$Pt_2 = 1.50 \times 3.00 \times 3.34 \times 1600 = 24048 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo al punto } x = 2.25$$

$$Pt_3 = 2.375 \times 1.50 \times 6.00 \times 1600 = 34200$$

$$\text{Brazo al punto } x = \frac{150}{3} \left(\frac{2 \times 3.00 + 1.75}{3.00 + 1.75} \right) = 0.816 \text{ m}$$

RESUMEN DE PESO DE TIERRA. -

C-C-29 SUP.

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MONENTO (Kg-m)
Pt1	55392	5.50	304656
Pt2	24048	2.25	54108
Pt3	34200	0.816	27907
Σ	113640		385671

$$\bar{X} = \frac{385671}{113640} = 3.403 \text{ m}$$

RESUMEN GENERAL DE FUERZAS. -

a). - Por cargas verticales:

C-C-29 W.C.

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
CM	120351	2.460	296063
CV + I	35346	2.460	86951
PP	71141	2.290	162903
PT	11640	3.403	385671
Σ	340478		932593

Posición del total de fuerzas verticales: (Al punto x.)

$$\bar{X} = \frac{932593}{340478} = 2.739 \text{ m}$$

b). - Por cargas horizontales. -

NOTA. - No consignaremos las fuerzas normales al eje del camino, por tener un efecto muy pequeño.

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO(m)	MOMENTO (Kg-m)
FR	1767	4.800	8482
Fr	6018	4.800	28886
VTS	1230	4.800	5904
VTCV	1230	4.800	5904
ET	56774	2.639	149816
Σ	67019		193038

Posición del total de fuerzas horizontales: (Al desplante)

$$\bar{Y} = \frac{193\ 038}{67019} = 2.881\ m$$

COMBINACIONES DE CARGA -

Analizaremos únicamente los grupos (I) y (II), por considerar que puedan ser los más desfavorables.

a). - Grupo (I). - (100%) (CM + CV + PP + PT)

$$\Sigma FV = 340\ 478\ Kg$$

$$\Sigma MV = 932\ 593\ Kg - m$$

$$\Sigma FH = 76\ 019\ Kg$$

$$\Sigma MH = 193\ 038\ Kg - m$$

$$e = \frac{a}{2} \left(\frac{\Sigma MV - \Sigma MH}{\Sigma FV} \right) = \frac{400}{2} - \left(\frac{932\ 593 - 193\ 038}{340\ 478} \right)$$

e). - 2.00 - 2.172 = - 0.172 m

$\frac{a}{b} = \frac{4.00}{6} = 0.667 \text{ m} > -0.172 \text{ m} \therefore \text{bién}$

Los esfuerzos valen: $f = \frac{\Sigma FV}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right)$

$f_{\text{máx}} = \frac{340\,478}{4 \times 6} \left(1 + \frac{6(-0.172)}{4} \right) = 10526 \text{ Kg/m}^2$

$f_{\text{móx}} = 1.0526 \text{ Kg/cm}^2$

$f_{\text{mín}} = \frac{340\,476}{4 \times 6} \left(1 - \frac{6(-0.172)}{4} \right) = 17\,847 \text{ Kg/m}^2$

$f_{\text{mín}} = 1.7847 \text{ Kg/cm}^2$

COEFICIENTES DE SEGURIDAD AL VOLTEAMIENTO. -

$$CS_V = \frac{\sum MV}{\sum MH} = \frac{932593}{193088} = 4.83 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO. -

$$CS_D = \frac{0.52 \sum FV}{\sum FH} = \frac{0.52 \times 340478}{67019} = 2.642 > 1.00 \therefore \text{bién}$$

b). - Grupo (III). - (125%). - $(ET+FR+Fr+0.30 VTS+VTCV)$

$$\sum FV = 340478 \text{ Kg}$$

$$\sum MV = 932593 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\sum FH = 67019 - 1230 + 0.30 \times 1230 = 66158 \text{ Kg}$$

$$\sum MH = 193088 - 5904 + 0.30 \times 5904 = 188955 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{4.00}{2} - \left(\frac{932593 - 188955}{340478} \right) = -0.184 \text{ m}$$

$$\frac{4.00}{6} = 0.667 > -0.184 \therefore \text{bién}$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{340478}{24} \left[1 + \frac{6(-0.184)}{4} \right] = 10271 \text{ Kg/m}$$

$$f_{\text{máx}} = 1.0271 \text{ Kg/cm}^2$$

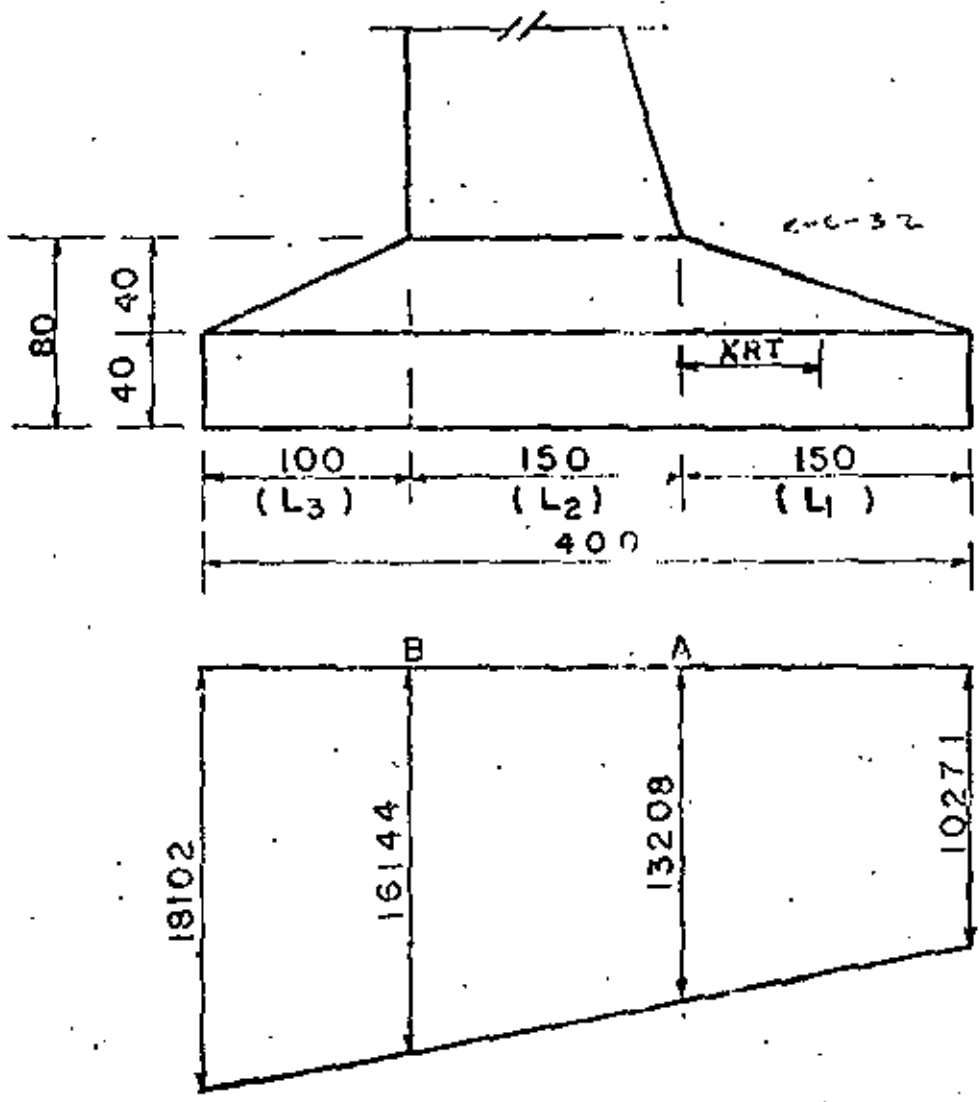
$$f_{\text{mín}} = \frac{340478}{24} \left[1 - \frac{6(-0.184)}{4} \right] = 18102 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 1.8102 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CS_V = \frac{932593}{188955} = 4.94 > 2.00 \therefore \text{bién}$$

$$CS_D = \frac{0.52 \times 340478}{66158} = 2.68 > 1.00 \therefore \text{bién}$$

DISEÑO DE LA ZAPATA. - (UTILIZAREMOS EL GRUPO III)



$$f_b = 10271 + \frac{7831 \times 3.00}{4.00} = 16144 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_o = 10271 + \frac{7831 \times 1.50}{4.00} = 13208 \text{ Kg/m}^2$$

ANALISIS DE LA SECCION "A" .-

Reacción del terreno:

$$R_t = \frac{f_{\text{máx}} + f_{\text{a}_x L_1}}{2} \times L_1 = \frac{10271 + 13208}{2} \times 1.50 = 17609 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bar{X}_{rt} = \frac{1.50}{3} \left(\frac{13208 + 2 \times 10271}{13208 + 10271} \right) = 0.719 \text{ m}$$

$$M_{rt} = 17609 \times 0.719 = 12661 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

Peso propio. - (Parte de la zapata en estudio)

$$PF_2 = (0.40 \times 1.50 + 0.40 \times 1.50 \times 0.5) \times 2400 = 2160 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_{pp} = \frac{1.50}{3} \left(\frac{0.80 + 2 \times 0.40}{0.80 + 0.40} \right) = 0.667 \text{ m}$$

$$M_{pp2} = 2160 \times 0.667 = 1440 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

Peso de la tierra sobre la zapata. -

$$PT = (3.00 + 1.75) \times 0.5 \times 1.50 \times 1600 = 5700 \text{ Kg/m}$$

$$X_{pt} = \frac{150}{3} \left(\frac{3.00 + 2 \times 1.75}{3.00 + 1.75} \right) = 0.684 \text{ m}$$

$$M_{pt} = 5700 \times 0.684 = 3900 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

Resumen. -

$$\leq V_a = 17609 - 2160 - 5700 = 9749 \text{ Kg}$$

$$\leq M_a = 12661 - 1440 - 3900 = 7321 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Peralta. -

$$d = \sqrt{\frac{732100}{13.69 \times 100}} = 23.13 \text{ cm}$$

Se adopta: $d = 72 \text{ cm}$, $r = 8 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$

Acero de refuerzo. -

$$A_s = \frac{732100}{21000 \times 0.90273} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} < 10.00 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (temperatura)}$$

Se colocarán varillas 5C a cada 20 cm ($A_s = 9.90 \text{ cm}^2$).

Revisión por adherencia. -

$$\epsilon_o \text{ calc} = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 9.90}{1.59} = 24.91 \text{ cm}$$

$$\mu \text{ calc} = \frac{9749}{24.91 \times 0.9 \times 72} = 6.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$6.04 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

Revisión por cortante. -

$$\sqrt{v}_{\text{perm}} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{v}_{\text{calc}} = \frac{9749}{100 \times 72} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.35 \text{ Kg/cm}^2 < 8.38 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

Acero por Temperatura. -

$A_{s_t} = 0.00125 \times 80 \times 100 = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$, en cada cara. Colocaremos varillas 5C, a cada 20 cm, en dos direcciones, tanto para la parrilla superior, como para la parrilla inferior.

ANÁLISIS DE LA SECCIÓN "B" .-

De igual forma en que calculamos la sección "A", debemos calcular la sección "B", sin embargo, y en este único caso, no la calcularemos, pues podemos asegurar que también dominaría el acero por temperatura.

DISEÑO DE LAS COLUMNAS. -

Para la revisión de esfuerzos en la columna y puerca que ya se tienen voluadas todas las cargas que intervienen en su diseño, encontraremos únicamente los brazos de palanca, referidos a la parte inferior (Lecho superior de la contratrabe), de la columna ya que -

esta sección será la que estudiaremos.

CARGAS QUE ACTUAN EN CADA COLUMNA. -

(Los brazos se referirán a los ejes centroidales de la sección inferior de la columna.

1. - CARGA MUERTA. -

$$CM = 120351 \times 0.5 = 60176 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X_{cm} = -0.21 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 60176 \cdot (-0.21) = -12637 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (-)$$

2. -

$$CV = 35346 \times 0.5 = 17673 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X_{cv} = -0.21 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 17673 \cdot (-0.21) = -3711 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (-)$$

3. - FRENAJE. -

$$F_R = 1767 \times 0.5 = 884 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{fr} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 884 \times 3.50 = 3094 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

4. - FRICCIÓN. -

$$F_f = 6018 \times 0.5 = 3009 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{ff} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 3009 \times 3.50 = 10532 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

5. - VIENTO TANGENCIAL EN LA SUPERESTRUCTURA. -

$$VTS = 1230 \times 0.50 = 615 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = Y_{vts} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 615 \times 3.50 = 2153 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

6. - VIENTO TANGENCIAL SOBRE LA CARGA VIVA. -

$$V_{TCV} = 1230 \times 0.5 = 615 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo } Y_{VTCV} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 615 \times 3.50 = 2153 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

7. - EMPUJE DE TIERRAS. -

a). - Sobre diafragma, aleros y cabezal

$$E_{fa} = 20422 \times 0.50 = 10211 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{ET} = 4.762 - 1.30 = 3.462 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 10211 \times 3.462 = 35350 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

b). - Sobre el respaldo de las columnas

$$E_{fb} = 22135 \times 0.5 = 11068 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } Y_{ET} = 2.124 - 1.30 = 0.824 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 11068 \times 0.824 = 9120 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

$$\Sigma F = 21278 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = 44470 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad (+) \quad Y_{ET} = \frac{44470}{21278} = 2.09 \text{ m}$$

8. - PESO PROPIO DEL CABALLETE. -

a). - Por los aleros:

$$P_{Pa} = 1657 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X = -3.024 + 2.25 = -0.774 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 1657 (-0.774) = -1283 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

b). - Por el diafragma. -

$$P_{Pb} = 4436 \times 0.50 = 2218 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo: } X = -2.875 + 2.25 = -0.625 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 2218 (-0.625) = -1386 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

c). - Por el cabezal

$$PP_c = 7800 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo:} = -0.21 - 0.04 = -0.25 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 7800 (-0.25) = -1950 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

d). - Por las columnas.

$$PP_d = 10800 \times 0.5 = 5400 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo:} = -2.367 + 2.25 = -0.117 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 5400 (-0.117) = -632 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma F = 17075 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = -5251 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad +)$$

$$\bar{X} = \frac{-5251}{17075} = -0.308 \text{ m (a la izq. del eje centroidal y - y)}$$

RESUMEN TOTAL DE FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANDO SOBRE UNA COLUMNA. -

a). - Por fuerzas verticales.

c-c-37 SUP

CONCEPTO	FUERZA (Kg.)	BRAZO (m.)	MOMENTO (Kg-m.)
CM	60176	-0.210	-12637
CV+I	17673	-0.210	-3711
PP	17075	-0.308	-5251
Σ	94924		-21599

Posición de la resultante: $X = \frac{-21599}{94924} = -0.228 \text{ m}$ (a la izquierda del eje centroidal y - y)

b). - Por fuerzas horizontales. -

c-c-37-14f

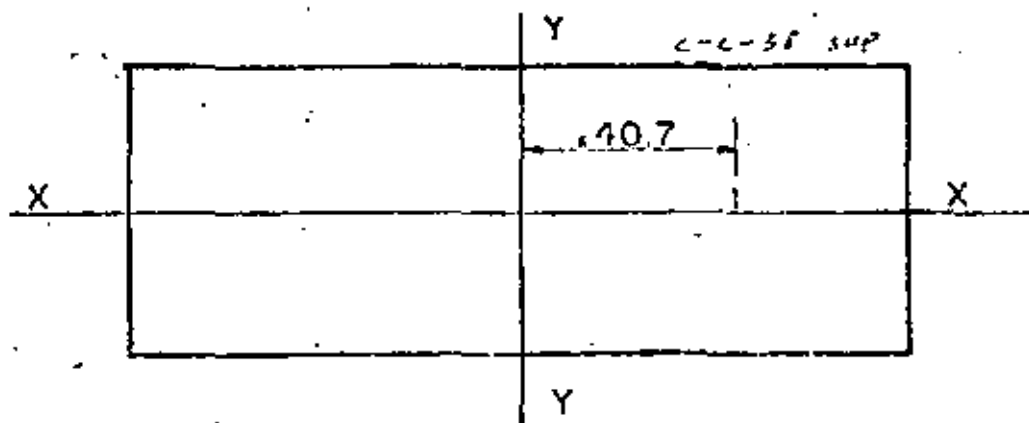
CONCEPTO	FUERZA (K α)	BRAZO (m.)	MOMENTO (K α -m.)
FR	884	3.500	3094
F _r	3009	3.500	10532
VTS	615	3.500	2153
VT CV	615	3.500	2153
ET	21278	2.090	44470
Σ	26401		60249

Posición de la resultante: $Z = \frac{60249}{26401} = 2.282 \text{ m}$

La excentricidad sobre el eje X - X , será

$$e = \frac{\Sigma MV + \Sigma MH}{\Sigma FV} = \frac{-21599 + 60249}{94924} = 0.407 \text{ m}$$

$e = 0.407 \text{ m}$ (A la derecha y sobre el eje X - X)



NOTA. - Una forma simplificada, para calcular el refuerzo en las columnas nos la proporciona el Departamento de Puentes de la S.O.P., y es la siguiente:

CALCULO DEL REFUERZO PRINCIPAL EN LAS COLUMNAS

SEGUN DIN - 1045 (CODIGO 27 DEL BETON KALENDER)

Porcentajes mínimos y máximos del refuerzo.

c-c-38 inf

Hs/d	P. mínimo	f'c (Kg/cm.)	P. máximo
≤ 5	0.5 %	100-140	3 %
≥ 10	0.8 %	180-250	6 %

Hs = Altura total de la columna

d = dimensión mínima de la sección

Considerando, como caso mas desfavorable, que la columna esté empotrada en su parte inferior, y libre también en su parte superior, tendremos entonces una longitud de pandeo cuyo valor es:

$$H_s = 2H = 2 \times 3.00 = 6.00 \text{ m}$$

$$\text{Entonces } \frac{H_s}{d} = \frac{6.00}{0.60} = 10$$

Ensayaremos entonces con $p = 0.912\%$, como mínimo requerido y para fines de cálculo tomaremos el promedio de las secciones, de la columna, es decir:

$$A_{\text{prom}} = \frac{100 + 150 \times 60}{2} = 7500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.00912 \times 7500 = 68.4 \text{ cm}^2,$$

Colocaremos 6 varillas 12C ($A_s = 6 \times 11.40 = 68.4 \text{ cm}^2$).

REVISION POR PANDEO.-

Según el Beton Kalender, se deberá cumplir que:

$$\frac{P_{ruptura}}{\omega \cdot p_{actuante}} \geq 3$$

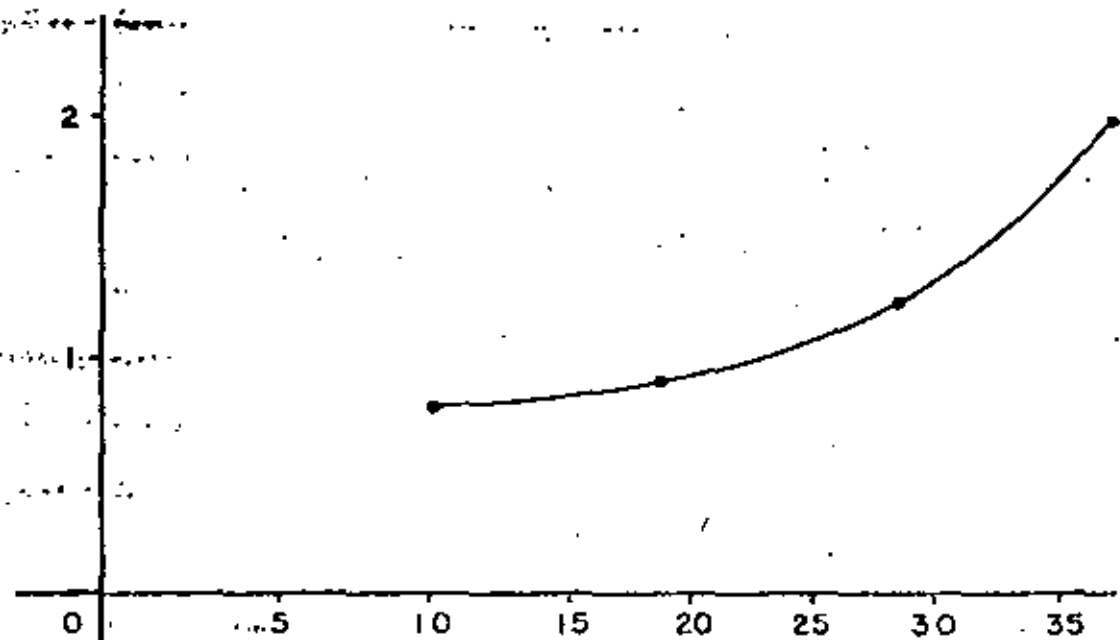
Donde:

$$P_{rupt} = 94924$$

El valor de " ω " lo obtendremos de la siguiente tabla:

C-C-39

Hs l d	15	20	25	30	35	40
ω	1.00	1.08	1.32	1.72	2.28	3.00



Interpolando, según la gráfica anterior, tenemos que el valor de " ", es aproximadamente la unidad, es decir, = 0.98

$$\text{Entonces: Pondeo} = \frac{279910}{94924 \times 0.98} = 3.01 \approx 3.00 \therefore \text{bién}$$

REVISION POR CARGA EXCENTRICA. -

Según DIN - 1045, la revisión para carga axial, será igual a la revisión por pandeo.

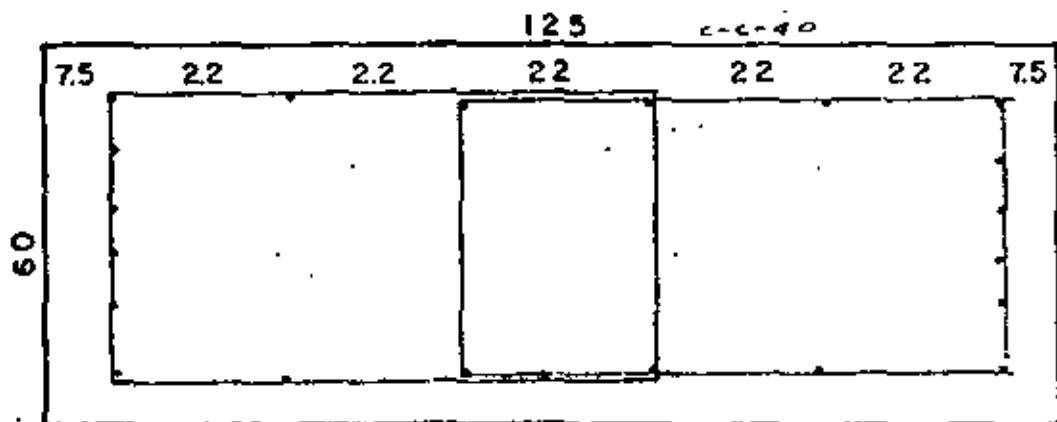
ACERO ADICIONAL EN LAS CARAS ANCHAS DE LA COLUMNA. -

Se colocarán 4 varillas 12C, para facilitar el armado de los estribos.

ESTRIBOS SEGUN DIN . -

Por especificación deberá ser el 0.25%, del volumen de concreto. -

$$V = 0.0025 \times 7500 \times 100 = 1875 \text{ cm}^3$$



La longitud de un estribo promedio 4C de 4 ramas, según se muestra en la figura, es

$$L = 2 (2 \times 50 + 2 \times 71) = 484 \text{ cm.}$$

En un metro de columna se requieren:

$$A_s = \frac{1875}{484} = 3.874 \text{ cm}^2$$

y la separación será: $s = \frac{1.27 \times 100}{3.874} = 32 \text{ cm}$

Se colocarán estribos 4C de 4 ramas a cada 30 Cm.

CUBICACIONES DE UN CABALLETE. -

1). - CONCRETO

a). - Diafragma y aleros

$$V_1 = [(0.86 + 1.59) 0.5 \times 0.25 \times 1.27] \times 2 = 0.7503 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 1.5975 \times 0.785 \times 0.25 \times 2 = 0.6270 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 1.1375 \times 6.50 \times 0.25 = 1.8484 \text{ m}^3$$

por lo tanto $V_a = 3.2257 \text{ m}^3$

b). - Cabezal y zoclos

$$V_1 = 1.00 \times 1.00 \times 6.50 = 6.50 \text{ m}^3$$

$$V_2 = (0.5935 \times 0.587 \times 0.087) 7 = 0.3122 \text{ m}^3$$

Por lo tanto: $V_b = 6.7122 \text{ m}^3$

c). - Columnas. -

$$V_c = (1.50 + 1.00) 2.40 \times 0.60 \times 2 = 3.600 \text{ m}^3$$

d). - Contratabe. -

$$V_d = 1.50 \times 0.60 \times 6.50 = 5.850 \text{ m}^3$$

e). - Zpota. -

Parte constante: $V_1 = 6.00 \times 4.00 \times 0.40 = 9.600 \text{ m}^3$

Parte variable:

$$A_{inf.} = 4.00 \times 6.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} = 1.50 \times 4.54 = 6.81 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \left(24 + 6.81 + 24 \times 6.81 \right) \frac{0.40}{3} = 5.8126 \text{ m}^3$$

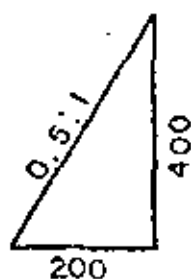
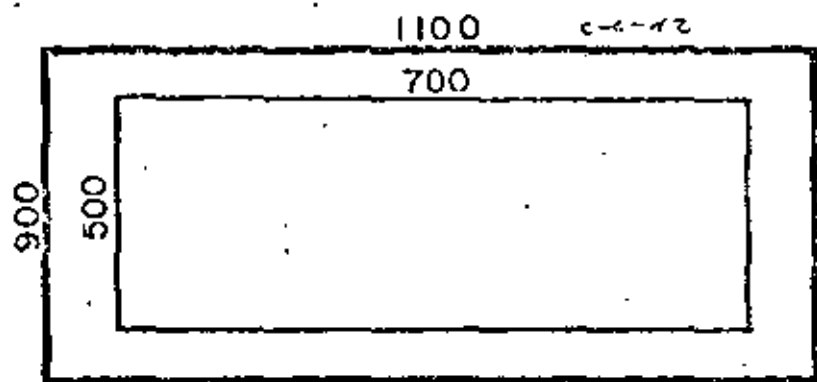
Por lo tanto $V_e = 15.4126 \text{ m}^3$.

II). - ACERO ESTRUCTURAL EN JUNTA DE DILATACION. -

$$= 1.5 \times 0.095 \times 80 \times 7.85 = 89.5 \text{ Kg}$$

III). - EXCAVACIONES (APROXIMADAS)

Consideramos: Altura promedio $h = 4.00 \text{ m}$
 Talud de excavación 0.5:1
 Bonquetas en el piso, de 0.50 m



$$\text{Area inf: } A_i = 7.00 \times 5.00 = 35.00 \text{ m}^2$$

$$A_{sup} : A_s = 9.00 \times 11.00 = 99.00 \text{ m}^2$$

$$V = \left(35 + 99 + \sqrt{35 \times 99} \right) \frac{4.00}{3} = 257 \text{ m}^3$$

IV. - RELLENOS COMPACTADOS (APROXIMADOS)

A la altura de 4.00 m, el volumen de concreto es aproximadamente los dos terceros

partes, por lo tanto el volúmen de relleno será

$$V_r = 257 - \frac{2 \times 35}{3} = 234 \text{ m}^3$$

CALCULO ESTRUCTURAL DE LAS
PILAS NUMS: 2, 3, 4 y 5

CALCULO DE LAS PILAS 2,3,4 y 5

El presente cálculo corresponde al de una pila de concreto reforzado, con cabezal en doble voladizo empotrado en una columna de 4.00 m de ancho por 1.00 m de espesor, con tajamares circulares y descansando sobre una zapata de 6.00 x 4.00 m.

Las características antes mencionadas pueden verse en las tres hojas siguientes.

DATOS PARA EL PROYECTO. -

Por acuerdo de las autoridades de la S. R. H., calcularemos la pila de mayor altura y con esto reforzaremos las demás pilas, por lo cual ensayaremos con la núm. 2.

Estación de la pila núm. 2: 1 + 209.19

Elevación de la corona : 40.80

Elevación del desplante: 29.80

Espesor del cabezal = 1.60 m (sobre la columna)

Espesor de la zapata = 0.80 m (bajo la columna)

Altura efectiva de la columna = 8.60 m

Carga viva considerada: Camión Tipo HS-20

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.30$$

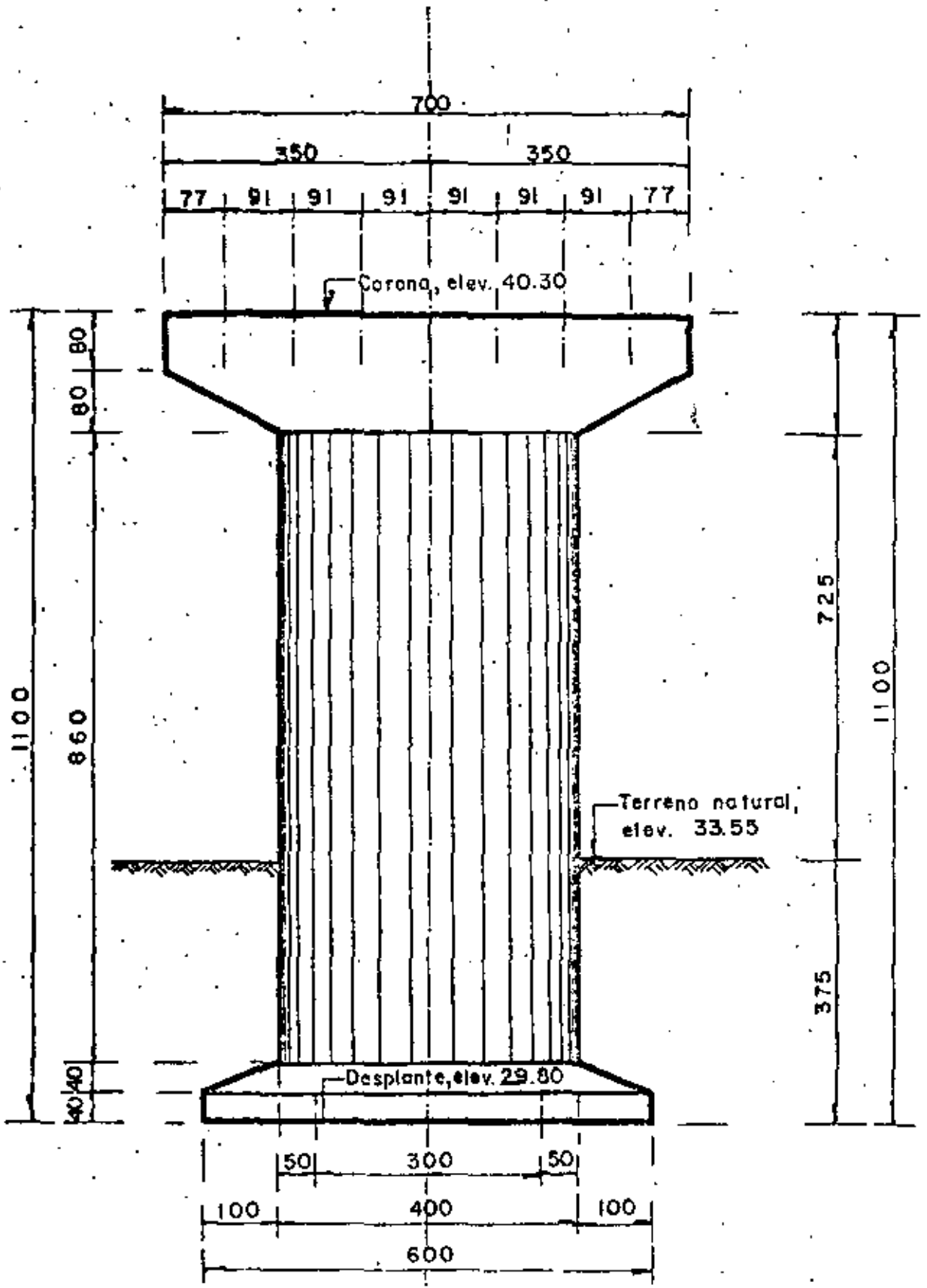
$$J = 0.90$$

$$K = 13.69 \text{ Kg/cm}^2$$

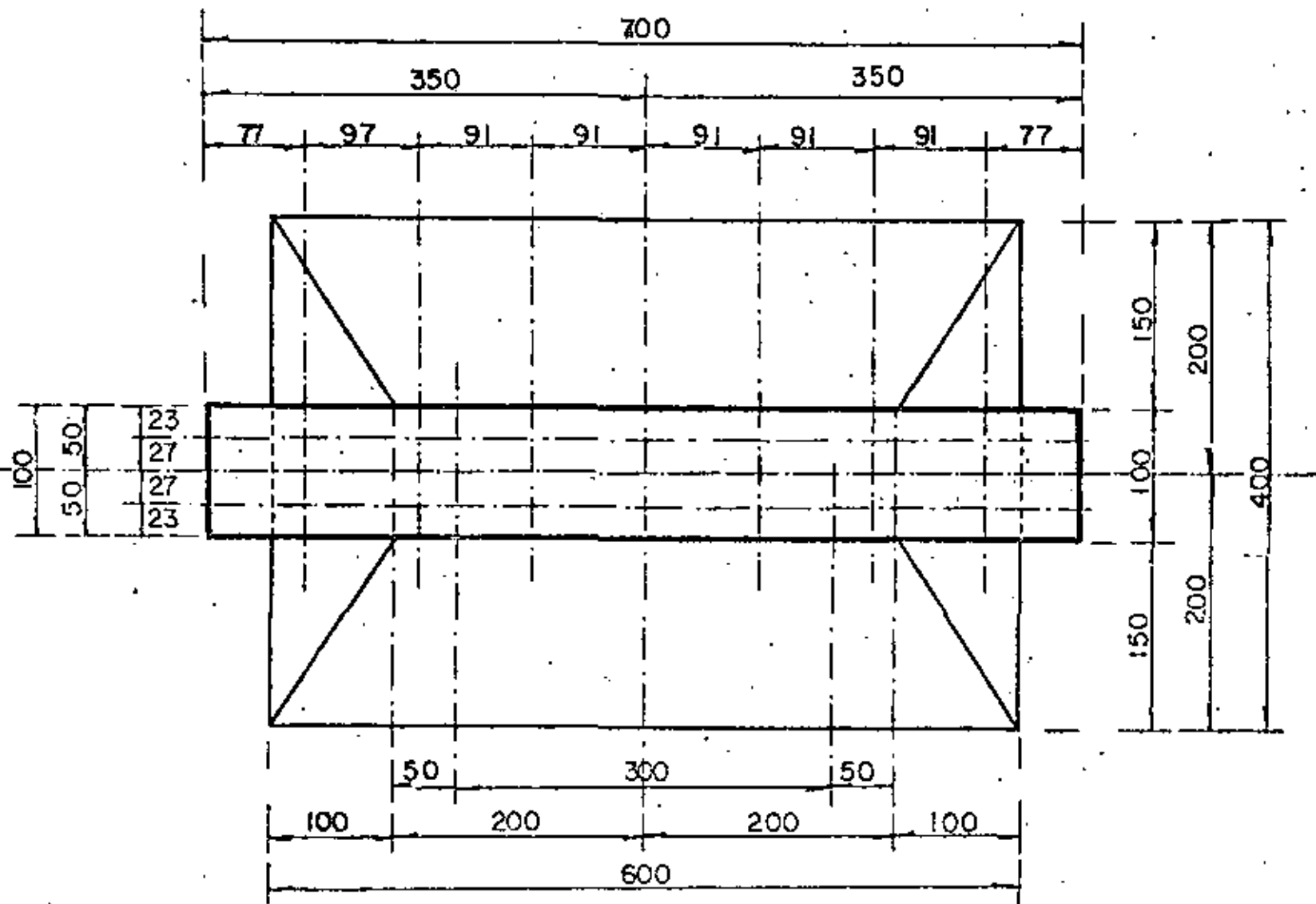
$$\alpha = 0.270$$

DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA. -

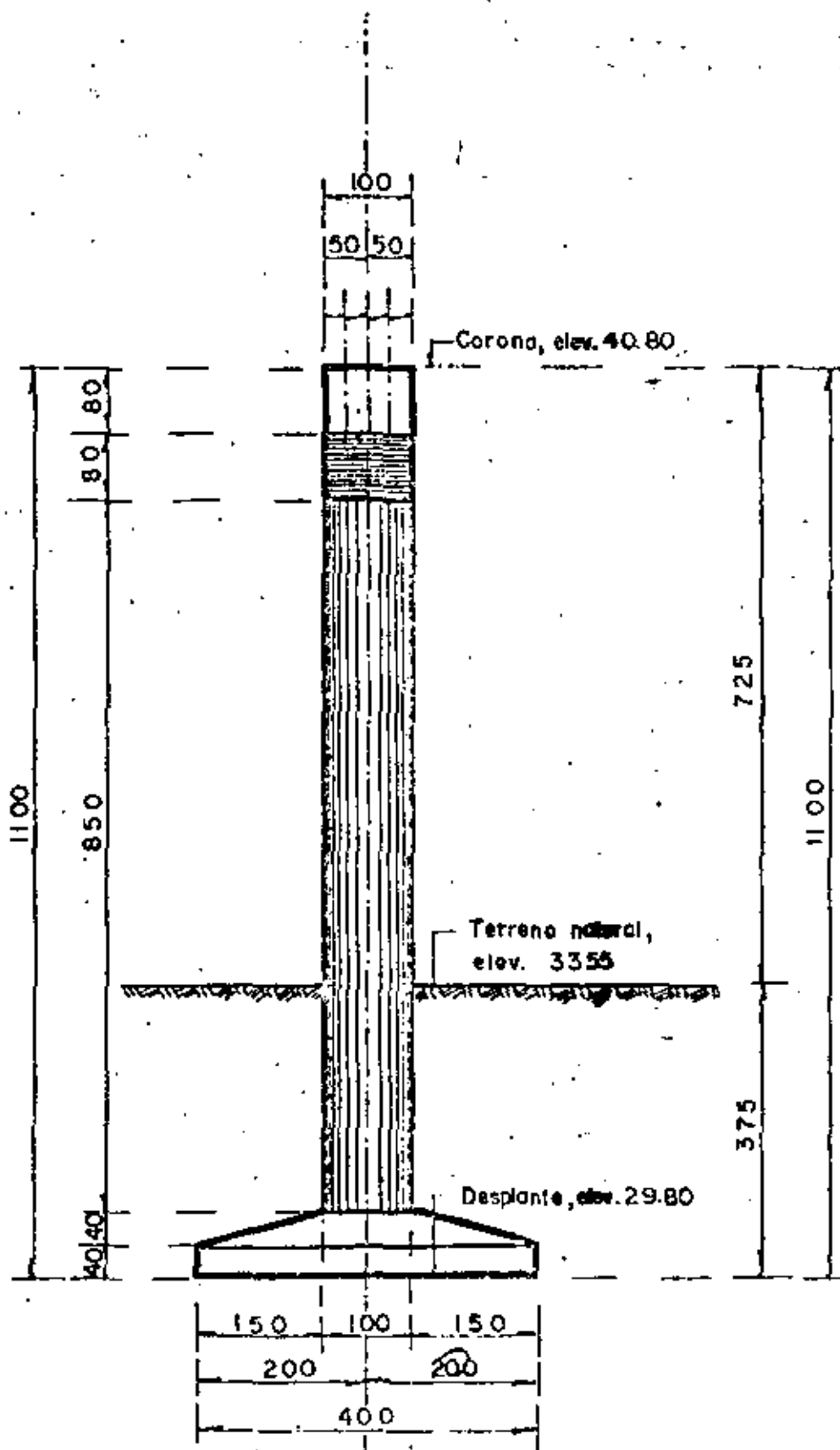
El tipo de estructura propuesta puede verse en las hojas siguientes:



ELEVACION
(ESCALA 1:80)



PLANTA
(ESCALA 1:50)



PERFIL
(ESCALA 1:80)

P I L A

CALCULO ESTRUCTURAL DEL CABEZAL

I. - FUERZAS QUE ACTUAN EN EL CABEZAL

1. - CARGA MUERTA.

a. - Peso de la superestructura incluyendo parapeto:

$$P = 99.60 \times 2400 = 239040 \text{ Kg}$$

b. - Peso de la carpeta asfáltica:

$$P = 6.50 \times 0.03 \times 20.52 \times 2200 = 8803 \text{ Kg}$$

$$P_t = 247843 \text{ Kg}$$

2. - CARGA VIVA.

Se considerará un camión HS-20 en dos fajas de circulación.

Considerando cargo equivalente:

$$\text{Carga viva} = (11973 + 952 \times 20.52) / 2 = 63016 \text{ Kg}$$

3. - IMPACTO.

$$I = \frac{15.24}{20.00 + 38.10} = 0.26 = 26\%$$

Por lo tanto la carga viva en el cobezal (En cada voladizo) será:

$$R_{cv} = (63016 \times 1.26) / 0.5 = 39700 \text{ Kg}$$

4. - PESO PROPIO DEL CABEZAL.

$$P_{pc} = (7.00 \times 0.80 + \frac{7.00 + 4.00}{2} \times 0.80) \times 1.00 \times 2400$$

$$P_{pc} = 24000 \text{ Kg}$$

II. - DESCARGA DE CADA LADO DEL CABEZAL.

Para estar dentro de la seguridad, el voladizo del cobezal lo consideraremos empotr-

do en el C. G. del medio círculo que forma el tajamar de la columna esto es:

$$d = 0.50 - \frac{4r}{3\pi} = 0.50 - \frac{4 \times 0.50}{3 \times 3.1416} = 0.29 \text{ m}$$

1. - CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA.

$$CM = 247843 \times 0.5 = 123922 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.50 + 0.29 = 1.79 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 123922 \times 1.79 = 221820 \text{ Kg - m}$$

2. - CARGA VIVA

$$Cv = 39700 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.50 + 0.29 = 1.79 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 39700 \times 1.79 = 71063 \text{ Kg - m}$$

3. - PESO PROPIO DEL CABEZAL (UN VOLADIZO)

Se considerará el peso de un voladizo hasta el C. G. del medio círculo que forma el tajamar de la columna.

$$P_{pc} = (1.60 \times 0.28 + \frac{1.60 + 0.80}{2} \times 1.50) 1.00 \times 2400$$

$$P_{pc} = 5434 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 0.89 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 5434 \times 0.89 = 4836 \text{ Kg - m}$$

suma de fuerzas y momentos en cada voladizo:

$$\sum F = 123922 + 39700 + 5434 = 169056 \text{ Kg}$$

$$\sum M = 221820 + 71063 + 4836 = 297719 \text{ Kg - m}$$

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 0.9$$

$$k = 0.30$$

$$j = 0.90$$

$$K = 13.69$$

$$\alpha = 0.27$$

PERALTE NECESARIO Y ACERO PRINCIPAL DE REFUERZO.

$$d = \sqrt{\frac{297719}{100 \times 13.69}} = 147 \text{ cm.}$$

Se adopta:

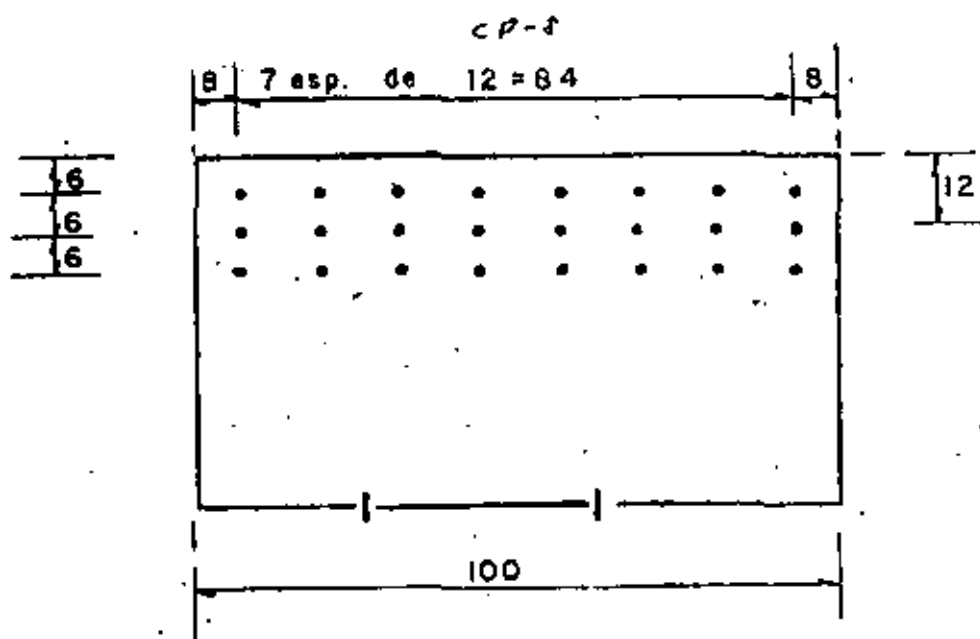
$$d = 148 \text{ cm}$$

$$r = 12 \text{ cm}$$

$$h = 160 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{29771900}{2000 \times 0.9 \times 148} = 111.76 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 24 varillos de 8C ($A_s = 122 \text{ cm}^2$) en tres lechas de 8 varillos cada una, según la figura siguiente.



REVISION POR CORTANTE.

a). En el empotramiento.

$$V_{perm.} = 1.32 \sqrt{f_c} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_o = 169056 \text{ Kg}$$

$$V_o = \frac{169056}{100 \times 0.9 \times 148} = 12.69 \text{ Kg/cm}^2 \leq 20.87 \text{ Kg/cm}^2 \text{ :- bien}$$

REVISION POR ADHERENCIA

a). En el empotramiento.

$$\sum o = \frac{4A_s}{D} = \frac{4 \times 122}{2.54} = 192 \text{ cm}$$

$$\Sigma o_{perm} = \frac{V}{4id}$$

$$4_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2 \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \Sigma o_{perm} = \frac{169056}{14.32 \times 0.9 \times 148} = 89 \text{ cm} < 192 \text{ cm} \therefore \text{bién}$$

ESTRIBOS

$$\sqrt{f}_{perm} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.585 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{f}_{adm} = \frac{V}{b_j d} = \frac{169056}{100 \times 148 \times 0.9} = 12.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{f}' = 12.69 - 4.585 = 8.105 \text{ Kg/cm}^2$$

Usando estribos de 2 ramas y de 8C

$$A_s = 5.07 \times 2 = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{10.14 \times 2000}{8.105 \times 100} = 25 \text{ cm}$$

Se usarán estribos de 8C de 2 ramas, o cada 25 cm c.o.c.

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA COLUMNA

CARGAS. -

a. - Viento normal en la superestructura (VNS)

El área expuesta del parapeto se desprecia por ser de tubo, dicho parapeto.

Área expuesta total de la Superestructura (un tramo)

$$A_t = 1.10 \times 20.52 = 22.572 \text{ m}^2$$

$$VNS = 244 \times 22.572 = 5508 \text{ Kg}$$

$$A \text{ por metro} = 1.10 \times 1.00 = 1.10 \text{ m}^2$$

$$VNS \text{ por metro} = 244 \times 1.10 = 268 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la corona} = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 10.75 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 11.55 \text{ m}$$

b. - Viento tangencial en la superestructura (V. T. S.)

$$VTS = 59 \times 22.572 = 1332 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la corona} = 0.00 \text{ m (Se considera aplicado en la corona)}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 10.20 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 11.00 \text{ m}$$

c. - Viento normal en la subestructura (VNSB)

$$\text{Área expuesta} = 5.56 \times 1.00 = 5.56 \text{ m}^2$$

$$VNSB = 5.56 \times 195 = 1084 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 5.10 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 5.50 \text{ m}$$

d. - Viento tangencial en la subestructura (VTSB)

Area expuesta:

$$A_1 = 7.00 \times 0.80 = 5.60 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (7.00 + 4.00) 0.5 \times 0.80 = 4.40 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 4.00 \times 3.96 = 15.84 \text{ m}^2$$

$$A_t = 25.84 \text{ m}^2$$

$$\therefore \text{VTSB} = 195 \times 25.84 = 5039 \text{ Kg}$$

$$\bar{Y} = \frac{5.16 \times 5.60 + 4.40 \times 4.36 + 15.84 \times 1.98}{25.84} = 3.074 \text{ m}$$

Brazo a la parte inferior de la columna = 7.714 m

Brazo al desplante de la zapata = 8.514 m

e. - Frenaje (FR)

$$\text{FR} = 0.05 \times 39700 = 1985 \text{ Kg}$$

Brazo a la corona = 0.00 m (Se considera aplicado en la corona)

Brazo a la parte inferior de la columna = 10.20 m

Brazo al desplante de la zapata = 11.00 m

f. - Fricción (Fr)

$$\text{Fr} = 0.05 \times \frac{247843}{2} = 6196 \text{ Kg}$$

Brazo a la corona = 0.00 m (Se considera aplicado en la corona)

Brazo a la parte inferior de la columna = 10.20 m

Brazo al desplante de la zapata = 11.00 m

g). - Viento normal sobre la carga viva (VNCV)

$$\text{VNCV} = 20.52 \times 149 = 3068 \text{ Kg}$$

Brazo a la corona = 2.93 m

Brazo a la parte inferior de la columna = 13.13 m

Brazo al desplante de la zapata = 13.93 m

h. - Viento tangencial sobre la carga viva (VTCV)

VTCV = $20.52 \times 60 = 1231$ Kg

Brazo a la corona = 0.00 m (Se considera aplicado en la corona)

Brazo a la parte inferior de la columna = 10.20 m

Brazo al desplante de la zapata = 11.00 m

COMBINACION DE CARGAS

1. - Combinación I (En seco)

CM = 247843 Kg

CV = 63016 Kg

Cobezal = 24000 Kg

Columna = 78122 Kg

$\Sigma F = 412981$ Kg

2. - Combinación II (En seco)

CM = 247843 Kg

Cobezal = 24000Kg

Columna = 78122 Kg

$\Sigma F = 349965$ Kg

Momentos por fuerzas normales.

Mvns = $5508 \times 11.55 = 63617$ Kg - m

Mvnsh = $1084 \times 5.50 = 5962$ Kg - m

$\Sigma M = 69579$ Kg - m

Momentos por fuerzas longitudinales.

$$M_{vts} = 1332 \times 11.00 = 14652 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{vtsb} = 5039 \times 8.514 = 42902 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$= 57554 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

3. - Combinación III (En seco)

$$F = 412981 \text{ Kg}$$

Momentos por fuerzas normales.

$$M_{0.30ve} = 0.30 \times 69579 = 20874 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{vncv} = 3068 \times 13.93 = 42737 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$= 63611 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales.

$$M_{0.30ve} = 0.30 \times 57554 = 17266 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{vtcv} = 1231 \times 11.00 = 13541 \text{ "}$$

$$M_{fR} = 1985 \times 11.00 = 21835 \text{ "}$$

$$M_{fR} = 6196 \times 11.00 = 68156 \text{ "}$$

$$= 120798 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Si consideramos flotación, se omitirá el viento en la Subestructura y la superestructura, hasta el NAME y se considerará empuje dinámico debido a la corriente. (Este puente - trabajará en algunas épocas como vado o sea que se considera toda la estructura semergido).

CALCULO DEL EMPUJE DE LA CORRIENTE:

AREA EXPUESTA A LA CORRIENTE:

$$A = (20.52 \times 1.00) + (7.25 \times 1.00) = 27.77 \text{ m}^2$$

$$P = 52.55 \times 1.00 \times 1.36^2 = 97.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$E = 97.20 \times 27.77 = 2699 \text{ Kg}$$

$$\bar{Y} = \frac{20.52 \times 7.75 + 7.25 \times 3.625}{27.77} = 6.673 \text{ m}$$

$$\text{Brazo a la parte inferior de la columna} = 6.673 + 2.95 = 9.623 \text{ m}$$

$$\text{Brazo al desplante de la zapata} = 6.673 + 3.75 = 10.423 \text{ m}$$

$$\text{Mol. desp.} = 2699 \times 10.423 = 28132 \text{ Kg - m}$$

Por otra parte veremos la diferencia de pesos, cuando la estructura esta sumergida y cuando no lo está.

a) En seco

$$CM_1 = 247\ 843$$

$$\text{Cabezal} = 24\ 000$$

$$\text{Columna} = 78\ 122$$

$$349\ 965 \text{ Kg.}$$

b). Con Agua:

$$CM = \frac{247\,843 \times 1400}{2400} = 144\,575 \text{ Kg}$$

$$\text{Cabazol} = \frac{24000 \times 14000}{2400} = 14000 \text{ Kg}$$

$$\text{Columna} = \frac{78122 \times 1400}{2400} = 45\,571 \text{ Kg}$$
$$\Sigma = 204\,146 \text{ Kg}$$

Diferencias de pesos:

$$\text{Dif.} = 349\,965 - 204\,146 = 145\,819 \text{ Kg}$$

Combinación II (con agua)

$$\Sigma F_v = 349\,965 - 145\,819 = 204\,146 \text{ Kg}$$

Momentos por fuerzas normales

(Considerando que la estructura está sumergida pero que aún puede pasar un Convoy)

$$M_{vns} = 63\,617 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$ME = 28\,132 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$91\,749 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales

No hay

Combinación I .- (con agua)

$$\Sigma F_v = 412\,981 - 145\,819 = 267\,162$$

Momentos por fuerzas normales

$$ME = 28\,132 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momentos por fuerzas longitudinales

$$M = 0$$

RESUMEN.-

$$e_N = \frac{\Sigma M_n}{\Sigma F_v} ; e_L = \frac{\Sigma M_L}{\Sigma F_v} ; e = \sqrt{e_N^2 + e_L^2}$$

c P-17

Concreto	Combinación I		Combinación II		Combinación III
	En seco	Con agua	En seco	Con agua	
ΣF_v	412 981	267 162	349965	204 146	412 981
ΣM_n	0	28 132	69579	917 49	63 611
ΣM_L	0	0	57554	0	120 798
e_n	0	0.105	0.1988	0.4494	0.154
e_L	0	0	0.1644	0	0.2925
e	0	0.105	0.2578	0.4494	0.3304

la combinación II Con agua es la que analizaremos, por tener una mayor excentricidad.

DETERMINACIÓN DE LOS PORCENTAJES MÍNIMOS DE REFUERZOS PARA LAS COLUMNAS:

(Análisis según DIN - 1045. - Capítulo 27 Beton Kalender)

Para estar dentro de la seguridad consideramos la columna empotrada en su poste inferior y libre en la parte superior.

$d =$ menor dimensión de la columna $= 1.00 \text{ m}$

Area $= 3.785 \text{ m}^2 = 37850 \text{ cm}^2$

Entonces, según las recomendaciones del Depto. de Puentes tenemos que el mínimo es de 0.8% y el máximo es 6% para concreto de f_c entre 180 y 250 Kg/cm^2 .

Adoptaremos para un primer ensayo, $P = 1\%$

$A_s = 0.01 \times 37850 = 378.5 \text{ cm}^2$

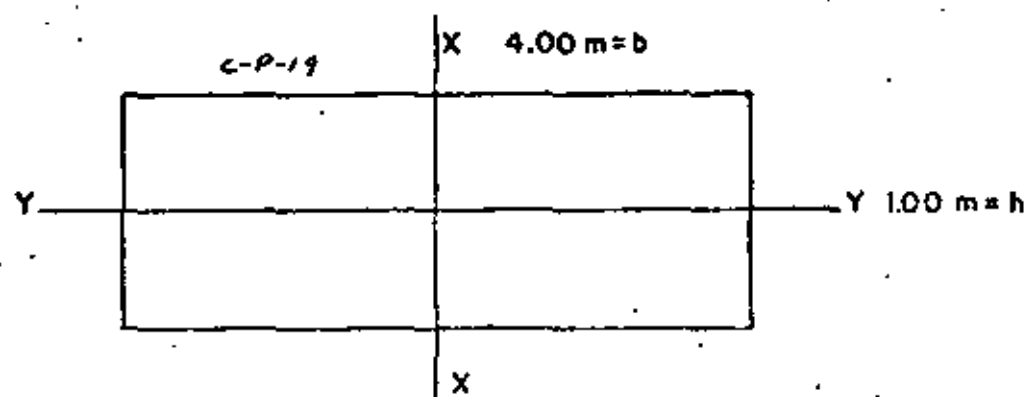
Vars $1 \frac{1}{2}'' \phi$; $A_s = 11.40 \text{ cm}^2$

Nº Varis. $= \frac{378.5}{11.4} = 34$ Varillos

Perímetro $= 407 \text{ cm}$

REVISION POR PANDEO.

Se cumplirá que: $\frac{P_{rup}}{\omega \times \text{Factante}} \geq 3$



$$I_{xx} = \frac{hb^3}{12} = \frac{1 \times 4^3}{12} = 5.333 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{4 \times 1^3}{12} = 0.3333 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} P_{rup} &= A_c \times f_c + A_s \times f_y \\ &= 40000 \times 250 + 200 \times 4200 \\ &= 10\,840\,000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$\omega = 1.09$ (Ver libro nuevo de puentes de S. R. H. "En Caballetes").

$$P_{actuante} = \sum F_v = 204\,146 \text{ Kg}$$

$$\therefore \frac{10\,840\,000}{204\,146 \times 1.09} = 48.7 > 3 \therefore \text{bién}$$

ESTRIBOS: (SEGUN DIN)

Estribos 0.25% del Volúmen de Concreto

$$E = 0.0025 \times 37850 \times 100 = 9463 \text{ cm}^2$$

El perímetro de un estribo 4C de 6 ramas es de 1386 cm

$$\text{En un metro se requiere } \frac{9463}{1386} = 6.827 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{1.27 \times 100}{6.827} = 18 \text{ cm}$$

Estribos de 6 ramas de 4C o 18 cm

CALCULOS ESTRUCTURALES DE LA ZAPATA

$$\sum F_v = 204\,164 \text{ Kg}$$

$$M_x = 91\,749 \text{ Kg-m}$$

$$M_y = 0$$

Capacidad del terreno = 2.00 Kg/cm²

Peso de la Zapata:

$$\omega_1 = (4 \times 6 \times 0.40) + 200 = 23040 \text{ Kg}$$

Para ω_2

$$A_i = 24 \text{ m}^2$$

$$A_s = 4 \text{ m}^2$$

$$:h = 0.80 \text{ m}$$

$$\omega_2 = \left[(24 + 4 + \sqrt{24 \times 4}) \right] \frac{0.40}{3} \times 2400 = 10653 \text{ Kg}$$

$$\omega_t = 33693 \text{ Kg}$$

PESO DE LA TIERRA SOBRE LA ZAPATA

$$\omega_t = (24.00 - 4.00) \times 3.15 \times 1800 = 113400 \text{ Kg}$$

PESO DEL AGUA SOBRE LA ZAPATA

$$\omega_a = (24.00 - 4.00) \times 7.25 \times 1000 = 145000 \text{ Kg}$$

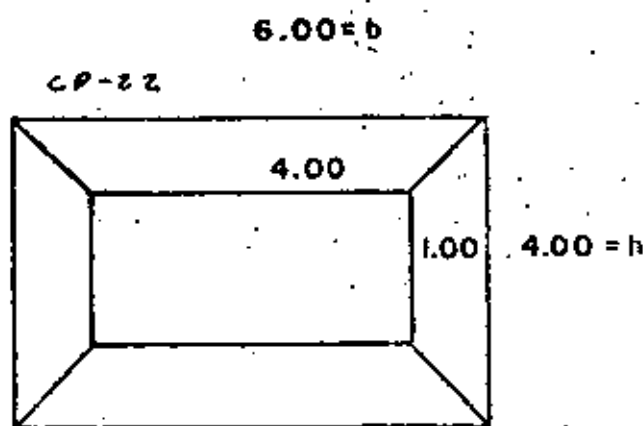
$$\text{Peso total del conjunto} = \sum F_v + \omega_{zop} + \omega_t + \omega_a$$

$$P_{ic} = 204146 + 33693 + 113400 + 145000 = 496239 \text{ Kg}$$

$$A = 24.00 \text{ m}^2$$

$$f = \frac{Pror}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y}$$

$$S_x = \frac{hb^2}{6} = \frac{4.00 \times 6.00^2}{6} = 24.00 \text{ m}^2$$



$$f = \frac{496\,239}{24} \pm \frac{91749}{24}$$

$$F_{\text{máx}} = 2.0676 + 0.38228 = 2.4489 \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 2.0676 - 0.38228 = 1.6854 \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

Reacción del terreno:

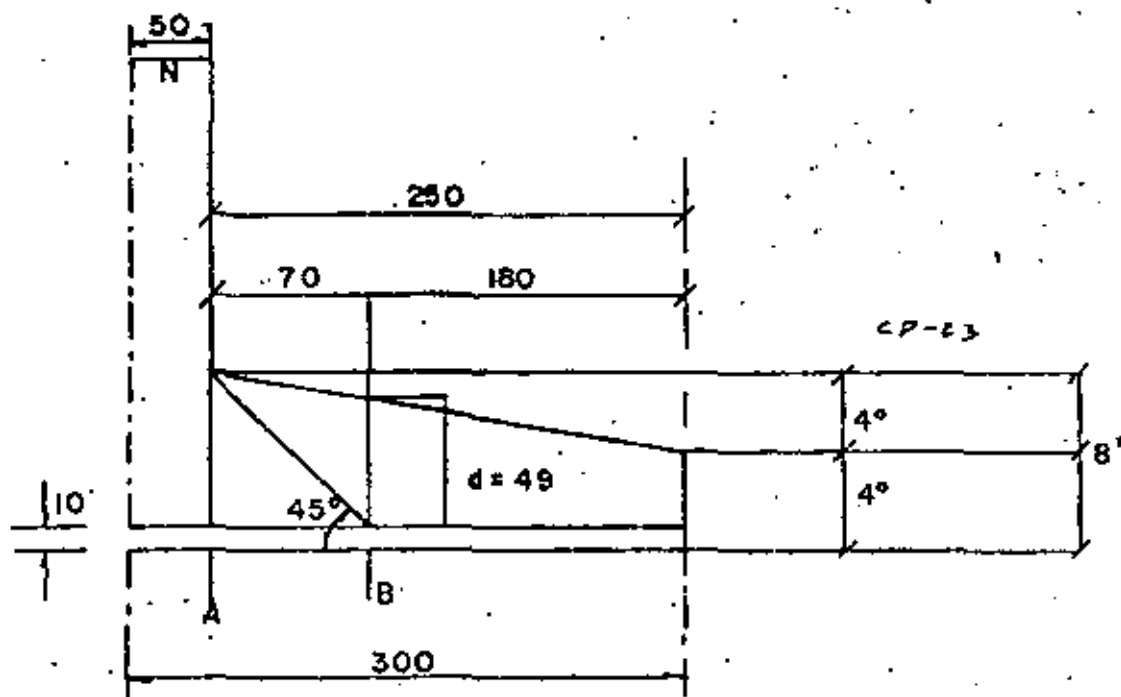
$$f_{\text{máx}} = 2.4489 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = \underline{1.6854} \text{ Kg/cm}^2$$

∴ la reacción del terreno será:

$$R_z = \frac{0.8501}{2} - \frac{3369 + 113400 + 145000}{240000} = 8501 \text{ Kg/m}^2$$

$$R_t = 0.8501 \text{ Kg/cm}^2$$



$$M_a = 8501 \times 2.50 \times 1.00 \times 1.25 = 26566 \text{ Kg-cm}$$

$$V_a = 8501 \times 2.50 \times 1.00 = 21253 \text{ Kg.}$$

$$V_B = 8501 \times 1.80 \times 1.00 = 15.302 \text{ Kg}$$

REVISION DEL PERALTE:

$$dM = \sqrt{\frac{26566}{13.69}} = 44 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte en A} = 70 \text{ cm}$$

Se adopta:

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$r = 10 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{26\,56\,600}{2000 \times 0.9 \times 70} = 21.08 \text{ cm}^2$$

Varillas de 1" ϕ o 24 cm

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.00125 \times 100 \times 80 = 10 \text{ cm}^2$$

Varillas de 5/8" o 19 cm

REVISION POR CORTANTE

Peralto en B = 49 cm

$$v_{perm} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.585 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_o = \frac{21253}{500 \times 0.9 \times 70} = 0.69 \text{ Kg/cm}^2 < 4.58 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (bien)}$$

REVISION POR ADHERENCIA

$$e_o = \frac{4A_s}{D} = \frac{21.08 \times 4}{2.54} = 33 \text{ cm}$$

$$k_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e_o \text{ perm} = \frac{21253}{14.32 \times 0.90 \times 80} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \therefore \text{ Bien.}$$

CUBICACIONES

CONCRETO: -

a). - Cabezal. -

$$V_a = [7.00 \times 0.80 + (7.00 + 4.00) \cdot 0.50 \times 0.80] \times 1.00 = \underline{10.00 \text{ m}^3}$$

b). - Columna de 8.60 m de altura. -

$$V_b = (3.00 \times 1.00 + 0.7854 \times 1.00^2) \cdot 8.60 = \underline{32.55 \text{ m}^3}$$

c). - Columna de 5.60 m de altura. -

$$V_c = (3.00 \times 1.00 + 0.7854 \times 1.00^2) \cdot 5.60 = \underline{21.20 \text{ m}^3}$$

d). - Zapata

Cálculo de V_1 :

$$V_1 = 6.00 \times 4.00 \times 0.40 = 9.60 \text{ m}^3$$

Cálculo de V_2

$$\text{Area inferior: } A_i = 6.00 \times 4.00 = 24.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Area Superior: } A_s = 4.00 \times 1.00 = 4.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Entonces: } V_2 = \left(24 + 4 + \sqrt{24 \times 4} \right) \frac{0.40}{3} = 5.04 \text{ m}^3$$

$$\text{Por tanto el volúmen de la zapata vale: } V_d = \underline{14.64 \text{ m}^3}$$

e). - Zoclos. -

Volúmen por 7 zoclos de 5.9 cm de altura: (Un eje de apoyos)

$$V_1 = 0.50 \times 0.50 \times 0.059 \times 7 = 0.10325 \text{ m}^3$$

Volúmen por 7 zoclos de 8.7 cm de altura: (Un eje de apoyos)

$$V_2 = 0.50 \times 0.50 \times 0.087 \times 7 = 0.15225 \text{ m}^3$$

Cada pila 2, 3 ó 4 tienen zoclos por:

$$V = 0.1035 + 0.15225 = 0.26 \text{ M}^3$$

La pila 5 tiene zoclos por:

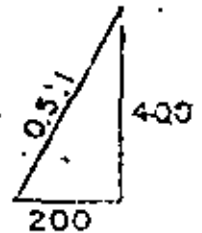
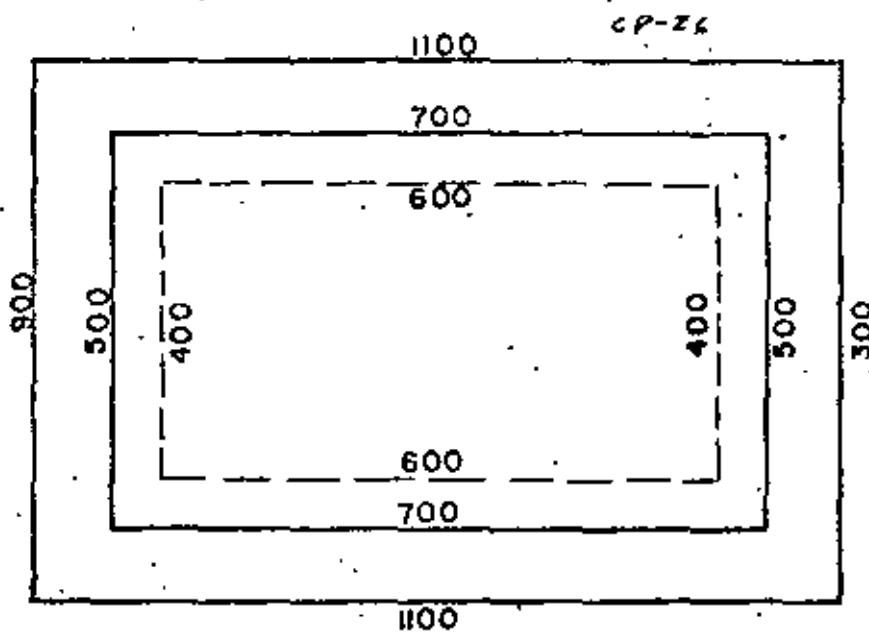
$$V = 0.15225 \times 2 = 0.30 \text{ m}^3$$

EXCAVACIONES.- (Aproximadas)

Consideramos: Altura promedio: $h = 4.00 \text{ m}$

Talud de excavación: $t = 0.5: 1$

Banquetes en el desplante de: 0.50 m



$$\text{Area inferior: } A_i = 5.00 \times 7.00 = 35.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Area Superior: } A_s = 9.00 \times 11.00 = 99.00 \text{ m}^2$$

$$V = \left(35 + 99 + \sqrt{35 \times 99} \right) \frac{4.00}{3} = 257.15 \text{ m}^3$$

RELLENOS COMPACTADOS.- (Aproximados)

Para este caso observamos que queda bajo el relleno la zapata y 3.20 m de altura de columna, con

$$\text{Volúmen de la zapata: } V_z = 14.64 \text{ m}^3$$

$$\text{Volúmen de columna: } V_c = 12.11 \text{ m}^3$$

$$26.75 \text{ m}^3$$

El relleno será entonces:

$$V_r = 275.15 - 26.75 = 248.4 \text{ m}^3$$

CUARTO CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

TRABE DE CONCRETO PREFORZADO
DE 15.00 M DE CLARO

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
NOVIEMBRE DE 1981



DESCRIPCION.

La presente trabe, que formará un grupo de cinco, sobre las que se apoyará una Losa de concreto reforzada, (Véase Plano Gral.), de 15.00 m. de claro, con 8.40 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m. será diseñada para formar la superestructura de un puente carretero que soportará una carga viva tipo HS-20 en dos fajas de circulación.

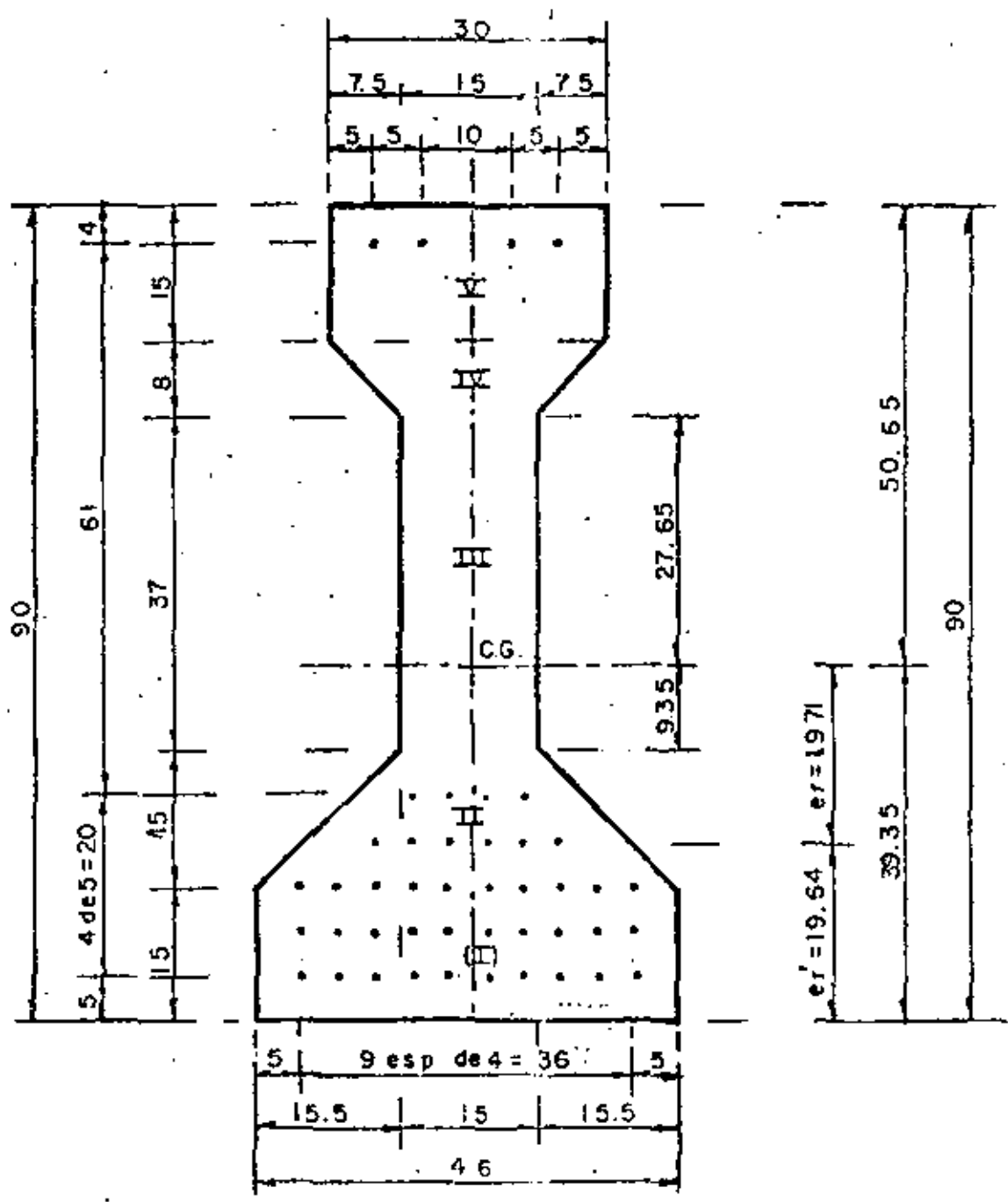
La trabe en cuestion será de concreto presforzado, pretensado, con $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ y torones de $5/16" \phi$.

DATOS PARA EL PROYECTO

- Claro = 15.00 m
- Longitud total = 15.50 m
- Ancho de la calzada = 8.40 m
- Ancho de las guarniciones = 0.80 m
- Ancho total del puente = 10.00 m
- Peralte de las guarniciones = 0.28 m
- Bombeo de 0.08 m (perfil a 2 aguas con 2% de pendiente)
- Esviajamiento = $32^{\circ}28'$ izquierdo.
- Espesor del asfalto = 0.03 m
- Número de trabes = 5
- Parapeto con pilastras de concreto y defensa de lámina galvanizada, calibre 12
- Carga móvil: camión tipo HS-20 en dos líneas de circulación.

DIMENSIONAMIENTO PROPUESTO DE UNA TRABE " 1 "

(Véans Plano General)



SECCION NORMAL AL Q

DATOS PARA LA TRABE PREESFORZADA. -

Concreto de $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de preesfuerzo: (Datos CAMESA)

Torón de $5/16'' \phi$ con $f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$

Area del torón = 0.372 cm^2

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA VIGA SIMPLE

1. - Centro de Gravedad

Los brazos serán a la parte inferior de la viga y en el eje de simetría respectivamente.

$$A_I = 15 \times 46 = 690 \text{ cm}^2$$

$$B_I = 15 \times 0.5 = 7.5 \text{ cm}$$

$$M_I = 690 \times 7.5 = 5175 \text{ cm}^3$$

$$A_{II} = (46 \times 15) \times 0.5 \times 15 = 457.5 \text{ cm}^2$$

$$B_{II} = 15 + \left(\frac{15}{3} \frac{46 + 2 \times 15}{46 + 15} \right) = 21.23 \text{ cm}$$

$$M_{II} = 457.5 \times 21.23 = 9712.5 \text{ cm}^3$$

$$A_{III} = 37 \times 15 = 555 \text{ cm}^2$$

$$B_{III} = 30 + 37 \times 0.5 = 48.5 \text{ cm}$$

$$M_{III} = 555 \times 48.5 = 26917.5 \text{ cm}^3$$

$$A_{IV} = (15 + 30) 0.5 \times 0.8 = 180 \text{ cm}^2$$

$$B_{IV} = 67 + \frac{8}{3} \left(\frac{15 + 2 \times 30}{15 + 30} \right) = 71.444 \text{ cm}$$

$$M_{IV} = 180 \times 71.444 = 12860 \text{ cm}^3$$

$$A_V = 15 \times 30 = 450 \text{ cm}^2$$

$$B_V = 90 - 7.5 = 82.5 \text{ cm}$$

$$M_V = 450 \times 82.5 = 37125 \text{ cm}^3$$

$$A = A_I + A_{II} + A_{III} + A_{IV} + A_V = 690 + 457.5 + 555 + 180 + 450$$

$$A = 2332.5 \text{ cm}^2$$

$$M = M_I + M_{II} + M_{III} + M_{IV} + M_V = 5175 + 9712.5 + 26917.5 + 12860 + 37125$$

$$M = 91790 \text{ cm}^3$$

$$\bar{Y}_i = \frac{\sum M}{\sum A} = \frac{91790}{2332.5} = 39.35 \text{ cm}$$

$$\bar{Y}_s = 90 - 39.35 = 50.65 \text{ cm}$$

2. - Momentos de inercia de la viga simple.

$$I_{xxI} = \frac{46 \times 15^3}{12} + 690 \times 31.85^2 = 712889 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxII} = \frac{b^3 (B^2 + 4Bb + b^2)}{36(B+b)} + 457.5 \times 18.12^2$$

$$I_{xxII} = \frac{15^3 (46^2 + 4 \times 46 \times 15 + 15^2)}{36(46+15)} + 150213 = 158053 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIII} = \frac{15 \times 37^3}{12} + 555 \times 9.15^2 = 109782 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxIV} = \frac{8^3 (30^2 + 4 \times 30 \times 15 + 15^2)}{36(30+15)} + 180 \times 32.094^2 = 186329 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxV} = \frac{30 \times 15^3}{12} + 450 \times 43.15^2 = 846303 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxTOT} = I_{xxI} + I_{xxII} + I_{xxIII} + I_{xxIV} + I_{xxV}$$

$$I_{xxTOT} = 712889 + 158053 + 109782 + 186329 + 846303 = 2013356 \text{ cm}^4$$

3. - Módulos de Sección

$$S_s = \frac{I_{xxTOT}}{Y_s} = \frac{2013356}{50.65} = 39750 \text{ cm}^3$$

$$S_i = \frac{I_{xxTOT}}{Y_i} = \frac{2013356}{39.35} = 51165 \text{ cm}^3$$

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO. - (Según DDF - 75)

a). - Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico.

f'ci, es la resistencia nominal del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en el concreto preesforzado y vale:

$$f'ci = 0.80 f'c = 0.80 \times 350 = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

En compresión se tiene:

$$0.60 f'ci = 0.60 \times 280 = 168 \text{ Kg/cm}^2$$

$$y, \text{ en tensión: } \sqrt{f'ci} = \sqrt{280} = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$

b). - Esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio.

$$\text{En compresión: } 0.45 f'c = 0.45 \times 350 = 157.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{En tensión: } 2 \sqrt{f'c} = 2 \sqrt{350} = 37.42 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO DE PREESFUERZO.

$$f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 0.372 \text{ cm}^2 \text{ (torón de } 5/16" \text{ } \phi)$$

$$F_{sr} = 18000 \times 0.372 = 6696 \text{ Kg}$$

a). - Debido a la fuerza aplicada por el gato.

$$f_g = 0.80 f_{sr} = 0.80 \times 18000 = 14400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_g = f_g \times A = 14400 \times 0.372 = 5357 \text{ Kg}$$

b). - Inmediatamente después de la transferencia.

$$f_i = 0.70 f_{sr} = 0.70 \times 18000 = 12600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_i = f_i \times A = 12600 \times 0.372 = 4687 \text{ Kg.}$$

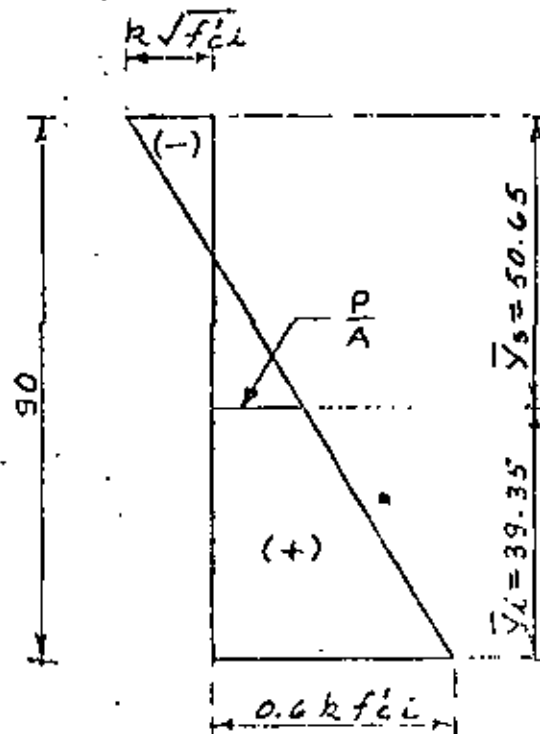
c). - Preesfuerzo efectivo.

El Reglamento DDF - 75 indica que el elementos pretensados la suma de pérdida de preesfuerzo serán del orden del 20% del preesfuerzo inicial, por lo tanto, el preesfuerzo efectivo tendrá un valor de:

$$f_e = 0.80 f_i = 0.80 \times 12600 = 10080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_e = f_e \times A = 10080 \times 0.372 = 3750 \text{ Kg.}$$

DIAGRAMA DEL PREESFUERZO MAXIMO PERMISIBLE.



Como la relación del preesfuerzo efectivo respecto al preesfuerzo inicial vale 0.80, éste será el valor de "K", entonces:

$$f_{\text{preesf (-)}} = K \sqrt{f'_{ci}} = 0.80 \sqrt{280} = 13.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{preesf (+)}} = 0.60 K f'_{ci} = 0.60 \times 0.80 \times 280 = 134.40 \text{ Kg/cm}^2$$

DETERMINACION DE LA FUERZA DE PREESFUERZO.

En la figura anterior por triángulos semejantes, se obtiene:

$$\frac{13.39 + 134.40}{90} = \frac{P/A + 13.39}{50.65} \quad \therefore A = 2332.50 \text{ cm}^2$$

$$P = \left[\frac{(13.39 + 134.40) \cdot 50.65}{90} - 13.39 \right] 2332.50$$

$$P = 162769 \text{ Kg.}$$

DETERMINACION DEL NUMERO DE TORONES

$$N = \frac{P}{F_e} = \frac{162769}{3750} = 43.40$$

Se distribuirán 44 torones, por lo tanto, el valor efectivo de la fuerza de preesfuerzo es:

$$P_e = N \times F_e = 44 \times 3750 = 165000 \text{ Kg.}$$

EXCENTRICIDAD TEORICA

$$f_{\text{preesf (+)}} = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e \times e_t}{S_i}$$

Despejando e_t , se obtiene:

$$e_t = \left(f_{\text{preesf (+)}} - \frac{P_e}{A} \right) \frac{S_i}{P_e}$$

Sustituyendo valores, resulta:

$$e_t = \left(134.40 - \frac{165000}{2332.50} \right) \frac{51164}{165000} = 19.74 \text{ cm.}$$

Entonces,

$$e_t = 39.35 - 19.74 = 19.61 \text{ cm}$$

EXCENTRICIDAD REAL (Véase hoja 3)

$$e_R = \frac{10(5 + 10 + 15) + 6(20) + 4(25) + 4(86)}{44} = 19.64 \text{ cm}$$

Entonces,

$$e_R = 39.35 - 19.64 = 19.71 \text{ cm.}$$

La excentricidad real ($e_R = 19.71 \text{ cm}$), difiere de la excentricidad teórica ($e_t = 19.74 \text{ cm}$), en 0.03 cm , por lo tanto, podemos decir que la posición de los torones es correcta y aceptable.

PREESFUERZO REAL.

a) En la fibra inferior (compresión)

$$f_{inf} = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e \times e_R}{S_i} = \frac{165000}{2332.5} + \frac{165000 \times 19.71}{51164} = 70.74 + 63.56$$

$$f_{inf} = 134.30 \text{ Kg/cm}^2 < 134.40 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ (bien)}$$

b) En la fibra superior (tensión)

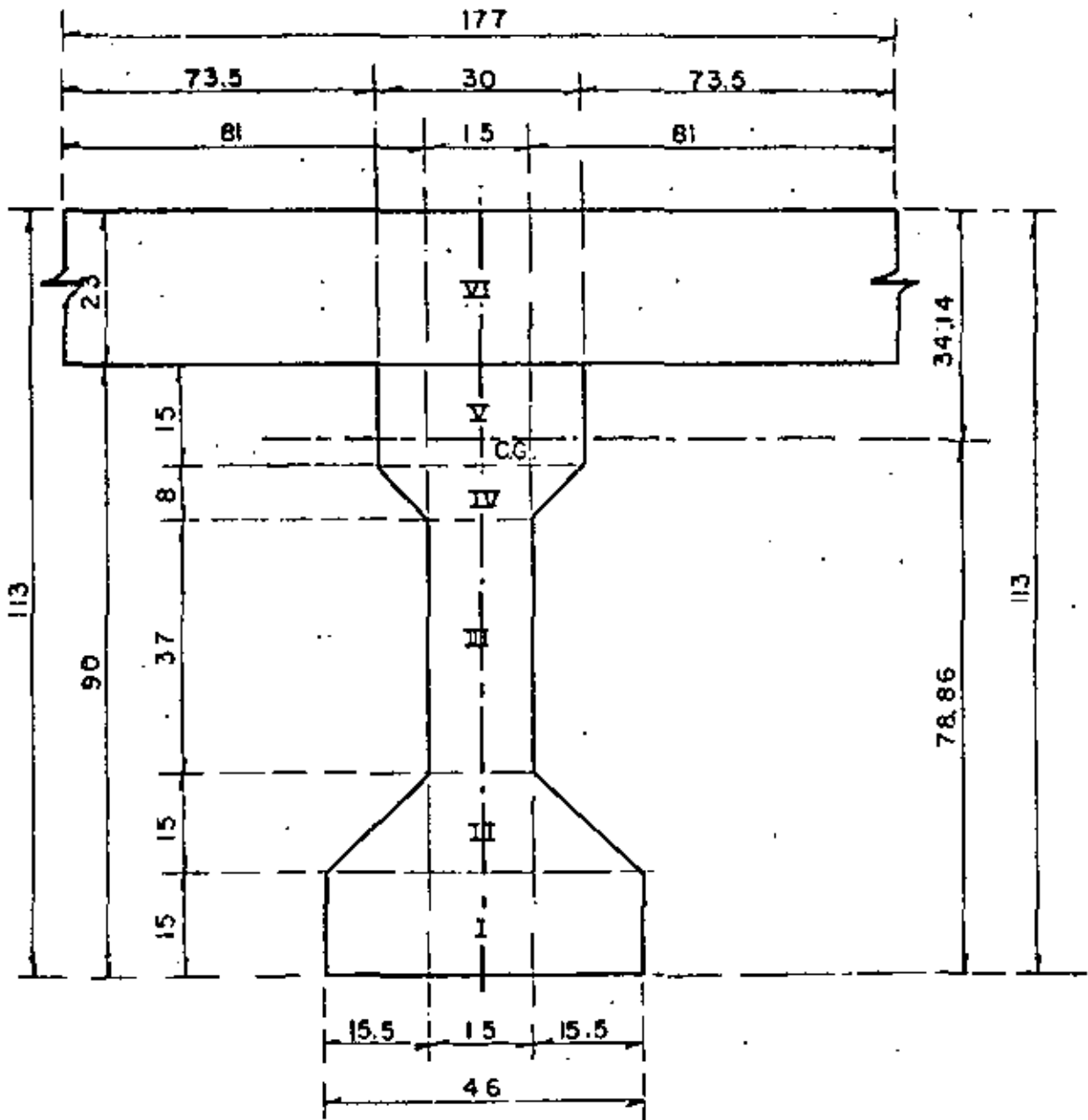
$$f_{sup} = \frac{P_e}{A} - \frac{P_e \times e_R}{S_s} = \frac{165000}{2332.5} - \frac{165000 \times 19.71}{39750} = 70.74 - 81.81$$

$$f_{sup} = - 11.08 \text{ Kg/cm}^2 < 13.39 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ (bien)}$$

ANALISIS DE LA SECCION COMPUESTA.

Esta sección la mostramos en la hoja siguiente (hoja núm.)

Debe tomarse en cuenta que el concreto de la losa, ($f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$) es diferente al concreto de la trabe ($f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$)



SECCION COMPUESTA AL C

Para calcular las propiedades de la sección compuesta haremos teóricamente la transformación de la losa a un concreto de $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$, de acuerdo con el Reglamento DDF - 75, esto es:

$$m = \frac{E_L}{E_T} = \frac{15000 \sqrt{f'_c}}{1500 \sqrt{f'_c}} = \frac{250}{350} = 0.845$$

Por lo tanto, el ancho "b" de la losa quedará transformado a un ancho efectivo b' de:

$$b' = 210 \times 0.845 = 177 \text{ cm.}$$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION TRANSFORMADA

a) Centro de gravedad.

Area de la trabe simple = 2332.50 cm²

Momento de la trabe simple = 91790 cm³

A_{V1} = 177 x 23 = 4071 cm²

B_{V1} = 90 + 23 x 0.5 = 101.5 cm

M_{V1} = 4071 x 101.5 = 413207 cm³

Entonces:

Σ A' = 2332.50 + 4071 = 6403.50 cm²

Σ M' = 91790 + 413207 = 504997 cm³

ȳ₁' = (Σ M') / (Σ A') = 504997 / 6403.5 = 78.86 cm

ȳ₂' = 113 - 78.86 = 34.14 cm

MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION TRANSFORMADA.

I_{xx1} = 12937.50 + 690 (78.86 - 7.5)² = 12937.50 + 690 x 71.36² = 3526 590 cm⁴

I_{xxII} = 7840 + 457.5 (78.86 - 21.23)² = 7840 + 457.5 x 57.63² = 1527 297 cm⁴

I_{xxIII} = 63316.25 + 555 (78.86 - 48.5)² = 63316.25 + 555 x 30.36² = 574 876 cm⁴

I_{xxIV} = 924.44 + 180 (78.86 - 71.444)² = 924.44 + 180 (7.416)² = 10 824 cm⁴

I_{xxV} = 8437.50 + 450 (87.50 - 78.86)² = 8437.50 + 450 (3.64)² = 14400 cm⁴

I_{xxVI} = 2153559 + 4071 (34.14 - 11.50)² = 2153559 + 4071 (22.64)² = 4240230 cm⁴

I_{xxTOT} = I_{xx1} + I_{xxII} + I_{xxIII} + I_{xxIV} + I_{xxV} + I_{xxVI}

$$I_{xxTOT} = 3\,526\,590 + 1\,527\,297 + 574\,876 + 10\,824 + 14\,400 + 4\,240\,230$$

$$I_{xxTOT} = 9\,894\,217 \text{ cm}^4$$

MODULOS DE SECCION

$$S'_s = \frac{I_{xxTOT}}{Y'_s} = \frac{9\,894\,217}{34.14} = 289\,813 \text{ cm}^3$$

$$S'_i = \frac{I_{xxTOT}}{Y'_i} = \frac{9\,894\,217}{78.86} = 125\,466 \text{ cm}^3$$

CARGA MUERTA UNIFORME EN LA SECCION TRANSFORMADA

$$\text{Area real} = 6403.50 \text{ cm}^2$$

$$\omega_{pp} = 0.64035 \times 2400 = 1537 \text{ Kg/m}$$

Existen dos lugares donde se producen los esfuerzos críticos y son las fibras superiores e inferiores de la viga.

Los esfuerzos en la fibra inferior se pueden calcular directamente.

Los esfuerzos en la fibra superior de la trabe son menores que en la fibra superior de la losa.

Como el cálculo nos está proporcionando los esfuerzos en la fibra superior de la losa necesitamos una relación para obtenerlos en la fibra superior de la trabe. Este esfuerzo debe ser el mayor de los esfuerzos de compresión de la estructura, porque la viga solo soporta su propio peso más el peso de la losa y, además, contribuye a soportar cargas móviles por la acción compuesta.

De acuerdo con lo anterior obtenemos la relación siguiente.

$$\frac{f_s \text{ Losa}}{34.14} = \frac{f_{STRABE}}{34.14-23}$$

de donde:

$$f_{s\text{TRABE}} = \frac{11.14}{34.14} f_{s\text{LOSA}} = 0.326 f_{s\text{LOSA}}$$

Dividiendo el valor entre "m", se obtiene:

$$f_{s\text{TRABE}} = \frac{0.326}{0.845} f_{s\text{LOSA}} = 0.386 f_{s\text{LOSA}}$$

expresión que da el valor del esfuerzo real en la trabe.

El momento por peso propio es:

$$M_{pp} = \frac{\omega_{pp} \times L^2}{8} = \frac{1537 \times 15^2}{8} = 43228.13 \text{ Kg - m}$$

$$M_{pp} = 4322813 \text{ Kg - cm}$$

Debido a que el peso de la losa y el peso de la trabe es soportada únicamente por ésta última, los esfuerzos deben calcularse dividiendo el momento flexionante de la carga muerta entre el momento resistente de la trabe sola, o sea:

$$f_{s(pp)} = \frac{M_{pp}}{S_s} = \frac{4322813}{39750} = + 108.75 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$f_{i(pp)} = \frac{M_{pp}}{S_i} = \frac{4322813}{51164} = - 84.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad (t)$$

CARGA POR ASFALTO Y PARAPETTO

$$\omega_{asf} = 0.03 \times 7.50 \times 2200 = 495 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{parap} = 120 \text{ Kg/m}$$

$$\text{TOT} = \frac{495 + 120}{1} = 615 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga total por trabe} = \frac{615}{5} = 123 \text{ Kg/m}$$

$$M = \frac{123 \times 15^2}{8} = 3459.38 \text{ Kg - m} = 345938 \text{ Kg - cm.}$$

Por lo tanto:

$$f_s(A+P) = \frac{M}{S_s'} \times 0.386 = \frac{345938}{289813} \times 0.386 = +0.461 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Comp)}$$

$$f_i(A+P) = \frac{M}{S_i'} = \frac{345938}{125466} = -2.76 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Tensión)}$$

CARGA VIVA.

Del Apéndice "A", pág 163, de las Especificaciones de Puentes para Caminos, Edición Nov. 1964, y , para carga móvil tipo HS-20 en cada faja de circulación e interpolando, se tiene:

$$S_i: \quad L = 14.63 \text{ m}, \quad M = 81864 \text{ Kg - m}, \quad R = 26308 \text{ Kg}$$

$$L = 15.24 \text{ m}, \quad M = 86813 \text{ Kg - m}, \quad R = 26535 \text{ Kg}$$

de donde, $S_i \quad L = 15.00 \text{ m}$, se tiene:

$$M_f = 86813 - \frac{4949 \times 0.24}{0.61} = 84866 \text{ Kg - m/faja}$$

$$R_f = 26535 - \frac{227 \times 0.24}{0.61} = 26446 \text{ Kg / faja}$$

o sea,

$$M_r = 42433 \text{ Kg - m / rueda}$$

$$R_r = 13223 \text{ Kg / rueda}$$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 30\%$$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{15.00+38.10} = 0.287 < 0.30, \text{ bien}$$

FACTOR DE CONCENTRACION

Las Especificaciones AASHO, pág. 29. secc. 3, parte 1.3.1, inciso "b", nos dice que para

vigas Longitudinales de concreto en un puente de dos o más fajas de circulación, la fracción de carga de las ruedas que soporta cada viga es:

$$F_c = \frac{S}{5.50}$$

siendo "s" la separación entre dos ejes de las trabes, en pies.

Para nuestro caso, se tiene:

$$S = 2.10 \times 3.28 = 6.89 \text{ pies}$$

de donde:

$$F_c = \frac{6.89}{5.50} = 1.253$$

Por otra parte, como una vía de tránsito soporta las dos ruedas de ambos ejes, delantero y posterior, para obtener la carga que incide en la viga debemos dividir entre dos la carga del carril de tránsito, es decir:

$$M_{cv+1} = M_r \times l \times F_c$$

$$M_{cv+1} = 42433 \times 1.287 \times 1.253 = 6842792 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$R_{cv+1} = R_r \times l \times F_c$$

$$R_{cv+1} = 13223 \times 1.287 \times 1.253 = 21324 \text{ Kg}$$

Entonces:

$$f_{sup(cv+1)} = \frac{M_{cv+1}}{S_s^2} \times 0.386 = \frac{6842792}{289813} \times 0.386$$

$$f_{sup(cv+1)} = +9.11 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Comp.)}$$

$$f_{inf(cv+1)} = \frac{M_{cv+1}}{S_i^2} = \frac{6842792}{125466} = -54.54 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Tens.)}$$

RESUMEN DE LOS ESFUERZOS NETOS EN LA TRABE.

ESFUERZOS	FIBRA SUPERIOR (Kg/cm ²)	FIBRA INFERIOR (Kg/cm ²)
Por peso propio	+ 108.75	- 84.50
Por asfalto y parapeto	+ 0.46	- 2.76
Por carga viva más impacto	+ 9.11	- 54.54
Esfuerzos totales por flexión	+ 118.32	- 141.80
Por compresión previa	- 11.08	+ 134.80
Esfuerzos netos en la trabe	+ 119.51	- 30.56

De acuerdo con la tabla, se tiene:

En la fibra superior (Compresión)

$$f_{sup} = 119.51 \text{ Kg/cm}^2 < 157.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

En la fibra inferior (Tensión)

$$f_{inf} = 30.56 \text{ Kg/cm}^2 < 37.40 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

En conclusión, se acepta el preesfuerzo y dimensiones de la viga propuestos.

PREESFUERZOS EN LOS APOYOS ANTES DE LAS PERDIDAS DE PREESFUERZO.

$$P_i = n \times F_i = 44 \times 4687 = 206\,228 \text{ Kg.}$$

$$e_R = 19.71 \text{ cm.}$$

$$f_{inf} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e_R}{S_j} \quad (\text{Compresión})$$

$$f_{inf} = \frac{206228}{2332.50} + \frac{206228 \times 19.71}{51164} = 167.86 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde:

$$167.86 \text{ Kg/cm}^2 < 168 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

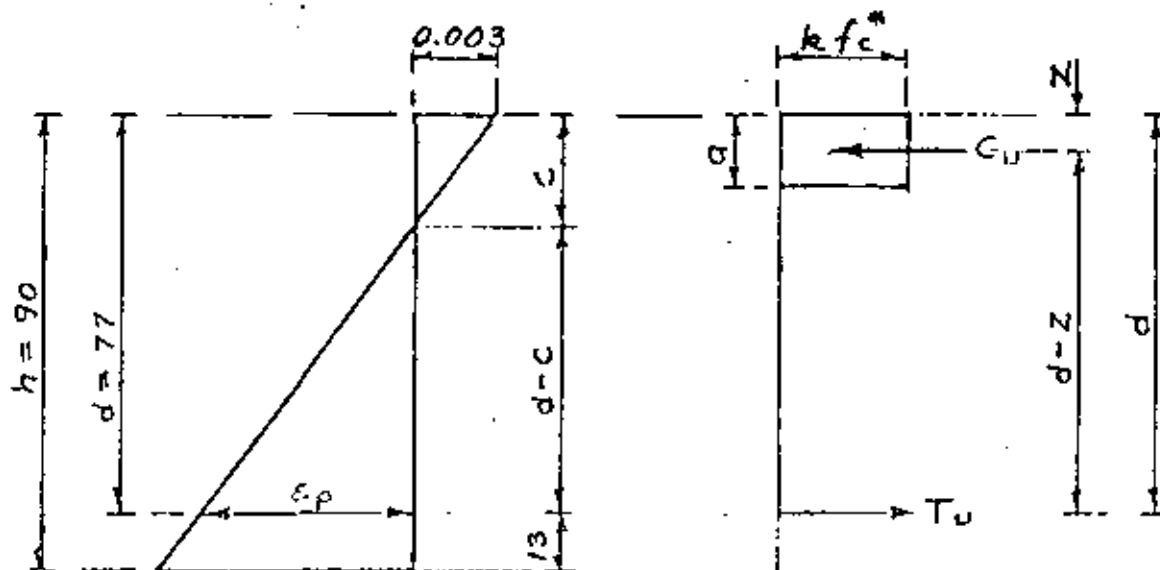
$$f_{sup} = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e_R}{S_s} \quad (\text{Tensión})$$

$$f_{sup} = \frac{206\,228}{2332.50} - \frac{206228 \times 19.71}{39750} = -13.84 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde:

$$-13.84 \text{ Kg/cm}^2 < 16.73 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

REVISIÓN DE LA RESISTENCIA AL CENTRO DEL CLARO.



En la parte inferior y antes del eje neutro únicamente tenemos 40 torones. El centro de gravedad de dichos torones se encuentra a :

$$\bar{Y}_s = \frac{10(5 + 10 + 15) + 6(20) + \sqrt[4]{(25)}}{40} = 13 \text{ cm.}$$

La fuerza de tensión, Tu, vale:

$$T_u = 40 \times f_{sr} = 40 \times 6696 = 267840 \text{ Kg.}$$

Por otra parte, según el Reglamento DDF-75:

$$a = 0.80 C$$

$$f_c^* = 0.70 f_c \text{ (Para diseño)}$$

$$f_c^* = 0.70 \times 350 = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 0.85 \text{ para } f_c^* \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) \text{ para } f_c^* \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

En nuestro caso, k = 0.85

La fuerza de compresión, Cu, vale:

$$C_u = k f_c^* a b, \text{ y como } T_u = C_u \text{ tendremos que:}$$

$$267840 = k f_c^* a b$$

Sustituyendo valores y despejando "a", obtenemos:

$$a = \frac{267840}{0.85 \times 245 \times 210} = 6.12 \text{ cm}$$

Entonces:

$$c = \frac{a}{0.80} = \frac{6.12}{0.80} = 7.65 \text{ cm.}$$

$$z = 0.5 \times a = 0.5 \times 6.12 = 3.06 \text{ cm.}$$

$$d = h - \bar{Y}_s = 113 - 13 = 100 \text{ cm.}$$

$$d-c = 100 - 7.65 = 92.35 \text{ cm.}$$

$$d-z = 100 - 3.06 = 96.94 \text{ cm.}$$

En la figura anterior, por triángulos semejantes, se tiene:

$$\frac{\epsilon_p}{d-c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\epsilon_p = \frac{0.003 \times 92.35}{7.65} = 0.0362$$

Este valor corresponde a la deformación unitaria inicial, debida al preesfuerzo. La deformación unitario debido a la fuerza de gateo es:

$$\epsilon_g = \frac{f_e}{E} = \frac{10080}{2100000} = 0.0048$$

Entonces, la deformación unitaria de tensado, ϵ_t , valdrá:

$$\epsilon_t = \epsilon_p + \epsilon_g = 0.0362 + 0.0048 = 0.0410$$

Por otra parte, según las gráficas Esfuerzo - Deformación, (proporcionadas por CAMESA), la deformación unitario (ϵ) correspondiente al límite convencional de fluencia, para el alambón de 5/16" ϕ es:

$$\epsilon_b = 0.011$$

Las Especificaciones DDF -75 nos dicen que: La falla balanceada se presenta cuando el acero tiene la deformación de 0.011 y la condición de acero máximo debe ser igual o menor que el 75% de la condición balanceada, es decir:

$$\epsilon_b = \frac{0.011}{0.75} = 0.0147 < \epsilon_t = 0.041 \therefore \text{bien}$$

Con esta desigualdad podemos decir que al presentarse la resistencia a flexión en la sección compuesta pretensada, el acero de preesfuerzo fluye y se tiene en consecuencia una sección ^bsu reforzada, considerada ^{ACEPTABLE}ideal, según el Reglamento DDF - 75

COMPROBACION A LO ANTERIOR

Según DDF - 75 :

- a) Por ser trabe de puente el factor de carga, f_c , será de 1.4 para acciones permanen-

tes y variables.

b). El factor de reducción de resistencia, para flexión, se considera del 90%, es decir,

$$F_R = 0.90$$

El momento actuante último, es:

$$M_{AU} = F_c \times M_T$$

$$M_T = M_{CM} + M_{CV+I} = 4\,322\,813 + 345\,938 + 6\,842\,792$$

$$M_T = 11\,511\,543 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{AU} = 1.4 \times 11\,511\,543 = 16\,116\,160 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

El momento resistente último vale:

$$M_{RU} = F_R \cdot T_u (d - z)$$

$$M_{RU} = 0.90 \times 267\,840 \times 96.94 = 23\,367\,968 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{AU} = 16\,116\,160 \text{ Kg} \cdot \text{cm} < M_{RU} = 23\,367\,968 \text{ Kg} \cdot \text{cm.} \quad \text{bien}$$

ANÁLISIS DE LA FUERZA CORTANTE EN EL APOYO.

a) Por carga muerta

$$V_{CM} = \frac{(1537 + 123) \times 15.00}{2} = 12\,450 \text{ Kg.}$$

b) Por carga viva más impacto.

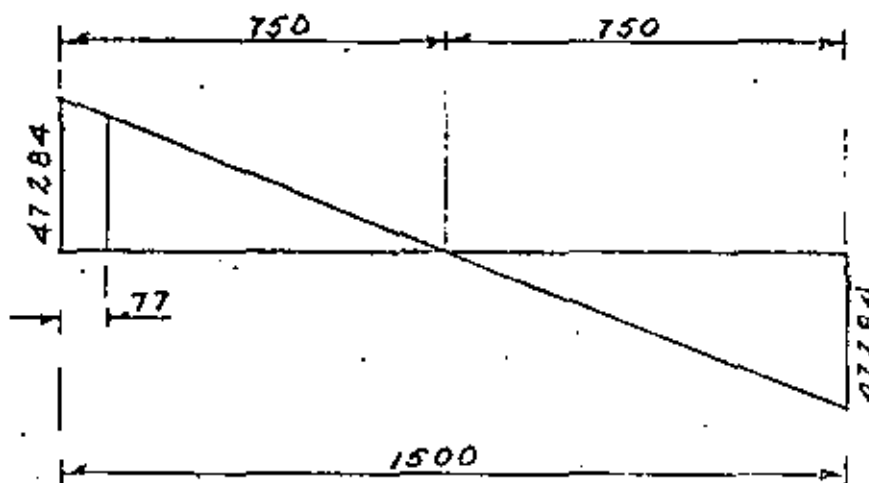
$$V_{CV+I} = 21\,324 \text{ Kg.}$$

c) Fuerza cortante total en el apoyo.

$$V_{TOT} = 12\,450 + 21\,324 = 33\,774 \text{ Kg.}$$

d) La fuerza cortante última vale:

$$V_{AU} = 1.40 V_{Tot} = 1.40 \times 33774 = 47284 \text{ Kg.}$$



En esta trabe la fuerza de preesfuerzo proporciona la totalidad de la resistencia de la misma, es decir, no tenemos acero de refuerzo como auxiliar a flexión.

NOTA. - En el apoyo la viga tendrá prácticamente sección rectangular pues se bajarán los 30 cm del bulbo superior hasta interceptar los cortales del bulbo inferior.

Según DDF - 75; el cortante que proporciona el concreto, para trabes rectangulares, está dado por la expresión siguiente:

$$V_{CR} = F_R b d_f \left(0.15 \sqrt{f'_c} + \frac{50 V d_f}{M} \right) \dots \dots (1)$$

El mismo reglamento establece que para este caso:

1) $F_R = 0.80$

2) La ecuación (1) es válida si:

a) $h \leq 100 \text{ cm.}$

b) $\frac{h}{b} \leq 6$

En nuestro caso:

a) $h = 90 \text{ cm} < 100$, bien

b) $\frac{h}{b} = 90 = 3 < 6$, bien

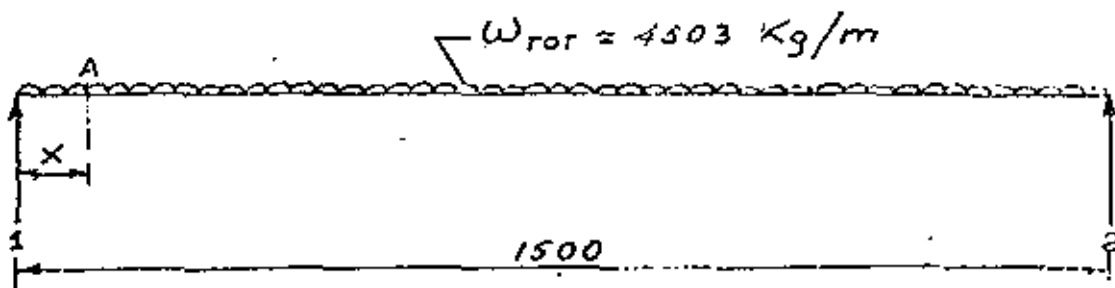
ANALISIS DE LA SECCION CRITICA A UN PERALTE DEL EJE DE APOYOS.

$$d = h - \bar{Y}_s = 90 - 13 = 77 \text{ cm}$$

$$\omega_{CM} = 1537 + 123 = 1660 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{CV+I} = \frac{21324 \times 2}{15} = 2843 \text{ Kg/m}$$

$$\omega_{TOT} = \omega_{CM} + \omega_{CV+I} = 1660 + 2843 = 4503 \text{ Kg/m.}$$



El momento flexionante en el punto "A", es:

$$M_A = \frac{\omega_{TOT} L x}{2} - \frac{\omega_{TOT} x^2}{2}$$

$$M_A = \frac{4503 \times 15 \times 0.77}{2} - \frac{4503 \times 0.77^2}{2} = 24670 \text{ Kg - m}$$

$$M_A = 2467000 \text{ Kg - cm}$$

La fuerza cortante en el punto "A" tiene un valor de :

$$V_A = \frac{\omega_{TOT} L}{2} - \omega_{TOT} X$$

$$V_A = \frac{4503 \times 15}{2} - 4503 \times 0.77 = 30305 \text{ Kg.}$$

$$V_{AU} = 1.40 V_A = 1.40 \times 30305 = 42427 \text{ Kg.}$$

Recordando los términos de la ecuación (1), (hoja 21)

$$F_R = 0.80$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$d_t = 90 - 13 = 77 \text{ cm}$ (Distancia de la fibra extrema superior al centro de gravedad de los cables en compresión, en este caso 40)

$$f_c^* = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores en la ecuación (1), se tiene:

$$V_{CR} = 0.80 \times 30 \times 77 \left(0.15 \sqrt{245} + \frac{50 \times 30305 \times 77}{2467000} \right)$$

$$V_{CR} = 91738 \text{ Kg.}$$

El cortante mínimo vale:

$$V_{CR_{\min}} = 0.50 F_R b d_t \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR_{\min}} = 0.50 \times 0.80 \times 30 \times 77 \times \sqrt{245} = 14463 \text{ Kg.}$$

El cortante máximo vale:

$$V_{CR_{\max}} = 1.30 F_R b d_t \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR_{\max}} = 1.30 \times 0.80 \times 30 \times 77 \times \sqrt{245} = 37604 \text{ Kg.}$$

Para fines de diseño, este cortante máximo deberá tomarse para cualquier sección de la trabe.

Por otra parte, en la sección crítica tenemos un cortante último que vale:

$V_{AU} = 42427$ Kg, que es mayor que $V_{CR_{m\acute{a}x}} = 37604$ Kg. y por lo tanto, la diferencia la cubriremos con estribos, es decir:

$$V_E = V_{AU} - V_{CR_{m\acute{a}x}} = 42427 - 37604 = 4823 \text{ Kg.}$$

Considerando estribos de dos ramas de $3/8"$ ϕ , la separación será:

$$S = \frac{2as f_s Jd}{V_E} = \frac{2 \times 0.71 \times 1800 \times 0.90 \times 77}{4823} = 37 \text{ cm}$$

Pero según DDF - 75, la separación se limitará a poner la separación mínima especificada y que está dada por la expresión siguiente:

$$S_{m\acute{i}n} = \frac{F_R \sigma_v f_y^*}{3.5 b}$$

$$\text{donde: } f_y^* = 0.90 f_y = 0.90 \times 2530 = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$S_{m\acute{i}n} = \frac{0.80 \times 1.42 \times 2277}{3.5 \times 30} = 24 \text{ cm.}$$

En conclusión, se colocarán estribos de $3/8"$ ϕ de dos ramas a cada 24 cm. y en toda la longitud de la trabe.

REVISIÓN DE LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL.

Esta revisión se efectúa en el plano de unión de la trabe preesforzada y la losa.

Según el Reglamento DDF - 75 :

$$V_h = \frac{V_v}{F_R b d} = \frac{42427}{0.80 \times 30 \times 77} = 22.96 \text{ Kg/cm}^2$$

Al exigir al contratista que la trabe prefabricada tenga en la superficie superior una rugosidad mínima de 5mm, entonces el Reglamento DDF - 75 admite un esfuerzo permisible $V_{C_{perm}} = 25 \text{ Kg/cm}^2$

De acuerdo con esto: $V_h < V_{C_{perm}}$, por lo tanto, requeriremos conectores únicamente por especificación.

El área mínima de conectores, por metro lineal, está dada por la expresión siguiente:

$$A_{\min} = \frac{3}{f_y} (100 b) = \frac{3 \times 100 \times 30}{2277} = 3.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando conectores de $3/8'' \phi$ de dos ramas, la separación es:

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 100}{3.95} = 36 \text{ cm.}$$

En la práctica es común prolongar los estribos de la tensión diagonal a la losa para que sirvan de conectores. Por lo tanto, los conectores serán los mismos estribos a cada 24 cm. prolongados a la losa y en toda la longitud de la trabe. Tales estribos sobresaldrán de la parte superior de la trabe, 10 cm.

CUARTO CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

ELEMENTO DE LOSA ALIGERADA DE CONCRETO
PREFORZADO PARA PUENTE CARRETERO

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
NOVIEMBRE DE 1981

CALCULO ESTRUCTURAL DE UN ELEMENTO DE LOSA PLANA, ALIGERADA, DE CONCRETO PREESFORZADO A FLEXION, PARA PUENTE CARRETERO.

1.- DATOS PARA EL PROYECTO.

Claro por cada tramo = 6.80 m

Longitud total por tramo = 7.08 m

Ancho de la calzada = 13.00 m

Ancho de las banquetas = 1.50 m

Ancho total del puente = 16.00 m

Espesor del asfalto = 0.03 m

Esviajamiento = 0° (Puente normal al cauce)

Bombeo de 0.16 m (Perfil recto con 2% de pendiente)

Carga móvil HS-20 en dos fajas de circulación

Parapeto tipo con defensa de lámina galvanizada.

2.- CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.

$$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.330$$

$$j = 0.890$$

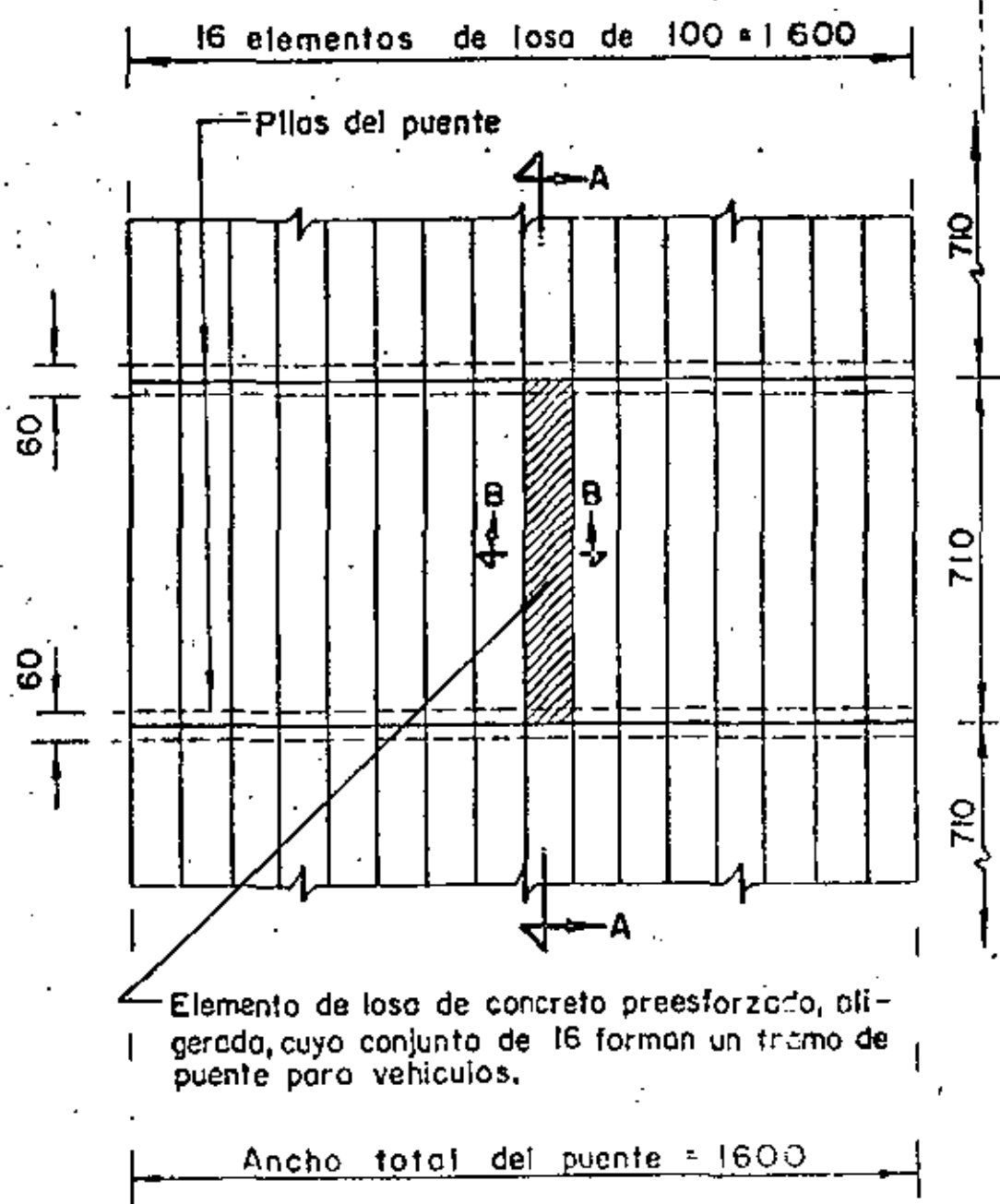
$$K = 14.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.262$$

$$\sqrt{f_{perm}} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.59 \text{ Kg/cm}^2$$

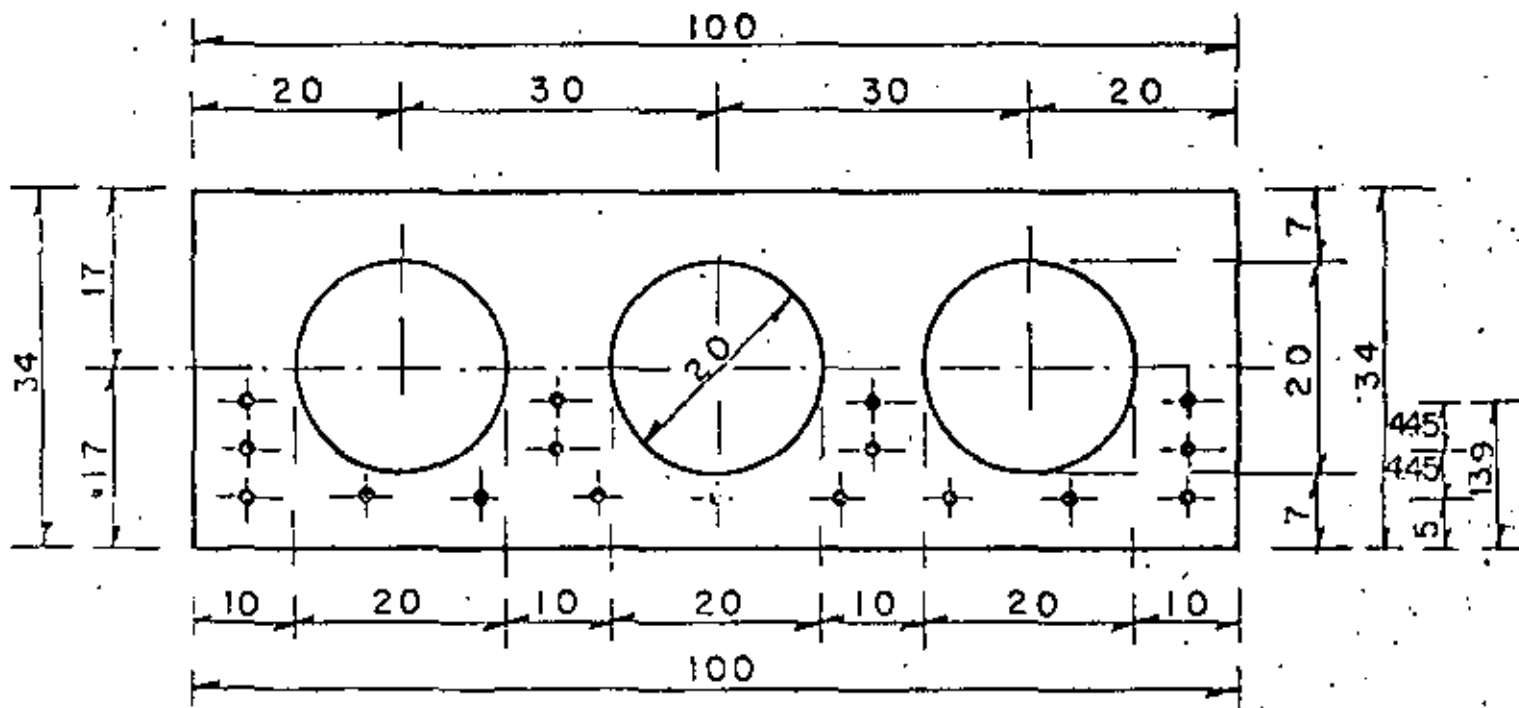
$$M_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{36.37}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

3.- CONDICIONES DE ESTABILIDAD

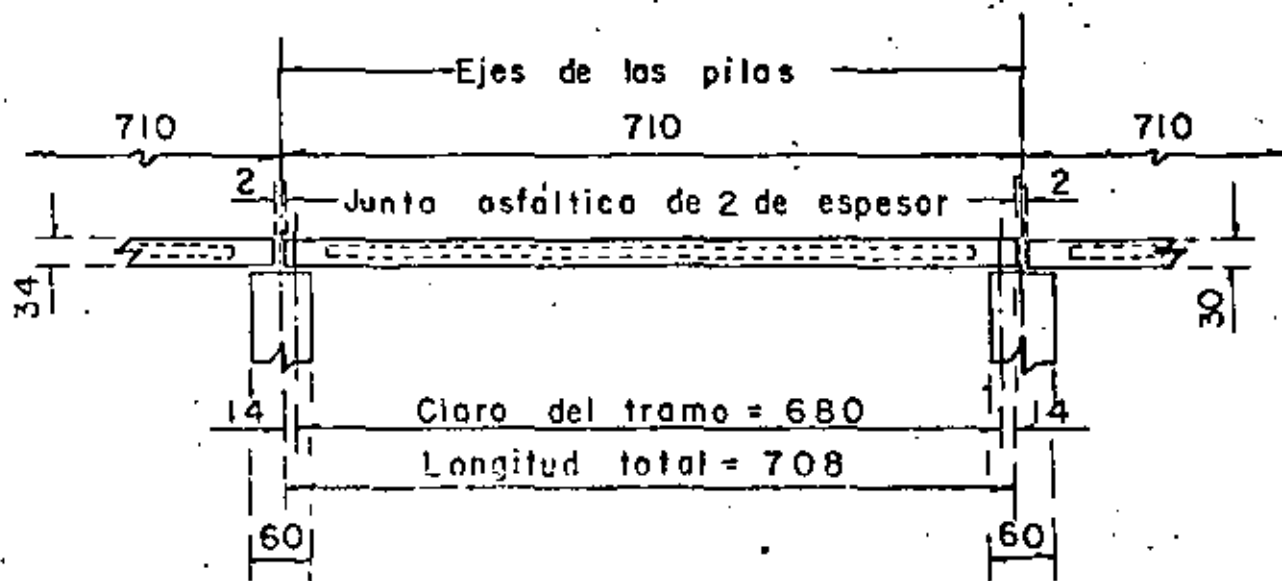


Elemento de losa de concreto preesforzado, aligerada, cuyo conjunto de 16 forman un tramo de puente para vehiculos.

PLANTA PARCIAL DEL PUENTE



CORTE B-B



CORTE A-A

L-P-P

4.- ESFUERZOS PERMISIBLES PARA EL CONCRETO PREESFORZADO.

Se propone concreto de $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Se denomina f'_{ci} a la resistencia nominal del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en el concreto preesforzado, y tiene un valor por especificación de:

$$f'_{ci} = 0.80 f'_c = 0.80 \times 350 = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

a).- Inmediatamente después de la transferencia:

$$\text{En compresión } 0.60 f'_{ci} = 168 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{En tensión: } \sqrt{f'_{ci}} = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$

b).- Bajo cargas muertas y vivas de servicio.

$$\text{En compresión: } 0.45 f'_c = 157.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{En tensión } \sqrt{f'_c} = 18.71 \text{ Kg/cm}^2$$

5.- ESFUERZOS PERMISIBLES PARA EL ACERO DE PREESFUERZO.

Se propone torón de $7/16" \varnothing$ con una resistencia mínima a la ruptura, requerida y garantizada de 18000 Kg/cm^2

$$\text{Entonces: } f_{sr} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 0.703 \text{ cm}^2$$

$$F_{sr} = 18000 \times 0.703 = 12654 \text{ Kg.}$$

a).- Debido a la fuerza aplicada por el gato.-

$$f_{sg} = 0.80 f_{sr} = 14400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{sg} = 14400 \times 0.703 = 10123 \text{ Kg}$$

b).- Inmediatamente después de la transferencia.

$$f_{si} = 0.70 f_{sr} = 12600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{si} = 12600 \times 0.703 = 8858 \text{ Kg}$$

c).- Preesfuerzo efectivo.

$$f_{se} = 0.56 f_{sr} = 10080 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_{se} = 10080 \times 0.703 = 7086 \text{ Kg.}$$

6.- PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION.

TOMANDO EN CUENTA LA FIGURA DEL CORTE B-B, tenemos

$$A = 34 \times 100 - \frac{3 \times 3.1416 \times 20^2}{4} = 2458 \text{ cm}^2$$

$$Y_i = Y_s = 17.00 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{100 \times 34^3}{12} - \frac{3 \times 3.1416 \times 20^4}{64} = 303971 \text{ cm}^4$$

$$S_x = S_s = \frac{303971}{17} = 17881 \text{ cm}^3$$

7.- CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LA LOSA.-

a).- Por carga muerta.

$$\text{Peso del asfalto : } 0.10 \times 2200 = 220 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso del concreto simple: } 0.10 \times 2400 = \omega_1 = \frac{240}{460} \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_1 = \frac{460 \times 6.80^2}{8} = 2659 \text{ Kg - m}$$

b).- Por peso propio.

$$w_2 = 0.2458 \times 2400 = 590 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_2 = \frac{590 \times 6.80^2}{8} = 3410 \text{ Kg - m}$$

c).- POR CARGA VIVA MAS IMPACTO.-

Del apéndice "A", página 163 de las Especificaciones de Puentes para Caminos, edición de noviembre de 1964, para carga móvil tipo HS-20 en cada faja de circulación, e interpolando tendremos:

$$M = 25712 \text{ Kg - m/ carril de tránsito.}$$

$$R = 20267 \text{ Kg/ carril de tránsito}$$

$$M = 12856 \text{ Kg / rueda}$$

$$R = 10134 \text{ Kg/ rueda}$$

$$\text{Impacto: } I = \frac{15.24}{L+38.10} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15.24}{6.80+38.10} = 0.339 > 0.30$$

Limitamos el valor del impacto al 30%

$$\text{Entonces: } M_{cv+I} = 12856 \times 1.30 = 16713 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$R_{cv+I} = 10134 \times 1.30 = 13174 \text{ Kg.}$$

Momento total al centro del claro:

$$M_t = 2659 + 3410 + 16713 = 22782 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

8.- ESFUERZOS ACTUANTES EN LA LOSA.

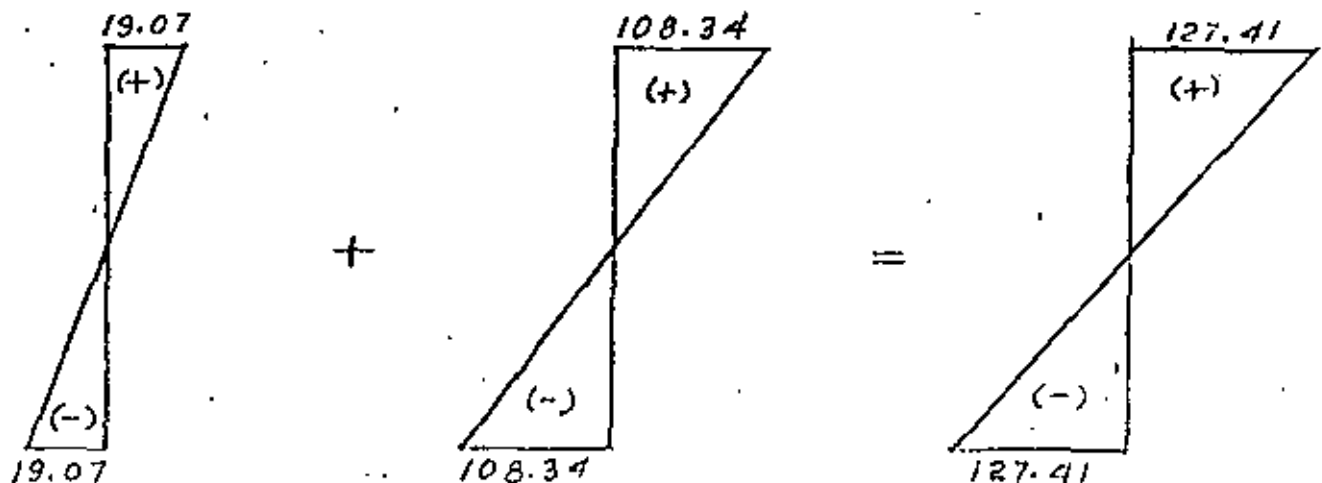
a).- Por peso propio.

$$f_i = f_s = \frac{M_2}{S} = \frac{341000}{17881} = 19.07 \text{ Kg/cm}^2$$

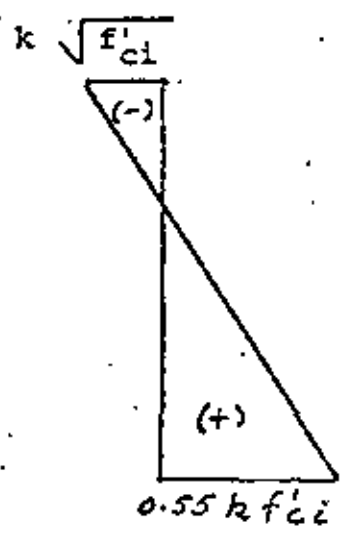
b).- Por carga muerta + carga viva + impacto

$$f_i = f_s = \frac{M_1 + M_3}{S} = \frac{1937200}{17881} = 108.34 \text{ Kg/cm}^2$$

9.- DIAGRAMAS DE ESFUERZOS ACTUANTES.-



10.- DIAGRAMA DEL PREEFUERZO MAXIMO PERMISIBLE.-



$$k = \frac{f_{se}}{f_{si}} = \frac{10080}{12,600} = 0.80$$

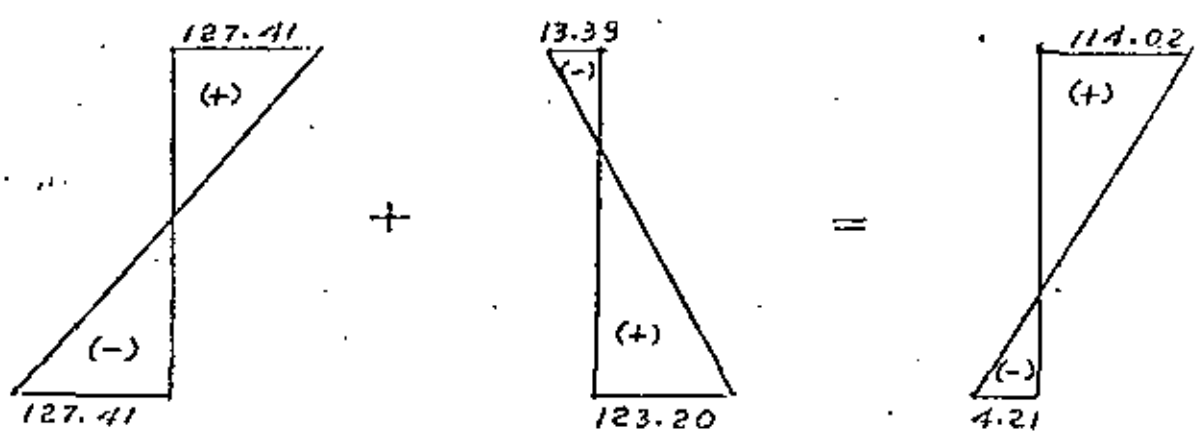
$$k \sqrt{f'_{ci}} = 0.80 \sqrt{280} = 13.39 \text{ KG/cm}^2$$

$$0.55 k f'_{ci} = 0.55 \times 0.80 \times 280 = 123.20 \text{ KG/cm}^2$$

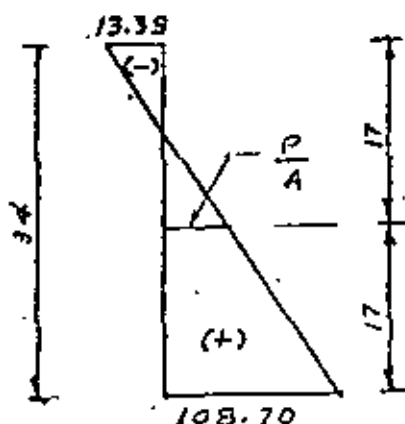
11.- SUMA ALGEBRAICA.

La suma algebraica de los diagramas anteriores (por esfuerzos actuantes y permisible), deberá ser igual o menor que los esfuerzos máximos permisibles bajo cargas muertas y vivas de servicio, es decir:

Fibra superior: 157.50 Kg/cm² (compresion)
 Fibra inferior: 18.71 Kg/cm² (tensión)



12.- NOTA:- Si queremos obtener el preesfuerzo mínimo para la fibra inferior, podemos restar del esfuerzo actuante el esfuerzo permisible bajo cargas muertas y vivas de servicio, es decir: $127.41 - 18.71 = 108.70 \text{ Kg/cm}^2$, con lo cual el diagrama para obtener la fuerza mínima de preesfuerzo quedaría de la siguiente manera



De acuerdo con ésta figura, y por triángulos semejantes tenemos:

$$\frac{P}{A} = \left[\frac{(108.70 + 13.39) \times 17.00}{34} - 13.39 \right] \quad A = 2458 \text{ cm}^2$$

$$P = \left[\frac{(108.70 + 13.39) \times 17.00}{34} - 13.39 \right] \times 2458$$

$$P = 117136 \text{ Kg.}$$

13.- CALCULO DEL NUMERO DE TORONES.

$$N = \frac{P}{F_{se}} = \frac{117136}{7086} = 16.53 \text{ Torones.}$$

Adoptamos 17 torones de $7/16" \phi$, y por lo tanto la fuerza de preesfuerzo se modifica, quedando finalmente como sigue:

$$P' = 17 \times 7086 = 120462 \text{ Kg}$$

14.- POSICION DE LOS CABLES DE PREESFUERZO.

a).- Excentricidad teórica.

$$e_t = \frac{S}{P} (F' t_i - \frac{P}{A})$$

$$e_t = \frac{17881}{120462} (108.70 - \frac{120462}{2458}) = 8.86 \text{ cm}$$

$$e_t = 8.86 \text{ cm}$$

$$e'_t = 17.00 - 8.86 = 8.14 \text{ cm}$$

b).- Excentricidad real.

$$e'_r = \frac{9 \times 5 = 4 \times 9.45 + 4 \times 13.90}{17} = 8.14 \text{ cm}$$

$$e_r = 17.00 - 8.14 = 8.86 \text{ cm}$$

Al acomodar los torones en las posiciones y distancias que se muestran en la figura de la hoja núm. 3 (corte B-B), obligamos a que la excentricidad real (e_r) sea igual a la excentricidad teórica (e_t).

Con esto podemos asegurar que el esfuerzo requerido para la fibra no se modifica.

$$f_i = \frac{P}{A} = \frac{P_e}{S}$$

$$f_i = \frac{120462}{2458} + \frac{120462 \times 8.86}{17881} = 49.01 + 59.69$$

$$f_i = 108.70 \text{ Kg/cm}^2 < 157.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien.}$$

$$f_s = \frac{P}{A} - \frac{P_e}{S}$$

$$f_s = \frac{120462}{2458} - \frac{120462 \times 8.86}{17881} = 49.01 - 59.69$$

$$f_s = -10.68 \text{ Kg/cm}^2 < - 18.71 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ bien.}$$

15.- ESFUERZOS EN LOS APOYOS ANTES DE LAS PERDIDAS DE PREEFUERZO.-

$$P_i = 17 F_{si} = 17 \times 8858 = 150\ 586 \text{ Kg}$$

$$e = 8.86 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i e}{S} \quad (\text{Compresión}).$$

$$f_i = \frac{150\,586}{2458} + \frac{150\,586 \times 8.86}{17881} = 61.26 + 74.62$$

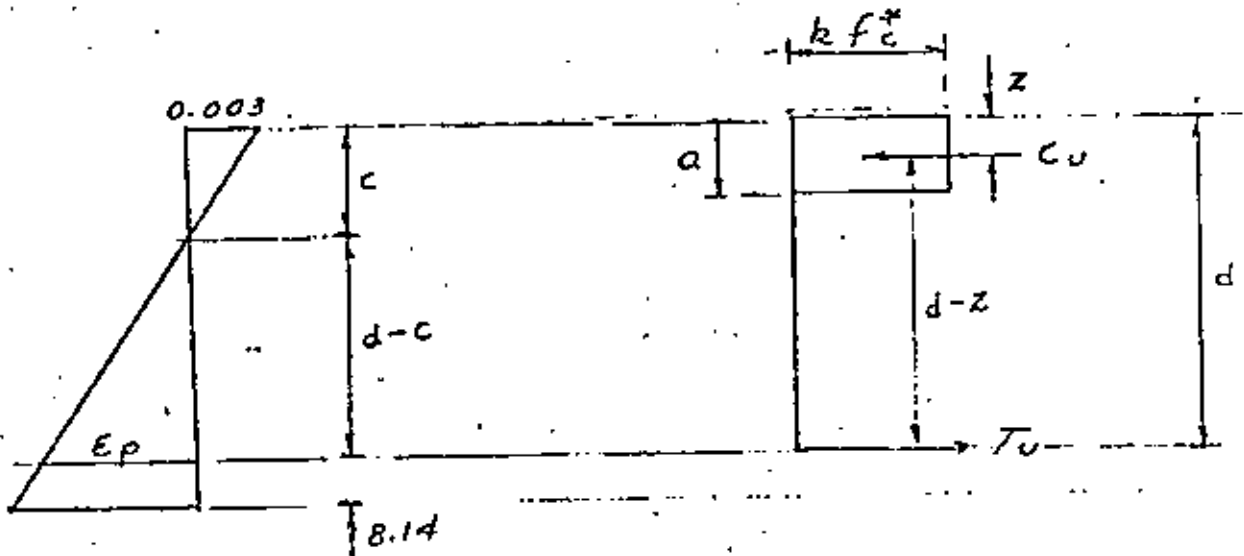
$$f_i = 135.88 \text{ Kg/cm}^2 < 169 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién}$$

$$f_s = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S} \quad (\text{tensión})$$

$$f_s = \frac{150\,586}{2458} - \frac{150\,586 \times 8.86}{17881} = 61.26 - 74.62$$

$$f_s = -13.36 \text{ Kg/cm}^2 < -16.73 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{bién.}$$

16.- REVISION DE LA RESISTENCIA AL CENTRO DEL CLARO.-



De las figuras anteriores suponemos que el eje neutro queda por arriba de la posición en que están los 17 torques, por lo tanto:

$$T_u = N F_{SR} = 17 \times 12\,654 = 215\,118 \text{ Kg}$$

$$T_u = C_u$$

$$d = h - e'_x = 34 - 8.14 = 25.86 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$k = 0.85$$

$$k' = \frac{C_u}{k f_c' d b} = \frac{215\ 118}{0,85 \times 350 \times 100 \times 25,86} = 0,28$$

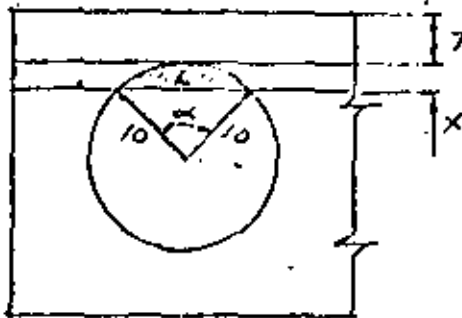
$$c = k' d = 0,28 \times 25,86 = 7,254 \text{ cm}$$

$$a = 0,80 c = 0,80 \times 7,254 = 5,80 \text{ cm}$$

$$z = 0,5 a = 0,50 \times 5,80 = 2,90 \text{ cm}$$

$$d - c = 25,86 - 7,254 = 18,61 \text{ cm}$$

$$d - z = 25,86 - 2,90 = 22,96 \text{ cm}$$



El área de compresión que se requiere para el concreto es:

$$A_t = \frac{215\ 118}{0,85 \times 350} = 723,09 \text{ cm}^2$$

La parte superior proporciona:

$$A_1 = 7 \times 100 = 700 \text{ cm}^2$$

Nos falta por cubrir: 23,09 cm.

Suponiendo que $X = 0,254 \text{ cm}$

$$\text{La cuerda vale: } L = \sqrt{20^2 - (20 - 2 \times 0,254)^2} = 4,48 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 2 \text{ ang. sen } \frac{4,48}{2 \times 10} = 25,882609^\circ \\ &= 25^\circ 52' 57'' \\ &= 0,451735 \text{ rads.} \end{aligned}$$

$$\text{Área del sector circular} = \frac{\pi d^2 \alpha}{4 \times 360} = 22,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área del triángulo} = 4,48 \times 9,746 \times 0,5 = 21,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área del segmento circular} = 22,59 - 21,83 = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área neta total} = 100 \times 0,254 - 3 \times 0,7 = 23,11 \text{ cm}^2$$

Como $23,11 \text{ cm}^2 \approx 23,092$, decimos que el valor supuesto de X fue el correcto por lo tanto el valor real de " c " valdrá $7,254 \text{ cm}$.

La deformación debida al presfuerzo vale:

$$\epsilon_1 = \frac{f_{se}}{E_s} = \frac{7086}{2109300} = 0.00336$$

La deformación debida a las cargas es:

$$\epsilon_2 = \frac{0.0034 (25.860 - 7.254)}{7.254} = 0.00872$$

La deformación total en la falla tiene un valor de:

$$\epsilon_t = \epsilon_1 + \epsilon_2 = 0.0036 + 0.00872 = 0.01232$$

La deformación unitaria, correspondiente al límite convencional de fluencia, según las gráficas Esfuerzo-Deformación, proporcionada por CAMESA, tiene un valor de:

$$\epsilon = 0.0103$$

Se deberá cumplir que $\frac{\epsilon}{0.75} = \epsilon_T$

$$\text{Por tanto } \frac{0.0103}{0.75} = 0.0123$$

$$0.0137 \approx 0.0123 \quad \therefore \text{ bien.}$$

Comprobación a lo anterior.-

Según el Reglamento DDF-75:

- Por ser losa de puente el factor de carga F_C será de 1.4 , para acciones permanentes y variables.
- El factor de reducción de resistencia para flexión, se considera del 90%, es decir, $F_R = 0.90$

El momento actuante ultimo vale:

$$M_{au} = F_C \times M_T$$

$$M_T = 2\,278\,200 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{au} = 1.40 \times 2\,278\,200 = 3\,189,480 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

El momento resistente último vale:

$$M_{Ru} = F_R T_u (d - z)$$

$$M_{ru} = 0.90 \times 215\,118 (22.96) = 4\,445,198 \text{ Kg-cm}$$

Como $M_{ru} > M_{au}$, el cálculo es correcto.

17.- ACERO PARA DISTRIBUCION.-

Al respecto en el libro "Diseño de Estructuras de Concreto Preforzado".- T.y.Lin.- Página 418 Edición septiembre de 1976; nos dice que:

"La teoría fundamental que se ha seguido en el análisis del refuerzo transversal no preforzado, siempre ha sido la clásica teoría elástica, y no existe argumento en contra"

Si tuviéramos acero principal de refuerzo, este sería:

$$A_s = \frac{2\,278\,200}{2000 \times 0.9 \times 31} = 40.83 \text{ cm}^2$$

El porcentaje para el acero de distribución valdría:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 6.80}} = 21.17 \%$$

Entonces el acero de distribución es:

$$A_{sd} = 0.21 \times 40.83 = 8.57 \text{ cm}^2$$

Esto equivale a colocar varillas de $1/2" \text{ } \phi @ 15 \text{ cm}$

18.- ACERO POR TEMPERATURA.-

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 34 = 5.10 \text{ cm}^2$$

Colocaremos varillas de $3/8" \text{ } \phi @ 15 \text{ cm}$ en dos direcciones y en el lecho superior de la losa.



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

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.**

E S T R U C T U R A S

PROF. ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ.

DICIEMBRE, 1981.

UNITED STATES
DEPARTMENT OF THE INTERIOR
BUREAU OF RECLAMATION
Office of Chief Engineer
Building 53, Denver Federal Center
Denver 25, Colorado

May 1, 1963

Memorandum

To: Chief, Canals Branch
Attention: Mr. Gunnar Thorsky

Through: Chief, Technical Engineering Analysis Branch

From: Head, Experimental Design Analysis Section

By: Ira E. Allen and Richard W. Ribbens

Subject: Stress analysis of outlet structure--Mile 18 Pumping Plant--San Luis Unit--Central Valley Project

A Beggs Deformeter analysis has been made of a two-barrel unit and a three-barrel unit proposed for the outlet structure mentioned in the subject.

Coefficients for bending moment, thrust, and shear in terms of unit internal crown radius and unit intensity loadings, as well as dimensions, are given in the attached figures. The results of this study are therefore general, and can be used for geometrically similar conduits.

Loading conditions studied included uniform vertical, uniform horizontal, uniform and triangular internal for various combinations of barrel loadings, and two unbalanced loadings. Triangular foundation reactions were assumed for the triangular water loads in the barrel, as shown on the figures.

The two unbalanced loadings are uniform top load with uniform and triangular horizontal loadings on one side only. These two loadings are to be used together to obtain an unbalanced horizontal earth loading. With an unbalanced earth load, it is necessary to have a minimum depth of cover in order to assure that the conduit is in equilibrium. This minimum permissible cover is indicated on the figures, and any depth less than this will result in an indeterminate loading condition. The coefficient of passive resistance was taken as one-third.

For a depth just equal to the minimum permissible cover, moments, thrusts, and shears are obtained directly from the coefficients for the triangular unbalanced load. As the depth of cover increases, these values are combined with those obtained by using the uniform horizontal unbalanced loading coefficients to yield moments, thrusts, and shears of the actual soil loading.

As an example, consider the three-barrel unit. Assume the specific weight of soil, γ , as 100 lb/ft³ and a barrel radius, r , of 10 feet. The minimum permissible cover is then $0.113r = 1.13$ feet. At Point 13 for this minimum depth of cover,

$$\begin{aligned} M &= (+ 0.003) (100) (10)^3 = + 300 \text{ ft-lb/ft} \\ T &= (+ 0.243) (100) (10)^2 = + 2430 \text{ lb/ft} \\ S &= (- 0.176) (100) (10)^2 = - 1760 \text{ lb/ft} \end{aligned}$$

If the depth of cover, H , is 10 feet, then

$$k = H/r = 0.113 = 10/10 = 0.113 = 0.887$$

At Point 13 the effect of the uniform top load with the uniform horizontal load on one side only is:

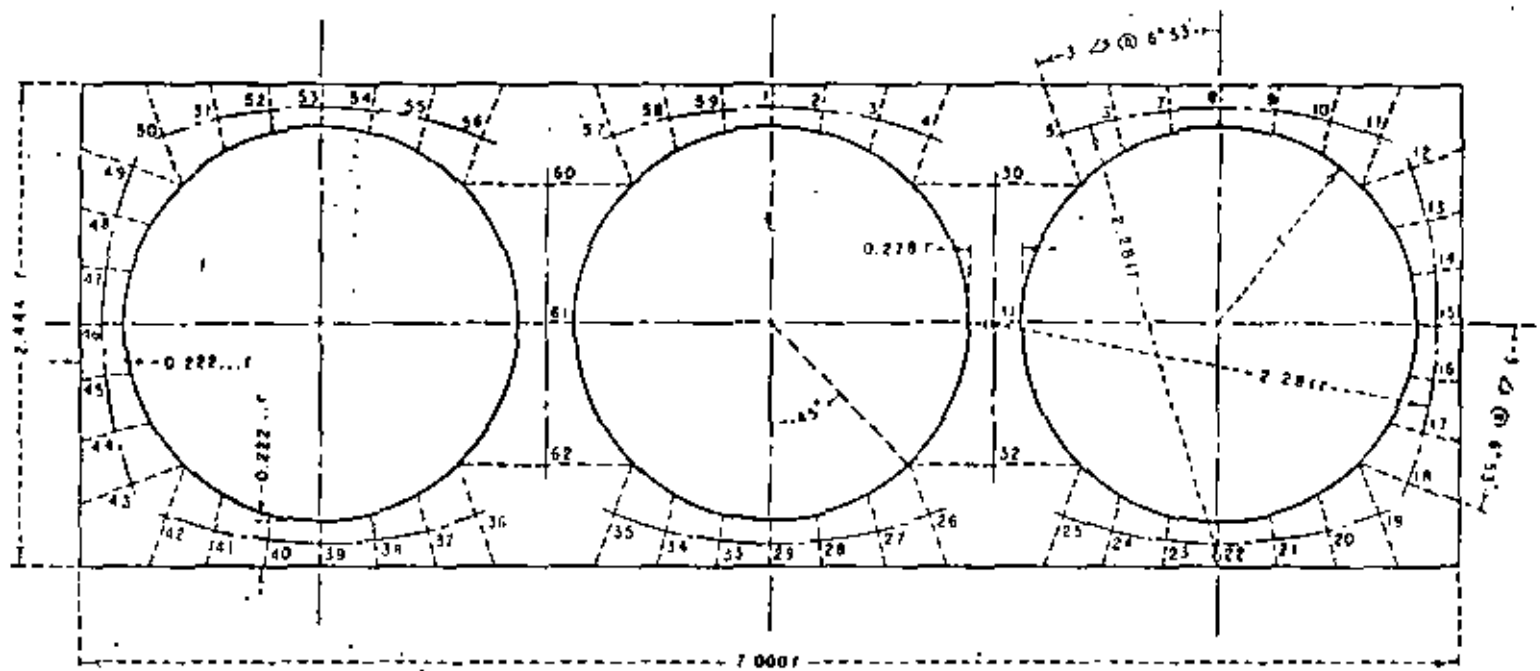
$$\begin{aligned} M &= (- 0.038) (100) (0.887) (10)^3 = - 3370 \text{ ft-lb/ft} \\ T &= (+ 1.018) (100) (0.887) (10)^2 = + 9030 \text{ lb/ft} \\ S &= (+ 0.082) (100) (0.887) (10)^2 = + 730 \text{ lb/ft} \end{aligned}$$

The values of M , T , and S , at Point 13 for the unbalanced horizontal soil loading are then:

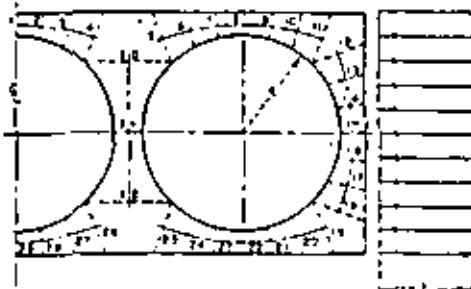
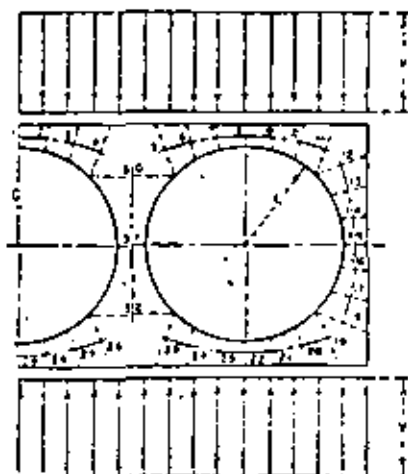
$$\begin{aligned} M &= - 3070 \text{ ft-lb/ft} \\ T &= + 11,460 \text{ lb/ft} \\ S &= 1030 \text{ lb/ft} \end{aligned}$$

Raymond Gettel, Allen Held, Lloyd E. Sell, and H. E. Willmann assisted in the study.

Ira E. Allen
Richard W. Ribbens



CENTRAL VALLEY PROJECT
 SAN LUIS UNIT
 MILE 18 PUMPING PLANT
THREE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 DIMENSIONS AND LOCATION OF POINTS



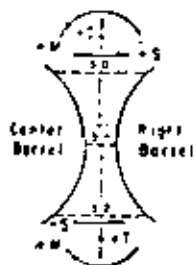
NOTES

Conduit, loadings, moment coefficients, and thrust coefficients are symmetrical about the vertical centerline of the conduit. Shear coefficients have same magnitude but opposite sign for points on the left side of vertical centerline.

POINT	M/hr ²	T/hr	S/hr
1	-0.013	0	0
2	-0.050	+0.035	+0.287
3	-0.159	+0.139	-0.569
4	-0.351	+0.318	+0.843
5	-0.550	-0.412	-1.093
6	-0.108	+0.203	-0.829
7	+0.073	+0.067	-0.552
8	+0.184	0	-0.267
9	+0.218	+0.003	+0.021
10	+0.182	+0.076	+0.309
11	+0.080	+0.223	+0.593
12	+0.009	+0.554	+2.357
13	-0.068	+0.928	+0.227
14	-0.119	+0.948	+0.114
15	-0.131	+0.955	0
16	-0.113	+0.948	-0.114
17	-0.068	+0.928	-0.227
18	+0.009	+0.554	-0.337
19	+0.080	+0.223	-0.593
20	+0.182	+0.076	-0.309
21	+0.218	+0.003	-0.021
22	+0.184	0	+0.267
23	+0.073	+0.067	+0.552
24	-0.108	+0.203	+0.829
25	-0.350	+0.412	+1.093
26	-0.551	+0.318	-0.843
27	-0.159	+0.139	-0.569
28	-0.050	+0.035	-0.287
29	-0.013	0	0
30	-0.108	+2.545	0
31	-0.104	+2.545	0
32	-0.108	+2.545	0



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 1 THROUGH 29



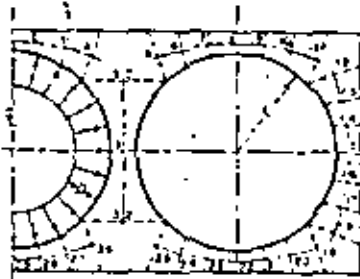
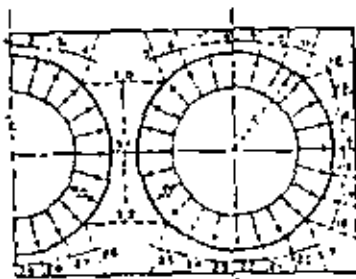
POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 30, 31, AND 32

POINT	M/hr ²	T/hr	S/hr
1	+0.013	-1.222	0
2	+0.054	-1.213	-0.146
3	+0.118	+1.187	-0.231
4	+0.213	+1.144	-0.431
5	+0.259	+1.050	+0.679
6	-0.091	-1.124	-0.549
7	-0.041	+1.182	+0.410
8	-0.155	-1.222	+0.265
9	-0.184	-1.245	-0.117
10	-0.197	+1.250	-0.032
11	-0.168	-1.237	-0.182
12	-0.097	+0.566	-0.760
13	+0.054	+0.387	-0.507
14	+0.150	+0.294	-0.235
15	+0.183	+0.245	0
16	+0.150	+0.298	+0.255
17	+0.054	+0.387	+0.306
18	-0.097	+0.568	+0.750
19	-0.168	+1.237	+0.182
20	-0.197	+1.250	+0.032
21	-0.186	+1.295	-0.117
22	-0.133	+1.222	-0.265
23	-0.041	+1.182	-0.410
24	-0.091	+1.124	-0.549
25	+0.259	+1.050	-0.679
26	+0.213	+1.144	+0.431
27	+0.118	+1.187	+0.231
28	+0.054	+1.213	+0.146
29	+0.013	+1.222	0
30	+0.155	-0.265	0
31	+0.155	-0.265	0
32	+0.155	-0.265	0

CENTRAL VALLEY PROJECT
SAN LOUIS UNIT
MILE 18 PUMPING PLANT

THREE BARREL CONDUIT

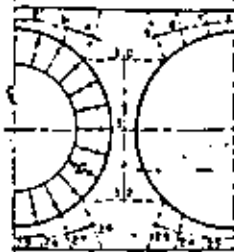
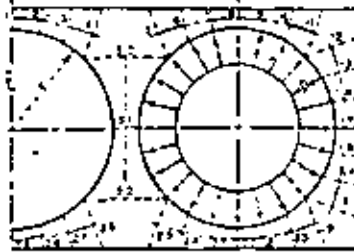
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
FOR VARIOUS EXTERNAL LOADINGS



POINT	M/pr	T/pr	S/pr
1	-0.021	-1.000	0
2	-0.004	-0.990	-0.140
3	-0.045	-0.960	-0.278
4	+0.119	-0.911	-0.412
5	+0.091	-0.912	-0.414
6	+0.016	-0.961	-0.280
7	-0.035	-0.990	-0.142
8	-0.050	-1.000	-0.002
9	-0.034	-0.990	-0.138
10	+0.014	-0.960	-0.277
11	+0.088	-0.910	-0.411
12	+0.087	-0.909	-0.413
13	+0.015	-0.959	-0.279
14	-0.035	-0.988	-0.140
15	-0.052	-0.998	0
16	-0.035	-0.988	-0.140
17	+0.013	-0.959	-0.279
18	+0.087	-0.909	-0.413
19	+0.088	-0.910	-0.411
20	+0.014	-0.960	-0.277
21	-0.034	-0.990	-0.138
22	-0.050	-1.000	-0.002
23	-0.035	-0.990	-0.142
24	+0.016	-0.961	-0.280
25	+0.091	-0.912	-0.414
26	+0.119	-0.911	-0.412
27	+0.045	-0.960	-0.278
28	-0.004	-0.990	-0.140
29	-0.021	-1.000	0
30	-0.077	-1.416	0
31	-0.027	-2.002	0
32	-0.077	-1.416	0

21
21
for

POINT	M/pr	T/pr	S/pr
1	-0.014	-1.000	0
2	+0.003	-0.990	-0.140
3	+0.051	-0.960	-0.278
4	+0.125	-0.911	-0.412
5	-0.001	-0.960	+0.009
6	+0.004	-0.960	+0.009
7	+0.001	-0.960	+0.009
8	-0.001	0	+0.005
9	-0.004	+0.001	+0.009
10	-0.006	+0.002	+0.009
11	-0.009	+0.003	+0.009
12	-0.010	+0.003	+0.009
13	-0.011	+0.003	+0.009
14	-0.011	+0.003	+0.009
15	-0.011	+0.003	0
16	-0.011	+0.003	-0.009
17	-0.011	+0.003	-0.009
18	-0.010	+0.003	-0.009
19	-0.009	+0.003	-0.009
20	-0.006	+0.002	-0.009
21	-0.004	+0.001	-0.009
22	-0.001	0	-0.009
23	+0.001	-0.001	-0.009
24	+0.004	-0.002	-0.009
25	+0.006	-0.003	-0.009
26	+0.010	-0.003	-0.009
27	+0.011	-0.003	-0.009
28	+0.003	-0.990	+0.140
29	-0.014	-1.000	0
30	-0.171	-0.716	-0.707
31	-0.004	-1.009	0
32	-0.171	-0.716	+0.707



POINT	M/pr^3	T/pr	S/pr
1	-0.007	0	0
2	-0.007	0	0
3	-0.007	0	0
4	-0.007	0	0
5	+0.042	-0.928	+0.425
6	+0.013	-0.959	+0.271
7	-0.024	-0.589	+0.133
8	+0.049	-1.000	-0.007
9	-0.031	-0.991	-0.146
10	+0.021	-0.962	-0.295
11	+0.054	-0.914	-0.419
12	+0.038	-0.918	+0.410
13	-0.024	-0.968	+0.277
14	-0.024	-0.998	+0.139
15	+0.001	-1.007	0
16	-0.024	-0.998	-0.139
17	+0.024	-0.968	-0.277
18	+0.009	-0.918	-0.410
19	+0.055	-0.914	+0.419
20	-0.021	-0.962	+0.295
21	-0.030	-0.991	+0.146
22	-0.049	-1.000	+0.007
23	-0.034	-0.989	-0.133
24	+0.012	-0.959	-0.271
25	+0.064	-0.908	-0.405
26	+0.007	0	0
27	-0.007	0	0
28	-0.007	0	0
29	-0.007	0	0
30	+0.143	-0.700	+0.707
31	-0.023	-0.993	0
32	+0.143	-0.700	-0.707

POINT	M/pr^3	T/pr
1	-0.014	-1.000
2	+0.003	-0.999
3	+0.031	-0.999
4	+0.125	-0.999
5	+0.006	-0.999
6	+0.004	-0.999
7	+0.0018	-0.999
8	-0.001	0
9	-0.004	+0.000
10	-0.006	+0.000
11	-0.009	+0.000
12	-0.010	+0.000
13	-0.011	+0.000
14	-0.011	+0.000
15	-0.011	+0.000
16	-0.011	+0.000
17	-0.011	+0.000
18	-0.010	+0.000
19	-0.009	+0.000
20	-0.006	+0.000
21	-0.004	+0.000
22	-0.001	0
23	+0.001	-0.000
24	+0.004	-0.000
25	+0.006	-0.000
26	+0.125	-0.999
27	+0.031	-0.999
28	+0.003	-0.999
29	+0.006	-0.999
30	-0.124	-0.999
31	-0.004	-1.000
32	-0.174	-0.999

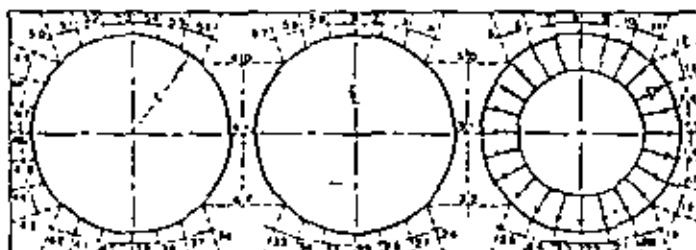
NOTES

Conduit readings, moment coefficients, and thrust coefficients are symmetrical about the vertical centerline of the conduit. Shear coefficients have same magnitude but opposite sign for points on the left side of vertical centerline.

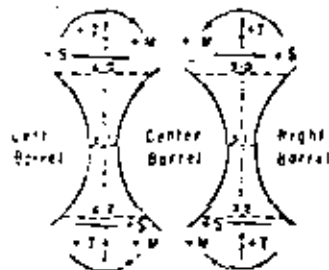
CENTRAL VALLEY PROJECT
SAN LUIS UNIT
MILE 18 PUMPING PLANT

THREE BARREL CONDUIT

REGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
FOR VARIOUS UNIFORM INTERNAL LOADINGS



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 1 THROUGH 29 AND 35 THROUGH 59



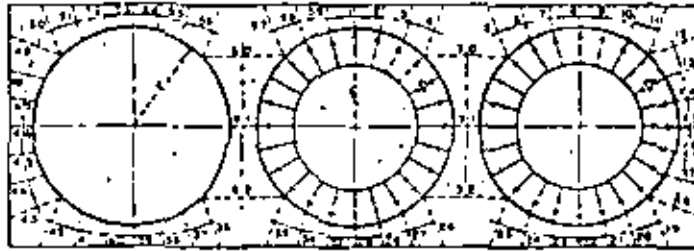
POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 30, 31, 32 AND 60, 61, 62

POINT	M/pr ²	T/pr	S/pr	POINT	M/pr ²	T/pr	S/pr
1	-0.003	0	+0.004	33	-0.002	-0.000	-0.004
2	-0.004	+0.000	-0.004	34	-0.001	-0.000	-0.004
3	-0.003	+0.001	+0.002	35	-0.003	-0.000	-0.004
4	-0.006	+0.001	+0.004	36	-0.015	+0.001	-0.002
5	+0.059	-0.909	+0.408	37	-0.014	+0.001	-0.003
6	+0.028	-0.959	+0.274	38	-0.013	+0.000	-0.003
7	-0.021	-0.990	+0.135	39	-0.012	0	-0.003
8	-0.037	-1.000	-0.005	40	-0.012	-0.000	-0.003
9	-0.031	-0.991	-0.145	41	-0.011	-0.001	-0.003
10	+0.005	-0.942	-0.263	42	-0.010	-0.001	-0.002
11	+0.107	-0.913	-0.417	43	-0.010	-0.002	-0.001
12	+0.107	-0.913	+0.411	44	-0.010	-0.003	-0.001
13	+0.034	-0.963	+0.277	45	-0.010	-0.003	-0.000
14	-0.013	-0.993	+0.140	46	-0.009	-0.003	0
15	-0.032	-1.003	0	47	-0.010	-0.003	+0.000
16	-0.013	-0.993	-0.140	48	-0.010	-0.003	+0.001
17	+0.034	-0.963	-0.277	49	-0.010	-0.002	+0.001
18	+0.107	-0.913	-0.411	50	-0.010	-0.001	+0.002
19	+0.107	-0.913	+0.417	51	-0.011	-0.001	+0.003
20	+0.032	-0.962	+0.283	52	-0.012	-0.000	+0.003
21	-0.016	-0.961	+0.145	53	-0.012	0	+0.003
22	-0.037	-1.000	+0.005	54	-0.013	+0.000	+0.003
23	-0.021	-0.990	-0.135	55	-0.014	+0.001	+0.003
24	+0.028	-0.959	-0.274	56	-0.015	+0.001	+0.002
25	+0.059	-0.909	-0.408	57	-0.000	-0.001	+0.004
26	-0.002	+0.001	-0.004	58	-0.001	-0.001	+0.004
27	-0.003	+0.001	-0.004	59	-0.002	-0.000	+0.004
28	-0.004	+0.000	-0.004	60	-0.016	-0.001	0
29	-0.003	0	-0.004	61	-0.016	-0.001	0
30	+0.160	-0.698	+0.707	62	-0.016	-0.001	0
31	-0.001	-0.995	0				
32	+0.160	-0.698	-0.707				

CENTRAL VALLEY PROJECT
SAN LUIS UNIT
MILE 19 PUMPING PLANT

THREE BARREL CONDUIT

BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
EFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
VARIOUS UNIFORM INTERNAL LOADINGS

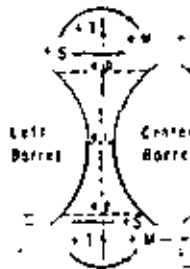


POINT	M/pr ²	T/pr	S/pr
1	-0.0181	-1.000	+0.004
2	-0.0021	-0.992	-0.136
3	+0.0461	-0.960	-0.275
4	+0.1191	-0.910	-0.409
5	+0.1951	-0.813	+0.417
6	+0.0301	-0.862	+0.283
7	-0.0201	-0.921	+0.145
8	-0.0381	-1.000	+0.004
9	-0.0221	-0.990	-0.136
10	-0.0251	-0.959	-0.274
11	+0.0321	-0.905	-0.408
12	+0.0971	-0.907	+0.414
13	+0.0231	-0.956	+0.279
14	-0.0281	-0.886	+0.141
15	-0.0431	-0.996	0
16	-0.0281	-0.988	-0.141
17	-0.0231	-0.956	-0.279
18	+0.0571	-0.907	-0.414
19	+0.0981	-0.909	-0.408
20	+0.0521	-0.959	+0.274
21	-0.0221	-0.990	-0.136
22	-0.0381	-1.000	-0.004
23	-0.0201	-0.991	-0.145
24	+0.0301	-0.862	-0.283
25	+0.1021	-0.912	-0.418
26	+0.1191	-0.910	-0.409
27	+0.0461	-0.960	+0.275
28	-0.0021	-0.990	+0.136
29	-0.0181	-1.000	-0.004
30	-0.0111	-1.415	0
31	-0.0111	-2.001	0
32	-0.0111	-1.415	0

POINT	M/pr ²	T/pr	S/pr
33	+0.000	-0.991	-0.144
34	+0.050	-0.961	-0.282
35	+0.125	-0.912	-0.418
36	-0.008	-0.902	+0.006
37	-0.010	-0.902	+0.006
38	-0.012	-0.901	+0.007
39	-0.014	0	+0.007
40	-0.015	-0.901	+0.007
41	-0.017	+0.002	+0.006
42	-0.019	+0.002	+0.006
43	-0.020	+0.002	+0.002
44	-0.021	+0.002	+0.002
45	-0.021	+0.007	+0.001
46	-0.021	+0.007	0
47	-0.021	-0.907	-0.001
48	-0.021	+0.002	-0.007
49	-0.020	+0.002	-0.002
50	-0.019	+0.002	-0.006
51	-0.017	+0.002	-0.006
52	-0.015	+0.001	-0.007
53	-0.014	0	-0.007
54	-0.012	-0.901	-0.007
55	-0.010	-0.902	-0.006
56	-0.008	-0.902	-0.006
57	+0.125	-0.912	+0.418
58	+0.050	-0.961	+0.282
59	+0.000	-0.991	+0.144
60	-0.107	-0.718	-0.707
61	-0.021	-1.010	0
62	-0.107	-0.718	+0.707

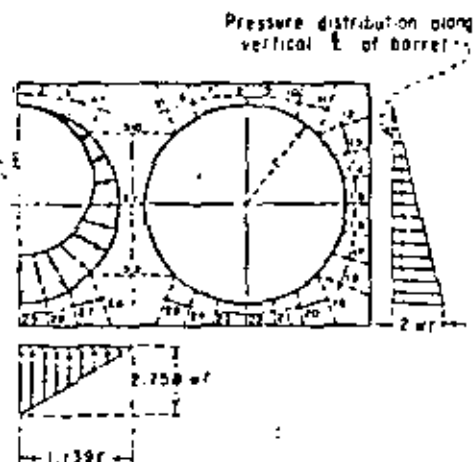
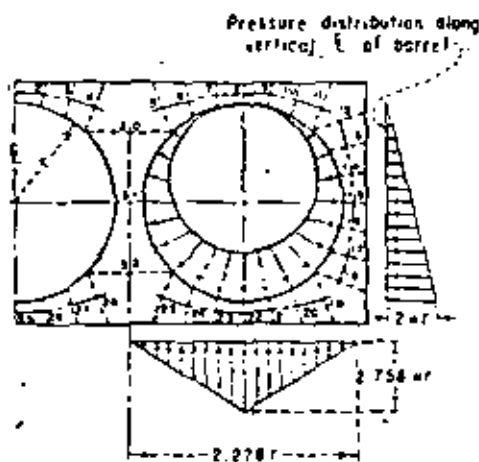


POSITIVE SIGN COEFFICIENTS FOR POINTS 1 THROUGH 32 AND 33 THROUGH 62



POSITIVE SIGN COEFFICIENTS FOR POINTS 30, 31, 32, 59, 60, 61, 62

CENTRAL VALLEY
SAN LUIS
MILE 18 PUMP
THREE-BARREL
BEGGS DEFORMETER
COEFFICIENTS FOR MOMENTS
FOR VARIOUS UNIFORM LOADS



POINT	M/wr ²	T/wr ²	S/wr ²
1	-0.207	0	0
2	-0.207	0	0
3	-0.207	0	0
4	+0.207	0	0
5	+0.013	-0.482	-0.265
6	+0.095	-0.538	-0.274
7	+0.166	-0.571	-0.228
8	+0.219	-0.595	-0.161
9	+0.253	-0.609	-0.091
10	+0.270	-0.612	-0.038
11	+0.272	-0.596	-0.016
12	+0.219	-0.405	+0.437
13	+0.113	-0.390	+0.587
14	+0.026	-0.363	+0.275
15	-0.024	-0.375	+0.095
16	-0.020	-0.357	-0.155
17	+0.051	-0.317	-0.467
18	+0.194	-0.248	-0.828
19	+0.330	-0.810	-0.298
20	+0.439	-1.100	-0.335
21	+0.517	-1.328	-0.182
22	+0.578	-1.405	+0.161
23	+0.479	-1.288	+0.521
24	+0.264	-1.023	+0.647
25	+0.072	-0.697	+0.537
26	-0.207	0	0
27	-0.207	0	0
28	-0.207	0	0
29	-0.207	0	0
30	+0.046	-0.096	+0.552
31	-0.123	-0.054	+0.095
32	-0.059	+0.349	-0.663

POINT	M/wr ²	T/wr ²	S/wr ²
1	+0.127	-0.695	0
2	+0.116	-0.689	-0.080
3	+0.084	-0.671	+0.142
4	-0.251	-0.633	+0.163
5	-0.335	-0.508	-0.108
6	-0.154	+0.094	-0.120
7	-0.120	+0.079	-0.111
8	-0.083	+0.063	-0.139
9	-0.044	+0.045	-0.146
10	-0.023	+0.028	-0.150
11	+0.018	-0.010	-0.157
12	+0.071	-0.108	-0.108
13	+0.098	-0.120	-0.094
14	+0.122	-0.131	-0.078
15	+0.141	-0.139	-0.063
16	+0.156	-0.146	-0.045
17	+0.166	-0.150	-0.028
18	+0.171	-0.152	-0.010
19	+0.159	-0.108	+0.168
20	+0.128	-0.094	+0.170
21	+0.093	-0.079	+0.131
22	+0.056	-0.063	+0.139
23	+0.017	+0.045	+0.146
24	-0.023	-0.028	+0.150
25	-0.065	-0.010	+0.152
26	-0.099	+0.050	-0.412
27	+0.044	-0.064	-0.467
28	+0.160	-1.208	-0.310
29	+0.210	-1.305	0
30	-0.106	+0.075	-0.714
31	+0.228	-0.076	-0.252
32	+0.230	+0.360	+0.700

NOTES

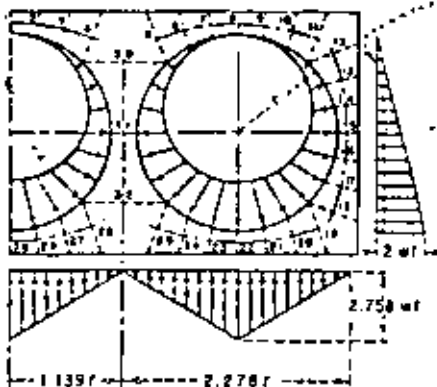
Conduit, loadings, moment coefficients, and thrust coefficients are symmetrical about the vertical centerline of the conduit. Shear coefficients have same magnitude but opposite sign for points on the left side of vertical centerline. w represents the weight per unit volume of water in units consistent with those of the radius r.

CENTRAL VALLEY PROJECT
SAN LUIS UNIT
MILE 18 PUMPING PLANT

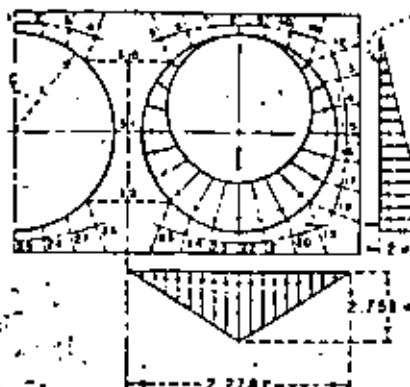
THREE BARREL CONDUIT

BEGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
EFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
LOADINGS TRIANGULAR INTERNAL LOADINGS

Pressure distribution along vertical ξ of barrel:



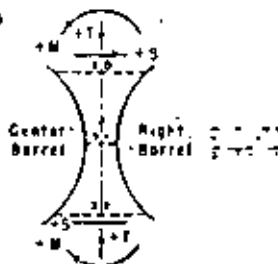
Pressure distribution along vertical ξ of barrel:



POINT	M/wr ²	T/wr ²	S/wr ²
1	-0.080	-0.695	0
2	-0.091	-0.689	+0.080
3	-0.123	-0.671	+0.142
4	-0.171	-0.633	+0.169
5	-0.177	-0.573	-0.393
6	-0.059	-0.442	-0.595
7	+0.046	-0.452	-0.358
8	-0.156	-0.532	-0.300
9	+0.010	-0.564	-0.237
10	+0.267	-0.584	-0.188
11	+0.310	-0.586	-0.188
12	+0.290	-0.513	+0.329
13	+0.211	-0.510	+0.293
14	+0.148	-0.514	+0.196
15	+0.117	-0.514	+0.032
16	+0.136	-0.502	-0.200
17	+0.218	-0.467	-0.494
18	+0.265	-0.400	-0.838
19	+0.489	-0.318	-0.122
20	-0.567	-1.194	-0.215
21	+0.610	-1.405	-0.052
22	+0.540	-1.468	+0.300
23	+0.446	-1.335	+0.647
24	+0.241	-1.051	+0.757
25	-0.007	-0.706	+0.749
26	-0.306	-0.660	-0.412
27	-0.163	-0.564	-0.467
28	-0.046	-1.208	-0.350
29	+0.001	-1.305	0
30	-0.040	+0.171	-0.163
31	+0.055	-0.129	-0.163
32	+0.170	+0.729	-0.163



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 1 THROUGH 29



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 30, 31, AND 32

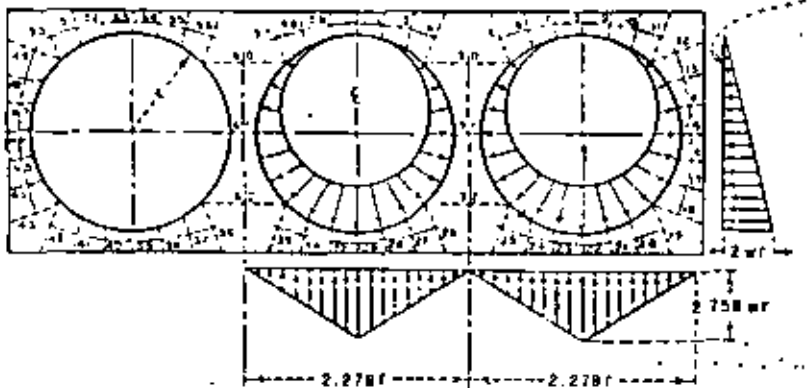
POINT	M/wr ²	T/wr ²	S/wr ²
1	-0.207	0	0
2	-0.207	0	0
3	-0.207	0	0
4	-0.207	0	0
5	+0.013	-0.482	-0.285
6	+0.095	-0.536	-0.274
7	+0.166	-0.571	-0.228
8	+0.219	-0.592	-0.161
9	+0.253	-0.609	-0.091
10	+0.270	-0.619	-0.038
11	+0.272	-0.596	-0.016
12	+0.219	-0.405	+0.437
13	+0.113	-0.390	+0.387
14	+0.026	-0.383	+0.275
15	-0.024	-0.375	+0.095
16	-0.020	-0.357	-0.155
17	+0.051	-0.317	-0.467
18	+0.194	-0.248	-0.828
19	+0.330	-0.170	-0.296
20	+0.439	-1.100	-0.335
21	+0.517	-1.326	-0.182
22	+0.524	-1.405	+0.161
23	+0.429	-1.288	+0.521
24	+0.264	-1.023	+0.647
25	+0.012	-0.697	+0.597
26	-0.207	0	0
27	-0.207	0	0
28	-0.207	0	0
29	-0.207	0	0
30	+0.046	+0.056	+0.552
31	-0.173	-0.054	+0.095
32	-0.059	+0.569	-0.863

CENTRAL VALLEY PROJECT
SAN LUIS UNIT
MILE 18 PUMPING PLANT

THREE BARREL CONDUIT

BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND
FOR VARIOUS TRIANGULAR INTERNAL

Pressure distribution along vertical ξ of barrel

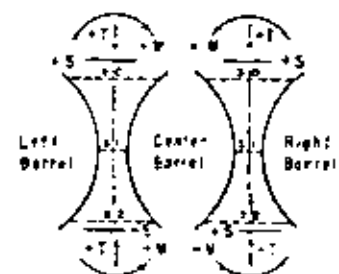


NOTE
 w represents the weight per unit volume of water in units consistent with those of the radius r .

POINT	M/wr^2	T/wr^2	S/wr^2	POINT	M/wr^2	T/wr^2	S/wr^2
1	+0.024	-0.699	+0.274	33	+0.132	-1.240	+0.058
2	-0.062	-0.656	+0.352	34	+0.069	-1.030	+0.201
3	-0.166	-0.604	+0.409	35	+0.018	-0.794	+0.155
4	-0.266	-0.536	+0.426	36	+0.225	-0.106	-0.146
5	-0.295	-0.443	+0.441	37	+0.267	-0.123	-0.132
6	-0.164	-0.516	-0.455	38	+0.301	-0.138	-0.116
7	-0.044	-0.573	-0.409	39	+0.330	-0.151	-0.099
8	+0.059	-0.620	-0.340	40	+0.355	-0.162	-0.080
9	+0.142	-0.656	-0.266	41	+0.372	-0.170	-0.060
10	+0.203	-0.680	-0.206	42	+0.388	-0.176	-0.039
11	+0.252	-0.689	-0.175	43	+0.379	-0.146	+0.106
12	+0.224	-0.582	+0.398	44	+0.548	-0.132	+0.123
13	+0.126	-0.570	+0.370	45	+0.312	-0.116	+0.159
14	+0.040	-0.564	+0.279	46	+0.272	-0.099	+0.151
15	-0.014	-0.554	+0.120	47	+0.229	-0.080	+0.162
16	-0.020	-0.532	+0.108	48	+0.184	-0.060	+0.170
17	+0.036	-0.489	-0.399	49	+0.136	-0.039	+0.176
18	+0.157	-0.406	-0.741	50	+0.096	+0.106	+0.166
19	+0.210	-0.349	-0.120	51	+0.056	+0.123	+0.132
20	+0.320	-1.117	-0.155	52	+0.024	+0.138	+0.116
21	+0.349	-1.522	-0.001	53	-0.006	+0.151	+0.099
22	+0.366	-1.980	+0.340	54	-0.030	+0.162	+0.080
23	+0.163	-1.241	+0.676	55	-0.049	+0.170	+0.060
24	-0.049	-0.955	+0.615	56	-0.063	-0.176	+0.039
25	-0.266	-0.609	+0.756	57	+0.153	-0.729	+0.087
26	-0.423	-0.563	-0.668	58	+0.125	-0.736	+0.124
27	-0.208	-0.899	+0.733	59	+0.087	-0.727	+0.192
28	-0.078	-1.175	-0.602	60	-0.156	-0.240	-0.803
29	+0.106	-1.305	-0.274	61	+0.241	-0.390	-0.346
30	-0.010	+0.483	-0.074	62	+0.305	+0.046	+0.611
31	+0.043	+0.185	-0.074				
32	+0.095	+1.043	-0.074				



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 1 THROUGH 29 AND 33 THROUGH 59

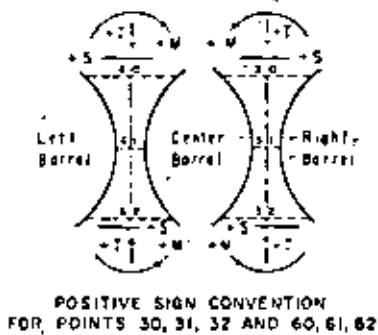
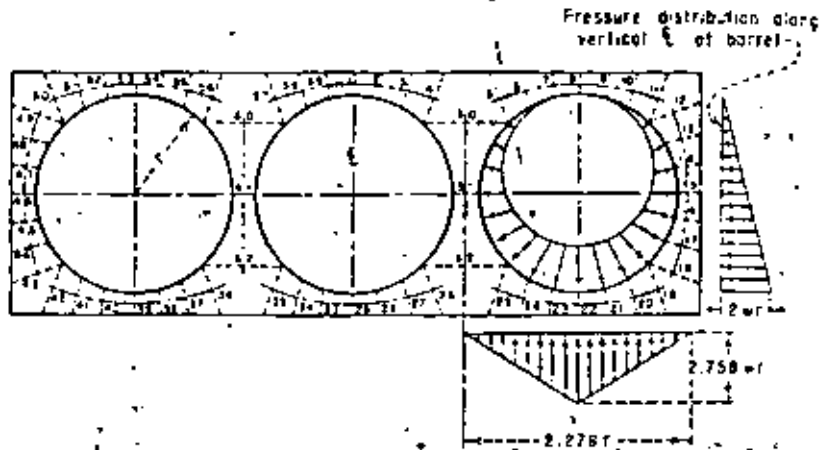


POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 30, 31, 32 AND 60, 61, 62

CENTRAL VALLEY PROJECT
 SAN LUIS UNIT
 MILE 10 PUMPING PLANT

THREE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND
 FOR VARIOUS TRIANGULAR INTERNAL

NOTE
 w represents the weight per unit volume of water in units consistent with those of the radius r .



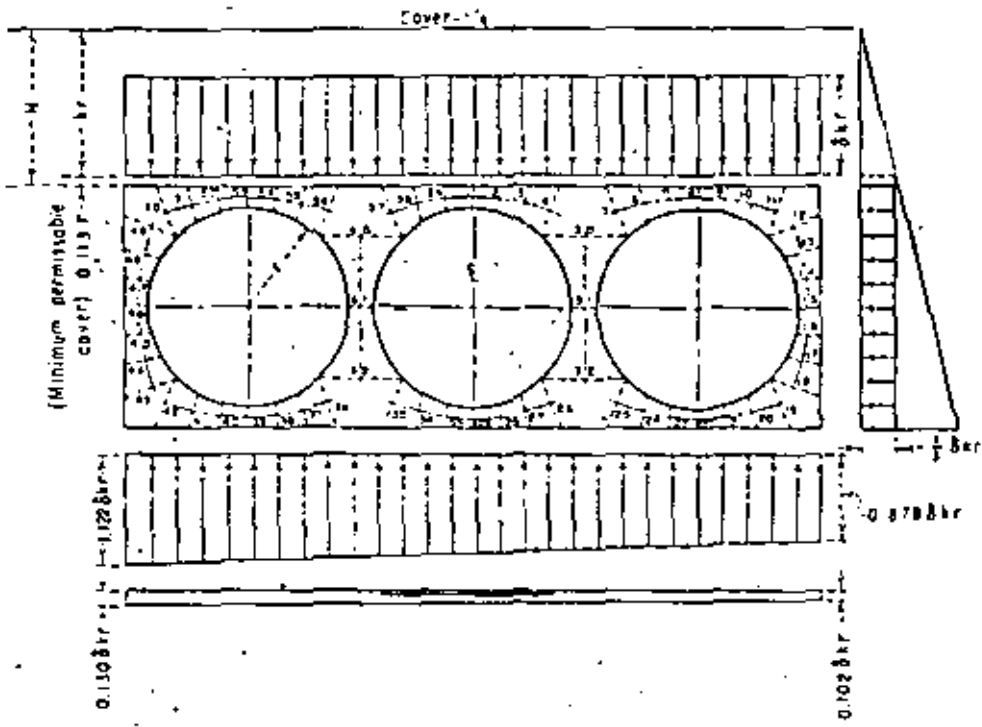
POINT	M/wr ²	T/wr	S/wr
1	-0.101	0	+0.274
2	-0.178	+0.033	+0.272
3	-0.252	+0.065	+0.266
4	-0.324	+0.097	+0.257
5	-0.399	+0.129	+0.246
6	-0.469	+0.161	+0.235
7	-0.538	+0.193	+0.221
8	-0.602	+0.225	+0.207
9	-0.666	+0.257	+0.192
10	-0.725	+0.289	+0.178
11	-0.784	+0.321	+0.163
12	-0.838	+0.353	+0.148
13	-0.892	+0.385	+0.133
14	-0.946	+0.417	+0.118
15	-1.000	+0.449	+0.103
16	-1.054	+0.481	+0.088
17	-1.108	+0.513	+0.073
18	-1.162	+0.545	+0.058
19	-1.216	+0.577	+0.043
20	-1.270	+0.609	+0.028
21	-1.324	+0.641	+0.013
22	-1.378	+0.673	+0.000
23	-1.432	+0.705	-0.015
24	-1.486	+0.737	-0.030
25	-1.540	+0.769	-0.045
26	-1.594	+0.801	-0.060
27	-1.648	+0.833	-0.075
28	-1.702	+0.865	-0.090
29	-1.756	+0.897	-0.105
30	-1.810	+0.929	-0.120
31	-1.864	+0.961	-0.135
32	-1.918	+0.993	-0.150

POINT	M/wr ²	T/wr	S/wr
33	-0.029	-0.033	-0.272
34	-0.045	-0.065	-0.266
35	-0.112	-0.097	-0.257
36	-0.179	-0.129	-0.246
37	-0.246	-0.161	-0.235
38	-0.313	-0.193	-0.221
39	-0.380	-0.225	-0.207
40	-0.447	-0.257	-0.192
41	-0.514	-0.289	-0.178
42	-0.581	-0.321	-0.163
43	-0.648	-0.353	-0.148
44	-0.715	-0.385	-0.133
45	-0.782	-0.417	-0.118
46	-0.849	-0.449	-0.103
47	-0.916	-0.481	-0.088
48	-0.983	-0.513	-0.073
49	-1.050	-0.545	-0.058
50	-1.117	-0.577	-0.043
51	-1.184	-0.609	-0.028
52	-1.251	-0.641	-0.013
53	-1.318	-0.673	+0.000
54	-1.385	-0.705	+0.015
55	-1.452	-0.737	+0.030
56	-1.519	-0.769	+0.045
57	-1.586	-0.801	+0.060
58	-1.653	-0.833	+0.075
59	-1.720	-0.865	+0.090
60	-1.787	-0.897	+0.105
61	-1.854	-0.929	+0.120
62	-1.921	-0.961	+0.135

CENTRAL VALLEY PROJECT
 SAN LUIS UNIT
 MILE 78 PUMPING PLANT

THREE BARREL CONDUIT.

BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 VARIOUS TRIANGULAR INTERNAL LOADINGS



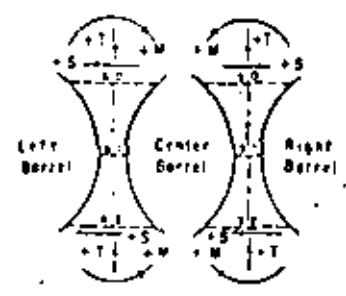
NOTES
 δ is specific weight of soil.
 $k = \frac{M}{T} = 0.113$
 Coefficient of passive resistance
 taken as $\frac{1}{3}$.

POINT	M/Bar ²	T/Bar ²	S/Bar ²
1	-0.007	+0.200	-0.148
2	-0.001	+0.216	+0.116
3	-0.069	+0.263	+0.378
4	-0.177	+0.453	+0.634
5	-0.303	+0.744	+0.912
6	-0.405	+0.954	+0.988
7	+0.043	+0.432	-0.434
8	+0.133	+0.375	-0.214
9	+0.160	+0.381	+0.029
10	+0.127	+0.452	+0.272
11	+0.041	+0.593	+0.511
12	-0.005	+1.038	+0.105
13	-0.038	+1.018	+0.082
14	-0.060	+1.008	+0.058
15	-0.073	+1.008	+0.033
16	-0.078	+1.016	+0.007
17	-0.074	+1.033	-0.018
18	-0.058	+1.061	-0.044
19	-0.021	+0.636	-0.534
20	+0.074	+0.469	-0.341
21	+0.126	+0.361	-0.151
22	+0.126	+0.312	+0.091
23	+0.068	+0.322	+0.322
24	+0.049	+0.393	+0.559
25	+0.223	+0.350	+0.799
26	-0.320	+0.649	-0.713
27	-0.166	+0.444	-0.556
28	-0.019	+0.106	-0.318
29	-0.012	+0.232	-0.066
30	-0.202	+2.344	-0.174
31	-0.079	+2.344	-0.174
32	+0.045	+2.344	-0.174

POINT	M/Bar ²	T/Bar ²	S/Bar ²
33	-0.032	+0.224	+0.189
34	-0.120	+0.283	+0.472
35	-0.274	+0.417	+0.751
36	-0.405	+0.619	+1.156
37	-0.151	+0.429	-0.917
38	+0.050	+0.242	-0.652
39	-0.184	+0.126	-0.366
40	+0.243	+0.082	-0.064
41	+0.219	+0.113	+0.252
42	+0.120	+0.229	+0.577
43	+0.040	+0.305	+0.374
44	-0.048	+0.943	+0.263
45	-0.104	+0.968	+0.148
46	-0.129	+0.979	+0.031
47	-0.121	+0.974	-0.087
48	-0.081	+0.958	-0.203
49	-0.010	+0.927	-0.316
50	+0.060	+0.261	+0.605
51	+0.166	+0.112	-0.325
52	+0.208	+0.056	-0.041
53	+0.178	+0.031	+0.243
54	+0.075	+0.094	+0.524
55	-0.098	+0.227	+0.798
56	-0.552	+0.432	+1.060
57	-0.415	+0.557	+0.911
58	-0.220	+0.369	+0.663
59	-0.081	+0.251	+0.409
60	+0.008	+2.669	+0.169
61	-0.112	+2.669	+0.169
62	-0.232	+2.669	+0.169



POSITIVE SIGN CONVENTION
 FOR POINTS 1 THROUGH 29
 AND 33 THROUGH 59

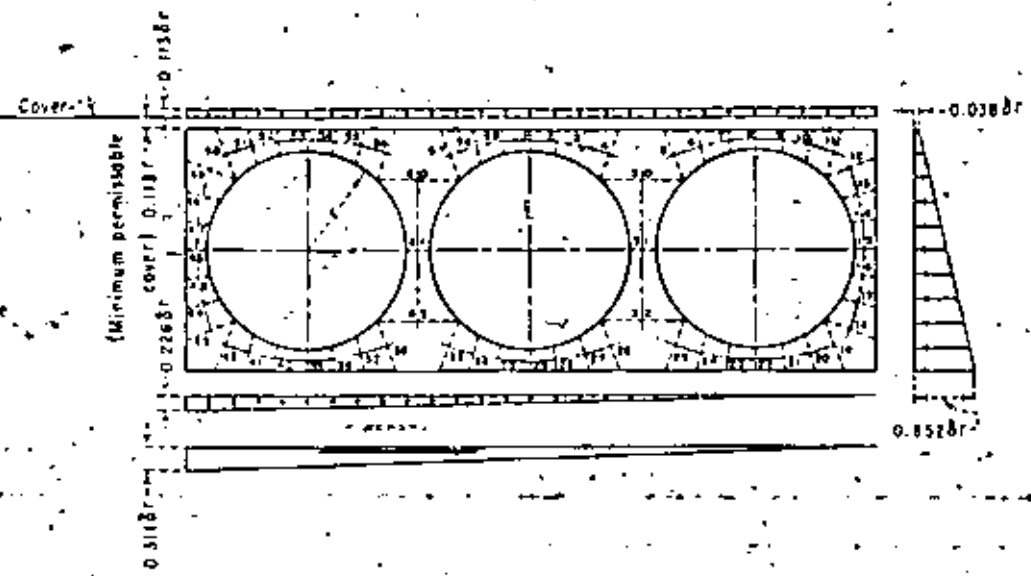


POSITIVE SIGN CONVENTION
 FOR POINTS 30, 31, 32 AND 60, 61, 62

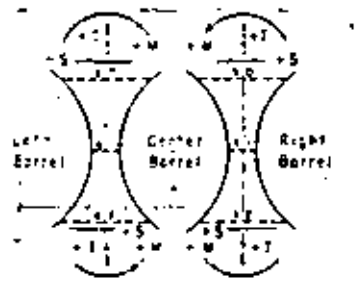
CENTRAL VALLEY PROJECT
 SAN LUIS UNIT
 MILE 18 PUMPING PLANT

THREE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND
 FOR SOIL LOADING (VERTICAL + HORIZONTAL)

NOTES
 S is specific weight of soil.
 $\gamma = \frac{S}{2} = 0.113$
 Coefficient of passive resistance
 taken as $\frac{1}{3}$.



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 1 THROUGH 29 AND 33 THROUGH 59



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 30, 31, 32 AND 60, 61, 62

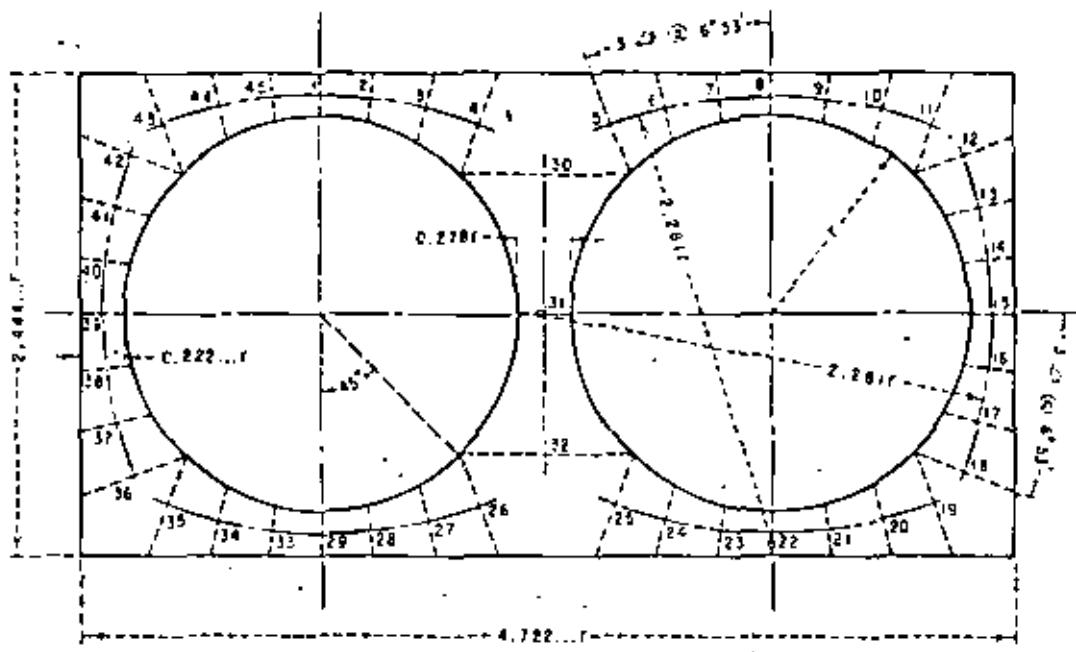
POINT	M/B ²	T/B ²	S/B ²
1	+0.000	+0.180	-0.140
2	+0.039	+0.145	-0.134
3	+0.075	+0.136	-0.118
4	+0.107	+0.135	-0.100
5	+0.071	+0.316	+0.070
6	+0.000	+0.314	+0.066
7	-0.019	+0.315	+0.061
8	-0.035	+0.320	+0.056
9	-0.049	+0.329	+0.049
10	-0.061	+0.340	+0.047
11	-0.069	+0.355	+0.035
12	-0.046	+0.284	-0.204
13	+0.003	+0.243	-0.176
14	-0.041	+0.205	-0.116
15	+0.040	+0.194	-0.025
16	+0.053	+0.207	+0.093
17	+0.075	+0.258	+0.239
18	-0.060	+0.362	+0.410
19	-0.084	+0.784	+0.590
20	-0.100	+0.782	-0.002
21	-0.089	+0.714	-0.069
22	-0.055	+0.734	-0.170
23	-0.001	+0.693	-0.242
24	+0.072	+0.642	-0.302
25	-0.156	+0.592	-0.349
26	+0.039	+0.777	+0.145
27	+0.001	+0.745	+0.069
28	+0.017	+0.704	+0.003
29	+0.016	+0.656	-0.050
30	+0.076	+0.054	-0.160
31	+0.037	+0.054	-0.160
32	+0.151	+0.054	-0.160

POINT	M/B ²	T/B ²	S/B ²
33	-0.002	+0.603	-0.089
34	-0.020	+0.547	-0.111
35	+0.041	+0.489	-0.114
36	+0.035	+0.607	-0.078
37	-0.026	+0.512	-0.117
38	-0.005	+0.418	-0.135
39	+0.025	+0.327	-0.132
40	+0.050	+0.240	-0.106
41	+0.062	+0.160	-0.037
42	-0.055	+0.090	+0.019
43	+0.024	+0.016	+0.063
44	+0.009	+0.112	+0.048
45	-0.002	+0.117	+0.034
46	+0.010	+0.121	+0.020
47	-0.013	+0.122	+0.005
48	-0.013	+0.122	-0.005
49	-0.008	+0.120	-0.024
50	-0.001	+0.046	-0.072
51	+0.012	+0.031	-0.042
52	+0.019	+0.021	-0.018
53	+0.018	+0.020	+0.018
54	+0.009	+0.026	+0.048
55	-0.007	+0.039	+0.077
56	-0.030	+0.061	+0.105
57	-0.131	+0.238	-0.178
58	-0.065	+0.201	-0.170
59	-0.042	+0.180	-0.161
60	+0.109	+0.424	+0.140
61	+0.010	+0.424	+0.140
62	+0.085	+0.424	+0.140

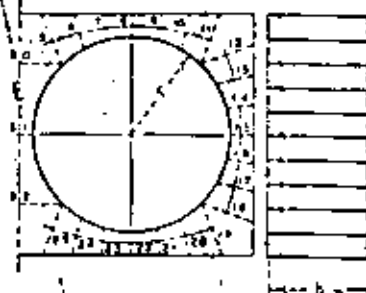
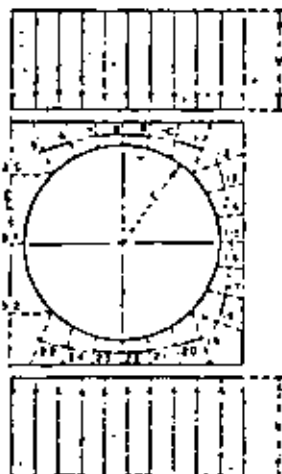
CENTRAL VALLEY PROJECT
 SAN LUIS UNIT
 MILE 18 PUMPING PLANT

THREE BARREL CONDUIT

REGAS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 MOMENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 (VERTICAL + HORIZONTAL ONE SIDE ONLY).



CENTRAL VALLEY PROJECT
 SAN LUIS UNIT
 MILE 18 PUMPING PLANT
TWO BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 DIMENSIONS AND LOCATION OF POINTS



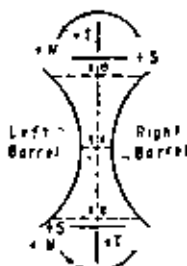
NOTES

Conduit, loadings, moment coefficients, and thrust coefficients are symmetrical about the vertical centerline of the conduit. Shear coefficients have same magnitude but opposite sign for points on the left side of vertical centerline.

POINT	M/hr ²	T/hr	S/hr
5	+0.521	+0.449	-1.151
6	+0.251	+0.228	-0.930
7	+0.042	+0.079	-0.655
8	+0.056	0	-0.371
9	+0.161	-0.010	-0.082
10	+0.152	+0.051	+0.209
11	+0.075	+0.187	+0.496
12	+0.022	+0.796	+0.390
13	-0.047	+0.877	+0.202
14	-0.085	+0.845	+0.102
15	-0.102	+0.851	0
16	-0.059	+0.625	-0.152
17	-0.047	+0.821	-0.222
18	+0.022	+0.796	-0.300
19	+0.076	+0.187	-0.496
20	+0.152	+0.051	-0.209
21	+0.161	-0.010	+0.082
22	+0.056	0	+0.371
23	+0.042	+0.079	+0.655
24	+0.251	+0.228	+0.930
25	+0.521	+0.449	+1.151
30	0	+3.020	0
31	0	+3.020	0
32	0	+3.020	0



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 5 THROUGH 25

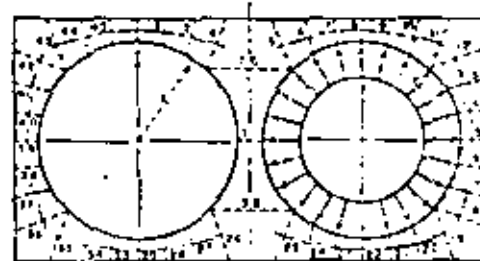
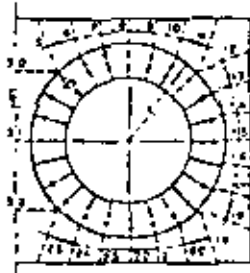


POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 30, 31, AND 32

POINT	M/hr ²	T/hr	S/hr
5	+0.377	+1.020	+0.759
6	+0.186	+1.104	+0.811
7	+0.032	+1.171	+0.851
8	-0.084	+1.222	+0.851
9	-0.160	+1.255	+0.822
10	-0.194	+1.277	+0.850
11	-0.187	+1.267	-0.103
12	-0.130	+0.646	-0.720
13	+0.014	+0.480	-0.265
14	+0.106	+0.383	-0.745
15	+0.137	+0.351	0
16	+0.106	+0.383	-0.245
17	+0.014	+0.440	+0.482
18	-0.130	+0.646	+0.720
19	-0.187	+1.267	+0.103
20	-0.194	+1.271	-0.050
21	-0.150	+1.255	-0.202
22	-0.084	+1.222	-0.254
23	+0.032	+1.171	-0.495
24	+0.186	+1.104	-0.811
25	+0.377	+1.020	-0.759
30	0	-0.702	0
31	0	-0.702	0
32	0	-0.702	0

CENTRAL VALLEY PROJECT
 SAN LUIS UNIT
 MILE 18 PUMPING PLANT
TWO BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 FOR VARIOUS EXTERNAL LOADINGS





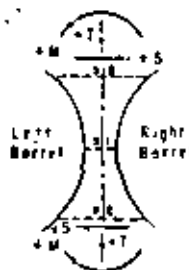
NOTES

Conduit, loading, moment coefficients, and thrust coefficients are symmetrical about the vertical centerline of the conduit. Shear coefficients have same magnitude but opposite sign for points on the left side of vertical centerline.

POINT	M/pr ²	T/pr	S/pr
5	+0.143	-0.918	+0.431
6	+0.064	-0.965	-0.298
7	+0.010	-0.993	+0.160
8	-0.012	-1.000	+0.020
9	-0.011	-0.988	-0.120
10	+0.042	-0.914	-0.259
11	+0.111	-0.804	-0.395
12	+0.107	-0.892	+0.420
13	+0.032	-0.941	+0.283
14	+0.018	-0.970	+0.145
15	-0.035	-0.980	0
16	-0.018	-0.970	-0.145
17	+0.032	-0.941	-0.283
18	+0.107	-0.892	-0.420
19	+0.111	-0.804	+0.395
20	+0.042	-0.914	+0.259
21	-0.042	-0.914	+0.120
22	-0.012	-1.000	-0.020
23	+0.010	-0.993	-0.160
24	+0.064	-0.965	-0.298
25	+0.143	-0.918	-0.431
30	0	-1.455	0
31	0	-2.041	0
32	0	-1.455	0



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 1 THROUGH 29 AND 33 THROUGH 45



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 30, 31, AND 32

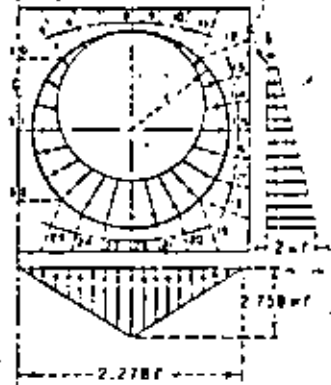
POINT	M/pr ²	T/pr	S/pr
1	+0.025	0	-0.024
2	+0.032	-0.025	-0.024
3	-0.039	-0.006	-0.024
4	-0.045	-0.009	-0.022
5	-0.099	-0.910	-0.405
6	+0.026	-0.950	+0.274
7	-0.022	-0.930	+0.134
8	-0.034	-1.000	-0.000
9	-0.020	-0.991	-0.134
10	+0.010	-0.961	-0.274
11	+0.105	-0.912	-0.415
12	-0.106	-0.915	-0.415
13	+0.032	-0.964	-0.277
14	-0.016	-0.994	+0.140
15	-0.031	-1.004	0
16	-0.016	-0.994	-0.140
17	+0.032	-0.964	-0.277
18	+0.106	-0.915	-0.415
19	+0.105	-0.912	-0.415
20	-0.030	-0.961	-0.272
21	+0.020	-0.991	+0.134
22	-0.038	-1.000	-0.000
23	-0.022	-0.990	-0.134
24	-0.026	-0.960	-0.274
25	+0.099	-0.910	-0.405
26	+0.045	-0.009	-0.022
27	+0.039	-0.006	-0.024
28	+0.032	-0.025	-0.024
29	+0.025	0	+0.024
30	+0.039	-0.006	+0.024
31	-0.068	-1.000	0
32	-0.039	-0.006	-0.024
33	+0.018	+0.005	+0.024
34	-0.012	+0.006	-0.022
35	+0.006	+0.009	-0.022
36	-0.002	+0.021	-0.005
37	-0.000	+0.021	-0.000
38	-0.001	+0.021	-0.001
39	-0.002	+0.021	0
40	-0.001	+0.021	-0.001
41	-0.000	+0.021	-0.000
42	+0.002	+0.021	-0.005
43	+0.006	+0.009	-0.022
44	-0.012	+0.006	-0.024
45	+0.018	+0.005	-0.024

CENTRAL VALLEY PROJECT
SAN LUIS UNIT
MILE 18 PUMPING PLANT

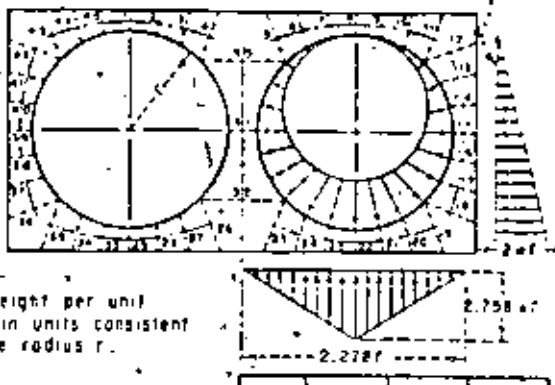
TWO BARREL CONDUIT

BESS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
FOR VARIOUS UNIFORM INTERNAL LOADINGS

Pressure distribution along vertical ξ of barrel



Pressure distribution along vertical ξ of barrel



• represents the weight per unit volume of water in units consistent with those of the radius r .

NOTES

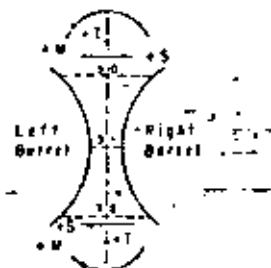
Conduct, loading, moment coefficients, and thrust coefficients are symmetrical about the vertical centerline of the conduit. Shear coefficients have same magnitude but opposite sign for points on the left side of vertical centerline.

POINT	M/ wr^2	T/ wr	S/ wr
1	-0.066	+0.042	+0.176
2	-0.114	+0.063	+0.170
3	-0.159	+0.083	+0.161
4	-0.202	+0.102	+0.150
5	-0.298	+0.170	+0.144
6	+0.000	-0.610	-0.323
7	+0.082	-0.670	-0.265
8	+0.144	-0.697	-0.185
9	+0.194	-0.714	-0.104
10	+0.207	-0.718	-0.037
11	+0.202	-0.701	-0.003
12	+0.137	-0.665	-0.524
13	+0.006	-0.539	-0.491
14	-0.108	-0.420	-0.374
15	-0.186	-0.400	-0.197
16	-0.210	-0.369	-0.017
17	-0.167	-0.317	-0.361
18	-0.054	-0.235	-0.223
19	+0.062	-0.223	-0.237
20	+0.156	-0.006	-0.286
21	+0.222	-0.227	-0.145
22	+0.221	-1.103	+0.185
23	-0.121	-1.183	-0.516
24	+0.046	-0.917	+0.647
25	-0.236	-0.592	+0.594
26	-0.120	-0.023	-0.180
27	-0.071	+0.001	-0.181
28	-0.021	-0.021	-0.182
29	+0.028	-0.048	-0.176
30	-0.056	+0.297	-0.697
31	-0.377	+0.147	+0.240
32	-0.366	+0.570	-0.717
33	+0.075	-0.063	-0.170
34	+0.121	-0.083	-0.161
35	+0.163	-0.102	-0.150
36	-0.185	-0.180	-0.023
37	+0.088	-0.181	-0.001
38	+0.185	-0.180	-0.021
39	+0.177	-0.176	+0.047
40	+0.162	-0.170	-0.063
41	+0.142	-0.161	-0.083
42	+0.117	-0.150	-0.102
43	+0.082	-0.083	+0.180
44	+0.032	-0.001	+0.181
45	+0.017	+0.071	+0.180

POINT	M/ wr^2	T/ wr	S/ wr
5	-0.298	-0.466	-0.494
6	-0.159	-0.547	-0.486
7	-0.034	-0.607	-0.435
8	+0.078	-0.655	-0.367
9	+0.167	-0.694	-0.284
10	+0.234	-0.719	-0.212
11	+0.284	-0.723	-0.183
12	+0.254	-0.615	+0.423
13	+0.148	-0.600	+0.398
14	+0.055	-0.590	+0.311
15	-0.009	-0.576	+0.155
16	-0.025	-0.549	-0.071
17	+0.021	-0.491	-0.360
18	+0.131	-0.415	-0.701
19	+0.225	-0.424	-0.087
20	+0.277	-1.089	-0.125
21	+0.297	-1.280	+0.021
22	+0.246	-1.345	+0.368
23	-0.100	-1.203	+0.694
24	-0.116	-0.912	+0.828
25	-0.357	-0.549	+0.284
30	0	+0.595	0
31	0	+0.294	0
32	0	+1.140	0



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 1 THROUGH 29 AND 33 THROUGH 45



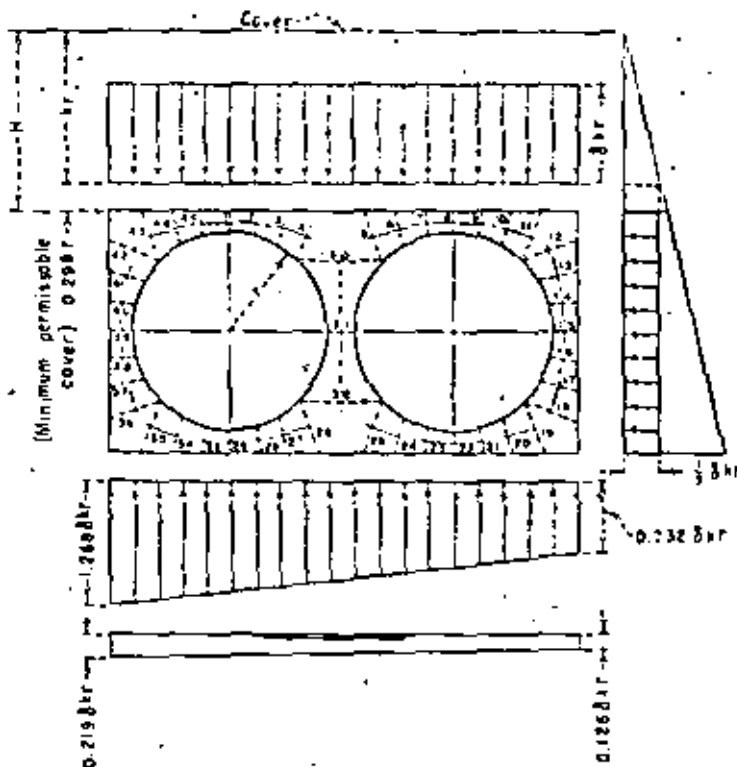
POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 30, 31, AND 32

CENTRAL VALLEY PROJECT
SAN LUIS UNIT
MILE 18 PUMPING PLANT

TWO BARREL CONDUIT

BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
FOR VARIOUS TRIANGULAR INTERNAL LOADINGS





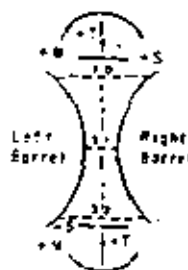
NOTES
 δ is specific weight of
 $k = \frac{M}{T} = 0.298$
 Coefficient of passive e
 taken as $\frac{1}{3}$.

POINT	M/ δhr^2	T/ δhr^2	S/ δhr^2
1	-0.121	-0.069	-0.255
2	+0.015	+0.134	+0.557
3	-0.159	+0.267	+0.900
4	-0.352	+0.472	+1.057
5	-0.526	+0.763	+1.277
6	-0.285	+0.553	-0.855
7	-0.093	+0.411	-0.620
8	+0.044	+0.354	-0.376
9	+0.115	+0.321	-0.127
10	+0.123	+0.325	+0.124
11	+0.074	+0.498	+0.372
12	+0.059	+0.872	+0.666
13	+0.019	+0.851	+0.063
14	-0.006	+0.843	+0.078
15	-0.027	+0.846	+0.073
16	-0.046	+0.840	+0.067
17	-0.060	+0.846	+0.059
18	-0.068	+0.924	+0.051
19	-0.055	+0.624	-0.412
20	+0.011	+0.470	-0.259
21	+0.043	+0.365	-0.070
22	+0.028	+0.312	+0.133
23	-0.042	+0.312	+0.355
24	-0.171	+0.372	+0.582
25	-0.358	+0.597	+0.843

POINT	M/ δhr^2	T/ δhr^2	S/ δhr^2
26	-0.543	+0.847	-1.251
27	-0.263	+0.557	-1.037
28	-0.030	+0.333	-0.784
29	+0.137	+0.184	-0.497
30	+0.169	+2.908	-0.263
31	+0.078	+2.908	-0.263
32	+0.266	+2.908	-0.263
33	+0.278	+0.106	-0.181
34	+0.230	+0.108	+0.163
35	+0.148	+0.200	+0.330
36	+0.067	+0.881	+0.406
37	-0.029	+0.923	-0.297
38	-0.096	+0.852	+0.185
39	-0.130	+0.968	+0.069
40	-0.133	+0.969	-0.047
41	-0.105	+0.956	-0.163
42	-0.044	+0.930	-0.276
43	+0.017	+0.293	-0.581
44	+0.117	+0.146	-0.305
45	+0.154	+0.073	-0.026



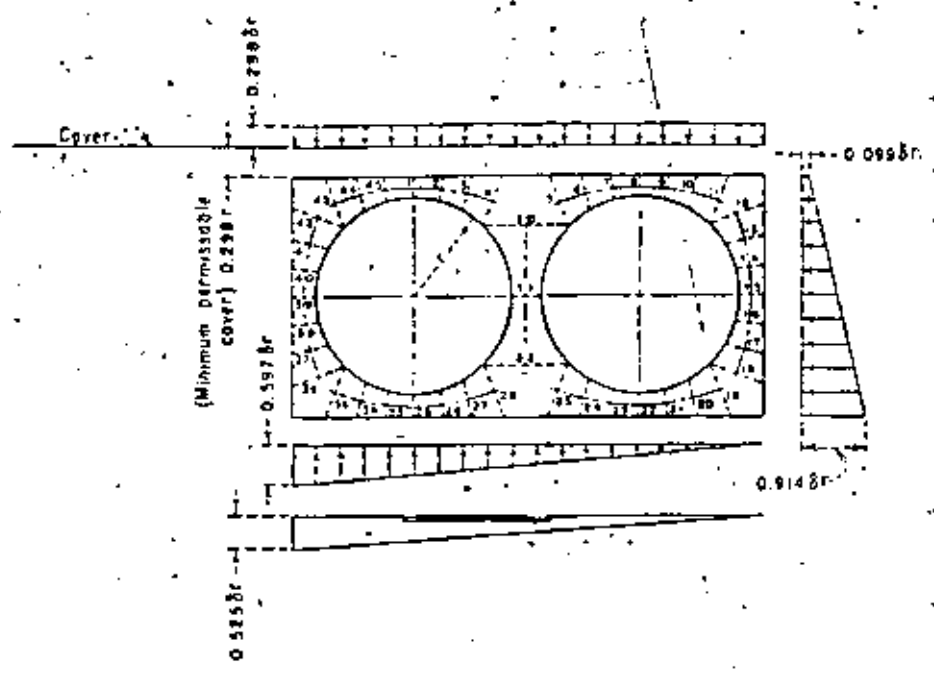
POSITIVE SIGN CONVENTION
 FOR POINTS 1 THROUGH 29
 AND 33 THROUGH 45



POSITIVE SIGN CONVENTION
 FOR POINTS 30, 31, AND 3

CENTRAL VALLEY PROJECT
 SAN LUIS UNIT
 MILE 18 PUMPING PLANT
TWO BARREL CONDI

BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST,
 AND SOIL LOADING (VERTICAL + HORIZONTAL)

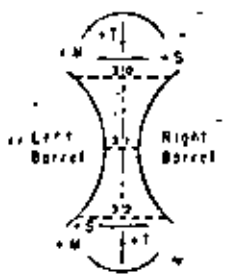


NOTES

B is specific weight of soil.
 $h = \frac{M}{T} = 0.298$
 Coefficient of passive resistance taken as $\frac{1}{3}$.



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 1 THROUGH 29 AND 33 THROUGH 45



POSITIVE SIGN CONVENTION FOR POINTS 30, 31, AND 32

POINT	M/Br ³	T/Br ³	S/Br ³
1	+0.051	+0.054	-0.011
2	+0.054	+0.072	+0.067
3	-0.027	+0.101	-0.144
4	-0.016	+0.150	+0.214
5	-0.154	+0.447	-0.209
6	-0.108	+0.357	-0.170
7	-0.059	+0.365	-0.128
8	-0.041	+0.345	-0.085
9	-0.023	+0.562	-0.040
10	-0.016	+0.356	+0.005
11	-0.017	+0.587	+0.021
12	+0.006	+0.266	+0.178
13	+0.045	+0.323	-0.441
14	+0.072	+0.290	-0.072
15	+0.079	+0.280	+0.076
16	+0.058	+0.320	+0.151
17	+0.000	+0.362	+0.302
18	-0.070	+0.480	+0.480
19	-0.120	+0.928	+0.058
20	-0.127	+0.907	-0.035
21	-0.109	+0.867	-0.121
22	-0.070	+0.811	-0.185
23	-0.018	+0.746	-0.226
24	+0.040	+0.675	-0.241
25	-0.095	+0.604	-0.222

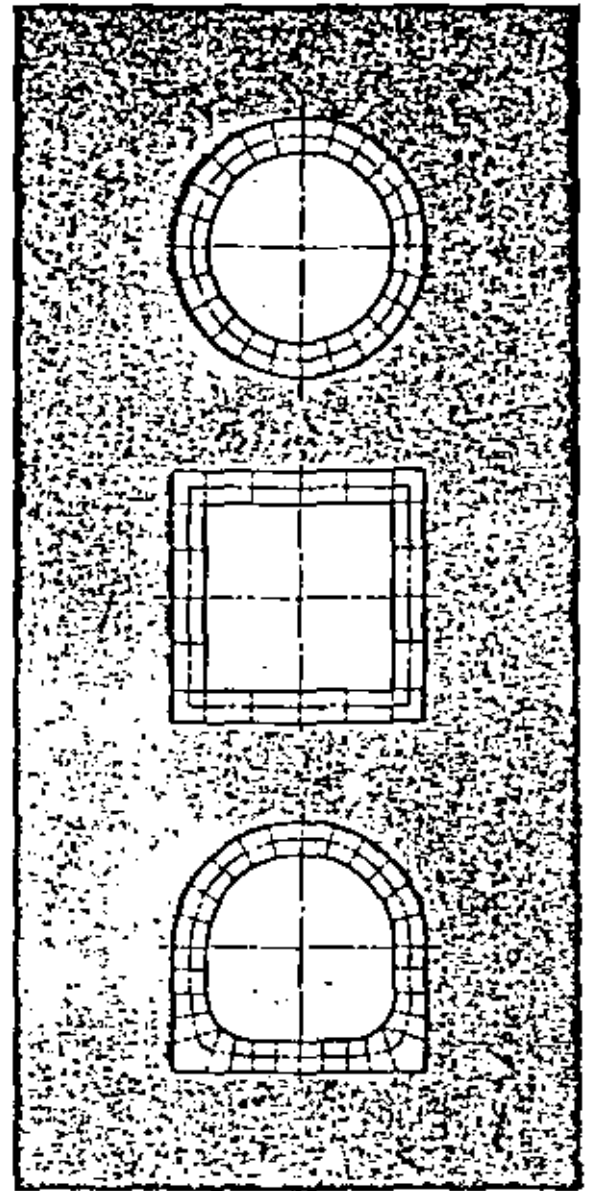
POINT	M/Br ³	T/Br ³	S/Br ³
26	-0.107	+0.962	-0.285
27	-0.055	+0.601	-0.215
28	+0.015	+0.644	-0.306
29	-0.090	+0.485	-0.259
30	-0.098	+0.753	-0.281
31	+0.101	+0.753	-0.261
32	+0.300	+0.753	-0.281
33	+0.127	+0.360	-0.170
34	-0.141	+0.246	-0.038
35	+0.107	+0.160	+0.144
36	+0.043	+0.329	+0.192
37	-0.004	+0.350	+0.151
38	-0.040	+0.366	+0.108
39	-0.063	+0.376	+0.064
40	-0.075	+0.381	+0.018
41	-0.075	+0.380	-0.027
42	-0.680	+0.174	-0.073
43	-0.034	+0.158	-0.240
44	+0.015	+0.106	-0.166
45	-0.047	+0.075	-0.089

CENTRAL VALLEY PROJECT,
 SAN LUIS UNIT
 MILE 18 PUMPING PLANT

TWO BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS

COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 LOAD (VERTICAL + HORIZONTAL ONE SIDE ONLY)





Beggs Deformometer Stress Analysis of Single Barrel Conduits

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR
BUREAU OF RECLAMATION

In its assigned function as the Nation's principal natural resource agency, the Department of the Interior bears a special obligation to assure that our expendable resources are conserved, that renewable resources are managed to produce optimum yields, and that all resources contribute their full measure to the progress, prosperity, and security of America, now and in the future.

ENGINEERING MONOGRAPHS are prepared and used by the technical staff of the Bureau of Reclamation. In the interest of dissemination of research experience and knowledge, they are made available to other interested technical circles in Government and private agencies and to the general public by sale through the Superintendent of Documents, Government Printing Office, Washington, D.C.

First Printing: 1952

First Revised Edition: 1965

Second Revised Edition: 1968

U.S. GOVERNMENT PRINTING OFFICE

WASHINGTON : 1968

For sale by the Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 20402, or the Chief Engineer, Bureau of Reclamation, Attention 841, Denver Federal Center, Denver, Colo. 80225. Price 65 cents.

CONTENTS

INTRODUCTION.....	Page 1
APPLICATION.....	3
DETERMINATION OF NORMAL STRESS DISTRIBUTION...	5
APPENDIX: THE BEGGS DEFORMETER.....	57

FIGURES

No.	Page
1. Dimensions of conduits and location of points studied. Shapes A, B, and C.....	7
2. Dimensions of conduits and location of points studied. Shapes D, E, and F.....	8
3. Dimensions of conduits and location of points studied. Shapes circular, square, and G.....	9
4. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform vertical load and uniform foundation reaction. Shapes A, B, and C.....	10
5. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform vertical load and triangular foundation reaction. Shapes A, B, and C.....	11
6. Coefficients for moment, thrust, and shear for concentrated vertical load and uniform foundation reaction. Shapes A, B, and C....	12
7. Coefficients for moment, thrust, and shear for concentrated vertical load and triangular foundation reaction. Shapes A, B, and C..	13
8. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular vertical load and uniform foundation reaction. Shapes A, B, and C....	14
9. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular vertical load and triangular foundation reaction. Shapes A, B, and C..	15.
10. Coefficients for moment, thrust, and shear for vertical arch load and uniform foundation reaction. Shapes A, B, and C.....	16
11. Coefficients for moment, thrust, and shear for vertical arch load and triangular foundation reaction. Shapes A, B, and C.....	17
12. Coefficients for moment, thrust, and shear for dead weight of conduit. Shapes A, B, and C.....	18
13. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform horizontal load on both sides. Shapes A, B, and C.....	19
14. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular horizontal load on both sides. Shapes A, B, and C.....	20
15. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform internal radial load. Shapes A, B, and C.....	21
16. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular internal radial load and uniform foundation reaction. Shapes A, B, and C.....	22

No.	Page
17. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular internal radial load and triangular foundation reaction. Shapes A, B, and C.....	23
18. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular external hydrostatic load including dead load. Shapes A, B, and C.....	24
19. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform vertical load and uniform foundation reaction. Shapes D, E, and F.....	25
20. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform vertical load and triangular foundation reaction. Shapes D, E, and F.....	26
21. Coefficients for moment, thrust, and shear for concentrated vertical load and uniform foundation reaction. Shapes D, E, and F.....	27
22. Coefficients for moment, thrust, and shear for concentrated vertical load and triangular foundation reaction. Shapes D, E, and F.....	28
23. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular vertical load and uniform foundation reaction. Shapes D, E, and F.....	29
24. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular vertical load and triangular foundation reaction. Shapes D, E, and F.....	30
25. Coefficients for moment, thrust, and shear for vertical arch load and uniform foundation reaction. Shapes D, E, and F.....	31
26. Coefficients for moment, thrust, and shear for vertical arch load and triangular foundation reaction. Shapes D, E, and F.....	32
27. Coefficients for moment, thrust, and shear for dead weight of conduit. Shapes D, E, and F.....	33
28. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform horizontal load on both sides. Shapes D, E, and F.....	34
29. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular horizontal load on both sides. Shapes D, E, and F.....	35
30. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform internal radial load. Shapes D, E, and F.....	36
31. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular internal radial load and uniform foundation reaction. Shapes D, E, and F.....	37
32. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular internal radial load and triangular foundation reaction. Shapes D, E, and F.....	38
33. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular external hydrostatic load including dead load. Shapes D, E, and F.....	39
34. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform vertical load and uniform foundation reaction. Shapes circular, square, and G.....	40
35. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform vertical load and triangular foundation reaction. Shapes circular, square, and G.....	41
36. Coefficients for moment, thrust, and shear for concentrated vertical load and uniform foundation reaction. Shapes circular, square, and G.....	42
37. Coefficients for moment, thrust, and shear for concentrated vertical load and triangular foundation reaction. Shapes circular, square, and G.....	43

<i>No.</i>	<i>Page</i>
38. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular vertical load and uniform foundation reaction. Shapes circular, square, and G.....	44
39. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular vertical load and triangular foundation reaction. Shapes circular, square, and G.....	45
40. Coefficients for moment, thrust, and shear for vertical arch load and uniform foundation reaction. Shapes circular, square, and G.....	46
41. Coefficients for moment, thrust, and shear for vertical arch load and triangular foundation reaction. Shapes circular, square, and G.....	47
42. Coefficients for moment, thrust, and shear for dead weight of conduit. Shapes circular, square, and G.....	48
43. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform horizontal load on both sides. Shapes circular, square, and G.....	49
44. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular horizontal load on both sides. Shapes circular, square, and G.....	50
45. Coefficients for moment, thrust, and shear for uniform internal radial load. Shapes circular, square, and G.....	51
46. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular internal radial load and uniform foundation reaction. Shapes circular, square, and G.....	52
47. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular internal radial load and triangular foundation reaction. Shapes circular, square, and G.....	53
48. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular external hydrostatic load including dead load. Shapes circular, square, and G.....	54
49. Coefficients for moment, thrust, and shear for triangular external hydrostatic load including dead load with conduits assumed to float. All shapes.....	55
50. Coefficients for moment, thrust, and shear for horizontal passive pressure. Circular shape.....	56
51. Beggs Deformeter apparatus and shape B conduit model.....	58

TABLE

<i>No.</i>	<i>Page</i>
1. Correction factors for different radii of curvature.....	5

INTRODUCTION

This monograph presents the results of the stress analysis, by means of the Beggs Deformeter apparatus,¹ of nine shapes of single-barrel conduits. A partial analytical check was made using the least work method to determine the redundant reactions for all shapes due to a uniform vertical load and a uniform horizontal load.

All personnel of the Experimental Design Analysis Section, including several rotation engineers who had training assignments in the section, assisted in the experimental work and computations. In particular, the assistance of W. T. Moody in computing the analytical solutions, and the work of H. E. Willmann, who prepared the drawings and also assisted in the experimental work and computations, is gratefully acknowledged.

The nine shapes of conduits studied are those most widely used in Bureau of Reclamation structures. All except shape D and the square shape have semicircular top portions of uniform thickness. They can be further described as follows:

1. Shape A: horseshoe-shaped interior with a horizontal exterior base.

2. Shape B: circular-shaped interior with a horizontal exterior base.

3. Shape C: circular-shaped interior with a curved exterior base.

4. Shape D: circular-shaped interior with a square-shaped exterior.

5. Shape E: uniform thickness with a horizontal base.

6. Shape F: uniform thickness of horseshoe shape.
























7. Shape G: transition between shape B and shape E with fillets of $\frac{1}{2}r$ radius in lower interior corners.

8. Circular shape of uniform thickness.

9. Square shape of uniform thickness.

Reaction coefficients for bending moment, thrust, and shear at selected locations along the centroidal axis of the conduits have been determined for 15 different loading conditions.

The 15 loading conditions considered are as follows:

1.  top with  foundation.
2.  top with  foundation.
3.  top with  foundation.
4.  top with  foundation.
5.  top with  foundation.
6.  top with  foundation.
7.  top with  foundation.
8.  top with  foundation.
9. Dead load with  foundation.
10. Uniform horizontal both sides.
11.  horizontal both sides.
12. Uniform internal radial.
13.  internal radial with  foundation.
14.  internal radial with  foundation.
15.  external hydrostatic including dead load.

Figures 1, 2, and 3 show cross sections of each shape, giving the dimensions and the location of points at which the reaction coefficients have been determined.

Each shape was analyzed for three values of crown thickness, t , expressed in terms of the internal crown radius, r . These three values were $t=r/2$, $t=r/3$, and $t=r/6$. A conduit of unit length was considered in the analysis. Bending moment, thrust, and shear coefficients were determined at the various locations shown, and are expressed in terms of unit intensity of loading and unit internal crown radius. Multiplying the reaction coefficient by the proper load factor gives the total bending moment, thrust, or shear at the centroid of the section under consideration.

¹ See Appendix for description of this instrument.

APPLICATION

The reaction coefficients determined in the study are tabulated in figures 4 through 50 for the various shapes and loading conditions. The reaction coefficients are given for points on the right side of the conduits only, since the conduits and loadings are symmetrical about the vertical centerline. The shear reactions on the left side of the vertical centerline will have an opposite sign from those given for the points on the right side.

Consistent units should be employed when using these data. Thus, if loads are expressed in pounds per square inch, all dimensions of the conduit must be expressed in inches. The bending moment will then be in inch-pounds per inch of conduit length and the thrust and shear in pounds per inch of conduit length. If the load is expressed in terms of pounds per square foot, the dimensions of the conduit must be expressed in feet, and the bending moment will be in foot-pounds per foot of conduit length and the thrust and shear in pounds per foot of conduit length. It will be noted that the bending moment in inch-pounds per inch is numerically equal to the bending moment in foot-pounds per foot.

One should bear in mind that this analysis assumes no restraint to the deformation of the conduit.

In some cases this restraint, or passive pressure, may be important. Some work on passive pressures on tunnel linings through rock has been done by R. S. Sandhu.³ By using his method for determining the intensity of the passive pressure, and using the moment, thrust, and shear coefficients

for a circular conduit given by figure 50, the effect of restraint may be approximated.

The foundation load distribution due to vertical load on the conduit must be assumed and is influenced by the modulus of elasticity of the foundation material. As the foundation modulus increases, the foundation load distribution approaches a concentration at the outside corners of the conduit, and as it decreases the load approaches a uniform distribution. For all vertical loading conditions except three, two distributions were assumed, viz., uniform, and triangular with zero at the center and maximum at the outside corners.

For the dead load the assumed foundation reaction is minimum at the center varying linearly to a maximum at the outside corners, with the intensity at the center equal to the intensity of the weight of the conduit at the center of the base.

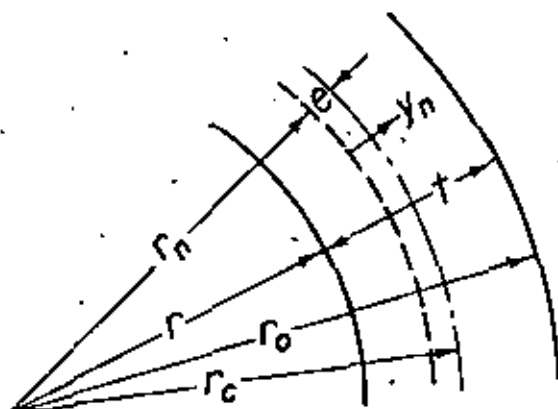
For the triangular internal radial load the assumed foundation reactions were uniform, and triangular with zero at the outsides and maximum at the center.

For the triangular external hydrostatic load, including dead load, the unit weight of the conduit material and the unit weight of water were assumed to be 150 and 62.4 pounds per cubic foot, respectively. With these assumptions the weight of the conduit for the $t=r/6$ case, except shape D, is less than the uplift, causing the conduit to float. The reaction is assumed to be uniformly distributed across the top. The coefficients for this assumption (conduit floating) are given in figure 49. In the other figures of this loading condition, tension is assumed to develop uniformly along the foundation.

³ Sandhu, R. S., "Design of Concrete Linings for Large Underground Conduits," *Journal of the American Concrete Institute*, December 1961, pp. 737-750.

DETERMINATION OF NORMAL STRESS DISTRIBUTION

In a curved beam the neutral axis will not be coincident with the centroidal axis, and the normal stress distribution on radial lines, due to moment, will not be linear. However, the radius to the neutral axis and the normal stress distribution may be determined by the following equations, derived from the Winkler-Bach theory for curved beams:¹



$$r_n = \frac{t}{\ln(r_o/r)} \quad (1)$$

where

- r_n is the radius to the neutral axis
- r is the internal radius
- r_o is the external radius
- t is the wall thickness ($r_o - r$)
- \ln is the log to the base e ,

$$\sigma_s = \frac{T}{t} + \frac{My_n}{(r_n + y_n)t} \quad (2)$$

where

- σ_s is the normal stress in the tangential direction
- M is the bending moment at the centroidal axis

¹ Murphy, Glenn, *Advanced Mechanics of Materials*, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 1946, pp. 217-219.

- T is the thrust at the centroidal axis
- y_n is the distance from the neutral axis to the point of interest (positive outward)
- e is the distance from the centroidal axis to the neutral axis.

As t decreases e approaches zero, and the σ_s distribution approaches linearity.

σ_s , as computed by equation (2), is only for a constant thickness section. Where the section thickness is not constant, the distribution of stresses must be determined by some other method, such as photoelasticity.

The extreme fiber stress in a constant thickness curved beam due to bending moment may be determined by the equation:

$$\sigma_s = K \frac{Mt}{2I} \quad (3)$$

where

- σ_s is the extreme fiber stress
- M is the bending moment at the section
- t is the width of the section
- I is the moment of inertia of the section
- K is the factor by which the extreme fiber stress, assuming linear distribution, is modified to correct for curvature.

The following equation for K was obtained by equating equations (2) and (3):

$$K = \frac{ty_n}{6(r_n + y_n)e} \quad (4)$$

The values of K and e for the t/r ratios used in this study are tabulated below:

TABLE 1.—Correction factors for different radii of curvature

t	K		e
	Inside fiber	Outside fiber	
$r/2$	1.153	0.880	0.0168r
$r/3$	1.105	0.912	0.0080r
$r/6$	1.054	0.951	0.0021r

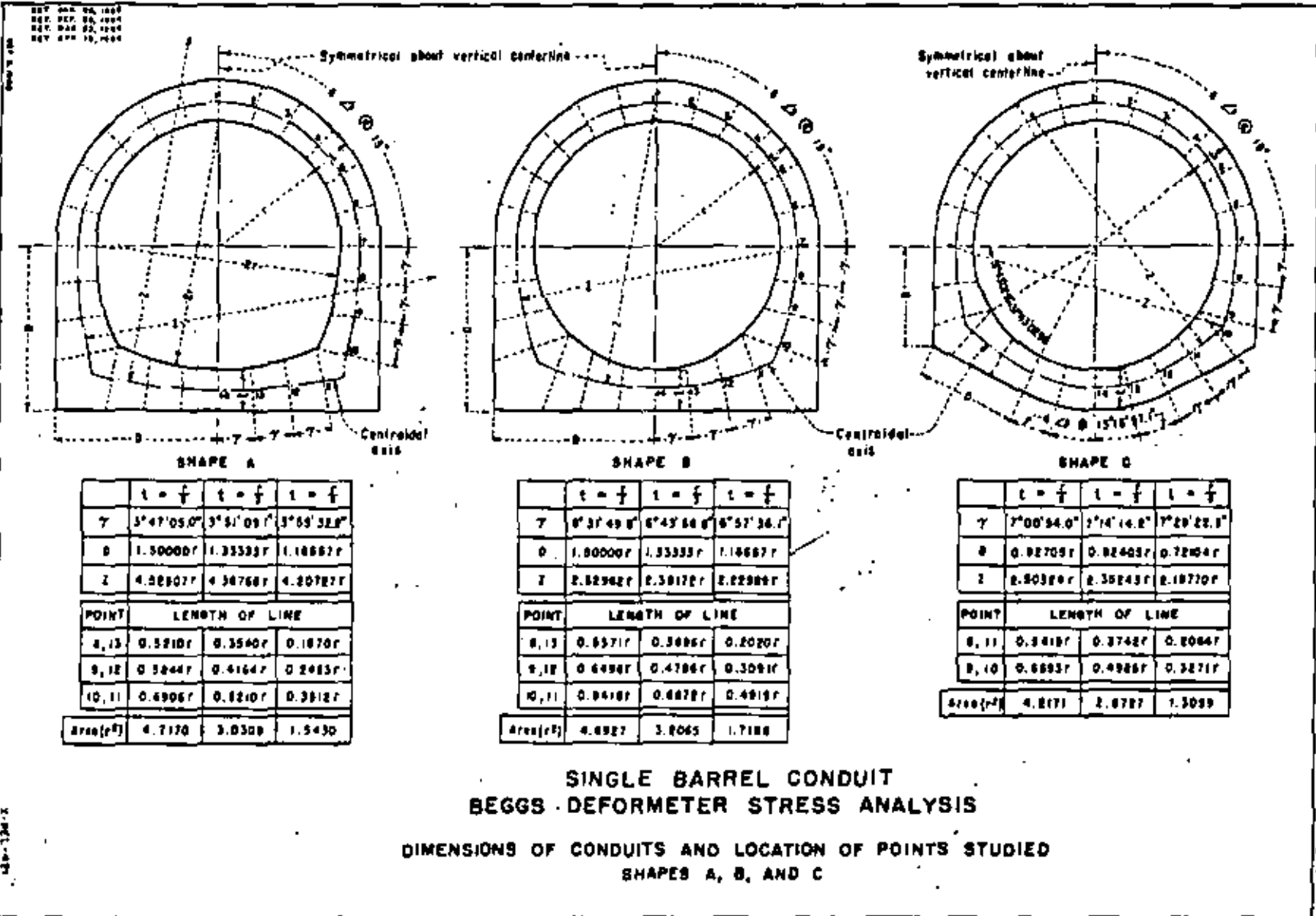
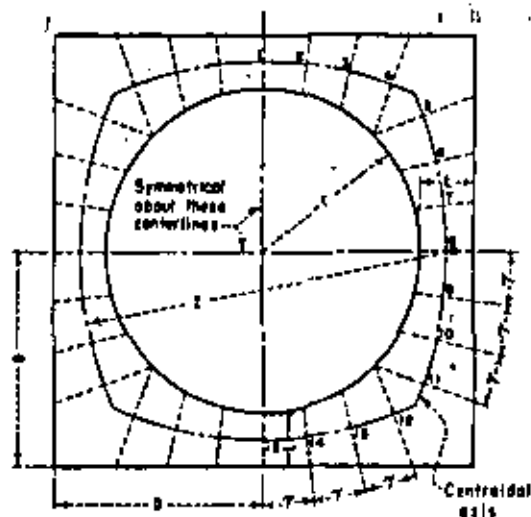


FIGURE 1

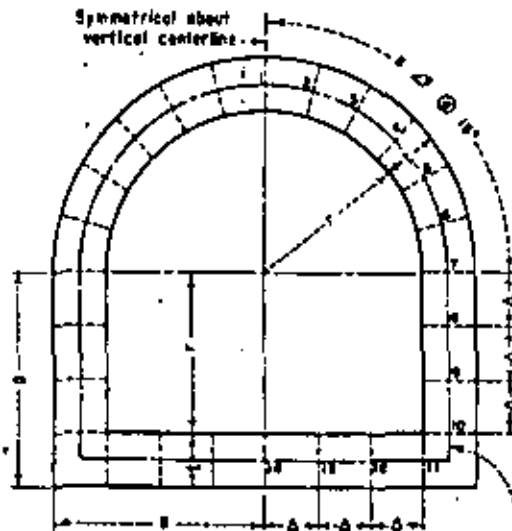
MS-28, 1968



SHAPE D

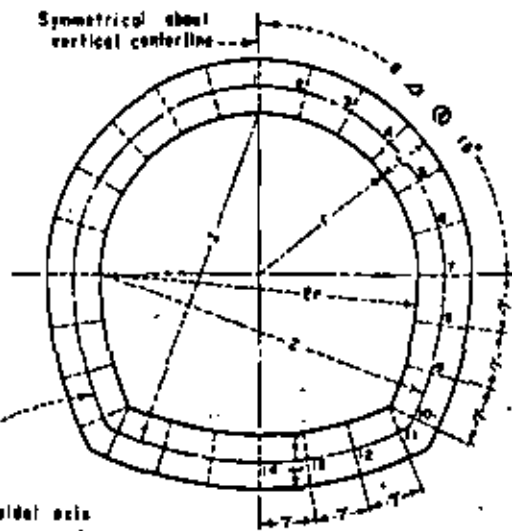
	$t = \frac{f}{2}$	$t = \frac{f}{3}$	$t = \frac{f}{4}$
γ	6° 31' 49.0"	8° 43' 34.6"	8° 57' 38.1"
Δ	1.50000r	1.33333r	1.16667r
z	2.52982r	2.38172r	2.22989r
Area(r^2)	3.8564	3.9694	2.3028

For length of lines for Points 2 thru 7
and 8 thru 14, see Shape B.



SHAPE E

	$t = \frac{f}{2}$	$t = \frac{f}{3}$	$t = \frac{f}{4}$
Δ	0.33333r	0.33333r	0.33333r
b	1.50000r	1.33333r	1.16667r
Area(r^2)	4.4035	2.7773	1.8889



SHAPE F

	$t = \frac{f}{2}$	$t = \frac{f}{3}$	$t = \frac{f}{4}$
γ	8° 05' 14.2"	8° 05' 54.2"	8° 05' 34.2"
z	2.29000r	2.16667r	2.08333r
Area(r^2)	4.0588	2.8301	1.771

SINGLE BARREL CONDUIT BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS

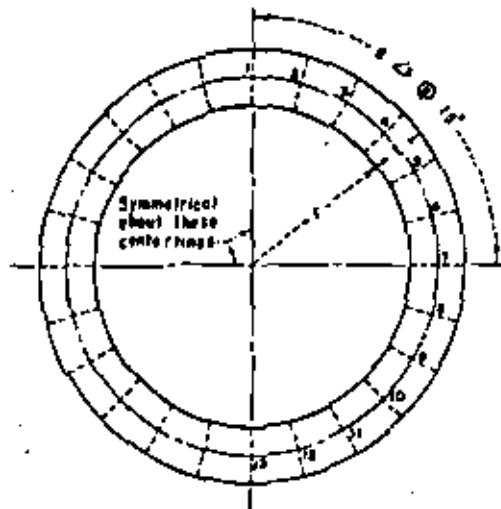
DIMENSIONS OF CONDUITS AND LOCATION OF POINTS STUDIED
SHAPES D, E, AND F

X-MEL-103E

B-21074

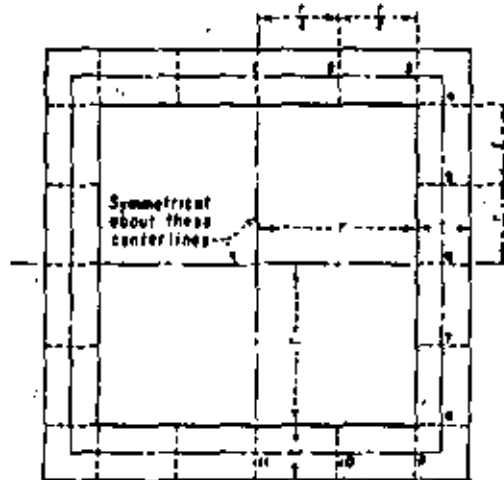
REV MAR 23, 1968
REV APR 16, 1968

SEP 08, 1968



CIRCULAR

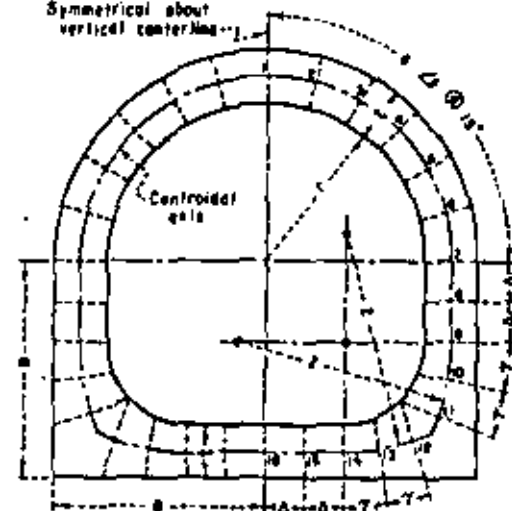
	$t = \frac{1}{2}$	$t = \frac{1}{3}$	$t = \frac{1}{4}$
Area (in ²)	3.9270	2.6435	1.1246



SQUARE

	$t = \frac{1}{2}$	$t = \frac{1}{3}$	$t = \frac{1}{4}$
Area (in ²)	5.0000	3.1111	1.4444

Symmetrical about vertical centerline



SHAPE G

	$t = \frac{1}{2}$	$t = \frac{1}{3}$	$t = \frac{1}{4}$
γ	9°03'29.1"	8°31'20.4"	10°05'59.8"
Δ	0.65000r	0.25000r	0.25000r
θ	1.50000r	1.33333r	1.16667r
Z	1.47711r	1.35488r	1.19089r

POINT	LENGTH OF LINE		
10, 13	0.3442r	0.3781r	0.2078r
11, 12	0.6408r	0.2078r	0.3336r

Area (in ²)	$t = \frac{1}{2}$	$t = \frac{1}{3}$	$t = \frac{1}{4}$
	4.3708	2.4846	1.3968

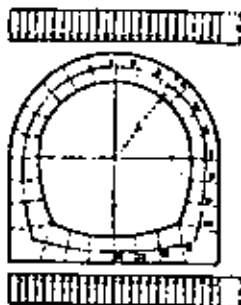
SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS

DIMENSIONS OF CONDUITS AND LOCATION OF POINTS STUDIED
SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND G

E-PCL-1033

FIGURE 3

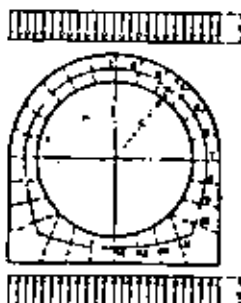
SHAPE A



$t = \frac{1}{2}$ $t = \frac{1}{2}$ $t = \frac{1}{2}$

POINT	$\frac{M}{wL^2}$	$\frac{T}{wL}$	$\frac{S}{wL}$	$\frac{M}{wL^2}$	$\frac{T}{wL}$	$\frac{S}{wL}$	$\frac{M}{wL^2}$	$\frac{T}{wL}$	$\frac{S}{wL}$
1	+0.557	+0.033	0	+0.517	+0.030	0	+0.274	+0.031	0
2	+0.360	+0.152	+0.366	+0.274	+0.118	+0.323	+0.235	+0.108	+0.284
3	+0.175	+0.403	+0.633	+0.159	+0.360	+0.562	+0.152	+0.318	+0.490
4	-0.004	+0.773	+0.727	-0.004	+0.688	+0.643	-0.008	+0.600	+0.562
5	-0.183	+1.141	+0.621	-0.183	+1.019	+0.531	-0.147	+0.839	+0.479
6	-0.512	+1.408	+0.343	-0.343	+0.279	+0.308	-0.266	+1.096	+0.262
7	-0.939	+1.500	-0.033	-0.514	+1.353	-0.030	-0.274	+1.167	-0.031
8	-0.927	+1.495	-0.132	-0.292	+1.328	-0.120	-0.264	+1.182	-0.110
9	-0.273	+1.483	-0.250	-0.244	+1.317	-0.209	-0.213	+1.158	-0.180
10	-0.190	+1.464	-0.328	-0.169	+1.300	-0.297	-0.147	+1.134	-0.268
11	+0.042	+0.157	-0.947	+0.004	+0.156	-0.815	-0.031	+0.153	-0.882
12	+0.261	+0.051	-0.633	+0.216	+0.052	-0.612	+0.174	+0.050	-0.590
13	+0.394	-0.018	-0.517	+0.345	-0.010	-0.507	+0.298	-0.010	-0.296
14	+0.439	-0.033	0	+0.388	-0.030	0	+0.340	-0.031	0

SHAPE B

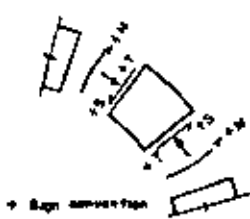


POINT	$\frac{M}{wL^2}$	$\frac{T}{wL}$	$\frac{S}{wL}$	$\frac{M}{wL^2}$	$\frac{T}{wL}$	$\frac{S}{wL}$	$\frac{M}{wL^2}$	$\frac{T}{wL}$	$\frac{S}{wL}$
1	+0.553	+0.028	0	+0.511	+0.030	0	+0.263	+0.030	0
2	+0.304	+0.127	+0.368	+0.268	+0.118	+0.326	+0.227	+0.115	+0.282
3	+0.170	+0.389	+0.656	+0.149	+0.359	+0.563	+0.182	+0.325	+0.486
4	-0.012	+0.770	+0.750	-0.012	+0.688	+0.644	-0.015	+0.610	+0.586
5	-0.182	+1.138	+0.625	-0.178	+1.015	+0.552	-0.152	+0.824	+0.472
6	-0.521	+1.407	+0.368	-0.293	+1.252	+0.305	-0.248	+1.098	+0.255
7	-0.582	+1.500	-0.024	-0.321	+1.333	-0.030	-0.277	+1.167	-0.034
8	-0.330	+1.487	-0.198	-0.291	+1.321	-0.186	-0.247	+1.153	-0.178
9	-0.248	+1.455	-0.356	-0.217	+1.290	-0.339	-0.180	+1.125	-0.318
10	-0.119	+1.409	-0.329	-0.161	+1.241	-0.487	-0.074	+1.078	-0.452
11	+0.069	+0.305	-0.941	+0.044	+0.296	-0.890	+0.030	+0.278	-0.858
12	+0.240	+0.118	-0.634	+0.224	+0.113	-0.600	+0.202	+0.101	-0.568
13	+0.381	+0.008	-0.518	+0.341	+0.004	-0.502	+0.311	-0.004	-0.285
14	+0.423	-0.028	0	+0.380	-0.030	0	+0.341	-0.030	0

SHAPE C



POINT	$\frac{M}{wL^2}$	$\frac{T}{wL}$	$\frac{S}{wL}$	$\frac{M}{wL^2}$	$\frac{T}{wL}$	$\frac{S}{wL}$	$\frac{M}{wL^2}$	$\frac{T}{wL}$	$\frac{S}{wL}$
1	+0.368	-0.004	0	+0.328	-0.008	0	+0.286	-0.015	0
2	+0.318	+0.097	+0.576	+0.283	+0.082	+0.325	+0.246	+0.063	+0.296
3	+0.180	+0.372	+0.651	+0.160	+0.316	+0.581	+0.152	+0.278	+0.513
4	+0.004	+0.742	+0.753	+0.008	+0.661	+0.672	-0.011	+0.573	+0.594
5	-0.197	+1.123	+0.653	-0.172	+0.995	+0.684	-0.160	+0.867	+0.518
6	-0.535	+1.399	+0.379	-0.301	+1.242	+0.341	-0.271	+1.045	+0.306
7	-0.587	+1.500	+0.004	-0.348	+1.333	+0.009	-0.314	+1.187	+0.016
8	-0.560	+1.489	-0.179	-0.326	+1.324	-0.160	-0.296	+1.159	-0.137
9	-0.277	+1.456	-0.380	-0.253	+1.293	-0.326	-0.235	+1.131	-0.287
10	-0.182	+0.940	-0.374	-0.188	+0.779	-0.683	-0.185	+0.719	-0.749
11	+0.031	+0.342	-0.809	+0.016	+0.498	-0.723	-0.010	+0.455	-0.846
12	+0.209	+0.303	-0.588	+0.172	+0.274	-0.530	+0.138	+0.241	-0.460
13	+0.318	+0.043	-0.535	+0.274	+0.078	-0.494	+0.223	+0.076	-0.257
14	+0.358	+0.004	0	+0.309	+0.008	0	+0.253	+0.015	0



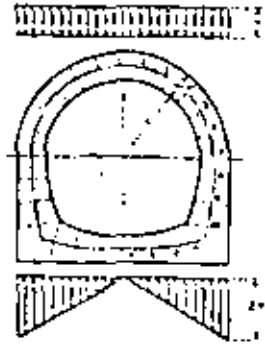
**SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS**

COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
- UNIFORM VERTICAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION

SHAPES A, B, AND C

MAY 1967, Vol. 95, No. 5

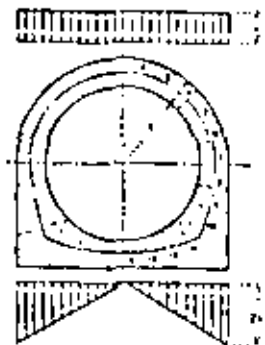
SHAPE A



$1 = \frac{r}{t}$ $1 = \frac{r}{t}$ $1 = \frac{r}{t}$

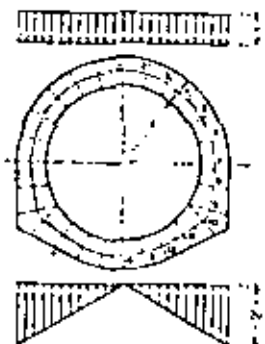
POINT	$\frac{M}{Eh^2}$	$\frac{T}{Eh}$	$\frac{S}{Eh}$	$\frac{M}{Eh^2}$	$\frac{T}{Eh}$	$\frac{S}{Eh}$	$\frac{M}{Eh^2}$	$\frac{T}{Eh}$	$\frac{S}{Eh}$
1	+0.302	+0.132	0	+0.280	+0.115	0	+0.244	+0.102	0
2	+0.257	+0.215	+0.344	+0.243	+0.199	+0.304	+0.209	+0.157	+0.295
3	+0.338	+0.429	+0.205	+0.337	+0.431	+0.257	+0.413	+0.342	+0.244
4	+0.025	+0.643	+0.657	+0.015	+0.745	+0.547	+0.015	+0.649	+0.613
5	-0.138	+0.434	+0.235	-0.153	+0.509	+0.485	+0.139	+0.325	+0.217
6	-0.276	+0.434	+0.247	-0.245	+0.773	+0.224	-0.248	+0.315	+0.235
7	-0.243	+0.325	+0.112	-0.255	+0.535	+0.142	-0.224	+0.141	+0.225
8	+0.289	+0.445	+0.231	+0.209	+0.373	+0.275	+0.187	+0.141	+0.225
9	+0.145	+0.475	+0.329	+0.157	+0.574	+0.210	+0.124	+0.442	+0.261
10	-0.213	+0.445	+0.425	-0.233	+0.264	+0.319	-0.237	+0.121	+0.332
11	+0.294	+0.229	+0.427	+0.271	+0.219	+0.354	+0.250	+0.142	+0.332
12	+0.205	+0.326	+0.183	+0.192	+0.074	+0.299	+0.149	+0.142	+0.332
13	+0.250	+0.321	+0.075	+0.239	+0.108	+0.277	+0.231	+0.297	+0.091
14	+0.257	+0.132	0	+0.245	+0.113	0	+0.239	+0.122	0

SHAPE B

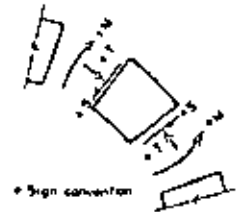


POINT	$\frac{M}{Eh^2}$	$\frac{T}{Eh}$	$\frac{S}{Eh}$	$\frac{M}{Eh^2}$	$\frac{T}{Eh}$	$\frac{S}{Eh}$	$\frac{M}{Eh^2}$	$\frac{T}{Eh}$	$\frac{S}{Eh}$
1	+0.303	+0.135	0	+0.274	+0.118	0	+0.234	+0.104	0
2	+0.258	+0.221	+0.340	+0.234	+0.224	+0.302	+0.201	+0.164	+0.267
3	+0.338	+0.432	+0.202	+0.325	+0.437	+0.214	+0.405	+0.332	+0.244
4	+0.022	+0.645	+0.657	+0.019	+0.751	+0.582	+0.023	+0.646	+0.609
5	-0.135	+0.437	+0.233	-0.157	+0.500	+0.474	+0.140	+0.331	+0.242
6	-0.273	+0.434	+0.245	-0.245	+0.775	+0.218	-0.246	+0.319	+0.235
7	-0.243	+0.329	+0.115	-0.254	+0.533	+0.149	-0.223	+0.141	+0.225
8	+0.289	+0.475	+0.305	+0.138	+0.310	+0.275	+0.172	+0.444	+0.257
9	+0.103	+0.434	+0.470	+0.100	+0.253	+0.425	+0.084	+0.104	+0.384
10	+0.258	+0.368	+0.330	+0.240	+0.210	+0.370	+0.210	+0.141	+0.323
11	+0.123	+0.342	+0.440	+0.05	+0.115	+0.453	+0.103	+0.123	+0.453
12	+0.217	+0.263	+0.101	+0.20	+0.051	+0.232	+0.209	+0.043	+0.311
13	+0.258	+0.324	+0.082	+0.242	+0.110	+0.041	+0.232	+0.107	+0.241
14	+0.265	+0.133	0	+0.254	+0.113	0	+0.240	+0.116	0

SHAPE C



POINT	$\frac{M}{Eh^2}$	$\frac{T}{Eh}$	$\frac{S}{Eh}$	$\frac{M}{Eh^2}$	$\frac{T}{Eh}$	$\frac{S}{Eh}$	$\frac{M}{Eh^2}$	$\frac{T}{Eh}$	$\frac{S}{Eh}$
1	+0.309	+0.103	0	+0.287	+0.095	0	+0.251	+0.085	0
2	+0.263	+0.205	+0.342	+0.245	+0.172	+0.311	+0.217	+0.144	+0.271
3	+0.340	+0.469	+0.205	+0.333	+0.407	+0.215	+0.317	+0.358	+0.245
4	+0.026	+0.627	+0.673	+0.018	+0.727	+0.509	+0.018	+0.629	+0.598
5	-0.136	+0.429	+0.236	-0.144	+0.445	+0.234	+0.149	+0.297	+0.249
6	-0.292	+0.428	+0.270	-0.282	+0.266	+0.251	-0.239	+0.105	+0.239
7	+0.305	+0.300	+0.109	+0.281	+0.133	+0.085	+0.260	+0.141	+0.085
8	+0.244	+0.428	+0.291	+0.210	+0.312	+0.253	+0.219	+0.144	+0.276
9	+0.128	+0.427	+0.449	+0.131	+0.270	+0.416	+0.126	+0.110	+0.383
10	+0.278	+0.339	+0.300	+0.269	+0.217	+0.341	+0.203	+0.139	+0.272
11	+0.064	+0.258	+0.587	+0.053	+0.254	+0.533	+0.043	+0.144	+0.479
12	+0.157	+0.037	+0.317	+0.146	+0.043	+0.277	+0.128	+0.046	+0.238
13	+0.137	+0.057	+0.102	+0.132	+0.047	+0.049	+0.121	+0.049	+0.075
14	+0.205	+0.109	0	+0.189	+0.085	0	+0.167	+0.065	0



**SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS**
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
UNIFORM VERTICAL LOAD-TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
SHAPES A, B, AND C

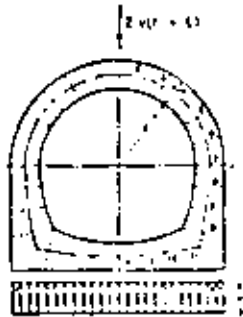
SEP 19, 1954

SEP 4, 1954

696-173

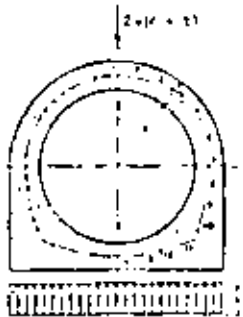
$l = \frac{r}{2}$ $l = \frac{r}{3}$ $l = \frac{r}{4}$

SHAPE A



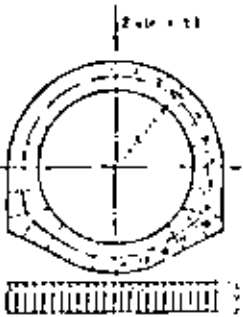
POINT	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$
1	+0.623	-0.240	+1.300	-0.1731	-0.2748	+0.335	+0.712	-0.248	+1.147
2	-0.577	-0.371	+1.387	-0.475	-0.352	+0.230	-0.359	-0.482	+1.079
3	+0.165	+0.958	+1.179	-0.267	+0.852	+1.048	+0.107	-0.713	+0.894
4	-0.474	+0.233	-0.893	-0.54	+0.094	+0.791	-0.123	-0.95	+0.685
5	-0.481	+1.449	-0.542	-0.348	+1.252	-0.681	-0.283	+1.109	-0.428
6	-0.238	+1.311	-0.157	-0.443	+1.143	-0.158	-0.361	+1.259	-0.154
7	-0.519	+0.500	-0.240	-0.834	+0.333	-0.214	-0.352	+0.47	+0.478
8	-0.426	+1.491	-0.345	-0.357	+1.316	-0.371	-0.428	+1.151	-0.263
9	-0.310	+1.451	-0.436	-0.235	+1.292	-0.591	-0.207	+1.151	-0.442
10	-0.145	+1.455	-0.571	-0.274	+1.265	-0.477	-0.097	+1.104	-0.474
11	+0.123	-0.047	-0.877	-0.063	-0.024	-0.957	+0.045	-0.001	-0.911
12	+0.357	-0.157	-0.888	-0.354	-0.130	-0.217	+0.254	-0.107	-0.818
13	+0.427	-0.219	-0.914	-0.439	-0.181	-0.219	+0.317	-0.158	-0.828
14	+0.338	-0.243	0	-0.484	-0.214	0	+0.430	-0.181	0

SHAPE B



POINT	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$
1	+0.643	-0.255	+1.300	-0.465	-0.271	+0.335	+0.700	-0.226	+1.170
2	-0.569	-0.354	+1.313	-0.472	-0.351	+1.251	+0.180	-0.501	+1.070
3	+0.188	+0.971	+1.172	-0.123	+0.858	+1.043	+0.039	-0.752	+0.852
4	-0.189	+1.263	-0.881	-0.125	+0.093	+0.787	+0.129	-0.911	+0.679
5	-0.421	+1.425	-0.529	-0.353	+1.215	-0.475	+0.283	+1.117	-0.405
6	-0.337	+1.315	-0.142	-0.443	+1.147	-0.212	-0.358	+1.182	-0.152
7	-0.513	+0.500	-0.255	-0.837	+0.337	-0.221	-0.357	+0.47	+0.478
8	-0.415	+1.461	-0.424	-0.445	+1.291	-0.376	-0.425	+1.137	-0.265
9	-0.270	+1.428	-0.397	-0.222	+1.245	-0.527	-0.174	+1.083	-0.449
10	-0.078	+1.388	-0.245	-0.251	+1.211	-0.489	-0.064	+1.071	-0.508
11	-0.158	-0.052	-0.877	-0.128	-0.116	-0.956	+0.123	-0.122	-0.918
12	+0.378	-0.107	-0.888	-0.316	-0.073	-0.215	+0.259	-0.062	-0.827
13	+0.450	-0.171	-0.914	-0.401	-0.124	-0.215	+0.321	-0.112	-0.835
14	+0.355	-0.255	0	-0.492	-0.221	0	+0.446	-0.206	0

SHAPE C



POINT	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$
1	+0.651	-0.272	+1.300	-0.684	-0.170	+0.335	+0.724	-0.127	+1.177
2	-0.579	-0.381	+1.374	-0.488	-0.343	+0.244	-0.422	-0.425	+1.054
3	+0.149	-0.934	+1.192	-0.153	+0.871	+1.045	+0.113	-0.694	+0.877
4	-0.197	+1.211	-0.911	-0.157	+0.062	+0.822	+0.189	-0.915	+0.721
5	-0.443	+1.425	-0.566	-0.383	+1.247	-0.516	+0.353	+1.054	-0.473
6	-0.374	+1.304	-0.187	-0.470	+1.177	-0.279	-0.394	+1.160	-0.179
7	-0.554	+0.500	-0.277	-0.871	+0.333	-0.175	-0.427	+0.47	+0.477
8	-0.468	+1.461	-0.394	-0.398	+1.304	-0.538	-0.343	+1.105	-0.278
9	-0.318	+1.424	-0.369	-0.271	+1.248	-0.499	-0.242	+1.094	-0.405
10	-0.094	-0.078	-1.115	-0.083	-0.044	-1.001	+0.190	-0.043	-0.944
11	-0.067	-0.062	-0.929	-0.054	-0.049	-0.925	+0.029	-0.037	-0.926
12	+0.228	+0.110	-0.895	-0.244	+0.017	-0.210	+0.188	+0.119	-0.824
13	+0.409	-0.127	-0.914	-0.325	-0.087	-0.218	+0.245	-0.062	-0.833
14	+0.456	-0.212	0	-0.312	-0.172	0	+0.320	-0.127	0



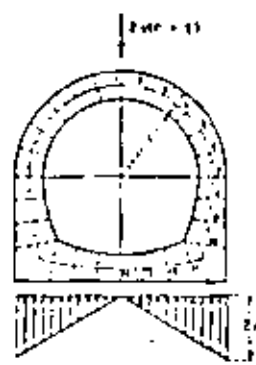
SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 CONCENTRATED VERTICAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
 SHAPES A, B, AND C

$\lambda = \frac{r}{2}$

$\lambda = \frac{r}{3}$

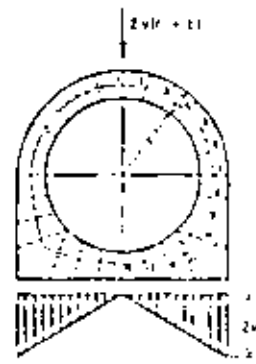
$\lambda = \frac{r}{6}$

SHAPE A



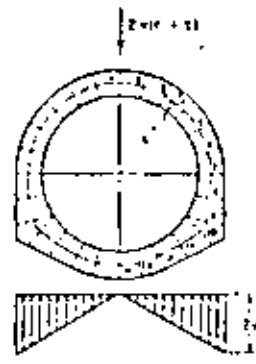
POINT	$\lambda = \frac{r}{2}$			$\lambda = \frac{r}{3}$			$\lambda = \frac{r}{6}$		
	M	F	S	M	F	S	M	F	S
1	+1.007	-2.340	+2.500	+0.471	-2.237	+1.333	+0.643	-2.274	+1.61
2	+0.938	-2.718	+1.361	+0.444	-2.632	+1.241	+0.245	-2.449	+0.87
3	+0.176	-2.104	+1.121	+0.104	-2.924	+1.006	+0.044	-2.575	+0.901
4	-0.195	-1.301	-0.820	-0.263	-1.193	-0.733	+0.130	-1.206	-0.444
5	-0.434	-1.469	-0.555	-0.339	-1.303	-0.440	+0.274	-1.134	-0.242
6	-0.489	-1.337	-0.260	-0.441	-1.165	-0.059	+0.233	-1.143	-0.255
7	-0.443	-1.309	-0.340	-0.374	-1.138	-0.247	+0.305	-1.147	-0.258
8	-0.327	-1.164	-0.244	-0.274	-1.310	-0.246	+0.219	-1.144	-0.255
9	-0.182	-1.142	-0.134	-0.144	-1.287	-0.475	+0.112	-1.174	-0.411
10	-0.074	-1.144	-0.624	-0.023	-1.242	-0.554	+0.018	-1.070	-0.512
11	+0.172	-22.2	-0.564	+0.143	-2.461	-0.521	+0.224	-0.410	-0.724
12	+0.297	-0.301	-0.311	+0.271	-0.254	-0.319	+0.265	-0.212	-0.332
13	+0.347	-0.115	-0.089	+0.333	-0.231	-0.090	+0.349	-0.152	-0.082
14	+0.337	-0.340	0	+0.347	-0.227	0	+0.328	-0.256	0

SHAPE B



POINT	$\lambda = \frac{r}{2}$			$\lambda = \frac{r}{3}$			$\lambda = \frac{r}{6}$		
	M	F	S	M	F	S	M	F	S
1	+0.534	-2.362	+1.500	+0.829	-2.311	+1.333	+0.643	-2.274	+1.61
2	+0.524	-2.739	+1.315	+0.459	-2.645	+1.274	+0.255	-2.516	+1.053
3	+0.117	-2.065	+1.114	+0.100	-2.936	+1.039	+0.079	-2.629	+0.884
4	-0.200	-1.316	-0.805	-0.165	-1.162	-0.723	+0.134	-1.205	-0.424
5	-0.454	-1.463	-0.497	-0.317	-1.310	-0.334	+0.271	-1.142	-0.215
6	-0.482	-1.342	-0.233	-0.407	-1.168	-0.045	+0.223	-1.150	-0.229
7	-0.429	-1.300	-0.152	-0.364	-1.123	-0.211	+0.287	-1.157	-0.234
8	-0.331	-1.143	-0.130	-0.255	-1.289	-0.463	+0.131	-1.174	-0.423
9	-0.124	-1.139	-0.651	-0.104	-1.224	-0.512	+0.026	-1.064	-0.534
10	-0.037	-1.132	-0.644	-0.047	-1.164	-0.552	+0.110	-0.989	-0.591
11	+0.222	-2.122	-0.136	+0.193	-2.044	-0.724	+0.144	-0.934	-0.725
12	+0.335	-0.293	-0.122	+0.317	-0.237	-0.304	+0.316	-0.234	-0.241
13	+0.367	-0.152	-0.108	+0.354	-0.100	-0.104	+0.347	-0.074	-0.102
14	+0.339	-0.362	0	+0.351	-0.211	0	+0.378	-0.244	0

SHAPE C



POINT	$\lambda = \frac{r}{2}$			$\lambda = \frac{r}{3}$			$\lambda = \frac{r}{6}$		
	M	F	S	M	F	S	M	F	S
1	+0.937	-2.324	+1.500	+0.843	-2.265	+1.333	+0.643	-2.209	+1.61
2	+0.920	-2.701	+1.365	+0.451	-2.624	+1.213	+0.377	-2.502	+1.073
3	+0.168	-2.031	+1.137	+0.105	-2.894	+1.022	+0.090	-2.743	+0.901
4	-0.216	-1.232	-0.831	-0.167	-1.152	-0.756	+0.134	-1.205	-0.424
5	-0.410	-1.431	-0.469	-0.350	-1.287	-0.437	+0.270	-1.114	-0.242
6	-0.519	-1.333	-0.275	-0.331	-1.156	-0.093	+0.251	-1.124	-0.251
7	-0.478	-1.320	-0.124	-0.304	-1.133	-0.265	+0.247	-1.127	-0.249
8	-0.359	-1.149	-0.125	-0.300	-1.283	-0.431	+0.264	-1.130	-0.249
9	-0.149	-1.137	-0.674	-0.149	-1.225	-0.590	+0.142	-1.073	-0.502
10	-0.085	-1.141	-1.049	-0.085	-1.144	-0.553	+0.098	-0.981	-0.569
11	+0.099	-2.065	-0.706	+0.097	-2.027	-0.533	+0.070	-0.928	-0.669
12	+0.216	-0.156	-0.313	+0.210	-0.118	-0.317	+0.178	-0.081	-0.322
13	+0.247	-0.237	-0.182	+0.253	-0.232	-0.129	+0.224	-0.118	-0.108
14	+0.302	-0.324	0	+0.275	-0.265	0	+0.234	-0.201	0



SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 CONCENTRATED VERTICAL LOAD-TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
 SHAPES A, B, AND C

REV. 11/10/55

MS 1, 000

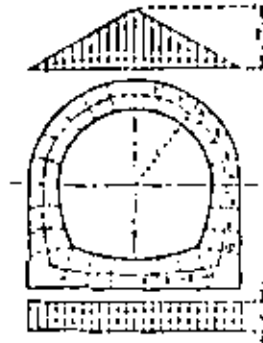
1-221-375

$$1 = \frac{r}{r_0}$$

$$t = \frac{r}{r_0}$$

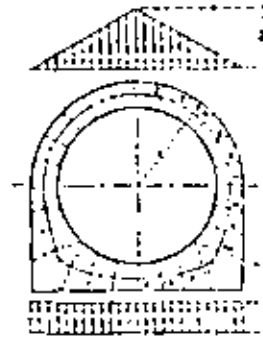
$$s = \frac{r}{r_0}$$

SHAPE A



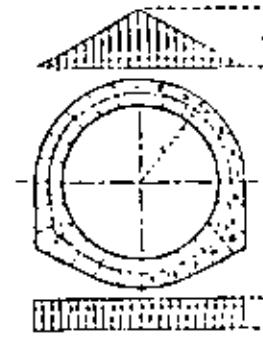
POINT	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r^2}$	$\frac{S}{r^2}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r^2}$	$\frac{S}{r^2}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r^2}$	$\frac{S}{r^2}$
1	+0.511	+0.144	0	+0.444	+0.122	0	+0.377	+0.105	0
2	+0.425	+0.311	+0.475	+0.378	+0.273	+0.549	+0.309	+0.233	+0.481
3	+0.207	+0.684	+0.404	+0.176	+0.653	+0.405	+0.144	+0.528	+0.355
4	+0.055	+1.069	+0.250	+0.357	+0.948	+0.176	+0.245	+0.879	+0.635
5	+0.242	+1.546	+0.111	+0.245	+1.345	+0.545	+0.216	+1.041	+0.427
6	+0.420	+1.484	+0.252	+0.157	+1.318	+0.277	+0.106	+1.151	+0.202
7	+0.438	+1.500	+0.441	+0.378	+1.553	+0.122	+0.319	+1.167	+0.105
8	+0.141	+1.487	+0.739	+0.329	+1.522	+0.244	+0.276	+1.457	+0.185
9	+0.295	+1.468	+0.357	+0.224	+1.304	+0.229	+0.245	+1.441	+0.244
10	+0.180	+1.443	+0.433	+0.153	+1.287	+0.386	+0.126	+1.171	+0.141
11	+0.084	+0.051	+0.968	+0.355	+0.267	+0.934	+0.000	+0.245	+0.957
12	+0.205	+0.056	+0.648	+0.235	+0.237	+0.224	+0.209	+0.073	+0.500
13	+0.441	+0.180	+0.324	+0.127	+0.101	+0.313	+0.335	+0.295	+0.321
14	+0.488	+0.441	0	+0.431	+0.127	0	+0.374	+0.105	0

SHAPE B



POINT	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r^2}$	$\frac{S}{r^2}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r^2}$	$\frac{S}{r^2}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r^2}$	$\frac{S}{r^2}$
1	+0.504	+0.143	0	+0.434	+0.124	0	+0.364	+0.122	0
2	+0.416	+0.313	+0.416	+0.356	+0.279	+0.571	+0.297	+0.254	+0.476
3	+0.200	+0.681	+0.303	+0.162	+0.619	+0.322	+0.135	+0.543	+0.337
4	+0.061	+1.071	+0.162	+0.352	+0.952	+0.172	+0.254	+0.840	+0.668
5	+0.289	+1.347	+0.113	+0.251	+1.194	+0.544	+0.233	+1.051	+0.488
6	+0.425	+1.484	+0.250	+0.356	+1.418	+0.252	+0.105	+1.157	+0.184
7	+0.442	+1.500	+0.441	+0.380	+1.335	+0.125	+0.314	+1.177	+0.122
8	+0.177	+1.478	+0.337	+0.322	+1.358	+0.245	+0.267	+1.461	+0.242
9	+0.262	+1.459	+0.478	+0.222	+1.267	+0.414	+0.173	+1.101	+0.151
10	+0.101	+1.435	+0.438	+0.150	+1.207	+0.363	+0.127	+1.047	+0.125
11	+0.116	+0.197	+0.940	+0.345	+0.204	+0.924	+0.071	+0.201	+0.846
12	+0.314	+0.007	+0.603	+0.235	+0.178	+0.223	+0.250	+0.020	+0.544
13	+0.445	+0.164	+0.352	+0.127	+0.101	+0.374	+0.367	+0.286	+0.345
14	+0.466	+0.443	0	+0.435	+0.128	0	+0.401	+0.122	0

SHAPE C

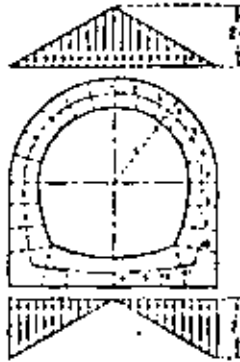


POINT	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r^2}$	$\frac{S}{r^2}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r^2}$	$\frac{S}{r^2}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r^2}$	$\frac{S}{r^2}$
1	+0.524	+0.108	0	+0.455	+0.087	0	+0.389	+0.056	0
2	+0.434	+0.273	+0.625	+0.515	+0.235	+0.591	+0.319	+0.459	+0.491
3	+0.214	+0.656	+0.320	+0.180	+0.571	+0.425	+0.150	+0.466	+0.343
4	+0.054	+1.046	+0.171	+0.353	+0.920	+0.104	+0.251	+0.794	+0.715
5	+0.290	+1.330	+0.143	+0.255	+1.175	+0.584	+0.224	+1.026	+0.523
6	+0.430	+1.475	+0.284	+0.385	+1.308	+0.265	+0.134	+1.140	+0.228
7	+0.467	+1.520	+0.480	+0.418	+1.353	+0.087	+0.361	+1.157	+0.056
8	+0.406	+1.474	+0.290	+0.363	+1.317	+0.243	+0.323	+1.104	+0.203
9	+0.289	+1.424	+0.468	+0.285	+1.271	+0.415	+0.242	+1.113	+0.155
10	+0.150	+0.291	+0.847	+0.488	+0.372	+0.942	+0.195	+0.666	+0.876
11	+0.059	+0.449	+0.813	+0.030	+0.423	+0.779	+0.002	+0.396	+0.885
12	+0.244	+0.224	+0.648	+0.206	+0.193	+0.270	+0.160	+0.184	+0.492
13	+0.379	+0.021	+0.360	+0.312	+0.009	+0.117	+0.250	+0.007	+0.274
14	+0.418	+0.106	0	+0.350	+0.087	0	+0.285	+0.056	0



SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 TRIANGULAR VERTICAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
 SHAPES A, B, AND C

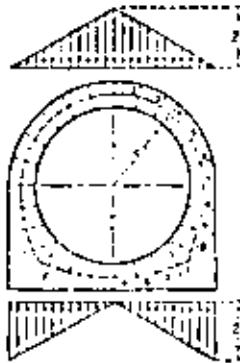
SHAPE A



$x = \frac{1}{2}$ $x = \frac{1}{3}$ $x = \frac{2}{3}$

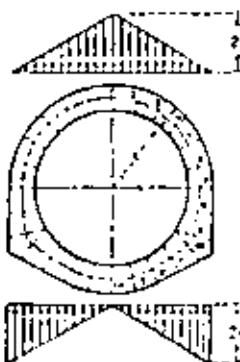
POINT	$\frac{M}{EI}$	$\frac{T}{EI}$	$\frac{S}{EI}$	$\frac{M}{EI}$	$\frac{T}{EI}$	$\frac{S}{EI}$	$\frac{M}{EI}$	$\frac{T}{EI}$	$\frac{S}{EI}$
1	+0.454	+0.212	0	+0.424	+0.204	0	+0.347	+0.177	0
2	+0.322	+0.407	+0.597	+0.331	+0.353	+0.528	+0.242	+0.307	+0.442
3	+0.168	+0.727	+0.854	+0.151	+0.677	+0.764	+0.128	+0.577	+0.664
4	+0.073	+1.155	+0.904	+0.252	+0.824	+0.718	+0.058	+0.473	+0.677
5	+0.275	+1.236	+0.591	+0.235	+1.236	+0.474	+0.231	+1.041	+0.422
6	+0.193	+1.509	+0.155	+0.324	+1.313	+0.149	+0.279	+1.423	+0.1
7	+0.159	+1.552	+0.263	+0.339	+1.315	+0.254	+0.272	+1.4	+0.1
8	+0.252	+1.491	+0.354	+0.235	+1.317	+0.291	+0.251	+1.152	+0.254
9	+0.157	+1.455	+0.435	+0.177	+1.334	+0.341	+0.124	+1.12	+0.354
10	+0.022	+1.423	+0.517	+0.227	+1.245	+0.417	+0.076	+1.125	+0.414
11	+0.431	+0.193	+0.624	+0.154	+0.071	+0.677	+0.291	+0.213	+0.767
12	+0.250	+0.253	+0.250	+0.233	+0.44	+0.137	+0.3	+0.434	+0.251
13	+0.252	+0.235	+0.042	+0.251	+0.193	+0.093	+0.254	+0.177	+0.093
14	+0.156	+0.742	0	+0.244	+0.204	0	+0.275	+0.177	0

SHAPE B



POINT	$\frac{M}{EI}$	$\frac{T}{EI}$	$\frac{S}{EI}$	$\frac{M}{EI}$	$\frac{T}{EI}$	$\frac{S}{EI}$	$\frac{M}{EI}$	$\frac{T}{EI}$	$\frac{S}{EI}$
1	+0.455	+0.256	0	+0.327	+0.242	0	+0.334	+0.200	0
2	+0.371	+0.415	+0.588	+0.323	+0.375	+0.524	+0.253	+0.329	+0.454
3	+0.161	+0.725	+0.849	+0.144	+0.584	+0.757	+0.116	+0.570	+0.579
4	+0.022	+1.116	+0.735	+0.255	+0.874	+0.754	+0.046	+0.497	+0.677
5	+0.277	+1.423	+0.420	+0.235	+1.423	+0.477	+0.231	+1.042	+0.422
6	+0.175	+1.572	+0.126	+0.313	+1.413	+0.135	+0.27	+1.423	+0.1
7	+0.158	+1.550	+0.252	+0.333	+1.415	+0.217	+0.262	+1.414	+0.2
8	+0.262	+1.462	+0.319	+0.230	+1.422	+0.272	+0.247	+1.154	+0.254
9	+0.117	+1.423	+0.467	+0.169	+1.248	+0.432	+0.077	+1.044	+0.474
10	+0.073	+1.323	+0.518	+0.254	+1.124	+0.557	+0.083	+0.915	+0.575
11	+0.469	+0.077	+0.636	+0.144	+0.076	+0.774	+0.282	+0.21	+0.774
12	+0.277	+0.281	+0.177	+0.244	+0.145	+0.172	+0.256	+0.124	+0.177
13	+0.120	+0.741	+0.035	+0.202	+0.254	+0.033	+0.194	+0.132	+0.037
14	+0.152	+0.750	0	+0.211	+0.242	0	+0.173	+0.200	0

SHAPE C



POINT	$\frac{M}{EI}$	$\frac{T}{EI}$	$\frac{S}{EI}$	$\frac{M}{EI}$	$\frac{T}{EI}$	$\frac{S}{EI}$	$\frac{M}{EI}$	$\frac{T}{EI}$	$\frac{S}{EI}$
1	+0.164	+0.700	0	+0.313	+0.173	0	+0.357	+0.138	0
2	+0.160	+0.972	+0.581	+0.357	+0.325	+0.515	+0.253	+0.267	+0.473
3	+0.173	+0.253	+0.867	+0.154	+0.652	+0.778	+0.129	+0.551	+0.590
4	+0.073	+1.125	+0.811	+0.062	+1.245	+0.734	+0.058	+0.450	+0.544
5	+0.280	+1.346	+0.546	+0.274	+1.222	+0.533	+0.215	+1.040	+0.455
6	+0.393	+1.504	+0.175	+0.345	+1.372	+0.175	+0.302	+1.461	+0.175
7	+0.346	+1.300	+0.220	+0.345	+1.332	+0.125	+0.307	+1.345	+0.135
8	+0.250	+1.452	+0.422	+0.239	+1.301	+0.242	+0.256	+1.193	+0.24
9	+0.140	+1.402	+0.377	+0.142	+1.247	+0.333	+0.142	+1.092	+0.433
10	+0.072	+1.357	+0.481	+0.048	+1.254	+0.503	+0.104	+0.946	+0.621
11	+0.641	+0.162	+0.641	+0.274	+0.151	+0.541	+0.352	+0.162	+0.541
12	+0.202	+0.063	+0.367	+0.175	+0.049	+0.377	+0.152	+0.017	+0.262
13	+0.252	+0.196	+0.128	+0.222	+0.154	+0.103	+0.193	+0.148	+0.091
14	+0.254	+0.723	0	+0.253	+0.155	0	+0.187	+0.135	0



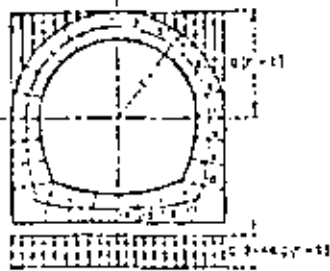
SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
TRIANGULAR VERTICAL LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
SHAPES A, B, AND C

$$l = \frac{r}{2}$$

$$l = \frac{r}{3}$$

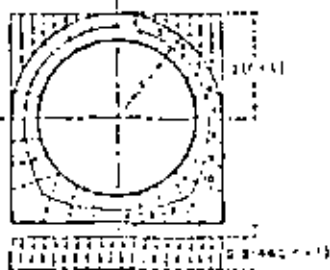
$$l = \frac{r}{4}$$

SHAPE A



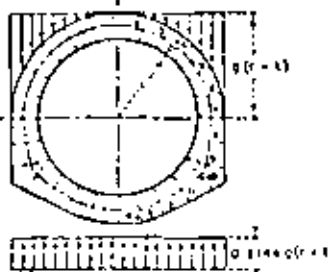
POINT	$l = \frac{r}{2}$			$l = \frac{r}{3}$			$l = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{qr^3}$	$\frac{T}{qr^2}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^3}$	$\frac{T}{qr^2}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^3}$	$\frac{T}{qr^2}$	$\frac{S}{qr}$
1	+0.045	+0.024	0	+0.040	+0.038	0	+0.037	+0.027	0
2	+0.041	+0.050	+0.020	+0.059	+0.016	+0.043	+0.030	+0.025	+0.011
3	+0.034	+0.072	+0.055	+0.034	+0.015	+0.033	+0.023	+0.024	+0.039
4	+0.018	+0.064	+0.141	+0.014	+0.023	+0.123	+0.011	+0.043	+0.081
5	+0.018	+0.073	+0.188	+0.011	+0.174	+0.141	+0.011	+0.135	+0.105
6	+0.047	+0.181	+0.181	+0.027	+0.110	+0.183	+0.025	+0.073	+0.097
7	+0.063	+0.441	+0.054	+0.055	+0.120	+0.031	+0.049	+0.292	+0.027
8	+0.074	+0.485	+0.022	+0.043	+0.151	+0.011	+0.024	+0.297	+0.001
9	+0.028	+0.486	-0.010	+0.062	+0.185	+0.017	+0.023	+0.283	+0.013
10	+0.024	+0.484	-0.042	+0.046	+0.172	+0.024	+0.017	+0.291	+0.033
11	+0.018	+0.484	-0.282	+0.018	+0.154	+0.252	+0.022	+0.079	+0.244
12	+0.057	+0.680	-0.145	+0.047	+0.070	+0.169	+0.027	+0.047	+0.147
13	+0.027	+0.681	-0.248	+0.018	+0.065	+0.215	+0.017	+0.032	+0.272
14	+0.017	+0.681	0	+0.030	+0.054	0	+0.028	+0.027	0

SHAPE B



POINT	$l = \frac{r}{2}$			$l = \frac{r}{3}$			$l = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{qr^3}$	$\frac{T}{qr^2}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^3}$	$\frac{T}{qr^2}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^3}$	$\frac{T}{qr^2}$	$\frac{S}{qr}$
1	+0.046	+0.034	0	+0.019	+0.043	0	+0.033	+0.028	0
2	+0.040	+0.051	+0.022	+0.057	+0.016	+0.016	+0.030	+0.026	+0.011
3	+0.033	+0.028	+0.072	+0.021	+0.010	+0.051	+0.024	+0.010	+0.042
4	+0.018	+0.041	+0.144	+0.012	+0.023	+0.123	+0.010	+0.047	+0.082
5	+0.016	+0.016	+0.183	+0.013	+0.172	+0.149	+0.013	+0.149	+0.110
6	+0.046	+0.193	+0.183	+0.043	+0.109	+0.187	+0.017	+0.078	+0.097
7	+0.018	+0.481	+0.059	+0.041	+0.152	+0.041	+0.017	+0.292	+0.024
8	+0.027	+0.484	+0.021	+0.027	+0.181	+0.022	+0.053	+0.283	+0.001
9	+0.020	+0.484	-0.022	+0.040	+0.174	+0.043	+0.048	+0.285	+0.013
10	+0.044	+0.475	-0.107	+0.040	+0.173	+0.051	+0.031	+0.285	+0.016
11	+0.005	+0.482	-0.282	+0.005	+0.151	+0.257	+0.010	+0.079	+0.244
12	+0.057	+0.684	-0.145	+0.043	+0.072	+0.169	+0.027	+0.047	+0.147
13	+0.027	+0.681	-0.248	+0.018	+0.065	+0.215	+0.017	+0.032	+0.272
14	+0.017	+0.681	0	+0.030	+0.054	0	+0.028	+0.027	0

SHAPE C



POINT	$l = \frac{r}{2}$			$l = \frac{r}{3}$			$l = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{qr^3}$	$\frac{T}{qr^2}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^3}$	$\frac{T}{qr^2}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^3}$	$\frac{T}{qr^2}$	$\frac{S}{qr}$
1	+0.048	+0.061	0	+0.042	+0.040	0	+0.034	+0.036	0
2	+0.045	+0.065	+0.024	+0.040	+0.016	+0.045	+0.032	+0.016	+0.038
3	+0.034	+0.034	+0.076	+0.031	+0.023	+0.036	+0.026	+0.016	+0.044
4	+0.012	+0.025	+0.140	+0.012	+0.021	+0.115	+0.010	+0.036	+0.083
5	+0.019	+0.217	+0.200	+0.016	+0.153	+0.145	+0.014	+0.135	+0.107
6	+0.051	+0.328	+0.171	+0.043	+0.107	+0.134	+0.049	+0.025	+0.101
7	+0.076	+0.483	+0.061	+0.046	+0.122	+0.049	+0.057	+0.282	+0.016
8	+0.064	+0.482	+0.009	+0.071	+0.185	+0.021	+0.068	+0.284	+0.002
9	+0.004	+0.485	-0.052	+0.067	+0.182	+0.037	+0.028	+0.282	+0.041
10	+0.061	+0.372	-0.271	+0.054	+0.157	+0.222	+0.048	+0.264	+0.176
11	+0.005	+0.279	-0.224	+0.005	+0.162	+0.182	+0.007	+0.147	+0.144
12	+0.047	+0.147	+0.163	+0.035	+0.121	+0.110	+0.035	+0.081	+0.101
13	+0.027	+0.034	+0.094	+0.019	+0.067	+0.074	+0.043	+0.053	+0.047
14	+0.024	+0.067	0	+0.017	+0.049	0	+0.050	+0.034	0

NOTE: q represents the weight per unit volume of soil cover on the arch of the conduit section in units consistent with those of the radius r .

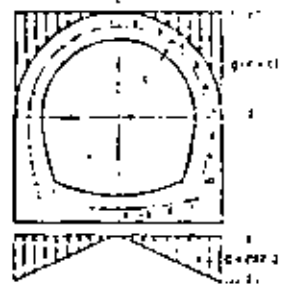


**SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS**
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
VERTICAL ARCH LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
SHAPES A, B, AND C

REL. APP. 15, 1958

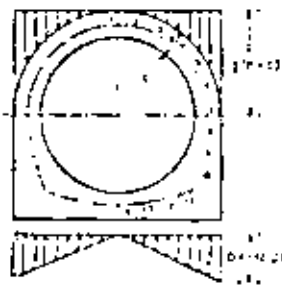
$t = \frac{r}{2}$ $t = \frac{r}{3}$ $t = \frac{r}{6}$

SHAPE A



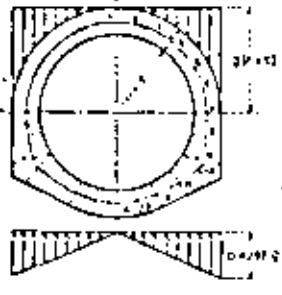
POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{6}$		
	$\frac{M}{3r^3}$	$\frac{T}{3r^2}$	$\frac{S}{3r}$	$\frac{M}{3r^3}$	$\frac{T}{3r^2}$	$\frac{S}{3r}$	$\frac{M}{3r^3}$	$\frac{T}{3r^2}$	$\frac{S}{3r}$
1	+0.079	-0.077	0	+0.010	-0.015	0	+0.024	-0.031	0
2	+0.021	-0.026	+0.012	+0.073	-0.074	-0.007	+0.014	-0.014	-0.006
3	+0.021	-0.009	+0.011	+0.071	-0.098	+0.041	+0.010	-0.007	-0.011
4	+0.008	-0.002	+0.019	+0.012	-0.010	+0.012	+0.013	-0.014	+0.014
5	-0.041	+0.234	-0.181	+0.009	+0.159	+0.129	-0.001	+0.144	-0.264
6	-0.101	+0.391	-0.310	+0.039	-0.316	-0.274	-0.076	-0.281	-0.207
7	-0.001	-0.001	-0.022	-0.028	+0.172	+0.013	+0.010	-0.280	-0.207
8	-0.043	+0.491	-0.010	-0.015	+0.197	+0.010	-0.031	-0.230	-0.011
9	+0.015	-0.497	-0.022	-0.017	+0.190	+0.019	-0.031	-0.219	-0.011
10	+0.018	+0.474	-0.074	+0.017	+0.177	+0.261	-0.019	+0.200	-0.011
11	+0.009	+0.040	+0.181	+0.001	+0.010	+0.174	+0.012	-0.045	-0.001
12	+0.014	+0.071	-0.083	+0.016	+0.026	+0.016	+0.029	-0.021	+0.013
13	+0.011	+0.071	-0.070	+0.049	-0.017	-0.010	-0.045	+0.010	-0.018
14	+0.012	+0.072	0	+0.050	-0.015	0	+0.042	+0.009	0

SHAPE B



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{6}$		
	$\frac{M}{3r^3}$	$\frac{T}{3r^2}$	$\frac{S}{3r}$	$\frac{M}{3r^3}$	$\frac{T}{3r^2}$	$\frac{S}{3r}$	$\frac{M}{3r^3}$	$\frac{T}{3r^2}$	$\frac{S}{3r}$
1	+0.010	-0.021	0	+0.025	-0.017	0	+0.021	-0.019	0
2	+0.029	-0.002	+0.013	+0.025	-0.045	+0.019	+0.023	-0.006	+0.016
3	+0.023	-0.001	+0.014	+0.024	-0.004	+0.047	+0.019	-0.001	+0.016
4	+0.010	-0.005	+0.016	+0.011	-0.003	+0.018	+0.004	-0.001	+0.013
5	+0.018	+0.231	-0.183	+0.025	-0.185	+0.121	-0.010	+0.144	-0.264
6	+0.011	+0.389	-0.110	+0.010	-0.316	+0.202	-0.047	-0.281	-0.207
7	+0.004	-0.001	-0.024	-0.024	+0.172	+0.013	+0.010	-0.280	-0.207
8	-0.041	+0.489	-0.014	+0.013	+0.191	+0.019	-0.016	-0.219	-0.011
9	+0.014	-0.496	-0.015	-0.016	+0.182	+0.017	-0.016	-0.210	-0.011
10	+0.009	+0.481	-0.076	+0.017	+0.173	+0.261	-0.019	+0.200	-0.011
11	+0.011	+0.041	+0.181	+0.001	+0.010	+0.174	+0.012	-0.045	-0.001
12	+0.014	+0.071	-0.081	+0.016	+0.026	+0.016	+0.029	-0.021	+0.013
13	+0.011	+0.071	-0.081	+0.011	+0.025	+0.010	-0.045	+0.010	-0.018
14	+0.014	+0.072	0	+0.045	-0.017	0	+0.042	-0.009	0

SHAPE C



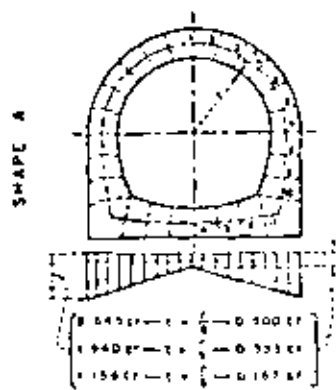
POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{6}$		
	$\frac{M}{3r^3}$	$\frac{T}{3r^2}$	$\frac{S}{3r}$	$\frac{M}{3r^3}$	$\frac{T}{3r^2}$	$\frac{S}{3r}$	$\frac{M}{3r^3}$	$\frac{T}{3r^2}$	$\frac{S}{3r}$
1	-0.023	-0.031	0	-0.010	-0.023	0	+0.021	-0.019	0
2	+0.029	-0.002	+0.014	+0.021	-0.021	+0.024	+0.025	-0.001	+0.009
3	+0.024	-0.002	+0.014	+0.021	-0.000	+0.045	+0.021	-0.001	+0.016
4	+0.006	+0.011	+0.014	+0.010	-0.003	+0.017	+0.004	-0.001	+0.013
5	+0.019	+0.210	-0.149	+0.012	-0.182	+0.132	-0.011	+0.144	-0.264
6	-0.031	+0.397	-0.138	-0.014	+0.318	+0.108	-0.037	-0.281	-0.207
7	-0.050	+0.481	-0.037	-0.047	+0.182	+0.023	-0.041	-0.230	-0.011
8	+0.021	-0.483	-0.074	+0.045	-0.181	+0.025	-0.041	-0.219	-0.011
9	-0.033	+0.476	-0.097	-0.011	+0.175	-0.071	-0.031	-0.200	-0.011
10	-0.029	+0.214	-0.189	-0.025	+0.183	+0.210	-0.021	+0.200	-0.012
11	+0.005	+0.158	-0.192	+0.002	+0.117	+0.128	+0.009	+0.045	-0.001
12	+0.021	+0.071	-0.071	+0.016	+0.045	+0.029	+0.027	-0.010	+0.013
13	+0.031	+0.071	-0.071	+0.011	+0.025	+0.010	-0.045	+0.010	-0.018
14	+0.032	+0.071	0	+0.013	+0.023	0	+0.024	+0.016	0

NOTE: q represents the weight per unit volume of soil cover on the arch of the conduit section in which consistent with those of the radius r .

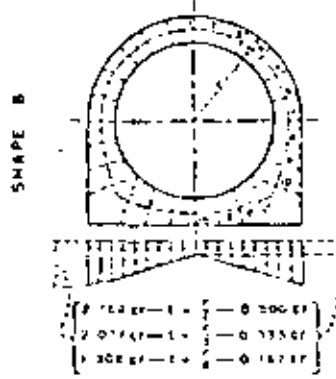


**SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
VERTICAL ARCH LOAD-TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
SHAPES A, B, AND C**

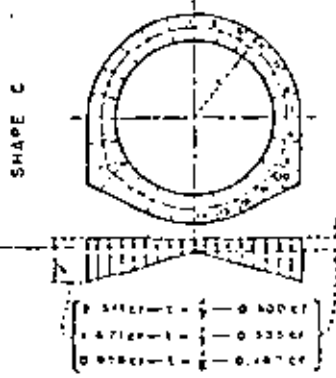
BEGGS DEFORMETER
BEGGS DEFORMETER



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$
1	+0.182	+0.0481	0	+0.118	+0.031	0	+0.051	+0.0081	0
2	+0.118	+0.0281	+0.147	+0.103	+0.0261	+0.0561	+0.050	+0.026	+0.047
3	+0.090	+0.198	+0.253	+0.062	+0.211	+0.478	+0.051	+0.027	+0.045
4	-0.005	+0.371	+0.318	+0.005	+0.771	+0.209	+0.004	+0.296	+0.109
5	-0.105	+0.122	+0.798	+0.059	+0.158	+0.151	+0.026	+0.17	+0.120
6	-0.181	+0.401	+0.127	+0.108	+0.494	+0.177	+0.057	+0.177	+0.047
7	-0.203	+0.388	+0.081	+0.126	+0.411	+0.020	+0.164	+0.284	+0.086
8	-0.175	+0.128	+0.116	+0.116	+0.227	+0.258	+0.058	+0.333	+0.017
9	-0.110	+0.181	+0.212	+0.090	+0.214	+0.120	+0.050	+0.392	+0.048
10	-0.048	+0.150	+0.133	+0.063	+0.132	+0.227	+0.030	+0.422	+0.027
11	+0.041	+0.088	+0.027	+0.017	+0.086	+0.475	+0.052	+0.083	+0.284
12	+0.142	+0.009	+0.292	+0.101	+0.016	+0.719	+0.051	+0.024	+0.137
13	+0.123	+0.061	+0.053	+0.158	+0.066	+0.059	+0.077	+0.026	+0.031
14	+0.196	+0.041	0	+0.119	+0.010	0	+0.075	+0.006	0

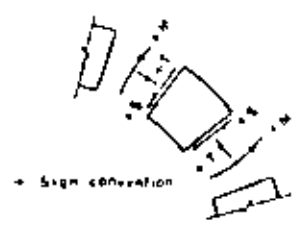


POINT	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$
	1	+0.100	+0.0501	0	+0.111	+0.024	0	+0.054	+0.002
2	+0.156	+0.058	+0.145	+0.081	+0.042	+0.082	+0.047	+0.009	+0.144
3	+0.090	+0.207	+0.218	+0.051	+0.118	+0.148	+0.028	+0.015	+0.081
4	-0.001	+0.383	+0.312	+0.022	+0.777	+0.203	+0.002	+0.098	+0.102
5	-0.101	+0.122	+0.764	+0.051	+0.141	+0.150	+0.027	+0.107	+0.097
6	-0.174	+0.401	+0.123	+0.111	+0.496	+0.116	+0.051	+0.128	+0.044
7	-0.195	+0.382	+0.053	+0.127	+0.411	+0.020	+0.061	+0.284	+0.081
8	-0.159	+0.116	+0.128	+0.111	+0.221	+0.259	+0.056	+0.310	+0.017
9	-0.083	+0.154	+0.212	+0.081	+0.154	+0.120	+0.029	+0.388	+0.048
10	+0.048	+0.107	+0.054	+0.011	+0.117	+0.354	+0.021	+0.370	+0.017
11	+0.071	+0.081	+0.027	+0.016	+0.082	+0.475	+0.018	+0.081	+0.284
12	+0.150	+0.009	+0.277	+0.098	+0.016	+0.750	+0.051	+0.024	+0.137
13	+0.130	+0.060	+0.051	+0.121	+0.009	+0.043	+0.071	+0.006	+0.031
14	+0.191	+0.041	0	+0.130	+0.016	0	+0.074	+0.007	0



POINT	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$
	1	+0.173	+0.045	0	+0.114	+0.008	0	+0.056	+0.008
2	+0.109	+0.066	+0.146	+0.099	+0.024	+0.051	+0.045	+0.005	+0.048
3	+0.082	+0.201	+0.261	+0.058	+0.109	+0.172	+0.029	+0.019	+0.087
4	-0.013	+0.379	+0.315	+0.008	+0.772	+0.210	+0.001	+0.094	+0.102
5	-0.112	+0.128	+0.768	+0.064	+0.127	+0.161	+0.029	+0.109	+0.102
6	-0.186	+0.402	+0.129	+0.118	+0.484	+0.174	+0.054	+0.126	+0.045
7	-0.206	+0.382	+0.055	+0.132	+0.411	+0.020	+0.064	+0.284	+0.089
8	-0.171	+0.125	+0.128	+0.118	+0.227	+0.028	+0.062	+0.354	+0.018
9	-0.096	+0.172	+0.215	+0.089	+0.113	+0.118	+0.044	+0.398	+0.049
10	-0.061	+0.024	+0.192	+0.052	+0.118	+0.317	+0.026	+0.241	+0.254
11	+0.078	+0.081	+0.025	+0.022	+0.086	+0.475	+0.027	+0.084	+0.287
12	+0.148	+0.010	+0.264	+0.074	+0.011	+0.760	+0.051	+0.026	+0.137
13	+0.136	+0.021	+0.054	+0.092	+0.008	+0.059	+0.045	+0.015	+0.024
14	+0.180	+0.041	0	+0.093	+0.008	0	+0.046	+0.009	0

NOTES: c represents the weight per unit volume of concrete or other material in units consistent with those of the radius r.
See Figure 1 for net area of shapes.



SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 DEAD WEIGHT OF CONDUIT
 SHAPES A, B, AND C

REV. SEP. 15, 1988

SEP. 68, 1984

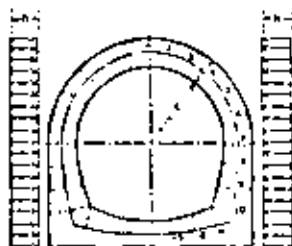
8-PEL-1037

$t = \frac{1}{2}$

$t = \frac{2}{3}$

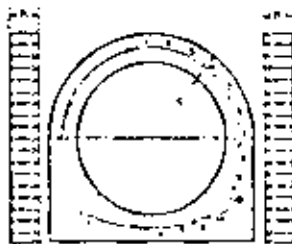
$t = \frac{5}{6}$

SHAPE A



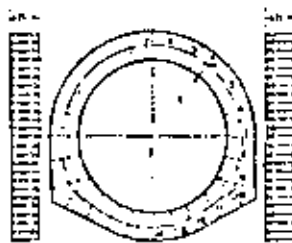
POINT	M HP	T HP	S HP	M HP	T HP	S HP	M HP	T HP	S HP
1	-0.379	+1.520	0	-0.389	+1.549	0	-0.280	+1.469	0
2	-0.328	+1.449	-0.340	-0.349	+1.213	-0.211	-0.245	+1.210	-0.190
3	-0.180	+1.143	-0.640	-0.163	+1.213	-0.341	-0.138	+0.872	-0.370
4	+0.004	0.764	-0.744	+0.025	+0.548	-0.674	+0.028	+0.548	-0.645
5	+0.156	+0.365	-0.667	+0.155	+0.343	-0.531	+0.154	+0.282	-0.521
6	+0.347	+0.166	-0.393	+0.301	+0.091	-0.148	+0.262	+0.076	-0.244
7	+0.397	0	-0.220	+0.351	0	-0.243	+0.351	0	-0.220
8	+0.358	+0.020	-0.291	+0.312	+0.019	-0.248	+0.263	+0.020	-0.291
9	+0.232	+0.061	-0.527	+0.187	+0.080	-0.313	+0.137	+0.061	-0.527
10	+0.020	+0.143	-0.622	+0.017	+0.141	-0.593	+0.263	+0.143	-0.622
11	+0.187	+1.451	-0.241	+0.146	+1.241	-0.263	+0.127	+1.451	-0.241
12	+0.283	+1.467	-0.135	+0.246	+1.326	-0.171	+0.254	+1.451	-0.135
13	+0.343	+1.476	-0.098	+0.293	+1.343	-0.099	+0.266	+1.467	-0.098
14	+0.328	+1.480	0	+0.274	+1.344	0	+0.280	+1.469	0

SHAPE B

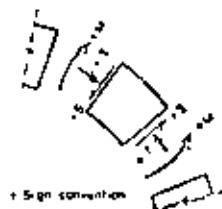


POINT	M HP	T HP	S HP	M HP	T HP	S HP	M HP	T HP	S HP
1	-0.353	+1.491	0	-0.316	+1.123	0	-0.268	+1.145	0
2	-0.310	+1.334	-0.315	-0.272	+1.232	-0.315	-0.217	+1.255	-0.264
3	-0.173	+1.118	-0.645	-0.152	+1.349	-0.371	-0.128	+0.852	-0.432
4	+0.012	+0.744	-0.744	+0.011	+0.548	-0.645	+0.010	+0.548	-0.645
5	+0.158	+0.371	-0.642	+0.176	+0.327	-0.566	+0.145	+0.279	-0.621
6	+0.332	+0.239	-0.367	+0.295	+0.246	-0.321	+0.255	+0.239	-0.367
7	+0.390	0	-0.203	+0.318	0	-0.203	+0.318	0	-0.203
8	+0.337	+0.072	-0.325	+0.273	+0.057	-0.314	+0.271	+0.072	-0.325
9	+0.214	+0.148	-0.637	+0.176	+0.145	-0.608	+0.169	+0.148	-0.637
10	+0.023	+0.335	-0.640	+0.027	+0.329	-0.640	+0.041	+0.329	-0.640
11	+0.160	+1.421	-0.056	+0.149	+1.285	-0.044	+0.141	+1.421	-0.056
12	+0.290	+1.470	-0.041	+0.259	+1.404	-0.044	+0.264	+1.455	-0.041
13	+0.356	+1.439	-0.028	+0.324	+1.337	-0.032	+0.326	+1.421	-0.028
14	+0.353	+1.439	0	+0.346	+1.440	0	+0.326	+1.421	0

SHAPE C



POINT	M HP	T HP	S HP	M HP	T HP	S HP	M HP	T HP	S HP
1	-0.368	+1.510	0	-0.328	+1.346	0	-0.246	+1.452	0
2	-0.318	+1.429	-0.172	-0.273	+1.257	-0.337	-0.246	+1.407	-0.297
3	-0.179	+1.133	-0.654	-0.159	+1.071	-0.384	-0.138	+0.811	-0.379
4	+0.010	+0.757	-0.757	+0.010	+0.678	-0.678	+0.012	+0.671	-0.671
5	+0.200	+0.380	-0.658	+0.180	+0.330	-0.589	+0.181	+0.321	-0.572
6	+0.340	+0.103	-0.384	+0.305	+0.093	-0.146	+0.273	+0.085	-0.310
7	+0.394	0	-0.010	+0.354	0	-0.003	+0.354	0	-0.003
8	+0.350	+0.040	-0.277	+0.314	+0.034	-0.254	+0.282	+0.040	-0.277
9	+0.219	+0.156	-0.604	+0.191	+0.159	-0.617	+0.186	+0.153	-0.571
10	+0.029	+0.379	-0.661	+0.026	+0.370	-0.661	+0.021	+0.363	-0.661
11	+0.037	+0.394	-0.653	+0.023	+0.384	-0.657	+0.023	+0.379	-0.659
12	+0.192	+1.491	-0.536	+0.166	+1.455	-0.327	+0.171	+1.451	-0.536
13	+0.325	+1.443	-0.335	+0.262	+1.250	-0.293	+0.253	+1.421	-0.293
14	+0.344	+1.430	0	+0.297	+1.220	0	+0.245	+1.428	0

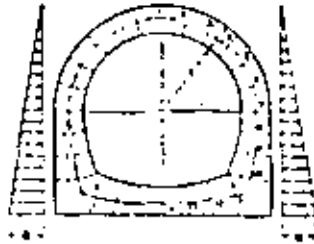


SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 UNIFORM HORIZONTAL LOAD - BOTH SIDES
 SHAPES A, B, AND C

SEE ALSO: 311-488
 311-489 12, 13, 14, 15

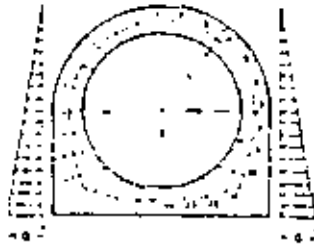
$l = \frac{c}{2}$ $l = \frac{c}{3}$ $l = \frac{c}{6}$

SHAPE A



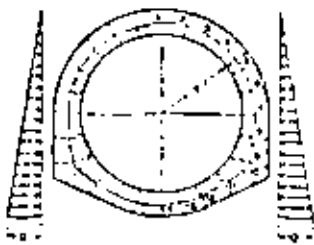
POINT	M D ²	T D ²	S D ²	M D ²	T D ²	S D ²	M D ²	T D ²	S D ²
1	-0.170	0.447	0	-0.153	0.429	0	-0.121	0.360	0
2	-0.151	0.432	0.118	-0.135	0.392	0.126	-0.106	0.347	0.095
3	-0.097	0.352	0.220	-0.089	0.344	0.192	-0.069	0.307	0.217
4	-0.016	0.254	0.294	-0.025	0.266	0.296	-0.011	0.237	0.277
5	-0.075	0.177	0.306	-0.059	0.162	0.278	-0.057	0.146	0.249
6	-0.152	0.063	0.233	-0.137	0.057	0.216	-0.119	0.052	0.183
7	-0.202	0	0.079	-0.172	0	0.071	-0.156	0	0.064
8	-0.200	0.007	0.107	-0.170	0.007	0.049	-0.153	0.004	0.047
9	-0.145	0.041	0.109	-0.118	0.041	0.105	-0.095	0.034	0.100
10	-0.034	0.140	0.549	-0.033	0.111	0.541	-0.025	0.112	0.529
11	-0.021	0.032	0.207	-0.046	0.010	0.184	-0.070	0.019	0.165
12	-0.135	0.241	0.435	-0.131	0.224	0.422	-0.119	0.205	0.410
13	-0.148	0.150	0.264	-0.162	0.097	0.262	-0.143	0.101	0.255
14	-0.175	0.051	0	-0.171	0.059	0	-0.159	0.027	0

SHAPE B

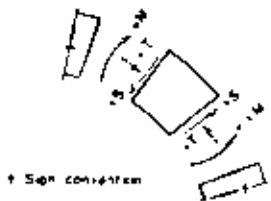


POINT	M D ²	T D ²	S D ²	M D ²	T D ²	S D ²	M D ²	T D ²	S D ²
1	-0.152	0.434	0	-0.139	0.391	0	-0.114	0.317	0
2	-0.144	0.416	0.172	-0.125	0.372	0.191	-0.101	0.315	0.095
3	-0.052	0.308	0.270	-0.078	0.274	0.183	-0.064	0.236	0.177
4	-0.045	0.287	0.282	-0.047	0.255	0.296	-0.028	0.225	0.289
5	-0.072	0.185	0.262	-0.056	0.154	0.247	-0.057	0.137	0.225
6	-0.149	0.025	0.218	-0.124	0.024	0.201	-0.115	0.004	0.187
7	-0.189	0	0.045	-0.169	0	0.038	-0.149	0	0.035
8	-0.186	0.014	0.105	-0.155	0.012	0.109	-0.144	0.012	0.110
9	-0.132	0.076	0.107	-0.110	0.078	0.108	-0.096	0.072	0.109
10	-0.034	0.202	0.542	-0.019	0.199	0.540	-0.007	0.157	0.537
11	-0.053	0.007	0.304	-0.051	0.008	0.313	-0.037	0.016	0.270
12	-0.139	0.041	0.242	-0.127	0.016	0.215	-0.119	0.019	0.192
13	-0.192	0.062	0.172	-0.174	0.031	0.110	-0.159	0.014	0.095
14	-0.205	0.265	0	-0.185	0.042	0	-0.173	0.425	0

SHAPE C



POINT	M D ²	T D ²	S D ²	M D ²	T D ²	S D ²	M D ²	T D ²	S D ²
1	-0.172	0.442	0	-0.153	0.420	0	-0.122	0.364	0
2	-0.152	0.426	0.116	-0.135	0.390	0.104	-0.109	0.312	0.094
3	-0.100	0.317	0.218	-0.081	0.349	0.197	-0.070	0.311	0.182
4	-0.020	0.250	0.290	-0.013	0.265	0.283	-0.011	0.240	0.240
5	-0.069	0.175	0.301	-0.063	0.158	0.274	-0.058	0.146	0.252
6	-0.148	0.061	0.228	-0.135	0.056	0.210	-0.123	0.053	0.193
7	-0.193	0	0.067	-0.176	0	0.067	-0.159	0	0.073
8	-0.199	0.015	0.121	-0.173	0.013	0.114	-0.154	0.011	0.096
9	-0.139	0.088	0.147	-0.118	0.086	0.127	-0.107	0.080	0.100
10	-0.045	0.277	0.409	-0.026	0.257	0.387	-0.028	0.209	0.392
11	-0.003	0.037	0.423	-0.002	0.032	0.370	-0.017	0.048	0.383
12	-0.089	0.009	0.404	-0.087	0.012	0.354	-0.066	0.010	0.300
13	-0.167	0.091	0.236	-0.145	0.074	0.208	-0.127	0.011	0.170
14	-0.197	0.058	0	-0.172	0.033	0	-0.143	0.002	0



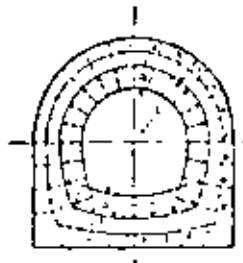
SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 TRIANGULAR HORIZONTAL LOAD - BOTH SIDES
 SHAPES A, B, AND C

$$t = \frac{r}{2}$$

$$t = \frac{r}{3}$$

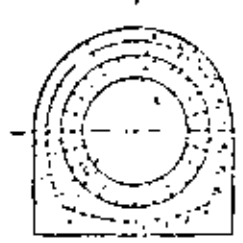
$$t = \frac{r}{6}$$

SHAPE A



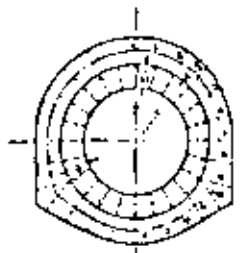
POINT	M DFT	T DFT	S DFT	M DFT	T DFT	S DFT	M DFT	T DFT	S DFT
1	+0.022	-1.015	0	+0.017	-1.046	0	+0.010	-1.035	0
2	+0.020	-1.047	-0.015	+0.015	-1.044	+0.012	+0.009	-1.030	+0.008
3	+0.019	-1.045	-0.021	+0.015	-1.040	+0.023	+0.006	-1.026	+0.016
4	+0.023	-1.036	-0.035	+0.021	-1.037	+0.030	+0.005	-1.023	+0.020
5	+0.014	-1.027	-0.046	+0.020	-1.023	+0.040	+0.003	-1.015	+0.029
6	+0.027	-1.018	-0.052	+0.025	-1.012	+0.045	+0.015	-1.004	+0.038
7	+0.045	-1.000	-0.053	+0.037	-1.000	+0.046	+0.020	-0.991	+0.053
8	+0.039	-0.941	-0.061	+0.021	-0.933	+0.059	+0.014	-0.935	+0.069
9	+0.041	-0.972	-0.075	+0.025	-0.969	+0.064	+0.012	-0.962	+0.076
10	+0.037	-0.956	-0.082	+0.027	-0.942	+0.066	+0.012	-0.957	+0.086
11	+0.032	-0.934	-0.085	+0.026	-0.924	+0.067	+0.011	-0.942	+0.094
12	+0.024	-0.933	-0.087	+0.025	-0.920	+0.067	+0.010	-0.934	+0.101
13	+0.011	-0.945	-0.083	+0.020	-0.931	+0.067	+0.009	-0.925	+0.106
14	+0.013	-0.967	0	+0.020	-0.954	0	+0.009	-0.957	0

SHAPE B



POINT	M DFT	T DFT	S DFT	M DFT	T DFT	S DFT	M DFT	T DFT	S DFT
1	+0.001	-1.075	0	+0.003	-1.077	0	+0.001	-1.073	0
2	+0.006	-1.018	-0.003	+0.005	-1.018	+0.004	+0.001	-1.014	+0.001
3	+0.003	-1.047	-0.010	+0.003	-1.043	+0.008	+0.002	-1.030	+0.009
4	+0.000	-1.015	-0.014	+0.001	-1.012	+0.012	+0.001	-1.000	+0.011
5	+0.005	-1.010	-0.017	+0.001	-1.008	+0.015	+0.001	-1.000	+0.011
6	+0.011	-1.002	-0.021	+0.001	-1.004	+0.018	+0.001	-1.000	+0.011
7	+0.018	-1.000	-0.023	+0.001	-1.000	+0.021	+0.001	-1.000	+0.011
8	+0.007	-0.967	-0.024	+0.001	-0.964	+0.024	+0.001	-0.965	+0.011
9	+0.003	-0.953	-0.024	+0.001	-0.955	+0.024	+0.001	-0.951	+0.011
10	+0.000	-0.947	-0.021	+0.001	-0.942	+0.024	+0.001	-0.939	+0.011
11	+0.001	-0.945	-0.020	+0.001	-0.942	+0.024	+0.001	-0.940	+0.011
12	+0.001	-0.938	-0.020	+0.001	-0.940	+0.024	+0.001	-0.938	+0.011
13	+0.005	-0.970	-0.018	+0.001	-0.971	+0.024	+0.001	-0.970	+0.011
14	+0.047	-0.944	0	+0.013	-0.955	0	+0.007	-0.960	0

SHAPE C

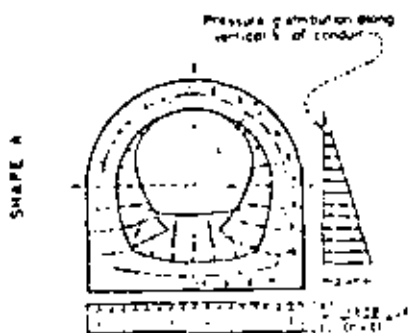


POINT	M DFT	T DFT	S DFT	M DFT	T DFT	S DFT	M DFT	T DFT	S DFT
1	+0.000	-1.005	0	+0.000	-1.005	0	+0.000	-1.000	0
2	0	-1.004	+0.001	+0.000	-1.005	+0.001	+0.001	-1.001	+0.001
3	+0.001	-1.003	+0.003	+0.001	-1.004	+0.003	+0.001	-1.001	+0.002
4	+0.002	-1.004	+0.004	+0.002	-1.003	+0.004	+0.001	-1.000	+0.003
5	+0.003	-1.003	+0.005	+0.003	-1.002	+0.004	+0.002	-1.000	+0.003
6	+0.005	-1.004	+0.006	+0.003	-1.001	+0.005	+0.003	-1.000	+0.003
7	+0.007	-1.000	+0.006	+0.005	-1.000	+0.005	+0.004	-1.000	+0.003
8	+0.009	-0.948	-0.007	+0.011	-0.954	+0.004	+0.010	-0.959	+0.002
9	+0.004	-0.951	-0.009	+0.003	-0.954	+0.008	+0.004	-0.957	+0.002
10	+0.007	-0.949	-0.008	+0.006	-0.951	+0.008	+0.006	-0.951	+0.002
11	+0.005	-0.942	-0.006	+0.006	-0.945	+0.008	+0.005	-0.946	+0.002
12	+0.013	-0.935	-0.003	+0.011	-0.945	+0.008	+0.007	-0.947	+0.002
13	+0.014	-0.934	+0.001	+0.012	-0.935	+0.001	+0.008	-0.931	+0.001
14	+0.014	-0.934	0	+0.012	-0.934	0	+0.008	-0.936	0

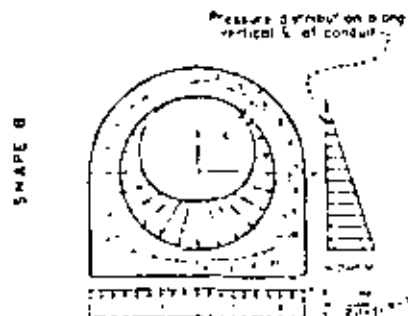
SEE DRAWING FOR
DIMENSIONS AND
MATERIAL SPECIFICATIONS



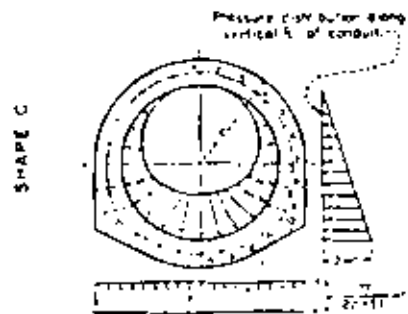
SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
UNIFORM INTERNAL RADIAL LOAD
SHAPES A, B, AND C



POINT	$r = \frac{1}{2}$			$r = \frac{1}{3}$			$r = \frac{1}{4}$		
	$\frac{M}{Eh^3}$	$\frac{T}{Eh^3}$	$\frac{S}{Eh^3}$	$\frac{M}{Eh^3}$	$\frac{T}{Eh^3}$	$\frac{S}{Eh^3}$	$\frac{M}{Eh^3}$	$\frac{T}{Eh^3}$	$\frac{S}{Eh^3}$
1	+0.251	-0.377	0	+0.201	-0.368	0	+0.163	-0.361	0
2	+0.279	-0.358	+0.144	+0.249	-0.366	+0.144	+0.164	-0.370	+0.145
3	+0.310	-0.350	+0.265	+0.315	-0.373	+0.273	+0.160	-0.381	+0.272
4	+0.361	-0.343	+0.392	+0.370	-0.433	+0.340	+0.149	-0.411	+0.342
5	+0.400	-0.335	+0.329	+0.445	-0.344	+0.339	+0.259	-0.349	+0.340
6	+0.451	-0.298	+0.244	+0.478	-0.281	+0.255	+0.273	-0.262	+0.257
7	+0.250	-0.215	+0.077	+0.237	-0.215	+0.096	+0.232	-0.212	+0.094
8	+0.232	-0.207	+0.233	+0.212	-0.205	+0.220	+0.203	-0.196	+0.217
9	+0.123	-0.189	+0.618	+0.101	-0.191	+0.505	+0.078	-0.190	+0.407
10	+0.122	-0.154	+1.035	+0.085	-0.155	+1.064	+0.077	-0.154	+1.061
11	+0.209	-1.119	+0.316	+0.247	-1.140	+0.221	+0.214	-1.141	+0.104
12	+0.140	-1.209	+0.228	+0.167	-1.250	+0.145	+0.130	-1.277	+0.053
13	+0.095	-1.394	+0.179	+0.115	-1.461	+0.099	+0.109	-1.518	+0.049
14	+0.073	-1.453	0	+0.074	-1.472	0	+0.065	-1.459	0



POINT	$r = \frac{1}{2}$			$r = \frac{1}{3}$			$r = \frac{1}{4}$		
	$\frac{M}{Eh^3}$	$\frac{T}{Eh^3}$	$\frac{S}{Eh^3}$	$\frac{M}{Eh^3}$	$\frac{T}{Eh^3}$	$\frac{S}{Eh^3}$	$\frac{M}{Eh^3}$	$\frac{T}{Eh^3}$	$\frac{S}{Eh^3}$
1	+0.151	-0.539	0	+0.117	-0.545	0	+0.145	-0.551	0
2	+0.187	-0.520	+0.119	+0.145	-0.535	+0.130	+0.145	-0.538	+0.129
3	+0.215	-0.449	+0.261	+0.212	-0.478	+0.224	+0.094	-0.467	+0.225
4	+0.013	-0.321	+0.531	+0.024	-0.323	+0.512	+0.001	-0.321	+0.514
5	+0.087	-0.317	+0.235	+0.074	-0.314	+0.254	+0.074	-0.314	+0.254
6	+0.107	-0.248	+0.207	+0.110	-0.271	+0.271	+0.108	-0.281	+0.272
7	+0.215	-0.211	+0.009	+0.212	-0.211	+0.004	+0.207	-0.211	+0.001
8	+0.193	-0.201	+0.230	+0.184	-0.205	+0.215	+0.141	-0.207	+0.214
9	+0.104	-0.168	+0.510	+0.095	-0.169	+0.510	+0.094	-0.169	+0.510
10	+0.054	-0.100	+0.940	+0.051	-0.100	+0.929	+0.022	-0.100	+0.927
11	+0.133	-0.923	+0.019	+0.146	-0.927	+0.013	+0.146	-0.920	+0.174
12	+0.157	-1.241	+0.015	+0.174	-1.221	+0.024	+0.167	-1.267	+0.010
13	+0.156	-1.474	+0.018	+0.156	-1.491	+0.024	+0.070	-1.464	+0.010
14	+0.161	-1.457	0	+0.165	-1.453	0	+0.161	-1.451	0



POINT	$r = \frac{1}{2}$			$r = \frac{1}{3}$			$r = \frac{1}{4}$		
	$\frac{M}{Eh^3}$	$\frac{T}{Eh^3}$	$\frac{S}{Eh^3}$	$\frac{M}{Eh^3}$	$\frac{T}{Eh^3}$	$\frac{S}{Eh^3}$	$\frac{M}{Eh^3}$	$\frac{T}{Eh^3}$	$\frac{S}{Eh^3}$
1	+0.181	-0.516	0	+0.127	-0.514	0	+0.179	-0.521	0
2	+0.165	-0.519	+0.131	+0.195	-0.532	+0.140	+0.154	-0.540	+0.144
3	+0.102	-0.468	+0.245	+0.084	-0.492	+0.242	+0.039	-0.484	+0.243
4	+0.071	-0.395	+0.509	+0.006	-0.405	+0.513	+0.011	-0.416	+0.527
5	+0.091	-0.315	+0.293	+0.090	-0.321	+0.300	+0.074	-0.331	+0.320
6	+0.103	-0.248	+0.207	+0.122	-0.262	+0.244	+0.104	-0.255	+0.237
7	+0.214	-0.215	+0.018	+0.215	-0.215	+0.007	+0.009	-0.215	+0.010
8	+0.190	-0.204	+0.280	+0.184	-0.201	+0.236	+0.197	-0.200	+0.216
9	+0.087	-0.164	+0.606	+0.092	-0.165	+0.591	+0.052	-0.165	+0.571
10	+0.051	-0.110	+0.229	+0.040	-0.111	+0.255	+0.044	-0.111	+0.285
11	+0.001	-0.363	+0.312	+0.012	-0.342	+0.324	+0.004	-0.350	+0.310
12	+0.062	-1.204	+0.408	+0.067	-1.191	+0.398	+0.021	-1.174	+0.340
13	+0.145	-1.391	+0.230	+0.145	-1.381	+0.221	+0.165	-1.361	+0.220
14	+0.163	-1.464	0	+0.164	-1.443	0	+0.161	-1.450	0

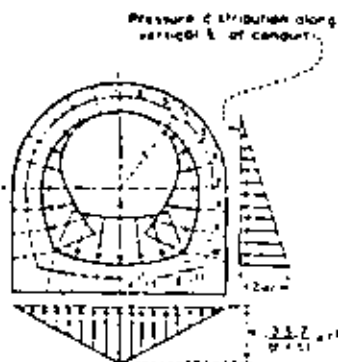
NOTE: r represents the weight per unit volume of material of the barrel with those of the radius r .



**SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS**
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
TRIANGULAR INTERNAL RADIAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
SHAPES A, B, AND C

SEE FIG. 15 FOR DETAILS AND DEFINITIONS

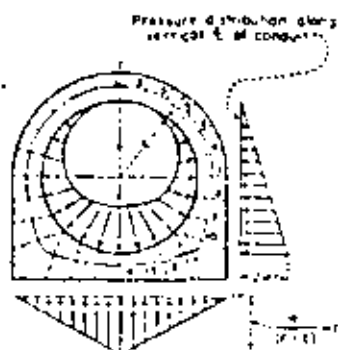
SHAPE A



$t = \frac{r}{2}$ $t = \frac{r}{3}$ $t = \frac{r}{6}$

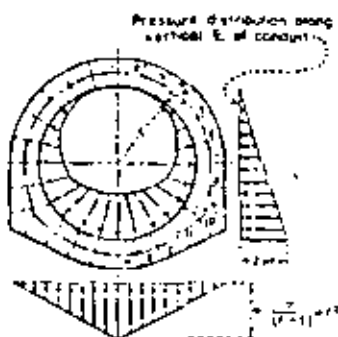
POINT	$\frac{M}{wr^2}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$	$\frac{M}{wr^2}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$	$\frac{M}{wr^2}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$
1	+0.281	-0.592	0	+0.265	-0.591	0	+0.239	-0.591	0
2	+0.252	-0.584	+0.172	+0.239	-0.607	+0.176	+0.214	-0.602	+0.174
3	+0.169	-0.594	+0.320	+0.162	-0.621	+0.322	+0.142	-0.617	+0.323
4	+0.044	-0.501	+0.440	+0.022	-0.504	+0.413	+0.035	-0.504	+0.414
5	-0.000	-0.370	+0.424	-0.023	-0.372	+0.427	-0.024	-0.371	+0.423
6	-0.270	-0.282	+0.352	-0.224	-0.289	+0.354	-0.199	-0.288	+0.355
7	-0.510	-0.219	+0.187	-0.280	-0.215	+0.181	-0.249	-0.215	+0.183
8	+0.325	-0.177	-0.121	-0.303	-0.159	-0.117	-0.271	-0.159	-0.112
9	+0.245	-0.124	-0.508	-0.224	-0.125	-0.503	-0.200	-0.124	-0.501
10	-0.059	-0.132	-0.767	-0.031	-0.135	-0.763	-0.014	-0.133	-0.761
11	+0.171	-0.968	-0.042	+0.149	-0.970	-0.103	+0.124	-0.974	-0.102
12	-0.218	-1.847	-0.128	-0.212	-1.835	-0.222	-0.201	-1.820	-0.211
13	+0.277	-1.256	-0.148	+0.281	-1.253	-0.146	+0.282	-1.251	-0.222
14	+0.237	-1.575	0	+0.216	-1.574	0	+0.221	-1.573	0

SHAPE B



POINT	$\frac{M}{wr^2}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$	$\frac{M}{wr^2}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$	$\frac{M}{wr^2}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$
1	+0.259	-0.645	0	+0.235	-0.654	0	+0.219	-0.642	0
2	+0.232	-0.623	+0.164	+0.211	-0.632	+0.168	+0.195	-0.637	+0.163
3	+0.155	-0.561	+0.293	+0.139	-0.570	+0.294	+0.122	-0.573	+0.292
4	+0.042	-0.424	+0.395	+0.031	-0.428	+0.397	+0.026	-0.442	+0.393
5	-0.086	-0.259	+0.397	-0.031	-0.259	+0.397	-0.049	-0.256	+0.395
6	-0.202	-0.276	+0.321	-0.227	-0.276	+0.319	-0.242	-0.276	+0.321
7	-0.279	-0.215	+0.185	-0.277	-0.215	+0.184	-0.272	-0.215	+0.183
8	+0.265	-0.171	-0.125	-0.281	-0.170	-0.119	-0.273	-0.170	-0.123
9	+0.232	-0.144	-0.433	-0.227	-0.145	-0.442	-0.210	-0.147	-0.444
10	-0.102	-0.064	-0.947	-0.031	-0.070	-0.937	-0.013	-0.063	-0.942
11	+0.106	-0.752	-0.132	+0.074	-0.724	-0.112	+0.029	-0.732	-0.102
12	+0.214	-1.051	-0.127	+0.204	-1.025	-0.133	+0.192	-1.025	-0.133
13	+0.323	-1.277	-0.213	+0.304	-1.256	-0.250	+0.290	-1.249	-0.250
14	+0.352	-1.375	0	+0.344	-1.346	0	+0.346	-1.346	0

SHAPE C



POINT	$\frac{M}{wr^2}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$	$\frac{M}{wr^2}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$	$\frac{M}{wr^2}$	$\frac{T}{wr^2}$	$\frac{S}{wr^2}$
1	+0.265	-0.654	0	+0.241	-0.650	0	+0.224	-0.647	0
2	+0.237	-0.632	+0.166	+0.215	-0.634	+0.169	+0.209	-0.635	+0.172
3	+0.159	-0.570	+0.304	+0.144	-0.575	+0.307	+0.139	-0.573	+0.305
4	+0.045	-0.432	+0.397	+0.031	-0.432	+0.394	+0.035	-0.431	+0.402
5	-0.080	-0.274	+0.355	-0.030	-0.272	+0.401	-0.028	-0.274	+0.416
6	-0.205	-0.278	+0.318	-0.201	-0.280	+0.324	-0.192	-0.284	+0.321
7	-0.284	-0.215	+0.194	-0.279	-0.215	+0.190	-0.269	-0.215	+0.191
8	-0.283	-0.149	+0.134	-0.281	-0.147	+0.127	-0.282	-0.146	+0.129
9	-0.229	-0.135	-0.442	-0.224	-0.134	-0.444	-0.212	-0.137	-0.445
10	-0.151	-0.415	-0.293	-0.143	-0.422	-0.307	-0.132	-0.420	-0.305
11	-0.011	-0.467	-0.548	-0.031	-0.452	-0.545	-0.027	-0.452	-0.548
12	+0.149	-0.925	-0.639	+0.143	-0.925	-0.637	+0.125	-0.924	-0.639
13	+0.289	-1.216	-0.674	+0.278	-1.210	-0.672	+0.264	-1.214	-0.668
14	+0.344	-1.346	0	+0.335	-1.340	0	+0.327	-1.333	0

NOTE: w represents the weight per unit volume of water in units consistent with those of the radius r .

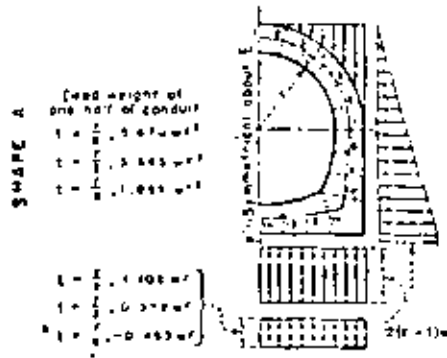


SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS

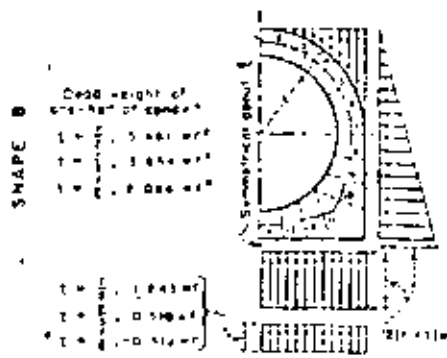
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR

TRIANGULAR INTERNAL RADIAL LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION

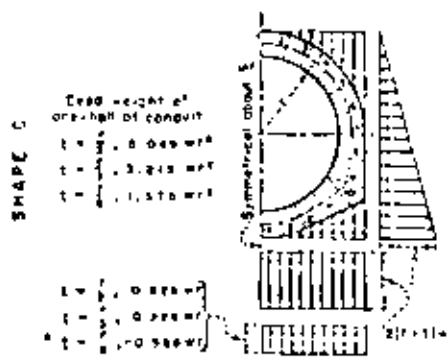
SHAPES A, B, AND C



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{2}$		
	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$
1	+0.146	+1.334	0	-0.007	-0.903	0	-0.071	+0.713	0
2	+0.101	+1.194	-0.034	-0.006	-0.857	-0.005	-0.068	+0.715	-0.071
3	+0.087	+1.180	+0.184	-0.010	-1.031	+0.045	-0.073	+0.735	-0.128
4	+0.008	+1.668	+0.206	-0.073	-1.156	+0.116	+0.003	+0.716	-0.152
5	-0.040	+2.053	+0.253	-0.018	-1.353	+0.201	+0.049	+0.814	-0.157
6	-0.107	+2.412	+0.127	-0.016	-1.610	+0.270	+0.049	+0.882	-0.175
7	+0.122	+2.843	-0.006	-0.012	-1.850	+0.315	+0.111	+0.974	-0.073
8	+0.153	+3.255	-0.305	-0.048	-2.115	+0.237	+0.278	+1.116	+0.271
9	-0.283	+3.772	+0.663	-0.177	-2.421	+0.663	+0.249	+1.345	+0.652
10	-0.457	+4.311	+1.011	-0.459	-2.864	+1.079	+0.284	+1.705	+1.083
11	-0.287	+4.833	+2.021	-0.333	-3.352	+1.505	+0.308	+2.226	+0.737
12	-0.148	+5.343	+3.843	-0.077	-3.871	+2.074	+0.258	+2.808	-0.335
13	+0.428	+5.823	+5.707	-0.177	-4.411	+2.802	+0.224	+3.451	-0.943
14	+0.522	+6.269	0	+0.242	-4.964	0	+0.010	+4.059	0



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{2}$		
	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$
1	+0.128	+1.265	0	+0.012	-0.824	0	-0.064	+0.667	0
2	+0.100	+1.131	-0.111	-0.009	-0.886	-0.071	-0.056	+0.674	-0.073
3	+0.061	+1.372	+0.201	-0.001	-0.961	+0.039	-0.032	+0.657	-0.101
4	-0.017	+1.822	+0.252	-0.017	-1.148	+0.012	+0.000	+0.737	-0.127
5	-0.049	+2.000	+0.270	-0.028	-1.356	-0.010	+0.071	+0.810	-0.147
6	-0.101	+2.421	+0.186	-0.043	-1.561	-0.027	+0.200	+0.870	-0.075
7	-0.122	+2.843	-0.073	-0.019	-1.850	+0.237	+0.275	+0.974	+0.147
8	-0.221	+3.244	+0.271	-0.061	-2.155	+0.215	+0.242	+1.128	+0.283
9	-0.271	+3.740	+0.507	-0.141	-2.440	+0.454	+0.200	+1.419	+0.581
10	-0.371	+4.241	+0.535	-0.258	-2.770	+0.710	+0.197	+1.827	+0.928
11	-0.316	+4.717	+1.602	-0.157	-3.227	+1.021	+0.201	+2.305	-0.157
12	-0.112	+5.192	+1.147	-0.025	-3.701	+0.756	+0.111	+2.901	-0.360
13	+0.236	+5.526	+0.598	+0.102	-4.200	+0.400	+0.060	+3.421	-0.227
14	+0.263	+5.815	0	+0.242	-4.704	0	-0.042	+3.950	0



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{2}$		
	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$
1	+0.096	+1.047	0	+0.014	-0.841	0	-0.080	+0.596	0
2	+0.080	+1.152	+0.105	-0.014	-0.896	-0.013	-0.070	+0.723	-0.068
3	-0.053	+1.342	+0.150	+0.004	-0.995	+0.055	-0.043	+0.721	-0.114
4	-0.074	+1.617	+0.216	-0.037	-1.155	+0.065	-0.004	+0.744	-0.148
5	-0.107	+2.011	+0.273	-0.070	-1.361	-0.048	+0.038	+0.825	-0.142
6	-0.127	+2.426	-0.144	-0.052	-1.599	+0.042	-0.075	+0.877	-0.098
7	-0.145	+2.843	+0.058	-0.041	-1.850	+0.026	+0.090	+0.974	-0.075
8	-0.218	+3.271	+0.205	-0.073	-2.145	+0.237	-0.083	+1.136	+0.235
9	-0.265	+3.720	+0.340	-0.151	-2.405	+0.470	-0.051	+1.460	+0.525
10	-0.104	+4.264	-0.130	-0.015	-2.694	-0.607	-0.019	+1.998	-0.136
11	+0.251	+4.711	-0.228	+0.023	-3.037	-0.184	-0.019	+2.571	-0.015
12	+0.155	+5.160	-0.527	+0.035	-3.449	-0.081	-0.035	+3.177	+0.151
13	+0.200	+5.415	-0.217	+0.052	-3.883	-0.030	-0.062	+3.807	+0.088
14	+0.223	+5.613	0	+0.058	-4.334	0	-0.072	+4.362	0

Note: w represents the weight per unit volume of water in which the pipe sits with these at the origin. The assumed weight per unit volume of the conduit is 150/62.4.

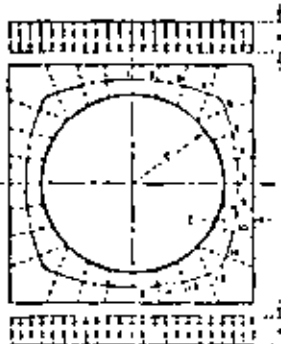
* Tension is assumed to develop at the foundation. For the assumption that the conduits float see Figure 49.

**SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS**
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 TRIANGULAR EXTERNAL HYDROSTATIC LOAD
 INCLUDING DEAD LOAD
 SHAPES A, B, AND C



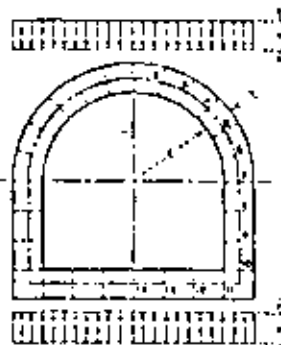
REV APR 13, 1964

SHAPE D



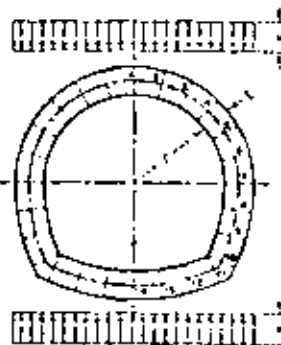
POINT	$x = \frac{1}{2}$			$x = \frac{3}{4}$			$x = \frac{5}{8}$		
	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr
1	+0.172	0	0	+0.348	0	0	+0.102	0	0
2	+0.352	+0.014	-0.316	+0.310	-0.035	+0.239	+0.265	-0.034	-0.280
3	+0.232	+0.188	+0.878	+0.196	+0.142	+0.593	+0.158	+0.118	+0.556
4	+0.043	+0.332	+0.932	+0.017	+0.324	+0.480	-0.010	+0.319	+0.824
5	-0.137	+0.483	-0.503	-0.123	+0.201	+0.465	-0.131	+0.293	+0.416
6	-0.259	+0.481	+0.339	-0.253	+0.287	+0.310	-0.205	+0.132	-0.284
7	-0.337	+0.470	+0.171	-0.296	+0.324	+0.156	-0.282	+0.158	+0.143
8	-0.357	+0.500	0	-0.219	+0.333	0	-0.282	+0.467	0
9	-0.332	+0.490	-0.171	-0.296	+0.324	-0.156	-0.282	+0.158	-0.143
10	-0.259	+0.481	-0.339	-0.253	+0.287	-0.310	-0.205	+0.132	-0.284
11	-0.137	+0.483	-0.503	-0.123	+0.201	-0.465	-0.131	+0.090	-0.216
12	+0.043	+0.332	-0.932	+0.017	+0.324	-0.480	+0.010	+0.319	-0.824
13	+0.232	+0.188	-0.878	+0.196	+0.142	-0.593	+0.158	+0.118	-0.556
14	+0.352	+0.014	-0.316	+0.310	-0.035	-0.239	+0.265	-0.034	-0.280
15	+0.393	0	0	+0.348	0	0	+0.302	0	0

SHAPE E



POINT	$x = \frac{1}{2}$			$x = \frac{3}{4}$			$x = \frac{5}{8}$		
	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr
1	+0.353	+0.268	0	+0.347	-0.283	0	+0.275	-0.054	0
2	+0.306	+0.149	+0.354	+0.275	+0.147	-0.318	+0.282	-0.137	+0.278
3	+0.177	+0.413	+0.649	+0.160	+0.385	-0.547	+0.161	+0.355	+0.378
4	+0.005	+0.797	+0.701	+0.004	+0.705	+0.624	+0.005	+0.622	+0.535
5	+0.168	+0.138	+0.592	+0.148	+0.301	+0.525	+0.129	+0.305	+0.478
6	+0.245	+0.417	+0.314	+0.253	+0.285	-0.258	+0.274	+0.107	-0.236
7	+0.344	+0.500	-0.076	+0.290	+0.337	-0.055	+0.245	+0.167	-0.254
8	+0.297	+0.500	-0.081	+0.240	+0.333	-0.060	+0.227	+0.161	-0.251
9	+0.263	+0.500	-0.086	+0.240	+0.333	-0.060	+0.269	+0.167	-0.254
10	+0.247	+0.500	-0.086	+0.220	+0.333	-0.060	+0.151	+0.187	-0.254
11	+0.019	+0.089	-0.000	+0.243	-0.040	-0.000	+0.101	-0.034	-0.000
12	+0.297	-0.066	-0.667	+0.273	-0.040	-0.667	+0.275	-0.054	-0.667
13	+0.468	-0.066	-0.333	+0.401	-0.060	-0.333	+0.341	-0.054	-0.333
14	+0.519	-0.066	0	+0.457	-0.060	0	+0.337	-0.054	0

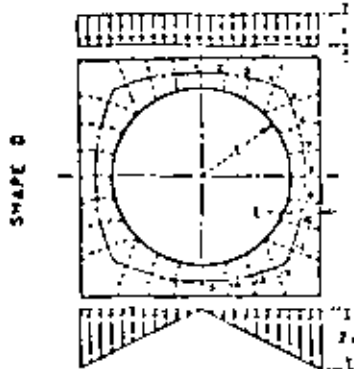
SHAPE F



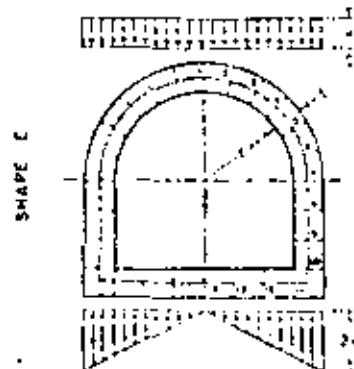
POINT	$x = \frac{1}{2}$			$x = \frac{3}{4}$			$x = \frac{5}{8}$		
	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr
1	+0.378	+0.019	0	+0.334	+0.014	0	+0.280	+0.017	0
2	+0.322	+0.119	+0.370	+0.247	+0.107	-0.329	+0.251	-0.085	-0.287
3	+0.187	+0.391	+0.640	+0.167	+0.349	+0.565	+0.161	+0.308	+0.371
4	+0.005	+0.763	+0.737	+0.005	+0.679	+0.654	+0.003	+0.596	+0.571
5	+0.180	+0.115	+0.631	+0.159	+0.004	+0.563	+0.139	+0.384	+0.453
6	+0.311	+0.404	+0.357	+0.276	+0.249	-0.316	+0.241	+0.083	-0.275
7	+0.355	+0.500	-0.019	+0.315	+0.333	-0.018	+0.275	+0.167	-0.017
8	+0.382	+0.458	-0.227	+0.285	+0.244	-0.203	+0.248	+0.131	-0.128
9	+0.238	+0.240	-0.409	+0.209	+0.164	-0.367	+0.140	+0.053	-0.318
10	+0.314	+0.154	-0.583	+0.296	+0.020	-0.440	+0.278	+0.081	-0.417
11	+0.008	+0.406	-0.345	+0.014	+0.378	-0.482	+0.041	+0.551	-0.420
12	+0.222	+0.174	-0.873	+0.183	+0.144	-0.850	+0.156	+0.101	-0.885
13	+0.369	+0.037	-0.361	+0.326	+0.029	-0.328	+0.283	+0.025	-0.355
14	+0.419	+0.019	0	+0.372	+0.012	0	+0.324	+0.017	0



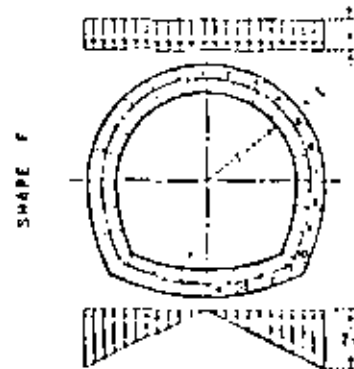
SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 UNIFORM VERTICAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
 SHAPES D, E, AND F



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{A^2}$	$\frac{T}{A^2}$	$\frac{S}{A^2}$	$\frac{M}{A^2}$	$\frac{T}{A^2}$	$\frac{S}{A^2}$	$\frac{M}{A^2}$	$\frac{T}{A^2}$	$\frac{S}{A^2}$
1	-0.333	+0.108	0	+0.305	-0.096	0	+0.255	-0.077	0
2	-0.234	+0.143	+0.304	-0.262	+0.131	+0.287	-0.220	+0.120	+0.270
3	+0.180	+0.251	+0.604	+0.154	+0.255	+0.573	+0.118	+0.222	+0.538
4	-0.001	+0.433	+0.898	-0.010	+0.411	+0.847	-0.044	+0.385	+0.794
5	-0.154	+1.449	+0.401	-0.139	+1.285	+0.370	-0.137	+1.121	+0.335
6	-0.241	+1.485	+0.230	-0.221	+1.319	+0.217	-0.204	+1.153	+0.197
7	-0.286	+1.503	+0.044	-0.240	+1.350	+0.061	-0.239	+1.165	+0.076
8	-0.282	+1.500	+0.107	-0.255	+1.355	+0.056	-0.238	+1.167	+0.085
9	-0.226	+1.479	+0.228	-0.206	+1.343	+0.232	-0.192	+1.149	+0.227
10	-0.122	+1.517	+0.454	-0.134	+1.274	+0.404	-0.112	+1.117	+0.365
11	-0.029	+1.577	+0.654	-0.020	+1.278	+0.514	+0.002	+1.055	+0.493
12	+0.089	+0.112	+0.651	+0.074	+0.137	+0.665	+0.065	+0.157	+0.754
13	+0.181	+0.047	+0.294	+0.191	+0.029	+0.244	+0.187	+0.016	+0.244
14	+0.223	+0.093	+0.079	+0.223	+0.064	+0.074	+0.205	+0.077	+0.078
15	+0.228	+0.102	0	+0.228	+0.096	0	+0.216	+0.096	0



POINT	$\frac{M}{A^2}$	$\frac{T}{A^2}$	$\frac{S}{A^2}$	$\frac{M}{A^2}$	$\frac{T}{A^2}$	$\frac{S}{A^2}$	$\frac{M}{A^2}$	$\frac{T}{A^2}$	$\frac{S}{A^2}$
	1	-0.109	+0.142	0	+0.248	+0.128	0	+0.248	+0.104
2	-0.265	+0.237	+0.339	-0.245	+0.206	+0.302	-0.223	+0.176	+0.265
3	-0.143	+0.358	+0.575	-0.140	+0.440	+0.543	-0.127	+0.380	+0.463
4	-0.014	+0.850	+0.620	-0.004	+0.754	+0.560	-0.003	+0.620	+0.510
5	-0.163	+1.176	+0.522	-0.141	+1.062	+0.470	-0.120	+0.920	+0.413
6	-0.259	+1.426	+0.238	-0.228	+1.274	+0.243	-0.205	+1.145	+0.190
7	-0.274	+1.506	+0.162	-0.236	+1.315	+0.073	-0.235	+1.167	+0.070
8	-0.271	+1.500	+0.047	-0.255	+1.310	+0.020	-0.231	+1.167	+0.001
9	-0.165	+1.500	+0.140	-0.154	+1.337	+0.173	-0.144	+1.144	+0.160
10	-0.122	+1.500	+0.149	-0.113	+1.357	+0.123	-0.114	+1.100	+0.104
11	+0.056	+0.149	+0.167	+0.028	+0.103	+0.160	+0.031	+0.101	+0.167
12	+0.223	+0.142	+0.296	+0.204	+0.121	+0.331	+0.187	+0.107	+0.301
13	+0.280	+0.147	+0.074	+0.268	+0.123	+0.093	+0.241	+0.101	+0.093
14	+0.286	+0.149	0	+0.278	+0.121	0	+0.267	+0.101	0

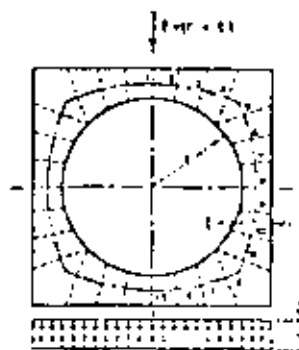


POINT	$\frac{M}{A^2}$	$\frac{T}{A^2}$	$\frac{S}{A^2}$	$\frac{M}{A^2}$	$\frac{T}{A^2}$	$\frac{S}{A^2}$	$\frac{M}{A^2}$	$\frac{T}{A^2}$	$\frac{S}{A^2}$
	1	-0.327	+0.138	0	+0.290	+0.097	0	+0.259	+0.076
2	-0.282	+0.212	+0.345	+0.250	+0.183	+0.308	+0.223	+0.151	+0.272
3	+0.159	+0.475	+0.532	+0.159	+0.417	+0.525	+0.125	+0.355	+0.466
4	-0.006	+0.832	+0.668	-0.010	+0.732	+0.588	-0.008	+0.637	+0.578
5	-0.163	+1.183	+0.449	-0.153	+1.048	+0.453	-0.138	+0.914	+0.438
6	-0.244	+1.429	+0.263	-0.248	+1.269	+0.240	-0.223	+1.109	+0.216
7	-0.278	+1.500	+0.116	-0.263	+1.322	+0.087	-0.240	+1.167	+0.078
8	-0.271	+1.470	+0.319	-0.213	+1.261	+0.277	-0.197	+1.102	+0.215
9	-0.128	+1.224	+0.476	-0.127	+1.082	+0.410	-0.119	+0.940	+0.354
10	-0.019	+0.848	+0.514	-0.019	+0.828	+0.440	-0.019	+0.740	+0.406
11	+0.049	+0.185	+0.690	+0.074	+0.156	+0.620	+0.068	+0.209	+0.653
12	+0.178	+0.081	+0.344	+0.158	+0.041	+0.332	+0.139	+0.042	+0.323
13	+0.232	+0.103	+0.054	+0.231	+0.084	+0.094	+0.212	+0.061	+0.090
14	+0.241	+0.116	0	+0.220	+0.097	0	+0.201	+0.076	0



SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 UNIFORM VERTICAL LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
 SHAPES D, E, AND F

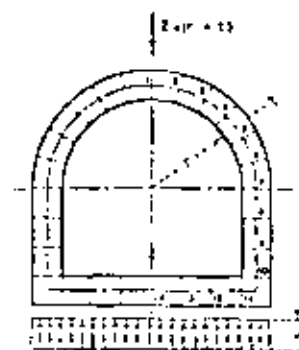
SHAPE D



$t = \frac{r}{2}$ $t = \frac{r}{3}$ $t = \frac{r}{4}$

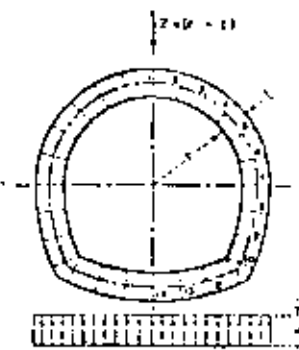
POINT	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r}$	$\frac{S}{r}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r}$	$\frac{S}{r}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r}$	$\frac{S}{r}$
1	+1.037	+0.249	+1.500	+0.841	+0.221	+1.533	+0.652	+0.200	+1.667
2	+0.610	+0.418	+1.462	+0.473	+0.276	+1.299	+0.145	+0.240	+1.174
3	+0.196	+0.261	+1.425	+0.146	+0.328	+1.245	+0.033	+0.255	+1.294
4	+0.189	+0.237	+1.330	+0.221	+0.488	+1.178	+0.246	+0.403	+1.059
5	+0.218	+0.487	+0.269	+0.443	+1.328	+0.253	+0.384	+1.154	+0.289
6	+0.571	+1.317	+0.097	+0.492	+1.181	+0.016	+0.376	+1.194	+0.485
7	+0.794	+1.319	+0.076	+0.436	+1.153	+0.063	+0.439	+1.187	+0.572
8	+0.527	+1.500	+0.259	+0.454	+1.333	+0.221	+0.353	+1.167	+0.300
9	+0.431	+1.462	+0.418	+0.373	+1.299	+0.357	+0.184	+0.340	+0.340
10	+0.287	+1.403	+0.584	+0.286	+1.245	+0.521	+0.212	+0.284	+0.475
11	+0.097	+1.333	+0.737	+0.079	+1.175	+0.653	+0.063	+0.099	+0.601
12	+0.142	+1.097	+1.018	+0.107	+1.118	+0.956	+0.244	+0.127	+0.961
13	+0.357	+0.097	+1.684	+0.301	+0.073	+1.045	+0.244	+0.256	+0.853
14	+0.495	+0.211	+0.544	+0.426	+0.184	+0.325	+0.365	+0.165	+0.151
15	+0.534	+0.249	0	+0.458	+0.221	0	+0.403	+0.200	0

SHAPE E



POINT	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r}$	$\frac{S}{r}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r}$	$\frac{S}{r}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r}$	$\frac{S}{r}$
1	+1.062	+0.261	+1.500	+0.804	+0.225	+1.335	+0.735	+0.286	+1.187
2	+0.598	+0.443	+1.361	+0.492	+0.262	+1.230	+0.403	+0.484	+1.079
3	+0.167	+0.276	+1.159	+0.141	+0.362	+1.032	+0.118	+0.244	+0.971
4	+0.169	+0.245	+0.876	+0.229	+0.462	+0.784	+0.112	+0.256	+0.824
5	+0.199	+0.429	+0.224	+0.352	+1.267	+0.472	+0.271	+1.103	+0.425
6	+0.508	+1.316	+0.124	+0.446	+1.146	+0.124	+0.348	+1.115	+0.121
7	+0.487	+1.500	+0.261	+0.409	+1.331	+0.225	+0.358	+1.151	+0.116
8	+0.400	+1.500	+0.241	+0.323	+1.333	+0.225	+0.257	+1.157	+0.284
9	+0.311	+1.500	+0.451	+0.253	+1.333	+0.225	+0.216	+1.177	+0.354
10	+0.225	+1.500	+0.261	+0.164	+1.333	+0.221	+0.154	+1.187	+0.386
11	+0.089	+0.261	+1.000	+0.020	+0.225	+1.000	+0.056	+0.184	+0.600
12	+0.167	+0.261	+0.667	+0.219	+0.221	+0.867	+0.221	+0.144	+0.481
13	+0.335	+0.261	+0.333	+0.463	+0.225	+0.333	+0.340	+0.185	+0.333
14	+0.389	+0.261	0	+0.520	+0.225	0	+0.445	+0.186	0

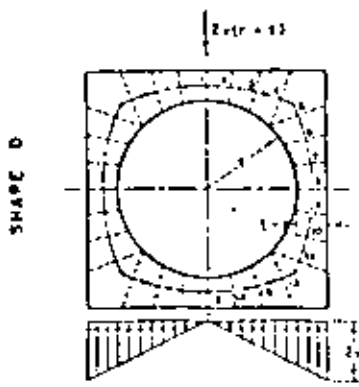
SHAPE F



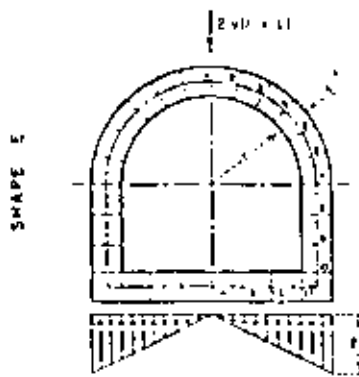
POINT	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r}$	$\frac{S}{r}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r}$	$\frac{S}{r}$	$\frac{M}{r^2}$	$\frac{T}{r}$	$\frac{S}{r}$
1	+1.070	+0.228	+1.500	+0.904	+0.190	+1.331	+0.729	+0.158	+1.077
2	+0.594	+0.408	+1.330	+0.508	+0.229	+1.239	+0.408	+0.454	+0.955
3	+0.171	+0.247	+1.185	+0.133	+0.311	+1.050	+0.120	+0.220	+0.932
4	+0.172	+0.222	+0.900	+0.152	+0.477	+0.809	+0.245	+0.336	+0.744
5	+0.412	+1.413	+0.553	+0.343	+1.250	+0.302	+0.280	+1.089	+0.447
6	+0.330	+1.500	+0.168	+0.434	+1.331	+0.162	+0.365	+1.158	+0.150
7	+0.520	+1.500	+0.226	+0.430	+1.333	+0.190	+0.364	+1.167	+0.128
8	+0.421	+1.428	+0.435	+0.344	+1.270	+0.373	+0.294	+1.171	+0.317
9	+0.272	+1.287	+0.603	+0.220	+1.239	+0.524	+0.187	+0.994	+0.457
10	+0.086	+0.221	+0.734	+0.051	+0.244	+0.637	+0.047	+0.624	+0.445
11	+0.040	+0.216	+0.039	+0.026	+0.222	+0.453	+0.008	+0.223	+0.477
12	+0.289	+0.024	+0.735	+0.260	+0.001	+0.673	+0.208	+0.017	+0.424
13	+0.439	+0.176	+0.381	+0.407	+0.142	+0.352	+0.344	+0.113	+0.324
14	+0.518	+0.228	0	+0.451	+0.190	0	+0.390	+0.153	0



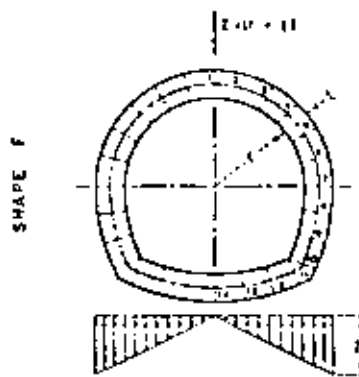
SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 CONCENTRATED VERTICAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
 SHAPES D, E, AND F



POINT	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr
1	+0.977	+0.556	-1.100	+0.797	-0.348	-1.553	+0.605	-0.287	-1.167
2	+0.581	+0.375	-1.430	+0.425	+0.472	-1.287	+0.295	-0.476	-1.123
3	+0.143	+0.686	-1.183	-0.074	+0.613	-1.224	-0.001	-0.519	-1.254
4	-0.245	+0.233	-1.294	-0.258	+0.751	-1.147	-0.282	-0.284	-0.548
5	-0.535	+0.535	-0.162	-0.459	+1.381	-0.142	-0.425	+0.182	-0.144
6	-0.558	+1.542	-0.001	-0.487	+1.571	-0.002	-0.415	+1.501	-0.002
7	-0.230	+1.531	-0.184	-0.460	+1.161	-0.419	-0.406	+1.191	-0.143
8	-0.423	+1.200	-0.356	-0.393	+1.313	-0.318	-0.248	+1.467	-0.287
9	-0.573	+1.450	-0.251	-0.282	+1.281	-0.412	-0.251	+1.221	-0.426
10	-0.151	+1.588	-0.486	-0.150	+1.221	-0.619	-0.148	+1.661	-0.558
11	-0.045	+1.294	-0.825	+0.051	+1.342	-0.751	-0.051	+1.688	-0.684
12	-0.193	-0.117	-0.754	+0.174	-0.070	-0.728	-0.159	-0.030	-0.126
13	-0.105	-0.285	-0.351	+0.246	-0.244	-0.341	-0.252	-0.210	-0.369
14	+0.377	-0.346	-0.404	-0.317	-0.307	-0.401	+0.109	-0.272	-0.403
15	+0.368	-0.354	0	-0.348	-0.316	0	+0.313	-0.281	0



POINT	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr
1	+1.018	+0.336	-1.100	+0.854	-0.288	-1.333	+0.502	-0.273	-1.167
2	+0.547	+0.213	-1.562	-0.463	+0.673	-1.215	+0.393	-0.327	-1.067
3	+0.177	+1.041	-1.151	+0.122	+0.466	-1.011	+0.104	-0.785	-0.854
4	-0.485	+1.248	-0.821	-0.141	+1.147	-0.719	-0.114	-0.510	-0.650
5	-0.394	+1.467	-0.455	-0.325	+1.255	-0.417	-0.286	+1.127	-0.392
6	-0.482	+1.326	-0.053	-0.395	+1.362	-0.067	-0.332	+1.167	-0.071
7	-0.437	+1.500	-0.336	-0.315	+1.531	-0.288	-0.315	+1.167	-0.335
8	-0.325	+1.500	-0.216	-0.219	+1.333	-0.288	-0.219	+1.167	-0.287
9	-0.217	+1.500	-0.336	-0.123	+1.333	-0.788	-0.150	+1.167	-0.235
10	-0.101	+1.500	-0.714	-0.077	+1.131	-0.288	-0.077	+1.167	-0.235
11	-0.136	-0.336	-0.647	+0.034	-0.061	-0.716	-0.033	-0.235	-0.857
12	-0.294	-0.336	-0.258	+0.262	-0.288	-0.317	+0.181	-0.215	-0.383
13	+0.310	-0.336	-0.074	-0.332	-0.288	-0.092	+0.219	-0.235	-0.065
14	+0.358	-0.336	0	-0.341	-0.288	0	+0.259	-0.235	0

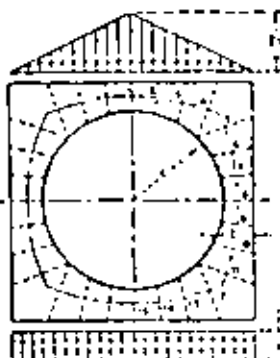


POINT	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr	M/vr	T/vr	S/vr
1	+1.025	+0.329	-1.100	+0.863	-0.269	-1.331	+0.648	-0.214	-1.167
2	+0.554	+0.202	-1.585	-0.471	+0.801	-1.218	+0.379	-0.313	-1.070
3	+0.142	+1.051	-1.151	+0.128	+0.550	-1.020	+0.038	-0.775	-0.801
4	-0.182	+1.290	-0.831	-0.145	+1.153	-0.712	-0.128	-0.580	-0.670
5	-0.395	+1.462	-0.419	-0.371	+1.289	-0.434	-0.278	+1.170	-0.394
6	-0.445	+1.531	-0.074	-0.408	+1.456	-0.085	-0.247	+1.184	-0.091
7	-0.445	+1.500	-0.321	-0.321	+1.333	-0.289	-0.329	+1.167	-0.315
8	-0.320	+1.500	-0.176	-0.225	+1.255	-0.448	-0.224	+0.062	-0.315
9	-0.161	+1.151	-0.672	-0.138	+1.034	-0.581	-0.125	+0.000	-0.465
10	+0.018	-0.660	-0.145	+0.019	+0.151	-0.637	+0.013	-0.022	-0.534
11	+0.104	-0.001	-0.777	+0.081	+0.039	-0.741	+0.045	-0.011	-0.711
12	+0.251	-0.271	-0.402	+0.229	-0.170	-0.380	+0.151	-0.133	-0.369
13	+0.374	-0.310	-0.128	+0.293	-0.250	-0.118	+0.231	-0.105	-0.110
14	+0.338	-0.322	0	+0.306	-0.265	0	+0.265	-0.218	0



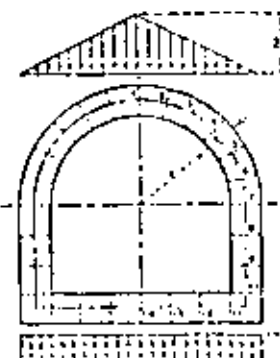
SINGLE BARREL CONDUIT
 -BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 CONCENTRATED VERTICAL LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
 SHAPES D, E, AND F

SHAPE D



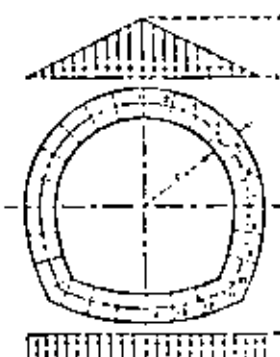
POINT	$l = \frac{c}{2}$			$l = \frac{r}{5}$			$l = \frac{r}{6}$		
	$\frac{M}{VF}$	$\frac{T}{VF}$	$\frac{S}{VF}$	$\frac{M}{VF}$	$\frac{T}{VF}$	$\frac{S}{VF}$	$\frac{M}{VF}$	$\frac{T}{VF}$	$\frac{S}{VF}$
1	-0.551	+0.108	0	-0.465	-0.096	0	-0.386	-0.085	0
2	-0.478	+0.177	+0.551	-0.354	-0.127	+0.519	-0.324	-0.146	+0.442
3	-0.276	+0.354	+0.562	-0.224	-0.313	+0.453	-0.189	-0.292	+0.819
4	-0.010	+0.546	+1.213	-0.054	-0.510	+1.084	-0.281	-0.370	+0.995
5	-0.311	+1.449	+0.319	-0.270	-1.245	+0.370	-0.229	+1.124	+0.112
6	-0.493	+1.488	+0.334	-0.352	-1.519	+0.212	-0.303	+1.053	-0.197
7	-0.446	+1.505	+0.284	-0.391	-1.335	+0.084	-0.334	+1.169	-0.264
8	-0.440	+1.500	-0.108	-0.376	-1.133	-0.045	-0.310	+1.187	-0.280
9	-0.394	+1.478	-0.278	-0.311	-1.113	-0.252	-0.289	+1.106	-0.227
10	-0.280	+1.471	-0.464	-0.245	-1.274	-0.424	-0.207	+1.132	-0.255
11	-0.189	+1.377	-0.654	-0.114	-1.218	-0.551	-0.081	+1.051	-0.197
12	-0.080	+0.750	-0.958	-0.048	-0.235	-0.545	-0.022	+0.234	-0.455
13	+0.277	-0.043	-1.173	+0.235	-0.048	-0.428	+0.194	-0.354	-0.572
14	+0.402	-0.271	-0.324	+0.351	-0.680	-0.310	+0.309	-0.052	-0.221
15	+0.445	-0.108	0	+0.393	-0.096	0	+0.347	-0.085	0

SHAPE E



POINT	$l = \frac{c}{2}$			$l = \frac{r}{5}$			$l = \frac{r}{6}$		
	$\frac{M}{VF}$	$\frac{T}{VF}$	$\frac{S}{VF}$	$\frac{M}{VF}$	$\frac{T}{VF}$	$\frac{S}{VF}$	$\frac{M}{VF}$	$\frac{T}{VF}$	$\frac{S}{VF}$
1	+0.315	-0.164	0	+0.444	-0.114	0	+0.392	-0.121	0
2	+0.476	-0.338	-0.590	+0.371	-0.234	-0.545	+0.320	-0.251	-0.417
3	+0.817	-0.707	-0.897	+0.184	-0.425	-0.774	+0.118	-0.542	-0.655
4	-0.044	+1.087	-0.852	-0.259	-0.564	-0.745	-0.019	-0.439	-0.665
5	-0.245	+1.154	-0.512	-0.227	-1.205	+0.550	-0.191	-0.052	-0.417
6	-0.395	+1.435	-0.227	-0.305	-1.204	+0.706	-0.213	+1.151	-0.185
7	-0.104	+1.500	-0.186	-0.571	-1.117	+0.144	-0.272	+1.161	-0.071
8	-0.249	+1.500	-0.164	-0.295	-1.113	-0.143	-0.280	+1.247	-0.181
9	-0.238	+1.500	-0.164	-0.258	-1.122	-0.144	-0.217	+1.247	-0.124
10	-0.234	+1.500	-0.156	-0.205	-1.133	-0.144	-0.201	+1.131	-0.171
11	+0.654	-1.000	-1.000	+0.210	-0.114	-0.005	+0.278	-0.121	-1.000
12	+0.131	-0.146	-0.667	+0.265	-0.144	-0.447	+0.199	-0.121	-0.460
13	+0.494	-0.164	-0.313	+0.459	-0.144	-0.353	+0.366	-0.271	-0.555
14	+0.554	-0.164	0	+0.458	-0.144	0	+0.372	-0.271	0

SHAPE F

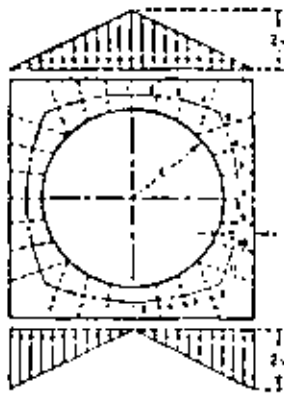


POINT	$l = \frac{c}{2}$			$l = \frac{r}{5}$			$l = \frac{r}{6}$		
	$\frac{M}{VF}$	$\frac{T}{VF}$	$\frac{S}{VF}$	$\frac{M}{VF}$	$\frac{T}{VF}$	$\frac{S}{VF}$	$\frac{M}{VF}$	$\frac{T}{VF}$	$\frac{S}{VF}$
1	-0.572	+0.124	0	-0.464	-0.103	0	-0.341	-0.087	0
2	+0.431	-0.295	+0.671	+0.385	-0.207	+0.553	+0.327	-0.220	+0.485
3	+0.220	+0.470	-0.919	+0.193	-0.559	+0.414	-0.184	-0.513	+0.714
4	-0.045	+1.051	-0.857	-0.056	-0.936	-0.789	-0.034	-0.415	-0.653
5	-0.274	+1.556	-0.629	-0.234	-1.181	+0.566	-0.201	+0.016	-0.494
6	-0.419	+1.479	-0.264	-0.356	-1.314	+0.214	-0.302	+1.148	-0.218
7	-0.442	+1.500	-0.124	-0.377	-1.153	-0.705	-0.121	+1.176	-0.247
8	-0.376	+1.441	-0.333	-0.320	-1.242	-0.299	-0.211	+1.121	-0.247
9	-0.253	+1.371	-0.510	-0.218	-1.162	-0.447	-0.184	+1.074	-0.355
10	-0.101	+1.114	-0.639	-0.070	-0.984	-0.559	-0.069	+0.853	-0.425
11	+0.045	+0.310	-0.983	-0.005	-0.100	-0.411	-0.034	-0.289	-0.848
12	+0.257	-0.071	-0.704	+0.222	-0.061	-0.434	+0.181	-0.345	-0.605
13	+0.411	-0.071	-0.366	+0.364	-0.057	-0.385	+0.312	-0.043	-0.514
14	+0.463	-0.124	0	+0.419	-0.103	0	+0.357	-0.087	0

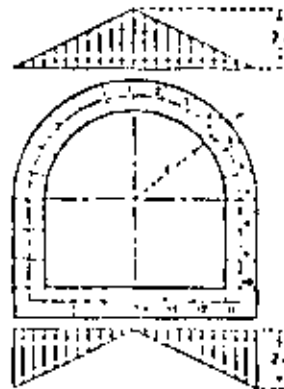


SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 TRIANGULAR VERTICAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
 SHAPES D, E, AND F

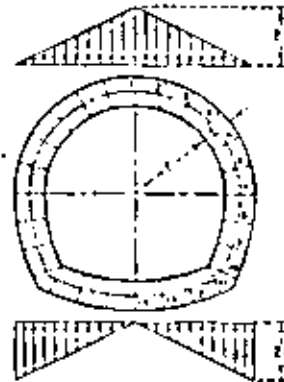
SHAPE D



SHAPE E



SHAPE F



$t = \frac{1}{2}$ $t = \frac{2}{3}$ $t = \frac{1}{3}$

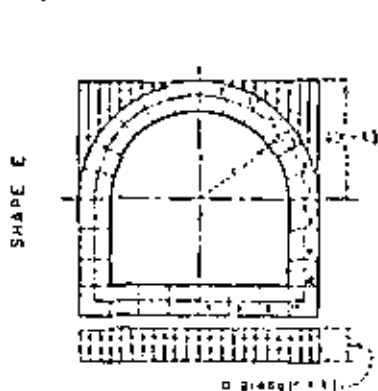
POINT	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$
1	+0.491	+0.216	0	+0.418	+0.193	0	+0.340	+0.173	0
2	+0.417	+0.279	+0.541	+0.347	+0.254	+0.508	+0.275	+0.277	+0.473
3	+0.223	+0.449	+0.938	+0.163	+0.407	+0.870	+0.109	+0.534	+0.934
4	+0.054	+0.688	+1.577	+0.069	+0.661	+1.674	+0.071	+0.655	+1.848
5	+0.478	+0.485	+0.509	+0.282	+0.148	+0.279	+0.249	+0.177	+0.284
6	+0.320	+0.510	+0.179	+0.342	+0.342	+0.127	+0.273	+0.474	+0.173
7	+0.472	+0.315	+0.244	+0.354	+0.347	+0.137	+0.440	+0.373	+0.239
8	+0.365	+0.300	+0.216	+0.397	+0.335	+0.193	+0.247	+0.167	+0.173
9	+0.278	+0.465	+0.385	+0.246	+0.302	+0.346	+0.217	+0.411	+0.313
10	+0.444	+0.412	+0.543	+0.128	+0.252	+0.494	+0.114	+0.091	+0.488
11	+0.058	+0.341	+0.768	+0.018	+0.385	+0.841	+0.025	+0.426	+0.977
12	+0.125	+0.448	+0.607	+0.145	+0.047	+0.685	+0.056	+0.076	+0.845
13	+0.226	+0.447	+0.519	+0.219	+0.129	+0.376	+0.204	+0.100	+0.245
14	+0.271	+0.206	+0.052	+0.263	+0.184	+0.035	+0.252	+0.163	+0.059
15	+0.273	+0.216	0	+0.273	+0.133	0	+0.284	+0.124	0

POINT	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$
1	+0.489	+0.242	0	+0.419	+0.207	0	+0.366	+0.181	0
2	+0.385	+0.465	+0.350	+0.344	+0.355	+0.527	+0.300	+0.384	+0.454
3	+0.181	+0.772	+0.655	+0.164	+0.679	+0.763	+0.143	+0.595	+0.678
4	+0.050	+1.144	+0.748	+0.041	+1.008	+0.716	+0.031	+0.873	+0.751
5	+0.261	+0.537	+0.527	+0.220	+0.237	+0.474	+0.187	+0.076	+0.474
6	+0.164	+0.510	+0.154	+0.311	+0.340	+0.145	+0.217	+0.345	+0.152
7	+0.354	+0.300	+0.242	+0.305	+0.353	+0.207	+0.167	+0.171	+0.071
8	+0.273	+0.300	+0.242	+0.274	+0.315	+0.207	+0.101	+0.171	+0.071
9	+0.193	+0.300	+0.242	+0.163	+0.353	+0.207	+0.154	+0.157	+0.184
10	+0.412	+0.300	+0.242	+0.091	+0.353	+0.207	+0.095	+0.157	+0.184
11	+0.101	+0.242	+0.117	+0.059	+0.257	+0.110	+0.010	+0.168	+0.057
12	+0.257	+0.042	+0.296	+0.213	+0.207	+0.437	+0.191	+0.171	+0.441
13	+0.311	+0.242	+0.074	+0.300	+0.207	+0.083	+0.263	+0.184	+0.095
14	+0.127	+0.242	0	+0.105	+0.207	0	+0.216	+0.181	0

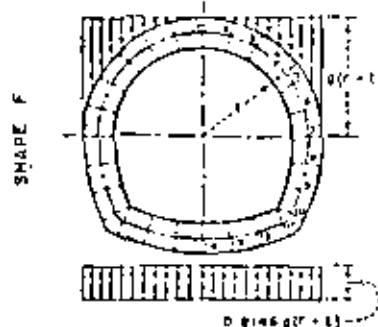
POINT	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$	$\frac{M}{VT}$	$\frac{T}{VT}$	$\frac{S}{VT}$
1	+0.483	+0.227	0	+0.424	+0.184	0	+0.365	+0.180	0
2	+0.397	+0.481	+0.396	+0.348	+0.353	+0.535	+0.281	+0.279	+0.476
3	+0.192	+0.764	+0.663	+0.166	+0.659	+0.774	+0.139	+0.586	+0.684
4	+0.054	+1.126	+0.843	+0.049	+0.992	+0.737	+0.045	+0.890	+0.810
5	+0.260	+0.387	+0.545	+0.228	+0.226	+0.495	+0.192	+0.066	+0.445
6	+0.374	+0.305	+0.174	+0.327	+0.334	+0.167	+0.244	+0.164	+0.151
7	+0.363	+0.300	+0.212	+0.324	+0.355	+0.184	+0.283	+0.163	+0.148
8	+0.274	+0.405	+0.474	+0.248	+0.248	+0.363	+0.221	+0.097	+0.305
9	+0.148	+0.184	+0.378	+0.156	+0.057	+0.497	+0.125	+0.020	+0.427
10	+0.001	+0.307	+0.650	+0.005	+0.757	+0.569	+0.005	+0.648	+0.410
11	+0.073	+0.086	+0.754	+0.051	+0.347	+0.706	+0.075	+0.166	+0.697
12	+0.214	+0.127	+0.275	+0.191	+0.054	+0.356	+0.164	+0.053	+0.342
13	+0.275	+0.294	+0.165	+0.270	+0.171	+0.106	+0.271	+0.125	+0.106
14	+0.287	+0.224	0	+0.264	+0.164	0	+0.277	+0.148	0

**SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
TRIANGULAR VERTICAL LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
SHAPES D, E, AND F**

Note: No vertical arch load on Shape D

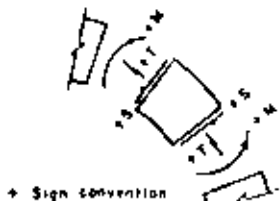


POINT	$t = \frac{1}{2}$			$t = \frac{1}{3}$			$t = \frac{2}{3}$		
	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$
1	+0.042	-0.0384	0	+0.037	-0.0274	0	+0.0311	-0.0217	0
2	+0.045	-0.0351	+0.067	+0.036	-0.027	+0.0129	+0.0351	-0.0215	+0.006
3	+0.051	-0.0094	+0.0671	+0.036	-0.027	+0.0247	+0.0327	-0.0203	+0.0133
4	+0.0174	+0.0751	+0.1136	+0.0154	+0.0482	+0.1001	+0.0131	+0.0351	+0.0744
5	+0.0071	+0.276	+0.1754	+0.007	+0.189	+0.1574	+0.007	+0.140	+0.100
6	+0.011	+0.355	+0.146	+0.010	+0.311	+0.142	+0.010	+0.261	+0.142
7	+0.047	+0.483	+0.091	+0.044	+0.442	+0.071	+0.044	+0.392	+0.077
8	+0.059	+0.483	+0.039	+0.052	+0.442	+0.024	+0.052	+0.392	+0.037
9	+0.031	+0.483	-0.038	+0.036	+0.442	-0.027	+0.036	+0.392	-0.027
10	+0.083	+0.483	+0.031	+0.071	+0.442	+0.027	+0.071	+0.392	+0.031
11	+0.015	+0.018	+0.322	+0.017	+0.027	+0.246	+0.017	+0.027	+0.213
12	+0.075	+0.038	+0.215	+0.051	+0.027	+0.141	+0.051	+0.027	+0.167
13	+0.124	+0.038	+0.107	+0.099	+0.027	+0.045	+0.099	+0.027	+0.043
14	+0.146	+0.038	0	+0.145	+0.027	0	+0.145	+0.027	0



POINT	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$
	1	+0.050	-0.057	0	+0.041	-0.044	0	+0.034	-0.038
2	+0.048	-0.053	+0.022	+0.039	-0.041	+0.016	+0.037	-0.038	+0.014
3	+0.038	-0.029	+0.074	+0.031	-0.037	+0.054	+0.027	-0.035	+0.034
4	+0.028	+0.062	+0.143	+0.024	+0.052	+0.110	+0.021	+0.042	+0.082
5	+0.011	+0.217	+0.171	+0.012	+0.173	+0.148	+0.010	+0.151	+0.110
6	+0.040	+0.393	+0.184	+0.029	+0.309	+0.126	+0.027	+0.279	+0.202
7	+0.062	+0.483	+0.057	+0.059	+0.483	+0.041	+0.048	+0.483	+0.028
8	+0.074	+0.483	-0.014	+0.063	+0.483	-0.012	+0.063	+0.483	-0.014
9	+0.064	+0.483	+0.071	+0.055	+0.483	+0.053	+0.043	+0.483	+0.043
10	+0.043	+0.483	+0.117	+0.046	+0.483	+0.093	+0.044	+0.483	+0.073
11	+0.017	+0.184	+0.218	+0.020	+0.184	+0.213	+0.017	+0.171	+0.192
12	+0.051	+0.117	+0.200	+0.036	+0.092	+0.167	+0.029	+0.089	+0.178
13	+0.074	+0.072	+0.104	+0.071	+0.054	+0.063	+0.054	+0.038	+0.077
14	+0.109	+0.057	0	+0.089	+0.041	0	+0.068	+0.028	0

NOTE: g represents the weight per unit volume of cast cover on the arch of the conduit section in units consistent with those of the radius r.



SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 VERTICAL ARCH LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
 SHAPES D, E, AND F

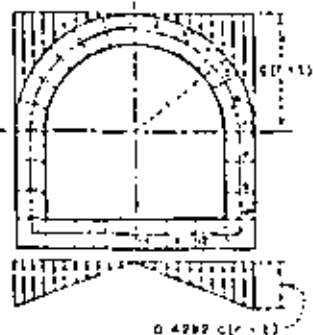
REV APR 16, 1968

SEP 28, 1964

X-PEL-1046

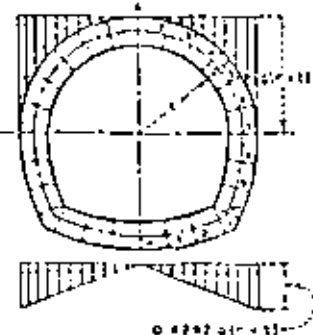
Note: No vertical arch load on Shape D.

SHAPE E



0.4292 (r-h)

SHAPE F



0.4292 (r-h)

NOTE: q represents the weight per unit volume of soil cover on the arch of the conduit section in units consistent with those of the radius r.



+ Sign convention

POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$
1	-0.0261	-0.012	0	-0.0251	-0.009	0	-0.0251	-0.0053	0
2	-0.0221	-0.012	-0.010	-0.0221	-0.0071	-0.001	-0.0221	-0.0101	-0.005
3	-0.0231	-0.042	-0.041	-0.0241	-0.0111	-0.014	-0.022	-0.0101	-0.028
4	-0.011	-0.052	-0.111	-0.011	-0.075	-0.077	-0.011	-0.0591	-0.066
5	-0.005	-0.219	-0.174	-0.0051	-0.141	-0.120	-0.006	-0.146	-0.060
6	-0.025	-0.412	-0.122	-0.025	-0.118	-0.041	-0.024	-0.1001	-0.071
7	-0.031	-0.485	-0.014	-0.033	-0.122	-0.079	-0.032	-0.122	-0.003
8	-0.035	-0.493	-0.014	-0.037	-0.122	-0.003	-0.034	-0.122	-0.003
9	-0.009	-0.483	-0.014	-0.009	-0.122	-0.003	-0.009	-0.122	-0.003
10	-0.009	-0.483	-0.014	-0.009	-0.122	-0.003	-0.009	-0.122	-0.003
11	-0.009	-0.483	-0.014	-0.009	-0.122	-0.003	-0.009	-0.122	-0.003
12	-0.051	-0.014	-0.051	-0.042	-0.005	-0.005	-0.040	-0.005	-0.005
13	-0.070	-0.014	-0.070	-0.061	-0.005	-0.005	-0.049	-0.005	-0.005
14	-0.072	-0.014	0	-0.064	-0.005	0	-0.052	-0.005	0

POINT	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$
	1	-0.015	-0.026	0	-0.029	-0.019	0	-0.026	-0.012
2	-0.034	-0.025	-0.013	-0.028	-0.01	-0.010	-0.023	-0.011	-0.007
3	-0.029	-0.021	-0.051	-0.025	-0.003	-0.043	-0.021	-0.008	-0.022
4	-0.015	-0.062	-0.121	-0.010	-0.068	-0.094	-0.010	-0.053	-0.071
5	-0.006	-0.231	-0.164	-0.010	-0.124	-0.128	-0.009	-0.127	-0.095
6	-0.025	-0.559	-0.151	-0.031	-0.315	-0.104	-0.029	-0.267	-0.078
7	-0.037	-0.467	-0.026	-0.043	-0.323	-0.019	-0.038	-0.292	-0.012
8	-0.039	-0.466	-0.040	-0.042	-0.367	-0.013	-0.036	-0.280	-0.027
9	-0.028	-0.415	-0.093	-0.032	-0.322	-0.024	-0.027	-0.244	-0.018
10	-0.010	-0.350	-0.121	-0.014	-0.256	-0.025	-0.011	-0.191	-0.025
11	-0.002	-0.177	-0.196	-0.005	-0.098	-0.171	-0.006	-0.081	-0.150
12	-0.027	-0.004	-0.093	-0.028	-0.041	-0.002	-0.024	-0.034	-0.022
13	-0.050	-0.023	-0.023	-0.040	-0.027	-0.020	-0.035	-0.015	-0.014
14	-0.051	-0.026	0	-0.041	-0.021	0	-0.037	-0.017	0

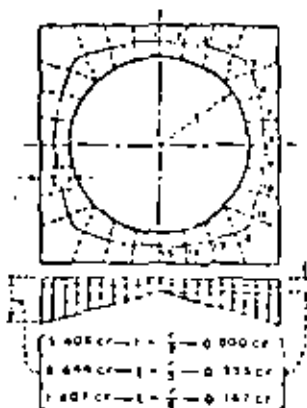
SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 VERTICAL ARCH LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
 SHAPES D, E, AND F

SEP 20, 1964

SEP 20, 1964

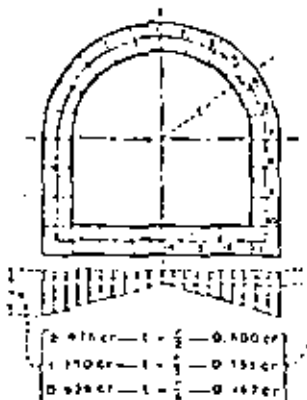
X-PEL-1047

SHAPE D



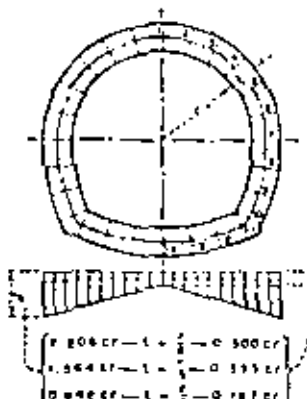
POINT	$L = \frac{r}{2}$			$L = \frac{r}{3}$			$L = \frac{r}{6}$		
	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr}$
1	+0.234	+0.005	0	+0.237	+0.007	0	+0.095	+0.028	0
2	+0.210	+0.022	+0.143	+0.151	+0.020	+0.091	+0.048	+0.022	+0.031
3	+0.143	+0.027	+0.308	+0.110	+0.033	+0.313	+0.065	+0.050	+0.119
4	+0.031	+0.083	+0.459	+0.023	+0.172	+0.351	+0.021	+0.053	+0.218
5	+0.083	+0.044	+0.308	+0.034	+0.076	+0.291	+0.016	+0.019	+0.162
6	+0.161	+0.118	+0.214	+0.093	+0.075	+0.123	+0.040	+0.041	+0.119
7	+0.220	+0.309	+0.142	+0.131	+0.099	+0.122	+0.092	+0.171	+0.097
8	+0.240	+0.465	+0.005	+0.159	+0.092	+0.017	+0.091	+0.176	+0.026
9	+0.211	+0.601	+0.148	+0.146	+0.083	+0.111	+0.096	+0.023	+0.341
10	+0.125	+0.734	+0.407	+0.034	+0.111	+0.254	+0.072	+0.076	+0.339
11	+0.033	+0.871	+0.678	+0.008	+0.128	+0.423	+0.018	+0.151	+0.358
12	+0.055	+0.101	+0.861	+0.019	+0.259	+0.653	+0.005	+0.194	+0.429
13	+0.157	+0.087	+0.393	+0.123	+0.089	+0.259	+0.067	+0.073	+0.196
14	+0.208	+0.007	+0.103	+0.153	+0.027	+0.030	+0.034	+0.015	+0.037
15	+0.210	+0.005	0	+0.153	+0.017	0	+0.027	+0.028	0

SHAPE E



POINT	$L = \frac{r}{2}$			$L = \frac{r}{3}$			$L = \frac{r}{6}$		
	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr}$
1	+0.163	+0.054	0	+0.181	+0.019	0	+0.039	+0.060	0
2	+0.159	+0.094	+0.143	+0.107	+0.015	+0.091	+0.012	+0.072	+0.044
3	+0.093	+0.210	+0.257	+0.067	+0.111	+0.187	+0.014	+0.024	+0.082
4	+0.000	+0.345	+0.308	+0.010	+0.230	+0.202	+0.006	+0.103	+0.101
5	+0.097	+0.394	+0.281	+0.010	+0.182	+0.187	+0.024	+0.154	+0.095
6	+0.169	+0.424	+0.160	+0.077	+0.412	+0.174	+0.041	+0.229	+0.053
7	+0.195	+0.352	+0.054	+0.112	+0.411	+0.015	+0.039	+0.284	+0.001
8	+0.168	+0.148	+0.054	+0.103	+0.172	+0.019	+0.031	+0.339	+0.000
9	+0.150	+0.115	+0.054	+0.039	+0.031	+0.073	+0.003	+0.144	+0.000
10	+0.152	+0.052	+0.054	+0.032	+0.044	+0.019	+0.033	+0.030	+0.000
11	+0.052	+0.054	+0.059	+0.004	+0.017	+0.031	+0.026	+0.000	+0.031
12	+0.167	+0.058	+0.093	+0.121	+0.010	+0.016	+0.033	+0.000	+0.147
13	+0.243	+0.056	+0.023	+0.155	+0.019	+0.057	+0.046	+0.000	+0.037
14	+0.257	+0.054	0	+0.173	+0.019	0	+0.044	+0.000	0

SHAPE F



POINT	$L = \frac{r}{2}$			$L = \frac{r}{3}$			$L = \frac{r}{6}$		
	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr}$	$\frac{M}{cr^3}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr}$
1	+0.185	+0.052	0	+0.115	+0.019	0	+0.035	+0.001	0
2	+0.161	+0.098	+0.143	+0.100	+0.045	+0.091	+0.049	+0.013	+0.045
3	+0.096	+0.213	+0.235	+0.060	+0.114	+0.167	+0.011	+0.024	+0.041
4	+0.004	+0.338	+0.107	+0.003	+0.229	+0.203	+0.005	+0.103	+0.100
5	+0.082	+0.395	+0.278	+0.007	+0.182	+0.187	+0.023	+0.164	+0.094
6	+0.163	+0.405	+0.157	+0.044	+0.407	+0.173	+0.048	+0.224	+0.060
7	+0.179	+0.312	+0.057	+0.111	+0.411	+0.015	+0.034	+0.284	+0.001
8	+0.150	+0.067	+0.054	+0.104	+0.167	+0.114	+0.043	+0.313	+0.000
9	+0.096	+0.027	+0.054	+0.071	+0.042	+0.028	+0.014	+0.099	+0.000
10	+0.020	+0.066	+0.054	+0.022	+0.041	+0.020	+0.007	+0.021	+0.016
11	+0.019	+0.011	+0.054	+0.000	+0.013	+0.008	+0.002	+0.000	+0.011
12	+0.122	+0.031	+0.017	+0.074	+0.040	+0.003	+0.019	+0.023	+0.004
13	+0.184	+0.041	+0.005	+0.103	+0.011	+0.059	+0.036	+0.000	+0.029
14	+0.170	+0.047	0	+0.108	+0.019	0	+0.028	+0.000	0

NOTES: c represents the weight per unit volume of concrete or other material in units consistent with those of the modulus r.
See Figure 2 for net area of shapes.

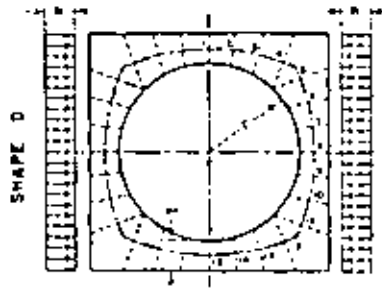


SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
DEAD WEIGHT OF CONDUIT
SHAPES D, E, AND F

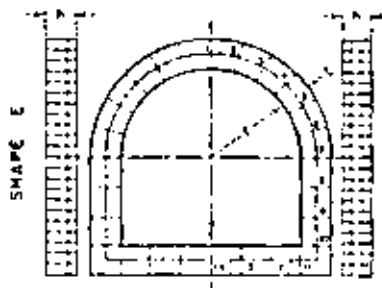
REV APR 15, 1965

SEP 20, 1964

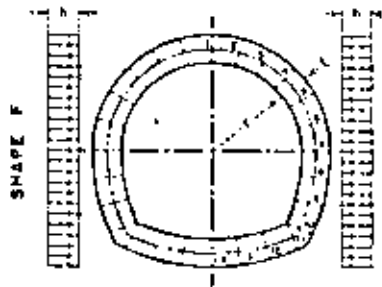
K-PEL-1048



POINT	$t = \frac{f}{2}$			$t = \frac{f}{4}$			$t = \frac{f}{6}$		
	$\frac{M}{NY}$	$\frac{T}{NY}$	$\frac{S}{NY}$	$\frac{M}{NY}$	$\frac{T}{NY}$	$\frac{S}{NY}$	$\frac{M}{NY}$	$\frac{T}{NY}$	$\frac{S}{NY}$
1	-0.357	+1.500	0	-0.348	+1.553	0	-0.242	+1.167	0
2	-0.352	+1.490	-0.171	-0.296	+1.324	-0.108	-0.262	+1.158	-0.141
3	-0.259	+1.461	-0.339	-0.234	+1.297	-0.310	-0.261	+1.137	-0.241
4	-0.157	+1.415	-0.503	-0.173	+1.251	-0.480	-0.111	+1.090	-0.416
5	+0.045	-0.332	-0.657	+0.047	-0.324	-0.640	-0.010	-0.311	-0.674
6	+0.232	-0.146	-0.620	+0.196	-0.142	-0.593	-0.155	-0.138	-0.558
7	+0.352	-0.016	-0.314	+0.310	-0.031	-0.259	-0.245	-0.054	-0.283
8	+0.395	0	0	+0.348	0	0	-0.302	0	0
9	+0.357	+0.016	+0.314	+0.310	+0.031	+0.259	-0.245	-0.054	-0.280
10	+0.232	-0.146	-0.620	+0.196	-0.142	-0.593	-0.155	-0.138	-0.558
11	-0.045	+0.332	-0.657	-0.047	+0.324	-0.640	-0.010	+0.311	-0.674
12	-0.157	+1.415	-0.503	-0.173	+1.251	-0.480	-0.111	+1.090	-0.416
13	-0.259	+1.461	-0.339	-0.234	+1.297	-0.310	-0.261	+1.137	-0.241
14	-0.352	+1.490	-0.171	-0.296	+1.324	-0.108	-0.262	+1.158	-0.141
15	-0.357	+1.500	0	-0.348	+1.553	0	-0.242	+1.167	0



POINT	$\frac{M}{NY}$	$\frac{T}{NY}$	$\frac{S}{NY}$	$\frac{M}{NY}$	$\frac{T}{NY}$	$\frac{S}{NY}$	$\frac{M}{NY}$	$\frac{T}{NY}$	$\frac{S}{NY}$
	1	-0.478	+1.588	0	-0.179	+1.415	0	-0.331	+1.243
2	-0.374	+1.485	-0.191	-0.314	+1.272	-0.153	-0.289	+1.162	-0.311
3	-0.225	+1.201	-0.654	-0.199	+1.071	-0.481	-0.178	+0.941	-0.445
4	-0.020	-0.812	-0.647	-0.016	-0.721	-0.721	-0.010	-0.633	-0.737
5	+0.190	-0.414	-0.721	+0.165	-0.378	-0.448	+0.148	-0.330	-0.537
6	+0.394	-0.121	-0.460	+0.314	-0.111	-0.443	+0.271	-0.098	-0.545
7	+0.435	0	-0.088	+0.388	0	-0.082	+0.313	0	-0.074
8	+0.408	0	-0.245	+0.351	0	-0.241	+0.305	0	-0.237
9	+0.269	0	-0.576	+0.276	0	-0.580	+0.193	0	-0.591
10	+0.021	0	-0.912	-0.034	0	-0.916	-0.084	0	-0.924
11	-0.207	+1.412	0	-0.187	+1.251	0	-0.166	+1.091	0
12	-0.207	+1.412	0	-0.187	+1.251	0	-0.166	+1.091	0
13	-0.207	+1.412	0	-0.187	+1.251	0	-0.166	+1.091	0
14	-0.207	+1.412	0	-0.187	+1.251	0	-0.166	+1.091	0

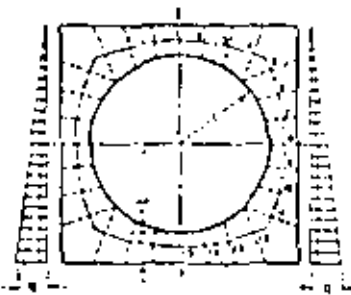


POINT	$\frac{M}{NY}$	$\frac{T}{NY}$	$\frac{S}{NY}$	$\frac{M}{NY}$	$\frac{T}{NY}$	$\frac{S}{NY}$	$\frac{M}{NY}$	$\frac{T}{NY}$	$\frac{S}{NY}$
	1	-0.189	+1.527	0	-0.346	+1.360	0	-0.104	+1.193
2	-0.328	+1.425	-0.182	-0.391	+1.270	-0.140	-0.284	+1.134	-0.258
3	-0.481	+1.146	-0.653	-0.176	+1.073	-0.471	-0.124	+0.997	-0.518
4	-0.004	-0.749	-0.769	-0.004	-0.681	-0.785	-0.004	-0.602	-0.802
5	+0.190	-0.384	-0.673	+0.149	-0.347	-0.600	+0.148	-0.305	-0.528
6	+0.381	-0.107	-0.401	+0.298	-0.088	-0.359	+0.261	-0.085	-0.517
7	+0.394	0	-0.077	+0.351	0	-0.076	+0.308	0	-0.074
8	+0.353	-0.046	-0.322	+0.315	-0.043	-0.274	+0.272	-0.039	-0.277
9	+0.217	-0.187	-0.648	+0.165	-0.174	-0.600	+0.154	-0.161	-0.556
10	-0.004	-0.412	-0.911	-0.020	-0.344	-0.931	-0.037	-0.356	-0.789
11	-0.104	+1.141	-0.715	-0.087	+1.021	-0.453	-0.010	+0.845	-0.390
12	-0.218	+1.520	-0.387	-0.192	+1.146	-0.339	-0.164	+1.013	-0.298
13	-0.194	+1.414	-0.204	-0.261	+1.271	-0.181	-0.276	+1.109	-0.158
14	-0.182	+1.423	0	-0.245	+1.307	0	-0.248	+1.141	0

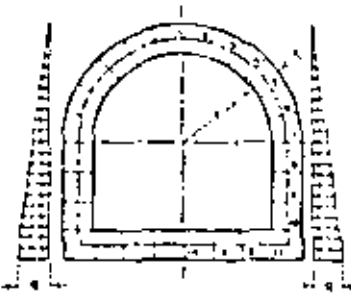


SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 UNIFORM HORIZONTAL LOAD - BOTH SIDES
 SHAPES D, E, AND F

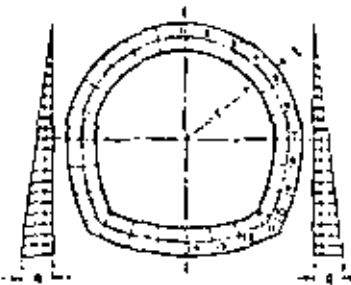
SHAPE D



SHAPE E



SHAPE F



+ Sign convention

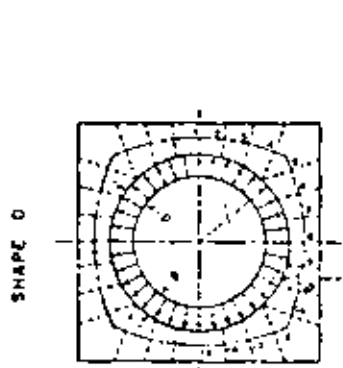
POINT	$t = f$			$t = f$			$t = f$		
	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$
1	-0.1541	+0.4311	0	-0.1451	+0.4401	0	-0.1321	+0.3551	0
2	-0.147	+0.428	-0.049	-0.1381	+0.335	-0.042	-0.125	+0.375	-0.044
3	-0.126	+0.493	-0.097	-0.147	+0.352	-0.092	-0.177	+0.355	-0.092
4	-0.091	+0.405	-0.144	-0.097	+0.376	-0.131	-0.079	+0.342	-0.130
5	-0.005	+0.301	-0.195	-0.013	+0.128	-0.143	+0.035	+0.124	-0.134
6	-0.094	+0.270	-0.157	-0.071	+0.071	-0.225	+0.171	+0.0	-0.225
7	-0.167	+0.222	-0.195	-0.137	+0.024	-0.222	+0.114	+0.022	-0.197
8	-0.197	0	-0.055	-0.174	0	-0.267	+0.151	0	-0.274
9	-0.197	+0.141	-0.125	-0.173	+0.012	-0.095	+0.153	+0.015	-0.123
10	-0.139	+0.076	+0.127	-0.125	+0.072	-0.295	+0.108	+0.065	-0.123
11	-0.034	+0.202	+0.367	-0.032	+0.191	-0.334	+0.173	+0.135	-0.192
12	-0.046	+0.008	+0.355	-0.036	+0.075	-0.322	+0.032	+0.166	-0.255
13	-0.133	+0.042	+0.242	-0.112	+0.007	-0.217	+0.097	+0.277	-0.193
14	-0.183	+0.042	+0.122	-0.157	+0.106	-0.103	+0.116	+0.194	-0.032
15	-0.293	+0.067	0	-0.173	+0.032	0	+0.147	+0.004	0

POINT	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$
	1	-0.1951	+0.4951	0	-0.1721	+0.4401	0	-0.1471	+0.3971
2	-0.1741	+0.444	-0.125	-0.155	+0.437	-0.114	-0.142	+0.397	-0.109
3	-0.1461	+0.414	-0.215	-0.105	+0.376	-0.217	-0.092	+0.347	-0.192
4	-0.073	+0.320	-0.325	-0.279	+0.291	-0.291	+0.021	+0.265	-0.325
5	-0.023	+0.145	-0.338	-0.059	+0.181	-0.309	+0.051	+0.142	-0.291
6	-0.169	+0.072	-0.269	-0.140	+0.055	-0.245	+0.123	+0.074	-0.225
7	-0.2731	0	-0.110	-0.181	0	-0.107	+0.172	0	-0.106
8	-0.230	0	+0.076	-0.195	0	+0.041	+0.175	0	-0.163
9	-0.169	0	+0.295	-0.133	0	+0.110	+0.106	0	-0.123
10	-0.027	0	+0.537	-0.039	0	+0.391	+0.045	0	-0.035
11	-0.104	+0.015	0	-0.108	+0.041	0	-0.035	+0.253	0
12	-0.104	+0.015	0	-0.104	+0.041	0	+0.045	+0.169	0
13	-0.104	+0.015	0	-0.109	+0.041	0	-0.015	+0.169	0
14	-0.108	+0.015	0	-0.106	+0.041	0	-0.098	+0.249	0

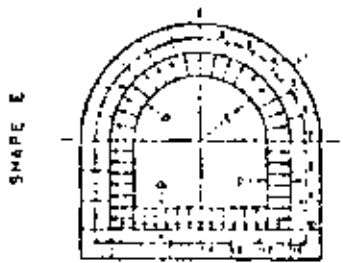
POINT	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$
	1	-0.177	+0.451	0	-0.1551	+0.409	0	-0.131	+0.368
2	-0.158	+0.435	-0.112	-0.138	+0.395	-0.104	-0.117	+0.356	-0.095
3	-0.103	+0.365	-0.222	-0.097	+0.348	-0.202	-0.078	+0.315	-0.162
4	-0.022	+0.278	-0.234	-0.027	+0.249	-0.259	+0.018	+0.241	-0.241
5	-0.020	+0.179	-0.309	-0.059	+0.165	-0.282	+0.051	+0.146	-0.256
6	-0.157	+0.063	-0.237	-0.131	+0.059	-0.213	+0.115	+0.094	-0.201
7	-0.199	0	+0.076	-0.175	0	+0.076	+0.155	0	-0.075
8	-0.197	+0.077	+0.149	-0.173	+0.019	+0.061	+0.134	+0.014	+0.095
9	-0.137	+0.099	+0.340	-0.116	+0.092	+0.146	+0.101	+0.085	+0.232
10	-0.046	+0.253	+0.560	+0.001	+0.237	+0.528	+0.008	+0.322	+0.471
11	-0.038	+0.242	+0.344	-0.016	+0.267	+0.298	+0.028	+0.583	+0.263
12	-0.109	+0.214	+0.265	-0.102	+0.000	+0.210	-0.247	+0.683	+0.199
13	-0.157	+0.074	+0.144	-0.147	+0.092	+0.127	-0.124	+0.289	+0.104
14	-0.174	+0.049	0	-0.163	+0.024	0	-0.143	+0.168	0

SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR

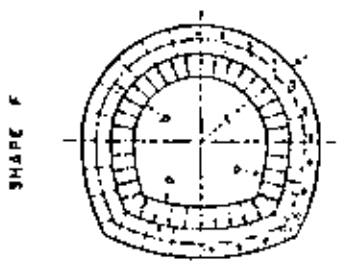
TRIANGULAR HORIZONTAL LOAD - BOTH SIDES
SHAPES D, E, AND F



POINT	$r = \frac{r}{R}$			$r = \frac{r}{r_0}$			$r = \frac{r}{r_1}$		
	M/D ²	T/D ²	S/D ²	M/D ²	T/D ²	S/D ²	M/D ²	T/D ²	S/D ²
1	-0.036	-1.000	0	-0.030	-1.000	0	-0.020	-1.000	0
2	-0.020	-0.989	-0.146	-0.018	-0.950	-0.142	-0.021	-0.950	-0.159
3	-0.021	-0.957	-0.289	-0.034	-0.919	-0.281	-0.046	-0.911	-0.276
4	-0.064	-0.903	-0.429	-0.061	-0.861	-0.420	-0.070	-0.811	-0.409
5	-0.094	-0.803	-0.479	-0.105	-0.808	-0.420	-0.121	-0.811	-0.479
6	-0.026	-0.957	-0.259	-0.034	-0.959	-0.231	-0.049	-0.961	-0.276
7	-0.021	-0.949	-0.446	-0.044	-0.950	-0.442	-0.051	-0.950	-0.439
8	-0.036	-1.000	0	-0.030	-1.000	0	-0.020	-1.000	0
9	-0.021	-0.969	-0.146	-0.018	-0.931	-0.142	-0.021	-0.931	-0.159
10	-0.021	-0.957	-0.289	-0.034	-0.899	-0.281	-0.046	-0.891	-0.276
11	-0.064	-0.903	-0.429	-0.061	-0.851	-0.420	-0.070	-0.811	-0.409
12	-0.094	-0.803	-0.479	-0.105	-0.808	-0.420	-0.121	-0.811	-0.479
13	-0.026	-0.957	-0.259	-0.034	-0.959	-0.231	-0.049	-0.961	-0.276
14	-0.021	-0.949	-0.446	-0.044	-0.950	-0.442	-0.051	-0.950	-0.439
15	-0.036	-1.000	0	-0.030	-1.000	0	-0.020	-1.000	0



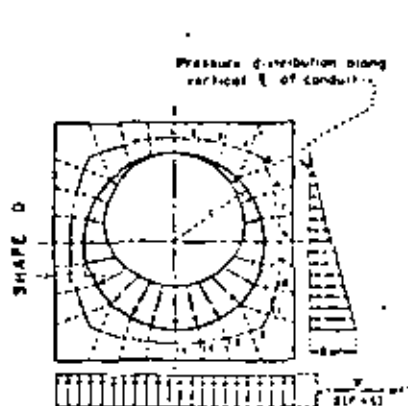
POINT	$r = \frac{r}{R}$			$r = \frac{r}{r_0}$			$r = \frac{r}{r_1}$		
	M/D ²	T/D ²	S/D ²	M/D ²	T/D ²	S/D ²	M/D ²	T/D ²	S/D ²
1	-0.074	-1.154	0	-0.062	-1.142	0	-0.051	-1.120	0
2	-0.068	-1.149	-0.040	-0.059	-1.137	-0.037	-0.049	-1.124	-0.034
3	-0.041	-1.134	-0.077	-0.040	-1.113	-0.071	-0.037	-1.113	-0.063
4	-0.018	-1.109	-0.109	-0.013	-1.100	-0.100	-0.010	-1.072	-0.109
5	-0.021	-1.077	-0.134	-0.021	-1.071	-0.123	-0.019	-1.051	-0.115
6	-0.069	-1.040	-0.149	-0.061	-1.037	-0.137	-0.053	-1.024	-0.120
7	-0.119	-1.000	-0.154	-0.104	-1.000	-0.142	-0.090	-1.000	-0.140
8	-0.115	-1.000	-0.179	-0.091	-1.000	-0.171	-0.081	-1.000	-0.170
9	-0.000	-1.000	-0.182	-0.024	-1.000	-0.175	-0.026	-1.000	-0.176
10	-0.027	-1.000	-0.144	-0.054	-1.000	-0.158	-0.033	-1.000	-0.150
11	-0.186	-0.846	-0.000	-0.151	-0.851	-0.000	-0.129	-0.870	-0.000
12	-0.090	-0.846	-0.467	-0.047	-0.851	-0.463	-0.049	-0.870	-0.467
13	-0.256	-0.846	-0.333	-0.214	-0.846	-0.333	-0.251	-0.870	-0.333
14	-0.312	-0.846	0	-0.269	-0.851	0	-0.231	-0.870	0



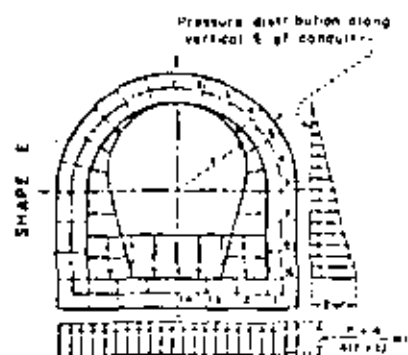
POINT	$r = \frac{r}{R}$			$r = \frac{r}{r_0}$			$r = \frac{r}{r_1}$		
	M/D ²	T/D ²	S/D ²	M/D ²	T/D ²	S/D ²	M/D ²	T/D ²	S/D ²
1	-0.018	-1.046	0	-0.016	-1.044	0	-0.014	-1.043	0
2	-0.016	-1.044	-0.121	-0.014	-1.042	-0.121	-0.013	-1.041	-0.118
3	-0.010	-1.040	-0.251	-0.009	-1.038	-0.220	-0.008	-1.037	-0.221
4	-0.001	-1.032	-0.301	-0.004	-1.031	-0.291	-0.003	-1.030	-0.290
5	-0.011	-1.023	-0.431	-0.010	-1.020	-0.381	-0.009	-1.021	-0.382
6	-0.024	-1.013	-0.481	-0.022	-1.011	-0.451	-0.020	-1.011	-0.441
7	-0.039	-1.000	-0.486	-0.036	-1.000	-0.441	-0.032	-1.000	-0.441
8	-0.031	-1.004	-0.951	-0.028	-1.004	-0.901	-0.024	-1.004	-0.901
9	-0.021	-1.007	-0.751	-0.023	-1.007	-0.736	-0.025	-1.007	-0.736
10	-0.110	-0.970	-0.370	-0.117	-0.970	-0.371	-0.115	-0.971	-0.372
11	-0.132	-0.941	-0.430	-0.131	-0.941	-0.435	-0.134	-0.941	-0.429
12	-0.009	-0.996	-0.792	-0.002	-0.997	-0.751	-0.007	-0.999	-0.751
13	-0.071	-0.969	-0.147	-0.062	-0.968	-0.147	-0.067	-0.968	-0.147
14	-0.061	-0.954	0	-0.057	-0.956	0	-0.059	-0.957	0



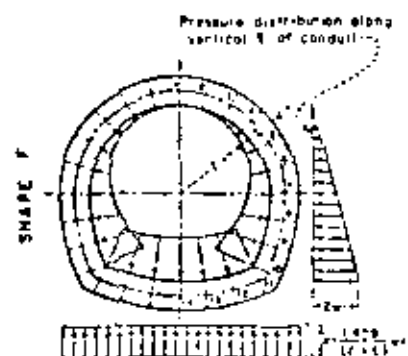
SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 UNIFORM INTERNAL RADIAL LOAD
 SHAPES C, E, AND F



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{6}$		
	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$
1	+0.163	-0.328	0	-0.173	-0.353	0	-0.183	-0.376	0
2	+0.180	-0.324	+0.057	-0.189	-0.349	+0.082	-0.193	-0.340	+0.067
3	+0.136	-0.311	+0.056	-0.143	-0.334	+0.105	+0.147	-0.316	+0.115
4	+0.099	-0.419	+0.102	-0.105	-0.501	+0.116	+0.109	-0.471	+0.110
5	-0.009	-0.221	+0.434	+0.017	-0.237	+0.454	+0.041	-0.250	+0.473
6	-0.112	-0.214	+2.153	-0.352	-0.222	+0.385	-0.071	-0.211	+0.443
7	-0.188	-0.216	+0.229	-0.155	-0.219	+0.253	-0.161	-0.222	+0.244
8	-0.223	-0.215	+0.039	-0.218	-0.215	+0.053	-0.209	-0.215	+0.038
9	-0.200	-0.204	-0.244	-0.229	-0.202	-0.214	-0.237	-0.200	-0.191
10	-0.108	-0.110	-0.370	-0.112	-0.108	-0.345	-0.111	-0.107	-0.322
11	-0.053	-0.103	-0.340	-0.050	-0.103	-0.323	-0.051	-0.102	-0.302
12	+0.135	-0.311	-0.016	+0.127	-0.333	-0.002	+0.120	-0.311	-0.163
13	+0.158	-1.154	+0.047	+0.156	-1.217	+0.027	+0.160	-1.181	+0.069
14	-0.188	-1.416	+0.012	+0.170	-1.383	-0.005	+0.171	-1.353	+0.013
15	-0.173	-1.422	0	+0.173	-1.447	0	+0.184	-1.424	0



POINT	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$
	1	+0.762	-0.688	0	+0.255	-0.694	0	+0.239	-0.553
2	+0.733	-0.656	+0.173	+0.229	-0.551	+0.174	+0.214	-0.563	+0.166
3	+0.552	-0.593	+0.317	-0.152	-0.566	+0.349	+0.142	-0.601	+0.321
4	+0.052	-0.497	+0.426	+0.040	-0.499	+0.308	+0.056	-0.514	+0.314
5	+0.067	-0.507	+0.419	+0.049	-0.513	+0.423	+0.085	-0.512	+0.433
6	-0.233	-0.245	+0.345	-0.205	-0.246	+0.348	-0.197	-0.249	+0.355
7	-0.321	-0.215	+0.181	-0.232	-0.215	+0.180	-0.215	-0.215	+0.181
8	-0.170	-0.215	-0.203	-0.233	-0.215	-0.205	-0.233	-0.215	-0.199
9	-0.171	-0.215	+0.185	-0.142	-0.211	+0.170	-0.139	-0.213	+0.184
10	-0.184	-0.215	-1.319	-0.190	-0.215	-1.316	-0.188	-0.215	-1.302
11	+0.291	-1.313	+0.310	+0.239	-1.316	+0.346	+0.265	-1.207	+0.420
12	+0.066	-1.318	0	+0.075	-1.316	+0.441	+0.133	-1.207	+0.318
13	-0.069	-1.319	-0.270	+0.005	-1.316	-0.220	-0.052	-1.313	-0.152
14	-0.314	-1.319	0	-0.051	-1.316	0	+0.031	-1.207	0

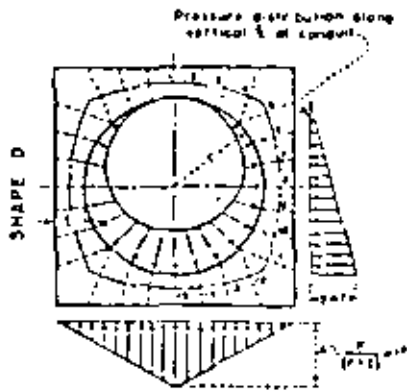


POINT	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$
	1	+0.272	-0.378	0	+0.206	-0.389	0	+0.183	-0.406
2	+0.198	-0.356	+0.140	+0.182	-0.363	+0.149	+0.171	-0.385	+0.154
3	+0.129	-0.362	+0.285	+0.112	-0.313	+0.271	+0.094	-0.328	+0.264
4	+0.050	-0.427	+0.331	+0.022	-0.437	+0.340	+0.021	-0.444	+0.321
5	-0.090	-0.334	+0.327	-0.081	-0.341	+0.338	-0.095	-0.349	+0.353
6	-0.175	-0.258	+0.243	-0.176	-0.261	+0.255	-0.175	-0.266	+0.271
7	-0.230	-0.215	+0.076	-0.231	-0.215	+0.081	-0.231	-0.215	+0.106
8	-0.217	-0.257	-0.212	-0.222	-0.250	-0.200	-0.224	-0.250	-0.192
9	-0.116	-0.180	-0.552	-0.122	-0.186	-0.539	-0.123	-0.188	-0.520
10	+0.045	-0.613	-0.314	+0.076	-0.621	-0.397	+0.063	-0.629	-0.373
11	+0.159	-1.129	-0.077	+0.112	-1.144	-0.073	+0.091	-1.153	-0.123
12	+0.154	-1.170	-0.019	+0.118	-1.281	-0.070	+0.112	-1.257	-0.143
13	+0.104	-1.343	-0.023	+0.122	-1.380	-0.012	+0.136	-1.359	-0.069
14	+0.108	-1.424	0	+0.123	-1.412	0	+0.143	-1.394	0

NOTE: w represents the weight per unit volume of water in units consistent with those of the radius r .

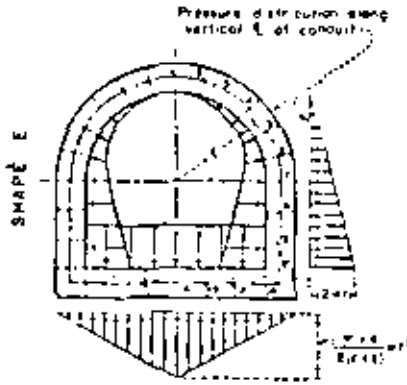


SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 TRIANGULAR INTERNAL RADIAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
 SHAPES D, E, AND F

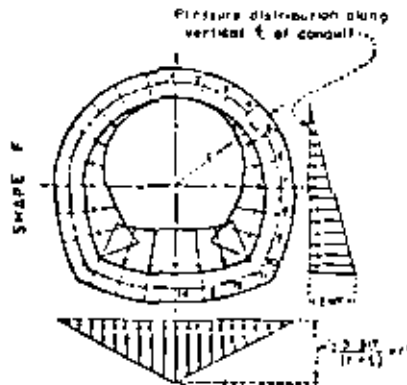


$t = \frac{r}{2}$ $t = \frac{r}{2}$ $t = \frac{r}{2}$

POINT	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$
1	+0.234	-0.644	0	+0.223	-0.643	0	+0.244	-0.643	0
2	+0.284	-0.643	+0.070	+0.273	-0.643	+0.070	+0.244	-0.643	+0.081
3	+0.198	-0.624	+0.123	+0.198	-0.646	+0.133	+0.152	-0.567	+0.141
4	+0.147	-0.588	+0.144	+0.121	-0.603	+0.153	+0.191	-0.629	+0.174
5	+0.040	-0.262	+0.285	+0.040	-0.214	+0.265	+0.088	-0.291	+0.583
6	-0.175	-0.240	+0.476	+0.100	-0.245	+0.498	+0.026	-0.245	+0.519
7	-0.235	-0.227	+0.345	-0.216	-0.231	+0.314	+0.192	-0.238	+0.393
8	-0.303	-0.215	-0.148	-0.290	-0.215	+0.148	+0.204	-0.215	+0.192
9	-0.313	-0.191	-0.125	-0.324	-0.198	-0.127	+0.234	-0.195	+0.078
10	-0.244	-0.144	-0.425	-0.248	-0.141	-0.433	+0.233	-0.139	+0.411
11	-0.124	-0.064	-0.642	-0.117	-0.053	-0.614	+0.104	-0.051	+0.544
12	-0.082	-0.153	-0.309	-0.048	-0.112	-0.210	+0.011	-0.070	+0.392
13	-0.201	-1.051	-0.332	-0.176	-1.014	-0.322	+0.148	-0.571	+0.435
14	+0.300	-1.271	-0.250	+0.275	-1.242	-0.264	+0.254	-1.214	-0.305
15	+0.358	-1.556	0	+0.316	-1.532	0	+0.229	-1.509	0



POINT	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$
1	+0.359	-0.773	0	+0.343	-0.769	0	+0.257	-0.765	0
2	+0.300	-0.745	+0.197	+0.281	-0.743	+0.196	+0.259	-0.739	+0.153
3	+0.207	-0.671	+0.367	+0.193	-0.663	+0.361	+0.103	-0.660	+0.359
4	+0.069	-0.560	+0.489	+0.068	-0.559	+0.458	+0.069	-0.561	+0.463
5	-0.091	-0.431	-0.497	+0.021	-0.431	+0.493	+0.021	-0.429	+0.491
6	-0.248	-0.309	-0.451	+0.023	-0.308	+0.471	+0.209	-0.301	+0.429
7	-0.367	-0.215	-0.271	+0.034	-0.215	+0.304	+0.309	-0.215	+0.264
8	-0.392	-0.275	-0.119	+0.071	-0.215	+0.120	+0.131	-0.219	+0.124
9	-0.272	-0.211	-0.418	+0.244	-0.219	-0.420	+0.219	-0.215	+0.424
10	+0.032	-0.215	-0.229	+0.074	-0.215	-0.239	+0.074	-0.215	+0.235
11	+0.253	-1.229	-0.413	+0.271	-1.231	-0.326	+0.271	-1.227	-0.241
12	+0.173	-1.229	-0.299	+0.174	-1.231	-0.306	+0.159	-1.235	-0.124
13	+0.142	-1.229	-0.059	+0.209	-1.231	-0.118	+0.221	-1.235	-0.200
14	+0.179	-1.229	0	+0.226	-1.231	0	+0.210	-1.231	0



POINT	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$	$\frac{M}{w r^2}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r^2}$
1	+0.288	-0.693	0	+0.271	-0.687	0	+0.251	-0.693	0
2	+0.260	-0.660	+0.174	+0.244	-0.664	+0.175	+0.224	-0.669	+0.178
3	-0.178	-0.555	-0.342	+0.181	-0.589	+0.326	+0.154	-0.601	+0.323
4	+0.032	-0.499	-0.407	+0.054	-0.504	+0.410	+0.043	-0.405	+0.414
5	-0.090	-0.388	-0.421	+0.075	-0.392	+0.424	+0.074	-0.391	+0.429
6	-0.204	-0.284	-0.347	+0.196	-0.287	+0.350	+0.187	-0.283	+0.356
7	-0.294	-0.215	-0.183	+0.286	-0.215	+0.187	+0.267	-0.215	+0.192
8	-0.312	-0.209	-0.110	+0.294	-0.208	-0.106	+0.282	-0.208	-0.100
9	-0.227	-0.256	-0.478	+0.209	-0.256	-0.474	+0.201	-0.251	-0.469
10	+0.010	-0.380	-0.901	+0.003	-0.387	-0.897	+0.003	-0.384	-0.889
11	+0.088	-0.934	-0.308	+0.065	-0.917	-0.339	+0.031	-0.896	-0.370
12	+0.129	-1.092	-0.403	+0.110	-1.072	-0.441	+0.101	-1.054	-0.482
13	+0.172	-1.248	-0.304	+0.119	-1.239	-0.303	+0.119	-1.228	-0.159
14	+0.314	-1.517	0	+0.328	-1.543	0	+0.333	-1.507	0

NOTE: w represents the weight per unit volume of water in units consistent with those of the radius r .



SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS

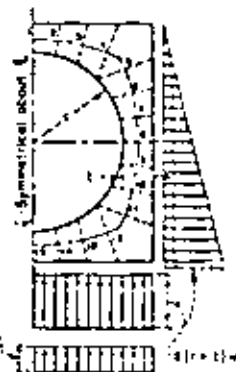
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR

TRIANGULAR INTERNAL RADIAL LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION

SHAPES D, E, AND F

SHAPE D

Dead weight of one-half of conduit
 $t = 7.042$ wft
 $t = 4.771$ wft
 $t = 6.768$ wft

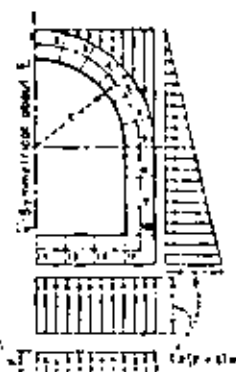


$t = 1.488$ wft
 $t = 0.918$ wft
 $t = 0.089$ wft

POINT	$x = \frac{r}{2}$			$x = \frac{r}{3}$			$x = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$
1	+0.243	+0.943	0	-0.142	+0.788	0	+0.209	+3.842	0
2	+0.205	+0.977	+0.244	+0.123	+0.790	-0.140	-0.024	+0.621	+0.040
3	+0.095	+1.030	+0.291	+0.060	+0.867	-0.127	-0.226	+0.661	+0.124
4	-0.103	+1.315	+0.895	-0.061	+1.030	-0.375	-0.078	+0.267	+0.242
5	-0.177	+2.253	+0.013	-0.081	+1.838	-0.132	-0.265	+0.899	+0.232
6	-0.202	+2.809	+0.059	-0.065	+1.938	-0.067	-0.017	+1.175	+0.154
7	-0.244	+3.175	+0.117	-0.569	+2.169	+0.019	-0.203	+1.243	+0.246
8	-0.293	+3.521	+0.182	-0.597	+2.386	+0.171	-0.067	+1.384	+0.207
9	-0.345	+3.930	+0.265	-0.738	+2.566	+0.250	-0.033	+1.541	+0.253
10	-0.376	+4.478	+0.355	-0.209	+1.089	+0.414	-0.120	+1.830	+0.476
11	-0.417	+5.740	+0.423	-0.294	+3.705	+0.568	-0.244	+2.223	+0.555
12	-0.192	+4.481	-1.982	+0.179	+3.465	-1.346	-0.227	+2.524	+0.700
13	+0.155	+3.977	-1.433	+0.052	+3.037	-0.973	-0.099	+2.304	+0.542
14	+0.368	+3.664	-0.726	+0.221	+2.667	-0.513	-0.000	+2.162	+0.291
15	+0.451	+3.357	0	+0.281	+2.786	0	+0.037	+2.110	0

SHAPE E

Dead weight of one-half of conduit
 $t = 1.885$ wft
 $t = 3.388$ wft
 $t = 1.950$ wft

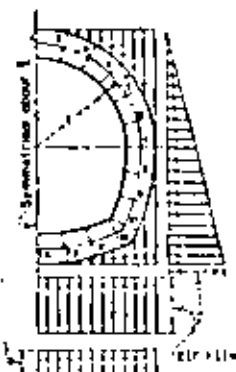


$t = 0.889$ wft
 $t = 0.101$ wft
 $t = 0.269$ wft

POINT	$x = \frac{r}{2}$			$x = \frac{r}{3}$			$x = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$
1	-0.001	+1.365	0	-0.075	+1.385	0	-0.150	-0.888	0
2	-0.054	+1.421	+0.033	-0.073	+1.412	-0.039	-0.134	+0.946	+0.110
3	-0.016	+1.582	+0.051	-0.054	+1.370	-0.027	-0.087	+0.967	+0.204
4	-0.028	+1.814	+0.040	+0.024	+1.314	-0.131	-0.021	+0.874	+0.288
5	-0.028	+2.455	+0.010	+0.271	+1.475	-0.466	-0.225	+0.490	+0.289
6	-0.005	+2.436	-0.104	+0.058	+1.657	-0.174	+0.159	+0.921	+0.212
7	-0.057	+2.543	-0.240	+0.421	+1.820	-0.197	+0.204	+0.974	+0.197
8	+0.047	+3.244	+0.315	+0.112	+2.117	+0.305	+0.196	+1.107	+0.219
9	-0.166	+3.644	+0.962	-0.088	+2.384	+0.345	-0.216	+1.241	+0.515
10	-0.620	+4.045	-1.780	+0.310	+2.531	+1.631	-3.361	+1.375	+1.447
11	-0.573	+3.335	-2.697	+0.448	+2.425	+1.349	-3.388	+0.267	+1.798
12	+0.574	+3.125	-1.798	+0.104	+2.470	-1.520	-0.087	+1.857	+2.767
13	+0.824	+3.135	-0.895	-0.436	+2.470	-0.663	-0.139	+1.857	+3.135
14	+0.973	+3.135	0	-0.545	+2.470	0	+0.203	+1.857	0

SHAPE F

Dead weight of one-half of conduit
 $t = 6.878$ wft
 $t = 3.083$ wft
 $t = 1.166$ wft



$t = 0.784$ wft
 $t = 0.088$ wft
 $t = 0.718$ wft

POINT	$x = \frac{r}{2}$			$x = \frac{r}{3}$			$x = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$	$\frac{M}{wft}$	$\frac{T}{wft}$	$\frac{S}{wft}$
1	+0.079	+1.188	0	-0.021	+0.945	0	-0.103	+0.783	0
2	+0.062	+1.250	-0.079	-0.021	+0.971	-0.069	-0.051	+0.767	+0.084
3	+0.027	+1.429	+0.142	-0.218	+1.059	-0.007	-0.057	+0.773	+0.153
4	-0.020	+1.709	+0.165	+0.074	+1.214	-0.076	-0.007	+0.801	+0.195
5	-0.068	+2.061	+0.145	+0.007	+1.423	-0.025	+0.050	+0.819	+0.209
6	-0.095	+2.457	+0.067	+0.205	+1.620	-0.039	+0.103	+0.835	+0.153
7	-0.092	+2.843	-0.063	+0.021	+1.850	-0.056	-0.139	+0.874	+0.083
8	-0.096	+3.205	+0.077	+0.010	+2.094	+0.142	+0.130	+1.112	+0.465
9	-0.156	+3.543	+0.248	-0.069	+2.348	+0.328	-0.245	+1.316	+0.406
10	-0.287	+3.860	+0.461	-0.229	+2.613	+0.647	-0.431	+1.594	+0.772
11	-0.280	+3.738	-1.344	-0.215	+2.655	-0.824	-0.142	+1.820	+0.113
12	+0.124	+3.414	-0.347	-0.002	+2.834	-0.571	-0.060	+1.935	+0.204
13	+0.338	+3.339	-0.485	+0.180	+2.816	-0.292	-0.311	+1.943	+0.102
14	+0.411	+3.332	0	+0.175	+2.611	0	+0.005	+1.959	0

NOTES: w represents the weight per unit volume of water in units consistent with those of the radius r . The assumed weight per unit volume of the conduit is 150 lb/cu ft.

* Tension is assumed to develop at the foundation. For the assumption that the conduits float see Figure 49.

**SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 TRIANGULAR EXTERNAL HYDROSTATIC LOAD
 INCLUDING DEAD LOAD
 SHAPES D, E, AND F**

* Sign convention

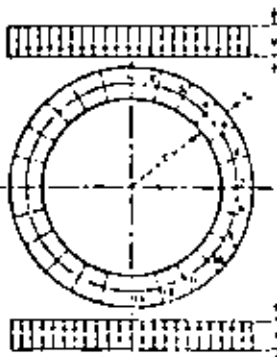


REV APR 15, 1953

SEP 29, 1944

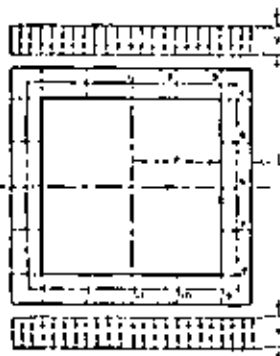
X-FEL-1054

CIRCULAR



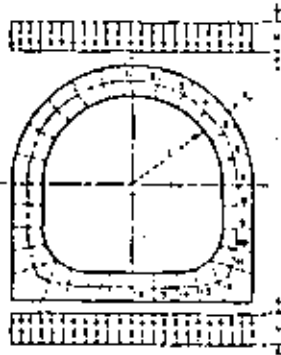
POINT	t = 1/2			t = 1			t = 3/2		
	M/vf	T/vf	S/vf	M/vf	T/vf	S/vf	M/vf	T/vf	S/vf
1	+0.375	0	0	+0.333	0	0	+0.292	0	0
2	+0.325	+0.100	+0.375	+0.289	+0.099	+0.333	+0.253	+0.074	+0.292
3	-0.178	+0.375	+0.850	+0.167	+0.533	+0.577	+0.148	+0.292	+0.500
4	0	+0.325	+0.750	0	+0.667	+0.667	0	+0.181	+0.583
5	-0.483	+1.125	+1.750	+0.167	+1.000	+0.577	+0.148	+0.875	+0.500
6	-0.325	+1.400	+0.375	+0.249	+1.244	+0.750	+0.253	+1.099	+0.292
7	-0.375	+1.500	0	+0.533	+1.333	0	+0.292	+1.167	0
8	-0.325	+1.400	+0.375	+0.289	+1.244	+0.533	+0.253	+1.099	+0.292
9	+0.181	+1.125	+0.450	+0.167	+1.000	+0.577	+0.148	+0.875	+0.450
10	0	+0.750	+0.150	0	+0.667	+0.667	0	+0.583	+0.383
11	+0.148	+0.375	+0.650	+0.167	+0.533	+0.577	+0.148	+0.292	+0.500
12	+0.525	+0.100	+0.375	+0.249	+0.099	+0.333	+0.253	+0.074	+0.292
13	+0.375	0	0	+0.333	0	0	+0.292	0	0

SQUARE



POINT	t = 1/2			t = 1			t = 3/2		
	M/vf	T/vf	S/vf	M/vf	T/vf	S/vf	M/vf	T/vf	S/vf
1	+0.500	0	0	+0.447	0	0	+0.390	0	0
2	+0.360	0	+0.500	+0.329	0	+0.500	+0.265	0	+0.500
3	+0.000	0	+1.000	+0.000	0	+1.000	-0.170	0	+1.000
4	+0.245	+1.500	0	+0.220	+1.333	0	+0.194	+1.167	0
5	-0.245	+1.500	0	-0.220	+1.333	0	-0.194	+1.167	0
6	-0.245	+1.500	0	-0.220	+1.333	0	-0.194	+1.167	0
7	-0.245	+1.500	0	-0.220	+1.333	0	-0.194	+1.167	0
8	-0.245	+1.500	0	-0.220	+1.333	0	-0.194	+1.167	0
9	+0.000	0	+1.000	+0.000	0	+1.000	+0.170	0	+1.000
10	+0.140	0	+0.500	+0.122	0	+0.500	+0.100	0	+0.500
11	+0.500	0	0	+0.447	0	0	+0.390	0	0

SHAPE O



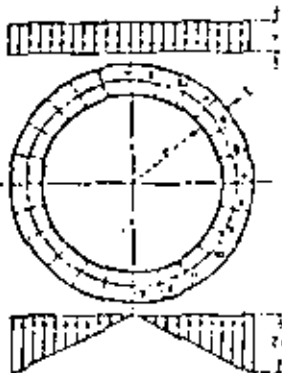
POINT	t = 1/2			t = 1			t = 3/2		
	M/vf	T/vf	S/vf	M/vf	T/vf	S/vf	M/vf	T/vf	S/vf
1	+0.350	+0.031	0	+0.330	+0.026	0	+0.291	+0.021	0
2	+0.379	+0.130	+0.167	+0.266	+0.145	+0.326	+0.251	+0.098	+0.285
3	+0.485	+0.402	+0.634	+0.162	+0.358	+0.664	+0.148	+0.310	+0.455
4	-0.004	+0.272	+0.728	+0.006	+0.445	+0.648	+0.006	+0.398	+0.569
5	-0.176	+1.140	+0.123	-0.159	+1.013	+0.554	-0.135	+0.885	+0.487
6	-0.303	+1.408	+0.145	-0.269	+1.221	+0.326	-0.236	+1.094	+0.221
7	-0.344	+1.500	+0.021	-0.306	+1.333	+0.026	-0.269	+1.167	+0.021
8	-0.336	+1.500	+0.031	-0.299	+1.333	+0.026	-0.268	+1.167	+0.021
9	-0.328	+1.500	+0.031	-0.293	+1.333	+0.026	-0.259	+1.167	+0.021
10	-0.293	+1.276	+0.272	-0.262	+1.311	+0.242	-0.223	+1.145	+0.221
11	-0.204	+1.416	+0.491	-0.184	+1.292	+0.460	-0.165	+1.088	+0.422
12	-0.012	+0.402	+1.022	-0.045	+0.308	+0.979	-0.028	+0.315	+0.916
13	+0.132	+0.091	+0.224	+0.122	+0.091	+0.246	+0.085	+0.107	+0.119
14	+0.320	+0.031	+0.500	+0.267	+0.026	+0.500	+0.212	+0.021	+0.500
15	+0.418	+0.031	+0.250	+0.380	+0.026	+0.250	+0.304	+0.021	+0.250
16	+0.445	+0.031	0	+0.392	+0.026	0	+0.357	+0.021	0

SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 UNIFORM VERTICAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
 SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND O

+ Sign convention

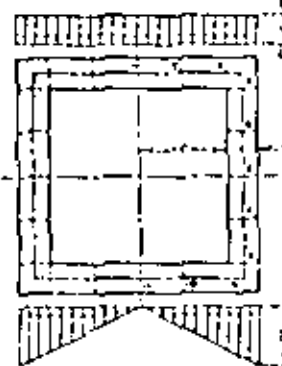


CIRCULAR



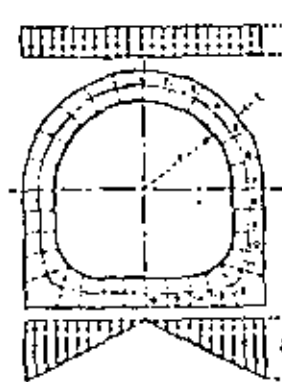
POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{E I}$	$\frac{T}{E I}$	$\frac{S}{E I}$	$\frac{M}{E I}$	$\frac{T}{E I}$	$\frac{S}{E I}$	$\frac{M}{E I}$	$\frac{T}{E I}$	$\frac{S}{E I}$
1	+0.323	+0.110	0	+0.283	+0.090	0	+0.359	+0.077	0
2	+0.278	+0.207	+0.347	+0.244	+0.126	+0.510	+0.227	+0.147	+0.273
3	+0.434	+0.470	+0.593	+0.374	+0.411	+0.527	+0.291	+0.394	+0.463
4	+0.042	+0.228	+0.672	+0.014	+0.230	+0.601	+0.030	+0.331	+0.531
5	+0.173	+1.180	+0.554	+0.155	+1.045	+0.439	+0.140	+0.314	+0.243
6	+0.275	+1.424	+0.263	+0.345	+1.257	+0.246	+0.225	+0.207	+0.223
7	+0.293	+1.500	+0.110	+0.321	+1.333	+0.390	+0.247	+1.167	+0.070
8	+0.212	+1.323	+0.468	+0.209	+1.176	+0.403	+0.192	+0.031	+0.164
9	+0.090	+0.943	+0.619	+0.075	+0.874	+0.579	+0.083	+0.231	+0.152
10	+0.050	+0.453	+0.528	+0.044	+0.400	+0.334	+0.059	+0.162	+0.461
11	+0.151	+0.092	+0.380	+0.147	+0.087	+0.354	+0.132	+0.084	+0.288
12	+0.211	+0.083	+0.123	+0.193	+0.054	+0.110	+0.174	+0.045	+0.094
13	+0.223	+0.110	0	+0.203	+0.092	0	+0.187	+0.072	0

SQUARE



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{E I}$	$\frac{T}{E I}$	$\frac{S}{E I}$	$\frac{M}{E I}$	$\frac{T}{E I}$	$\frac{S}{E I}$	$\frac{M}{E I}$	$\frac{T}{E I}$	$\frac{S}{E I}$
1	+0.477	+0.071	0	+0.421	+0.336	0	+0.374	+0.243	0
2	+0.352	+0.071	0	+0.302	+0.054	+0.100	+0.245	+0.048	+0.100
3	+0.023	+0.071	+0.050	+0.513	+0.056	+0.000	+0.126	+0.043	+0.100
4	+0.256	+1.500	+0.071	+0.233	+1.333	+0.036	+0.206	+1.167	+0.043
5	+0.220	+1.500	+0.071	+0.204	+1.333	+0.056	+0.185	+1.167	+0.043
6	+0.145	+1.500	+0.071	+0.176	+1.333	+0.056	+0.163	+1.167	+0.043
7	+0.145	+1.500	+0.071	+0.145	+1.333	+0.056	+0.141	+1.167	+0.043
8	+0.113	+1.500	+0.071	+0.125	+1.333	+0.056	+0.120	+1.167	+0.043
9	+0.057	+0.071	+0.067	+0.067	+0.056	+0.100	+0.067	+0.043	+0.043
10	+0.252	+0.071	+0.187	+0.229	+0.056	+0.134	+0.101	+0.043	+0.134
11	+0.279	+0.071	0	+0.267	+0.067	0	+0.240	+0.043	0

SHAPE G



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{E I}$	$\frac{T}{E I}$	$\frac{S}{E I}$	$\frac{M}{E I}$	$\frac{T}{E I}$	$\frac{S}{E I}$	$\frac{M}{E I}$	$\frac{T}{E I}$	$\frac{S}{E I}$
1	+0.322	+0.124	0	+0.293	+0.105	0	+0.260	+0.063	0
2	+0.277	+0.220	+0.343	+0.252	+0.190	+0.106	+0.224	+0.141	+0.270
3	+0.255	+0.442	+0.587	+0.142	+0.424	+0.323	+0.127	+0.386	+0.462
4	+0.008	+0.834	+0.662	+0.003	+0.741	+0.393	+0.004	+0.644	+0.323
5	+0.163	+1.287	+0.542	+0.147	+1.052	+0.487	+0.134	+0.948	+0.431
6	+0.263	+1.432	+0.253	+0.219	+1.271	+0.232	+0.245	+1.131	+0.209
7	+0.273	+1.500	+0.124	+0.252	+1.333	+0.105	+0.231	+1.167	+0.085
8	+0.242	+1.500	+0.124	+0.226	+1.333	+0.105	+0.209	+1.167	+0.095
9	+0.211	+1.500	+0.124	+0.200	+1.333	+0.105	+0.188	+1.167	+0.105
10	+0.155	+1.452	+0.352	+0.152	+1.298	+0.324	+0.149	+1.134	+0.246
11	+0.044	+1.287	+0.584	+0.057	+1.226	+0.334	+0.068	+1.060	+0.343
12	+0.059	+0.117	+0.157	+0.039	+0.155	+0.171	+0.004	+0.100	+0.142
13	+0.163	+0.059	+0.415	+0.145	+0.035	+0.436	+0.115	+0.059	+0.463
14	+0.229	+0.124	+0.167	+0.209	+0.105	+0.166	+0.181	+0.063	+0.274
15	+0.263	+0.124	+0.042	+0.216	+0.105	+0.042	+0.214	+0.063	+0.054
16	+0.257	+0.124	0	+0.243	+0.105	0	+0.218	+0.063	0

SEP APR 15, 1968

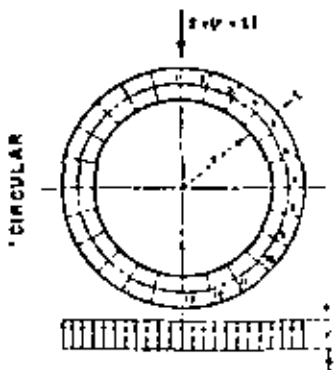
* Sign convention



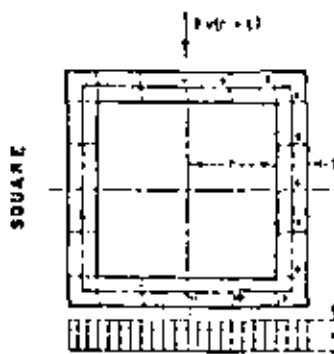
SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 UNIFORM VERTICAL LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
 SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND G

SEP 28, 1968

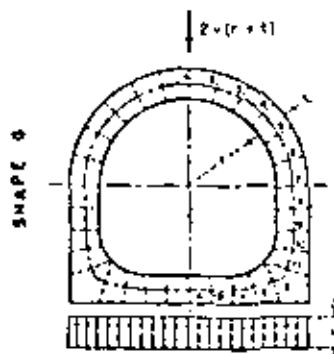
X-PEL-1056



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$
1	+0.027	-0.217	+1.500	+0.901	-0.128	+1.333	-0.737	+0.182	+1.167
2	+0.601	-0.598	+1.392	+0.508	-0.517	+1.247	-0.445	+0.438	+1.090
3	+0.176	+0.918	+1.160	+0.154	+0.823	+1.065	+0.123	+0.706	+0.939
4	-0.170	+0.284	+0.907	-0.155	+0.681	+0.812	-0.114	+0.528	+0.724
5	-0.411	+1.408	+0.567	-0.335	+1.242	+0.512	-0.285	+1.081	+0.460
6	-0.531	+1.503	+0.178	-0.484	+1.334	+0.173	-0.378	+1.164	+0.165
7	-0.527	+1.500	-0.212	-0.443	+1.333	-0.178	-0.329	+1.167	-0.147
8	-0.428	+1.342	-0.271	-0.385	+1.191	-0.164	-0.298	+1.052	-0.428
9	-0.204	+1.016	-0.838	-0.173	+0.911	-0.332	-0.152	+0.804	-0.824
10	+0.648	+0.198	-0.904	+0.017	+0.540	-0.793	+0.425	-0.483	-0.684
11	+0.821	+0.187	-0.738	+0.232	+0.176	-0.867	+0.194	-0.368	-0.576
12	+0.435	-0.162	-0.451	+0.380	-0.083	-0.380	+0.318	-0.059	-0.378
13	+0.495	-0.212	0	+0.411	-0.178	0	+0.382	-0.148	0



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$
1	+1.371	+0.142	+1.500	+1.162	+0.163	+1.333	+0.910	+0.066	+1.167
2	+0.323	+0.142	+1.500	+0.433	+0.182	+1.333	+0.327	+0.066	+1.167
3	-0.179	+0.442	+1.500	-0.232	+0.183	+1.333	-0.257	+0.066	+1.167
4	-0.338	+1.500	-0.142	-0.413	+1.333	-0.183	-0.547	+0.167	-0.066
5	-0.447	+1.500	-0.142	-0.328	+1.333	-0.183	-0.304	+0.167	-0.066
6	-0.376	+1.500	-0.142	-0.332	+1.333	-0.183	-0.361	+0.167	-0.066
7	-0.305	+1.500	-0.142	-0.265	+1.333	-0.183	-0.218	+0.167	-0.066
8	-0.234	+1.500	-0.142	-0.208	+1.333	-0.183	-0.161	+0.167	-0.066
9	+0.052	-0.142	-1.500	+0.073	-0.183	-1.000	+0.065	-0.066	-1.167
10	+0.471	-0.142	-0.500	+0.337	-0.183	-0.520	+0.190	-0.066	-0.500
11	+0.592	-0.142	0	+0.477	-0.183	0	+0.418	-0.066	0



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$
1	+1.068	+0.254	+1.500	+0.900	+0.200	+1.333	+0.738	+0.180	+1.167
2	+0.593	+0.678	+1.388	+0.503	+0.538	+1.236	+0.413	+0.457	+1.085
3	+0.170	+0.951	+1.167	+0.153	+0.834	+1.055	+0.126	+0.722	+0.930
4	-0.127	+1.226	+0.893	-0.132	+1.084	+0.802	-0.109	+0.634	+0.711
5	-0.409	+1.815	+0.547	-0.231	+1.258	+0.494	-0.253	+1.091	+0.464
6	-0.526	+1.509	+0.157	-0.430	+1.340	+0.152	-0.358	+1.168	+0.147
7	-0.518	+1.500	-0.234	-0.423	+1.333	-0.200	-0.358	+1.167	-0.160
8	-0.438	+1.500	-0.234	-0.373	+1.333	-0.200	-0.316	+1.167	-0.160
9	-0.357	+1.500	-0.234	-0.323	+1.333	-0.200	-0.276	+1.167	-0.160
10	-0.315	+1.444	-0.467	-0.255	+1.282	-0.417	-0.221	+1.120	-0.363
11	-0.180	+1.333	-0.687	-0.133	+1.193	-0.624	-0.124	+1.040	-0.523
12	+0.057	+0.109	-1.000	+0.023	+0.144	-1.079	+0.024	+0.188	-0.985
13	+0.857	-0.109	-0.400	+0.213	-0.072	-0.728	+0.147	-0.051	-0.344
14	+0.402	-0.234	-0.500	+0.351	-0.200	-0.500	+0.278	-0.160	-0.520
15	+0.497	-0.234	-0.250	+0.445	-0.200	-0.250	+0.370	-0.160	-0.250
16	+0.528	-0.234	0	+0.478	-0.200	0	+0.401	-0.160	0

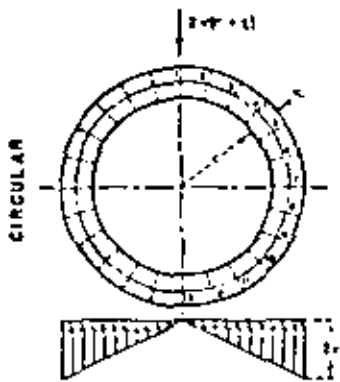


SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 CONCENTRATED VERTICAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
 SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND O

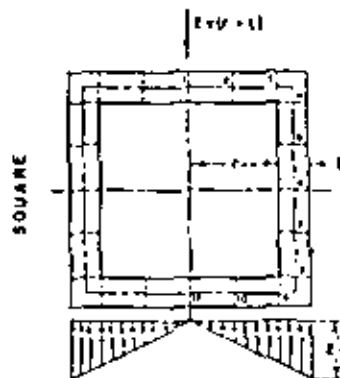
REV APR 13, 1968

510 28, 1968

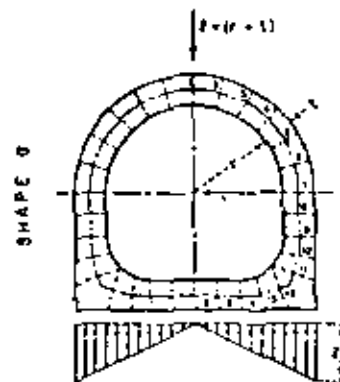
X-PEL-1057



POINT	$t = \frac{z}{r}$			$t = \frac{z}{r}$			$t = \frac{z}{r}$		
	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$
1	+1.025	+0.327	+1.500	+0.459	+0.269	+1.333	+0.702	+0.214	+1.167
2	+0.554	+0.204	+1.364	+0.457	+0.403	+1.218	+0.385	+0.519	+1.064
3	+0.143	+1.235	+1.136	+0.423	+0.899	+1.320	+0.104	+0.778	+0.834
4	-0.187	+1.292	+0.879	-0.149	+1.133	+0.753	-0.124	+0.978	+0.874
5	-0.394	+1.463	+0.467	-0.331	+1.248	+0.424	-0.277	+1.177	+0.398
6	-0.483	+1.534	-0.072	-0.442	+1.177	-0.086	-0.547	+1.042	+0.363
7	-0.442	+1.500	-0.327	-0.383	+1.133	-0.243	-0.330	+1.077	+0.214
8	-0.298	+1.267	-0.678	-0.265	+1.132	-0.381	-0.215	+0.995	-0.488
9	-0.105	+0.811	-0.845	-0.037	+0.712	-0.733	-0.070	+0.453	-0.623
10	+0.091	+0.293	-0.782	+0.078	+0.291	-0.667	-0.044	+0.281	-0.584
11	+0.241	-0.095	-0.684	+0.277	-0.048	-0.473	+0.482	-0.039	-0.359
12	+0.322	-0.290	-0.182	+0.284	-0.218	-0.154	+0.244	-0.188	-0.137
13	+0.343	-0.372	0	+0.303	-0.278	0	+0.226	-0.214	0



POINT	$t = \frac{z}{r}$			$t = \frac{z}{r}$			$t = \frac{z}{r}$		
	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$
1	+1.293	+0.213	+1.500	+1.043	+0.170	+1.333	+0.894	+0.129	+1.167
2	+0.543	+0.213	+1.500	+0.443	+0.110	+1.333	+0.311	+0.129	+1.167
3	-0.207	+0.213	+1.500	-0.253	+0.210	+1.333	-0.217	+0.223	+1.167
4	-0.529	+1.500	-0.213	-0.447	+1.333	-0.170	-0.359	+1.167	-0.129
5	-0.422	+1.500	+0.213	-0.363	+1.313	-0.170	-0.291	+1.167	-0.129
6	-0.316	+1.500	-0.213	-0.271	+1.333	-0.170	-0.270	+1.167	-0.129
7	-0.259	+1.500	-0.213	-0.191	+1.333	-0.170	-0.166	+1.167	-0.129
8	-0.102	+1.500	-0.213	-0.108	+1.333	-0.170	-0.102	+1.167	-0.129
9	+0.104	-0.213	-0.687	+0.041	-0.170	-0.353	+0.020	-0.129	-0.457
10	+0.288	-0.213	-0.167	+0.239	-0.170	-0.184	+0.210	-0.171	-0.214
11	+0.326	-0.213	0	+0.271	-0.170	0	+0.264	-0.129	0



POINT	$t = \frac{z}{r}$			$t = \frac{z}{r}$			$t = \frac{z}{r}$		
	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$
1	+1.023	+0.327	+1.500	+0.492	+0.276	+1.333	+0.703	+0.224	+1.167
2	+0.551	+0.204	+1.364	+0.470	+0.613	+1.218	+0.385	+0.519	+1.064
3	+0.140	+1.015	+1.136	+0.428	+0.907	+1.098	+0.104	+0.778	+0.834
4	-0.183	+1.292	+0.879	-0.145	+1.139	+0.748	-0.119	+0.964	+0.856
5	-0.397	+1.463	+0.467	-0.323	+1.294	+0.426	-0.263	+1.123	+0.389
6	-0.486	+1.534	+0.072	-0.400	+1.360	+0.077	-0.317	+1.185	+0.243
7	-0.444	+1.500	-0.327	-0.370	+1.333	-0.218	-0.317	+1.177	-0.235
8	-0.262	+1.500	-0.377	-0.300	+1.333	-0.278	-0.251	+1.167	-0.225
9	-0.280	+1.500	-0.327	-0.271	+1.333	-0.278	-0.204	+1.167	-0.223
10	-0.176	+1.410	-0.559	-0.143	+1.249	-0.494	-0.128	+1.109	-0.428
11	-0.020	+1.324	-0.777	-0.038	+1.170	-0.699	-0.021	+1.017	-0.614
12	+0.128	-0.076	-0.820	+0.104	-0.008	-0.677	+0.055	+0.067	-0.633
13	+0.248	-0.260	-0.441	+0.224	-0.204	-0.465	+0.174	-0.142	-0.435
14	+0.312	-0.377	-0.167	+0.294	-0.278	-0.189	+0.248	-0.223	-0.214
15	+0.337	-0.327	-0.047	+0.321	-0.278	-0.041	+0.279	-0.223	-0.054
16	+0.340	-0.327	0	+0.325	-0.278	0	+0.283	-0.223	0



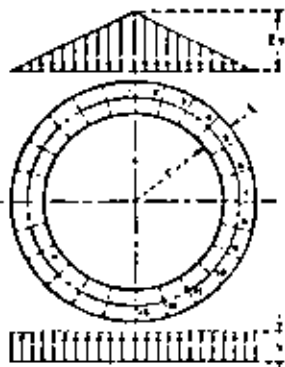
SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 CONCENTRATED VERTICAL LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
 SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND O

REV APR 15, 1959

SEP 29, 1944

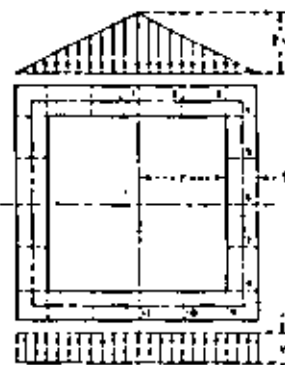
E-PEL-1058

CIRCULAR



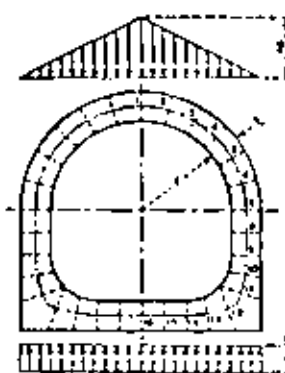
POINT	$t = r$			$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$
1	+0.530	+0.140	0	+0.464	+0.099	0	+0.397	+0.027	0
2	+0.441	+0.281	+0.625	+0.344	+0.243	+0.557	+0.288	+0.405	+0.489
3	+0.290	+0.426	+0.919	+0.191	+0.378	+0.871	+0.140	+0.500	+0.722
4	+0.047	+0.647	+0.899	+0.041	+0.524	+0.790	+0.038	+0.605	+0.764
5	+0.283	+0.551	+0.641	+0.242	+0.179	+0.577	+0.208	+0.228	+0.571
6	+0.430	+0.476	+0.289	+0.369	+0.310	+0.178	+0.313	+0.144	+0.237
7	+0.458	+0.500	+0.140	+0.394	+0.333	+0.090	+0.336	+0.167	+0.077
8	+0.372	+0.371	+0.441	+0.322	+0.221	+0.420	+0.277	+0.170	+0.361
9	+0.201	+0.070	+0.745	+0.175	+0.055	+0.655	+0.151	+0.029	+0.567
10	+0.014	+0.672	+0.978	+0.014	+0.603	+0.735	+0.013	+0.531	+0.634
11	+0.225	+0.280	+0.714	+0.187	+0.255	+0.622	+0.149	+0.210	+0.541
12	+0.374	+0.026	+0.405	+0.329	+0.002	+0.557	+0.283	+0.009	+0.310
13	+0.429	+0.110	0	+0.378	+0.090	0	+0.325	+0.071	0

SQUARE



POINT	$t = r$			$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$
1	+0.754	+0.071	0	+0.616	+0.056	0	+0.539	+0.043	0
2	+0.519	+0.071	+0.833	+0.417	+0.056	+0.812	+0.524	+0.043	+0.788
3	+0.044	+0.071	+1.353	+0.114	+0.056	+1.250	+0.278	+0.043	+1.145
4	+0.573	+0.500	+0.071	+0.318	+0.335	+0.056	+0.288	+0.167	+0.043
5	+0.358	+0.500	+0.071	+0.292	+0.335	+0.056	+0.216	+0.167	+0.043
6	+0.302	+0.500	+0.071	+0.241	+0.335	+0.056	+0.225	+0.167	+0.043
7	+0.261	+0.500	+0.071	+0.235	+0.335	+0.056	+0.235	+0.167	+0.043
8	+0.231	+0.500	+0.071	+0.205	+0.335	+0.056	+0.198	+0.167	+0.043
9	+0.038	+0.071	+1.000	+0.029	+0.056	+1.000	+0.012	+0.043	+1.000
10	+0.411	+0.071	+0.500	+0.346	+0.056	+0.500	+0.280	+0.043	+0.500
11	+0.556	+0.071	0	+0.471	+0.056	0	+0.405	+0.043	0

SHAPE 0



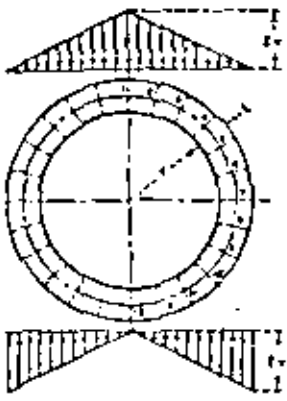
POINT	$t = r$			$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$	$\frac{M}{Vr}$	$\frac{T}{Vr}$	$\frac{S}{Vr}$
1	+0.595	+0.136	0	+0.467	+0.113	0	+0.397	+0.045	0
2	+0.437	+0.307	+0.618	+0.383	+0.265	+0.551	+0.328	+0.222	+0.485
3	+0.219	+0.681	+0.926	+0.192	+0.398	+0.810	+0.161	+0.515	+0.713
4	+0.043	+1.056	+0.875	+0.035	+0.542	+0.767	+0.037	+0.617	+0.691
5	+0.272	+0.344	+0.648	+0.252	+0.190	+0.567	+0.198	+0.037	+0.490
6	+0.411	+0.482	+0.295	+0.351	+0.316	+0.230	+0.299	+0.148	+0.216
7	+0.435	+0.500	+0.136	+0.370	+0.355	+0.119	+0.317	+0.167	+0.089
8	+0.356	+0.500	+0.136	+0.342	+0.335	+0.155	+0.294	+0.167	+0.089
9	+0.362	+0.500	+0.136	+0.314	+0.335	+0.151	+0.272	+0.167	+0.089
10	+0.302	+0.480	+0.371	+0.241	+0.296	+0.328	+0.227	+0.133	+0.297
11	+0.189	+0.383	+0.595	+0.167	+0.223	+0.547	+0.150	+0.064	+0.486
12	+0.026	+0.202	+1.055	+0.015	+0.026	+1.000	+0.037	+0.251	+0.940
13	+0.221	+0.015	+0.787	+0.187	+0.015	+0.781	+0.110	+0.045	+0.751
14	+0.364	+0.136	+0.500	+0.303	+0.113	+0.500	+0.238	+0.049	+0.500
15	+0.459	+0.136	+0.250	+0.397	+0.113	+0.250	+0.337	+0.049	+0.250
16	+0.490	+0.136	0	+0.405	+0.113	0	+0.365	+0.069	0

Sign convention



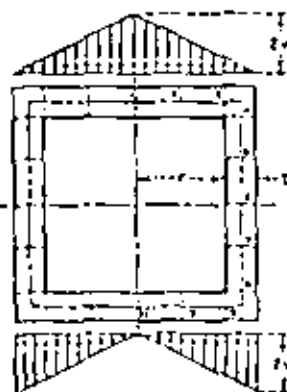
SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 TRIANGULAR VERTICAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
 SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND 0

CIRCULAR



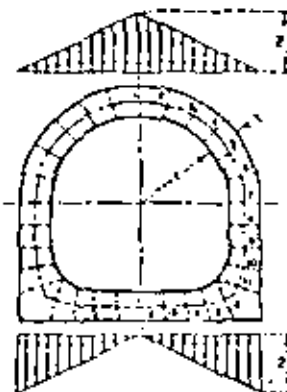
POINT	$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$		
	$\frac{M}{vr}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$
1	+0.479	-0.229	0	+0.423	+0.191	0	+0.388	+0.193	0
2	+0.395	+0.397	+0.594	+0.348	+0.340	+0.534	+0.300	+0.284	+0.443
3	+0.189	+0.761	+0.850	+0.166	+0.686	+0.770	+0.144	+0.570	+0.691
4	-0.055	-1.132	+0.407	-0.047	-0.997	+0.227	-0.042	+0.943	+0.644
5	-0.259	+1.392	+0.558	-0.229	+1.230	+0.489	-0.194	+1.089	+0.447
6	-0.370	+1.507	+0.168	-0.322	+1.336	+0.160	-0.278	+1.155	+0.154
7	-0.360	+1.500	-0.229	-0.312	+1.333	-0.194	-0.278	+1.167	-0.154
8	-0.392	+1.590	-0.329	-0.269	+1.331	-0.191	-0.238	+1.167	-0.153
9	-0.245	+1.500	-0.229	-0.221	+1.331	-0.191	-0.201	+1.167	-0.153
10	-0.164	+1.445	-0.462	-0.154	+1.283	-0.429	-0.148	+1.122	-0.154
11	-0.030	+1.354	-0.654	-0.040	+1.197	-0.616	-0.051	+1.042	-0.147
12	+0.097	+0.017	-0.790	+0.063	+0.074	-0.793	+0.023	+0.174	-0.826
13	+0.272	-0.153	-0.412	+0.180	-0.148	-0.450	+0.146	-0.074	-0.479
14	+0.274	-0.229	-0.157	+0.246	-0.191	-0.185	+0.204	-0.153	-0.214
15	+0.299	-0.229	-0.042	+0.273	-0.191	-0.047	+0.240	-0.153	-0.054
16	+0.102	-0.229	0	+0.273	-0.191	0	+0.243	-0.153	0

SQUARE



POINT	$\frac{M}{vr}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$
	1	+0.205	+0.148	0	+0.614	+0.153	0	+0.573	-0.0861
2	+0.481	+0.142	+0.831	+0.393	+0.415	+0.812	+0.320	+0.0461	+0.746
3	-0.077	+0.142	+1.333	-0.136	+0.813	+1.250	-0.192	+0.0461	+1.145
4	-0.384	+1.500	+0.142	-0.350	+1.353	-0.115	-0.250	+1.167	+0.216
5	-0.315	+1.200	-0.142	-0.271	+1.333	-0.113	-0.237	+1.167	-0.241
6	-0.242	+1.500	-0.142	-0.212	+1.333	-0.113	-0.194	+1.167	-0.246
7	-0.171	+1.500	-0.142	-0.141	+1.333	-0.113	-0.151	+1.167	-0.266
8	+0.100	+1.500	-0.142	-0.104	+1.333	-0.113	-0.108	+1.167	-0.266
9	+0.048	-0.142	-0.665	+0.039	-0.153	-0.756	+0.030	-0.0461	-0.812
10	+0.285	-0.142	-0.167	+0.253	-0.142	-0.128	+0.220	-0.0461	-0.214
11	+0.311	-0.142	0	+0.285	-0.142	0	+0.256	-0.0461	0

SHAPE O



POINT	$\frac{M}{vr}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$
	1	+0.479	+0.229	0	+0.423	+0.191	0	+0.388	+0.193
2	+0.395	+0.397	+0.594	+0.348	+0.340	+0.534	+0.300	+0.284	+0.443
3	+0.189	+0.761	+0.850	+0.166	+0.686	+0.770	+0.144	+0.570	+0.691
4	-0.055	-1.132	+0.407	-0.047	-0.997	+0.227	-0.042	+0.943	+0.644
5	-0.259	+1.392	+0.558	-0.229	+1.230	+0.489	-0.194	+1.089	+0.447
6	-0.370	+1.507	+0.168	-0.322	+1.336	+0.160	-0.278	+1.155	+0.154
7	-0.360	+1.500	-0.229	-0.312	+1.333	-0.194	-0.278	+1.167	-0.154
8	-0.392	+1.590	-0.329	-0.269	+1.331	-0.191	-0.238	+1.167	-0.153
9	-0.245	+1.500	-0.229	-0.221	+1.331	-0.191	-0.201	+1.167	-0.153
10	-0.164	+1.445	-0.462	-0.154	+1.283	-0.429	-0.148	+1.122	-0.154
11	-0.030	+1.354	-0.654	-0.040	+1.197	-0.616	-0.051	+1.042	-0.147
12	+0.097	+0.017	-0.790	+0.063	+0.074	-0.793	+0.023	+0.174	-0.826
13	+0.272	-0.153	-0.412	+0.180	-0.148	-0.450	+0.146	-0.074	-0.479
14	+0.274	-0.229	-0.157	+0.246	-0.191	-0.185	+0.204	-0.153	-0.214
15	+0.299	-0.229	-0.042	+0.273	-0.191	-0.047	+0.240	-0.153	-0.054
16	+0.102	-0.229	0	+0.273	-0.191	0	+0.243	-0.153	0



• Sign convention

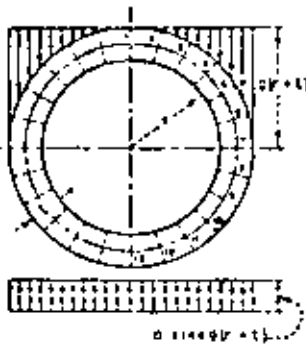
SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 TRIANGULAR VERTICAL LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
 SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND O

REV APR 13, 1965

SEP 28, 1964

X-PEL-1060

CIRCULAR

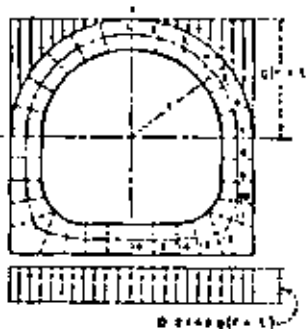


$$t = \frac{r}{2} \qquad t = \frac{r}{3} \qquad t = \frac{r}{4}$$

POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{9r^2}$	$\frac{T}{9r^2}$	$\frac{S}{9r^2}$	$\frac{M}{9r^2}$	$\frac{T}{9r^2}$	$\frac{S}{9r^2}$	$\frac{M}{9r^2}$	$\frac{T}{9r^2}$	$\frac{S}{9r^2}$
1	+0.051	-0.046	0	+0.045	-0.048	0	+0.035	-0.033	0
2	+0.048	-0.048	+0.025	+0.043	-0.045	+0.017	+0.033	-0.031	+0.012
3	+0.057	-0.032	-0.075	+0.033	-0.022	-0.057	+0.027	-0.014	+0.042
4	+0.014	-0.058	+0.143	+0.041	-0.042	+0.115	-0.017	+0.059	+0.044
5	-0.011	+0.113	-0.199	-0.015	+0.101	-0.153	-0.012	+0.127	-0.144
6	-0.047	+0.188	-0.172	-0.042	+0.168	-0.150	-0.037	+0.177	-0.058
7	-0.072	+0.483	-0.048	-0.053	+0.382	-0.042	-0.053	+0.292	-0.032
8	+0.072	+0.444	-0.053	-0.044	+0.368	-0.045	-0.042	+0.281	-0.041
9	-0.055	+0.395	-0.152	-0.043	+0.350	-0.154	-0.034	+0.250	-0.098
10	-0.091	+0.888	-0.195	-0.077	+0.787	-0.157	-0.065	+0.169	-0.123
11	+0.058	+0.118	-0.174	+0.032	+0.137	-0.442	+0.026	+0.107	-0.110
12	+0.074	+0.024	-0.164	+0.081	-0.072	-0.083	+0.049	+0.012	-0.064
13	+0.067	+0.044	0	+0.072	-0.048	0	+0.057	+0.033	0

Note: No vertical arch load on square shape.

SHAPE 0



POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{9r^2}$	$\frac{T}{9r^2}$	$\frac{S}{9r^2}$	$\frac{M}{9r^2}$	$\frac{T}{9r^2}$	$\frac{S}{9r^2}$	$\frac{M}{9r^2}$	$\frac{T}{9r^2}$	$\frac{S}{9r^2}$
1	+0.048	-0.053	0	+0.042	-0.036	0	+0.035	-0.027	0
2	+0.045	-0.049	-0.020	+0.040	-0.038	+0.015	+0.033	-0.025	+0.011
3	+0.036	-0.021	-0.069	+0.031	-0.014	-0.057	+0.028	-0.006	+0.034
4	+0.017	+0.065	-0.140	+0.016	+0.054	-0.108	+0.014	+0.041	-0.081
5	-0.011	+0.218	+0.188	-0.009	+0.175	+0.145	-0.004	+0.132	+0.109
6	-0.059	+0.391	+0.160	-0.054	+0.310	+0.123	-0.032	+0.238	+0.091
7	-0.070	+0.483	-0.054	-0.051	+0.387	-0.038	-0.046	+0.292	-0.021
8	-0.073	+0.483	+0.053	-0.043	+0.382	+0.018	-0.053	+0.292	-0.027
9	-0.088	+0.483	+0.053	-0.072	+0.382	-0.048	-0.049	+0.267	-0.027
10	-0.090	+0.483	-0.074	-0.074	+0.383	-0.075	-0.059	+0.247	-0.025
11	-0.075	+0.475	-0.100	-0.061	+0.175	-0.098	-0.049	+0.283	-0.078
12	-0.027	+0.457	-0.309	-0.026	+0.151	-0.263	-0.058	+0.104	-0.214
13	+0.030	+0.027	-0.238	+0.020	+0.073	-0.708	+0.009	+0.058	-0.175
14	+0.075	+0.053	-0.161	+0.057	-0.038	-0.143	+0.040	+0.027	-0.123
15	+0.108	+0.053	-0.240	+0.048	-0.038	-0.072	+0.043	+0.027	-0.063
16	+0.118	+0.053	0	+0.033	-0.038	0	+0.071	+0.027	0

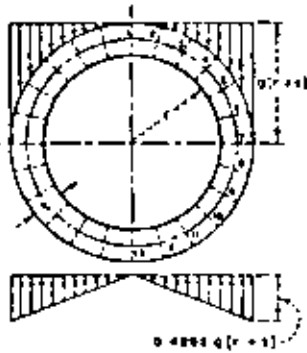
NOTE: g represents the weight per unit volume of soil cover on the arch of the conduit design in units consistent with those of the radius r .



SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 VERTICAL ARCH LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
 SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND 0

45 APR 15 1963

CIRCULAR



$$t = \frac{1}{2}$$

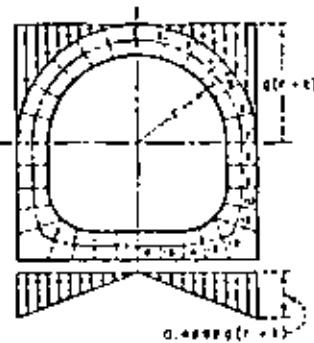
$$t = \frac{2}{3}$$

$$t = \frac{1}{3}$$

POINT	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$
1	+0.033	-0.030	0	+0.031	-0.027	0	+0.027	-0.015	0
2	+0.033	-0.028	+0.014	+0.029	-0.020	+0.011	+0.026	-0.014	+0.008
3	+0.027	-0.002	+0.037	+0.024	-0.000	+0.044	+0.024	-0.002	+0.033
4	+0.012	-0.081	+0.124	+0.010	-0.055	+0.097	+0.009	-0.051	+0.075
5	-0.010	+0.230	+0.148	-0.011	+0.143	+0.151	-0.010	+0.141	+0.029
6	-0.031	+0.357	+0.135	-0.033	+0.314	-0.107	-0.010	+0.243	+0.040
7	-0.044	+0.495	+0.030	-0.045	+0.382	+0.027	+0.247	+0.237	-0.013
8	-0.047	+0.443	-0.087	-0.041	+0.350	+0.071	-0.037	+0.267	-0.056
9	+0.021	+0.329	-0.155	-0.021	+0.257	-0.124	-0.015	+0.197	-0.096
10	+0.007	+0.192	-0.149	+0.005	+0.150	-0.119	+0.004	+0.144	-0.091
11	+0.029	+0.087	-0.082	+0.023	+0.067	-0.072	+0.027	+0.050	-0.058
12	+0.038	+0.034	-0.023	+0.034	+0.024	-0.017	+0.030	+0.025	-0.015
13	+0.038	+0.030	0	+0.035	+0.027	0	+0.031	-0.016	0

Note: No vertical arch load on square shape.

SHAPE 0



NOTE: q represents the weight per unit volume of soil cover on the arch of the conduit section in units consistent with those of the modulus E.

POINTS	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$	$\frac{M}{gr^2}$	$\frac{T}{gr}$	$\frac{S}{gr}$
1	+0.033	-0.023	0	+0.027	-0.018	0	+0.027	-0.010	0
2	+0.032	-0.021	+0.012	+0.030	-0.014	+0.009	+0.024	-0.009	+0.007
3	+0.026	+0.004	+0.054	+0.025	+0.006	+0.041	+0.022	+0.006	+0.031
4	+0.013	+0.086	+0.119	+0.013	+0.070	+0.092	+0.011	+0.055	+0.069
5	-0.007	+0.234	+0.162	-0.007	+0.185	+0.128	-0.007	+0.143	+0.096
6	-0.026	+0.399	+0.134	-0.027	+0.316	+0.101	-0.024	+0.247	+0.076
7	-0.037	+0.483	+0.023	-0.038	+0.392	+0.016	-0.036	+0.232	+0.010
8	-0.043	+0.463	-0.023	-0.042	+0.363	-0.016	-0.039	+0.297	+0.010
9	-0.048	+0.453	+0.023	-0.048	+0.382	+0.016	-0.042	+0.232	+0.010
10	-0.045	+0.480	-0.033	-0.042	+0.373	-0.047	-0.038	+0.283	-0.041
11	-0.024	+0.466	-0.128	-0.025	+0.366	-0.110	-0.024	+0.278	-0.093
12	-0.008	+0.098	-0.224	-0.008	+0.084	-0.208	-0.011	+0.079	-0.182
13	+0.028	+0.043	-0.124	+0.025	+0.036	-0.117	+0.016	+0.035	-0.110
14	+0.046	-0.023	-0.054	+0.043	+0.016	-0.054	+0.033	-0.010	-0.058
15	+0.054	+0.023	-0.015	+0.049	+0.016	-0.013	+0.040	+0.010	-0.013
16	+0.053	+0.023	0	+0.050	+0.016	0	+0.042	+0.010	0

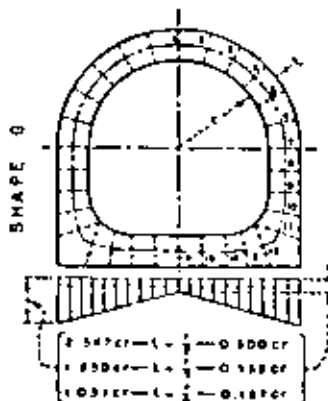
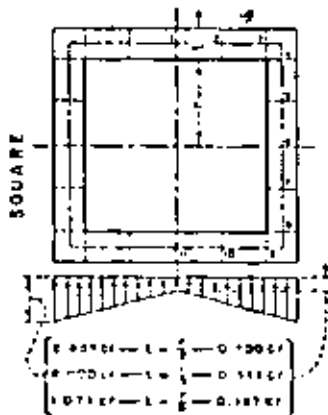
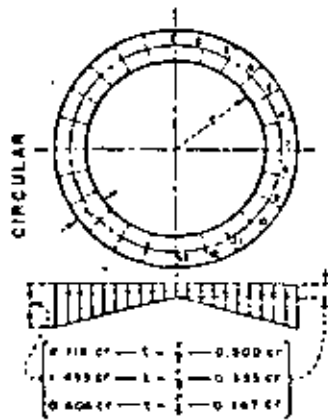


SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 VERTICAL ARCH LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION
 SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND 0

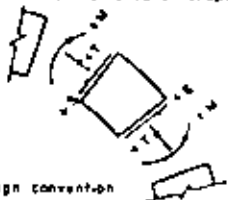
SEP 15, 1964

SEP 22, 1964

K-PEL-108E



NOTES: σ represents the weight per unit volume of concrete or other materials in units consistent with those of the radius r . See Figure 3 for net area of shapes.



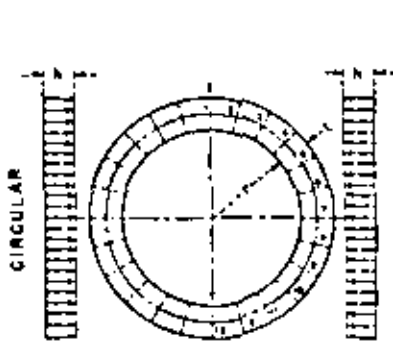
+ Sign convention

POINT	$t = f$			$t = \frac{f}{2}$			$t = \frac{f}{3}$		
	$\frac{M}{cr^2}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^2}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^2}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$
1	+0.180	+0.064	0	+0.111	+0.024	0	+0.054	+0.007	0
2	+0.156	+0.164	+0.107	+0.097	+0.049	+0.032	+0.047	+0.015	+0.045
3	+0.047	+0.115	+0.051	+0.057	+0.122	+0.185	+0.079	+0.043	+0.081
4	+0.001	+0.552	+0.322	+0.001	+0.835	+0.159	+0.005	+0.102	+0.079
5	+0.093	+0.399	+0.172	-0.028	+0.364	+0.185	-0.024	+0.165	+0.092
6	-0.162	+0.237	+0.170	-0.103	+0.498	+0.109	-0.046	+0.227	+0.079
7	-0.175	+0.977	-0.044	-0.117	+0.411	-0.024	-0.095	+0.274	-0.002
8	-0.134	+0.187	-0.131	-0.055	+0.617	-0.180	-0.046	+0.288	-0.080
9	-0.058	+0.152	-0.174	-0.045	+0.474	-0.308	-0.071	+0.223	-0.132
10	+0.031	+0.412	-0.302	+0.035	+0.264	-0.254	+0.029	+0.127	-0.170
11	+0.104	-0.170	+0.536	+0.064	+0.076	-0.186	+0.036	+0.046	-0.084
12	+0.141	-0.055	-0.124	+0.088	-0.005	-0.089	+0.046	+0.005	-0.028
13	+0.148	-0.044	0	+0.093	-0.024	0	+0.048	-0.002	0

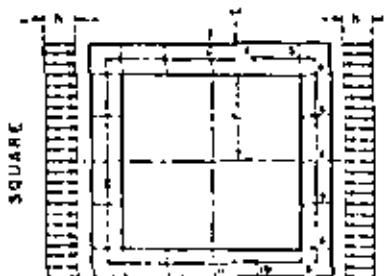
POINT	$t = f$			$t = \frac{f}{2}$			$t = \frac{f}{3}$		
	$\frac{M}{cr^2}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^2}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^2}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$
1	+0.262	-0.021	0	+0.167	-0.027	0	+0.075	-0.019	0
2	+0.193	-0.081	+0.250	+0.070	-0.077	+0.167	+0.052	-0.019	+0.085
3	+0.012	-0.023	+0.500	-0.005	-0.077	+0.333	-0.010	-0.013	+0.167
4	-0.118	+0.750	+0.021	-0.063	+0.444	-0.027	-0.026	+0.154	-0.019
5	-0.179	+1.000	+0.021	-0.078	+0.611	+0.073	-0.053	+0.276	+0.019
6	-0.140	+1.100	+0.071	-0.092	+0.778	+0.073	-0.045	+0.361	+0.019
7	-0.150	+1.500	+0.071	-0.105	+0.944	-0.027	-0.043	+0.444	+0.019
8	-0.141	+1.250	-0.021	-0.118	+1.111	+0.073	-0.064	+0.528	+0.019
9	+0.012	+0.021	-0.778	-0.003	+0.027	-0.254	-0.035	+0.019	-0.288
10	+0.104	-0.170	+0.536	+0.160	+0.027	-0.186	+0.036	+0.046	-0.084
11	+0.273	+0.071	0	+0.186	+0.027	0	+0.096	+0.019	0

POINT	$t = f$			$t = \frac{f}{2}$			$t = \frac{f}{3}$		
	$\frac{M}{cr^2}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^2}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$	$\frac{M}{cr^2}$	$\frac{T}{cr^2}$	$\frac{S}{cr^2}$
1	+0.188	+0.035	0	+0.127	+0.005	0	+0.063	-0.010	0
2	+0.121	+0.074	+0.150	+0.071	+0.029	+0.098	+0.056	-0.005	+0.048
3	+0.095	+0.192	+0.262	+0.065	+0.104	-0.175	+0.037	+0.095	+0.087
4	+0.002	+0.370	+0.324	+0.005	+0.118	+0.114	+0.009	+0.095	+0.107
5	-0.105	+0.283	+0.299	-0.059	+0.194	-0.201	-0.022	+0.159	+0.103
6	-0.185	+0.199	+0.100	-0.111	+0.192	+0.179	-0.042	+0.276	+0.070
7	-0.207	+0.982	-0.023	-0.131	+0.671	-0.005	-0.055	+0.284	+0.010
8	-0.199	+1.07	-0.011	-0.153	+0.694	-0.003	-0.061	+0.325	+0.010
9	-0.191	+1.232	-0.035	-0.179	+0.718	-0.003	-0.063	+0.367	-0.010
10	-0.157	+1.330	-0.245	-0.115	+0.643	-0.164	-0.058	+0.400	-0.014
11	-0.069	+1.459	-0.405	-0.062	+0.498	-0.313	-0.038	+0.435	-0.150
12	+0.008	+0.216	-0.768	-0.012	+0.180	-0.571	-0.014	+0.174	-0.359
13	+0.110	+0.055	-0.024	+0.065	+0.051	-0.371	+0.031	+0.048	-0.151
14	+0.170	-0.033	-0.177	+0.111	-0.001	-0.140	+0.059	+0.010	-0.091
15	+0.195	-0.055	-0.085	+0.132	-0.005	-0.075	+0.071	+0.010	-0.075
16	+0.188	-0.035	0	+0.125	-0.005	0	+0.074	+0.010	0

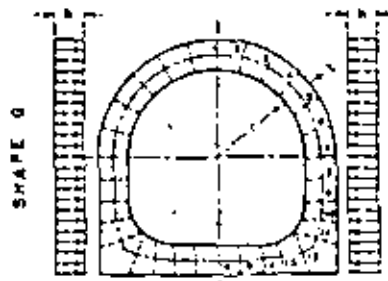
SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 DEAD WEIGHT OF CONDUIT
 SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND O



POINT	t = 1/2			t = 1			t = 3/2		
	M hr ²	T hr	S hr	M hr ²	T hr	S hr	M hr ²	T hr	S hr
1	-0.375	+1.500	0	-0.333	+1.333	0	-0.292	+1.167	0
2	-0.325	+1.400	-0.375	-0.289	+1.244	-0.333	-0.233	+1.019	-0.292
3	-0.188	+1.125	-0.850	-0.187	+1.000	-0.577	-0.146	+0.875	-0.529
4	0	+0.750	-0.750	0	+0.667	-0.667	0	+0.583	-0.583
5	+0.188	+0.375	-0.450	+0.167	+0.333	-0.375	+0.146	+0.292	-0.450
6	+0.325	+0.100	-0.375	+0.289	+0.049	-0.293	+0.233	+0.078	-0.292
7	+0.375	0	0	+0.333	0	0	+0.292	0	0
8	+0.325	+0.100	+0.375	+0.289	+0.049	+0.293	+0.233	+0.078	+0.292
9	+0.188	+0.375	+0.850	+0.187	+0.333	+0.577	+0.146	+0.292	+0.529
10	0	+0.750	+0.750	0	+0.667	+0.667	0	+0.583	+0.583
11	-0.188	+1.125	+0.850	-0.167	+1.000	+0.577	-0.146	+0.875	+0.529
12	-0.325	+1.400	+0.375	-0.289	+1.244	+0.333	-0.233	+1.019	+0.292
13	-0.375	+1.500	0	-0.333	+1.333	0	-0.292	+1.167	0



POINT	t = 1/2			t = 1			t = 3/2		
	M hr ²	T hr	S hr	M hr ²	T hr	S hr	M hr ²	T hr	S hr
1	-0.245	+1.500	0	-0.120	+1.333	0	-0.194	+1.167	0
2	-0.245	+1.500	0	-0.220	+1.333	0	-0.194	+1.167	0
3	-0.245	+1.500	0	-0.220	+1.333	0	-0.194	+1.167	0
4	+0.000	0	-1.000	-0.000	0	-1.000	-0.114	0	+1.000
5	+0.380	0	-0.500	+0.322	0	-0.500	+0.283	0	-0.250
6	+0.308	0	0	+0.247	0	0	+0.283	0	0
7	+0.380	0	+0.500	+0.322	0	+0.500	+0.283	0	+0.250
8	+0.000	0	+1.000	-0.000	0	+1.000	-0.114	0	+1.000
9	-0.245	+1.500	0	-0.120	+1.333	0	-0.194	+1.167	0
10	-0.245	+1.500	0	-0.120	+1.333	0	-0.194	+1.167	0
11	-0.245	+1.500	0	-0.120	+1.333	0	-0.194	+1.167	0



POINT	t = 1/2			t = 1			t = 3/2		
	M hr ²	T hr	S hr	M hr ²	T hr	S hr	M hr ²	T hr	S hr
1	-0.394	+1.541	0	-0.358	+1.374	0	-0.310	+1.209	0
2	-0.342	+1.439	-0.386	-0.307	+1.284	-0.344	-0.270	+1.123	-0.322
3	-0.200	+1.160	-0.820	-0.180	+1.038	-0.598	-0.159	+0.939	-0.524
4	-0.004	+0.779	-0.779	-0.006	+0.696	-0.696	-0.006	+0.610	-0.610
5	-0.194	+0.395	-0.589	-0.170	+0.354	-0.643	+0.148	+0.311	-0.559
6	-0.343	-0.111	-0.414	+0.304	+0.100	-0.323	+0.251	+0.098	-0.328
7	+0.426	0	-0.041	+0.361	0	-0.041	+0.314	0	-0.236
8	+0.385	0	+0.209	+0.340	0	+0.209	+0.291	0	+0.212
9	+0.302	0	+0.459	+0.236	0	+0.459	+0.209	0	+0.452
10	+0.163	+0.114	+0.726	+0.131	+0.118	+0.722	+0.093	+0.121	+0.674
11	-0.009	+0.319	+0.974	-0.036	+0.319	+0.923	-0.054	+0.321	+0.823
12	-0.186	+1.367	+0.481	-0.163	+1.227	+0.422	-0.145	+1.059	+0.330
13	-0.244	+1.441	+0.230	-0.234	+1.275	+0.214	-0.207	+1.111	+0.158
14	-0.293	+1.459	0	-0.250	+1.292	0	-0.228	+1.129	0
15	-0.293	+1.459	0	-0.250	+1.292	0	-0.228	+1.129	0
16	-0.293	+1.459	0	-0.250	+1.292	0	-0.228	+1.129	0

REV. MAR. 15, 1966



• Sign convention

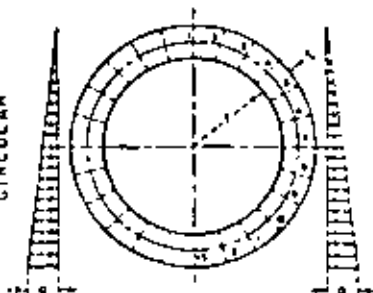
**SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMER STRESS ANALYSIS**
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
UNIFORM HORIZONTAL LOAD - BOTH SIDES
SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND Q

SEP. 20, 1964

K-PEL-1064

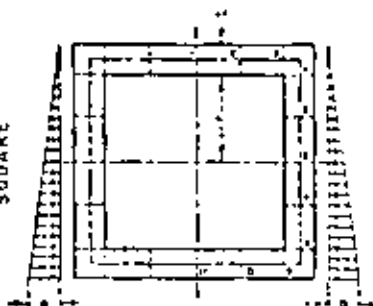
$t = \frac{r}{2}$ $t = \frac{r}{3}$ $t = \frac{r}{4}$

CIRCULAR



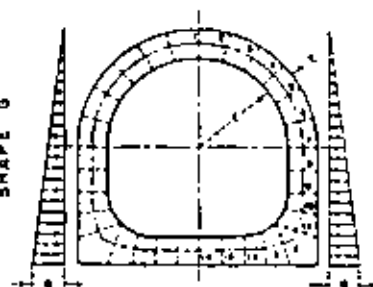
POINT	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$
1	+0.149	+0.435	0	-0.147	+0.395	0	+0.125	+0.357	0
2	-0.150	+0.420	-0.112	-0.158	+0.384	-0.102	-0.127	+0.340	-0.092
3	-0.098	+0.371	-0.214	-0.097	+0.318	-0.194	-0.074	+0.250	-0.175
4	-0.070	+0.285	-0.285	-0.070	+0.259	-0.259	-0.071	+0.251	-0.251
5	+0.069	+0.171	-0.295	+0.067	+0.126	-0.270	+0.049	+0.140	-0.243
6	-0.148	+0.059	-0.228	-0.146	+0.059	-0.208	+0.098	+0.050	-0.195
7	+0.187	0	-0.065	+0.165	0	-0.061	+0.143	0	-0.064
8	+0.180	+0.041	+0.154	+0.159	+0.035	+0.129	+0.139	+0.028	+0.106
9	+0.119	+0.204	+0.324	+0.106	+0.171	+0.328	+0.092	+0.152	+0.263
10	+0.019	+0.465	+0.465	+0.016	+0.428	+0.428	+0.018	+0.358	+0.352
11	-0.090	+0.754	+0.435	-0.085	+0.614	+0.343	-0.072	+0.575	+0.332
12	-0.175	+0.985	+0.263	-0.161	+0.863	+0.023	-0.146	+0.749	+0.021
13	-0.207	+1.065	0	-0.190	+0.938	0	-0.172	+0.814	0

SQUARE



POINT	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$
1	+0.117	+0.444	0	-0.103	+0.404	0	-0.089	+0.387	0
2	-0.117	+0.444	0	-0.103	+0.404	0	-0.089	+0.362	0
3	-0.117	+0.444	0	-0.103	+0.404	0	-0.089	+0.362	0
4	-0.013	0	-0.402	-0.018	0	-0.383	-0.013	0	-0.356
5	+0.160	0	-0.277	+0.150	0	-0.274	+0.140	0	-0.267
6	+0.250	0	-0.064	+0.220	0	-0.071	+0.190	0	-0.077
7	+0.218	0	+0.225	+0.195	0	+0.226	+0.167	0	+0.233
8	+0.013	0	+0.598	-0.018	0	+0.617	-0.013	0	+0.644
9	-0.133	+1.056	0	-0.123	+0.929	0	-0.114	+0.804	0
10	-0.133	+1.056	0	-0.123	+0.929	0	-0.114	+0.804	0
11	-0.133	+1.056	0	-0.123	+0.929	0	-0.114	+0.804	0

SHAPE G



POINT	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$	$\frac{M}{qr^2}$	$\frac{T}{qr}$	$\frac{S}{qr}$
1	-0.184	+0.458	0	-0.155	+0.418	0	-0.178	+0.378	0
2	-0.164	+0.442	-0.716	-0.159	+0.408	-0.707	-0.124	+0.365	-0.097
3	-0.103	+0.391	-0.226	-0.091	+0.357	-0.206	-0.084	+0.293	-0.186
4	-0.062	+0.301	-0.301	-0.050	+0.276	-0.276	-0.029	+0.249	-0.249
5	+0.068	+0.182	-0.516	+0.065	+0.163	-0.290	+0.049	+0.152	-0.284
6	+0.151	+0.065	-0.244	+0.138	+0.061	-0.227	+0.115	+0.056	-0.210
7	+0.202	0	-0.083	+0.174	0	-0.085	+0.158	0	-0.086
8	+0.206	0	+0.052	+0.189	0	+0.052	+0.162	0	+0.052
9	+0.174	0	+0.209	+0.157	0	+0.212	+0.129	0	+0.217
10	+0.107	+0.064	+0.400	+0.093	+0.066	+0.392	+0.068	+0.066	+0.395
11	+0.007	+0.199	+0.607	-0.004	+0.207	+0.526	-0.024	+0.207	+0.563
12	-0.087	+0.990	+0.320	-0.075	+0.865	+0.299	-0.072	+0.740	+0.072
13	-0.144	+1.089	+0.184	-0.126	+0.902	+0.151	-0.115	+0.777	+0.138
14	-0.163	+1.042	0	-0.142	+0.915	0	-0.130	+0.785	0
15	-0.163	+1.042	0	-0.142	+0.915	0	-0.130	+0.789	0
16	-0.163	+1.042	0	-0.142	+0.915	0	-0.130	+0.789	0

**SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS**
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
TRIANGULAR HORIZONTAL LOAD - BOTH SIDES
SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND G

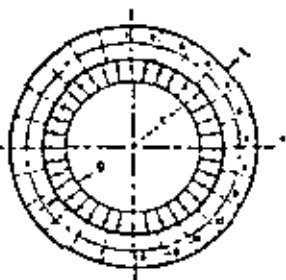
+ Sign convention

REV APR 15, 1988

SEP 20, 1984

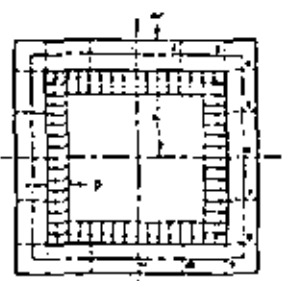
X-PEL-1065

CIRCULAR



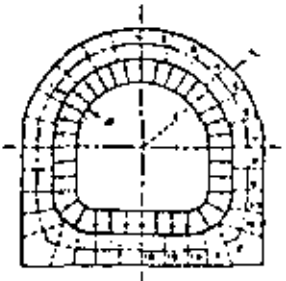
POINT	$r = \frac{r}{r_0}$			$r = \frac{r}{r_0}$			$r = \frac{r}{r_0}$		
	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$
1	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
2	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
3	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
4	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
5	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
6	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
7	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
8	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
9	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
10	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
11	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
12	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0
13	0	-1.000	0	0	-1.000	0	0	-1.000	0

SQUARE



POINT	$r = \frac{r}{r_0}$			$r = \frac{r}{r_0}$			$r = \frac{r}{r_0}$		
	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$
1	-0.240	-1.000	0	-0.227	-1.000	0	-0.194	-1.000	0
2	-0.135	-1.000	-0.500	-0.132	-1.000	-0.500	-0.071	-1.000	-0.500
3	+0.240	-1.000	-1.000	+0.223	-1.000	-1.000	+0.304	-1.000	-1.000
4	+0.240	-1.000	+1.000	+0.223	-1.000	+1.000	+0.304	-1.000	+1.000
5	-0.135	-1.000	+0.500	-0.122	-1.000	+0.500	-0.071	-1.000	+0.500
6	-0.240	-1.000	0	-0.227	-1.000	0	-0.194	-1.000	0
7	-0.135	-1.000	-0.500	-0.132	-1.000	-0.500	-0.071	-1.000	-0.500
8	+0.240	-1.000	-1.000	+0.223	-1.000	-1.000	+0.304	-1.000	-1.000
9	+0.240	-1.000	+1.000	+0.223	-1.000	+1.000	+0.304	-1.000	+1.000
10	-0.135	-1.000	+0.500	-0.122	-1.000	+0.500	-0.071	-1.000	+0.500
11	-0.240	-1.000	0	-0.227	-1.000	0	-0.194	-1.000	0

SHAPE B



POINT	$r = \frac{r}{r_0}$			$r = \frac{r}{r_0}$			$r = \frac{r}{r_0}$		
	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$	$\frac{M}{pr^2}$	$\frac{T}{pr}$	$\frac{S}{pr}$
1	+0.027	-1.072	0	+0.024	-1.067	0	+0.019	-1.055	0
2	+0.024	-1.069	+0.019	+0.021	-1.065	+0.017	+0.017	-1.057	+0.017
3	+0.015	-1.062	+0.058	+0.013	-1.058	+0.038	+0.010	-1.051	+0.030
4	+0.000	-1.051	+0.051	+0.001	-1.044	+0.048	+0.000	-1.042	+0.042
5	-0.018	-1.034	+0.062	-0.018	-1.014	+0.058	-0.013	-1.030	+0.051
6	-0.040	-1.019	+0.067	-0.035	-1.017	+0.064	-0.029	-1.015	+0.057
7	-0.043	-1.020	+0.072	-0.053	-1.000	+0.067	-0.043	-1.000	+0.059
8	-0.049	-1.000	+0.078	-0.041	-1.000	+0.083	-0.029	-1.000	+0.091
9	+0.026	-1.000	+0.429	+0.036	-1.000	+0.433	+0.050	-1.000	+0.441
10	+0.124	-1.044	+0.453	+0.111	-1.052	+0.453	+0.145	-1.059	+0.453
11	+0.215	-1.054	+0.472	+0.201	-1.063	+0.464	+0.229	-1.071	+0.451
12	+0.188	-1.000	+0.568	+0.209	-1.022	+0.550	+0.223	-1.040	+0.527
13	+0.089	-0.986	+0.541	+0.102	-0.997	+0.532	+0.122	-1.010	+0.521
14	+0.027	-0.924	+0.503	+0.009	-0.933	+0.500	+0.016	-0.941	+0.500
15	-0.121	-0.928	+0.252	-0.102	-0.933	+0.250	-0.076	-0.941	+0.250
16	-0.157	-0.928	0	-0.134	-0.933	0	-0.109	-0.941	0

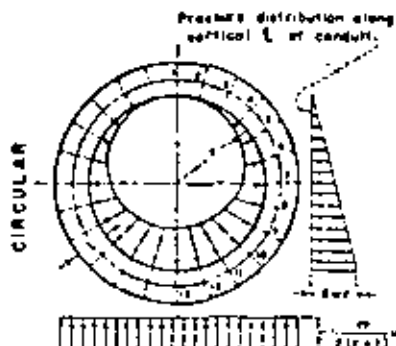


SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 UNIFORM INTERNAL RADIAL LOAD
 SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND B

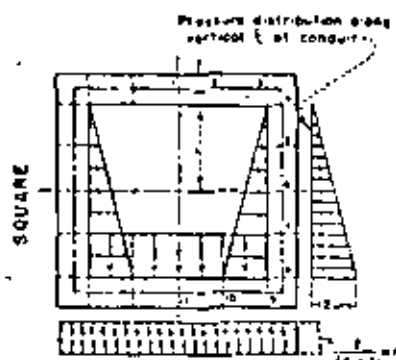
SEP APR 15, 1964

SEP 20, 1964

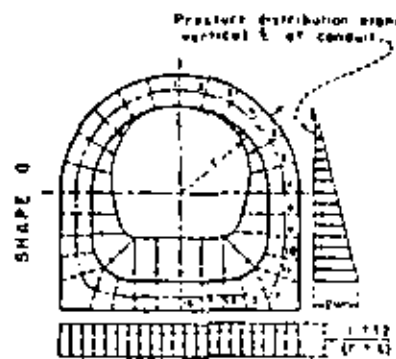
K-PEL-1065



POINT	$l = \frac{r}{2}$			$l = \frac{r}{3}$			$l = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$
1	+0.197	-0.572	0	+0.188	-0.538	0	+0.180	-0.538	0
2	+0.170	-0.565	+0.157	+0.164	-0.521	+0.137	+0.159	-0.539	+0.142
3	+0.108	-0.455	+0.218	+0.107	-0.410	+0.246	+0.102	-0.481	+0.256
4	+0.023	-0.388	+0.293	+0.021	-0.337	+0.356	+0.019	-0.410	+0.318
5	-0.076	-0.306	+0.384	-0.075	-0.316	+0.284	-0.072	-0.326	+0.312
6	-0.155	-0.244	+0.193	-0.152	-0.249	+0.208	-0.150	-0.255	+0.236
7	-0.192	-0.215	+0.277	-0.188	-0.215	+0.259	-0.193	-0.215	+0.258
8	-0.172	-0.260	+0.207	-0.179	-0.284	+0.185	-0.177	-0.281	+0.167
9	-0.112	-0.374	-0.199	-0.114	-0.306	-0.384	-0.117	-0.496	-0.388
10	-0.012	-0.410	-0.402	-0.011	-0.418	-0.485	-0.012	-0.405	-0.487
11	+0.058	-1.122	-0.447	+0.039	-1.157	-0.458	+0.027	-1.128	-0.428
12	+0.178	-1.385	-0.261	+0.164	-1.378	-0.258	+0.168	-1.388	-0.251
13	+0.204	-1.478	0	+0.215	-1.461	0	+0.220	-1.442	0



POINT	$l = \frac{r}{2}$			$l = \frac{r}{3}$			$l = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$
1	+0.178	-0.605	0	+0.177	-0.618	0	+0.154	-0.629	0
2	+0.172	-0.605	0	+0.171	-0.619	0	+0.158	-0.629	0
3	+0.114	-0.605	0	+0.171	-0.618	0	+0.155	-0.625	0
4	+0.078	0	+0.605	+0.068	0	+0.618	+0.065	0	+0.629
5	-0.054	0	+0.440	-0.020	0	+0.434	-0.108	0	+0.504
6	-0.414	0	+0.105	+0.384	0	+0.119	+0.358	0	+0.179
7	-0.317	0	-0.520	-0.297	0	-0.506	-0.275	0	-0.484
8	+0.151	0	-1.395	+0.164	0	-1.381	+0.194	0	-1.371
9	+0.354	-1.395	+0.667	+0.511	-1.381	+0.600	+0.722	-1.371	+0.286
10	+0.084	-1.395	+0.333	+0.123	-1.381	+0.250	+0.165	-1.371	+0.183
11	+0.000	-1.395	0	-0.061	-1.381	0	+0.125	-1.371	5

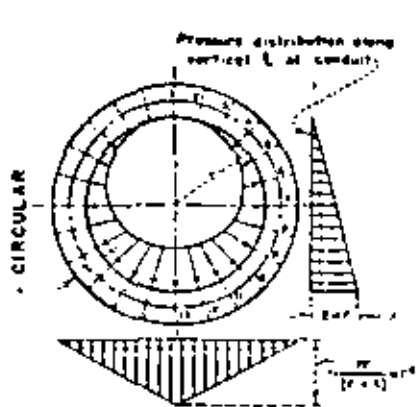


POINT	$l = \frac{r}{2}$			$l = \frac{r}{3}$			$l = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$
1	+0.230	-0.613	0	+0.216	-0.632	0	+0.213	-0.631	0
2	+0.204	-0.592	+0.156	+0.192	-0.581	+0.158	+0.190	-0.615	+0.167
3	+0.181	-0.534	+0.283	+0.152	-0.542	+0.288	+0.144	-0.554	+0.295
4	+0.024	-0.444	+0.358	+0.021	-0.455	+0.368	+0.027	-0.465	+0.374
5	-0.045	-0.353	+0.380	-0.022	-0.357	+0.357	-0.082	-0.385	+0.380
6	-0.207	-0.268	+0.274	-0.194	-0.270	+0.267	-0.190	-0.274	+0.301
7	-0.268	-0.215	+0.113	-0.259	-0.215	+0.122	-0.244	-0.215	+0.137
8	-0.263	-0.215	+0.168	-0.256	-0.215	+0.159	-0.245	-0.215	+0.163
9	-0.179	-0.215	+0.512	-0.174	-0.219	+0.503	-0.167	-0.215	+0.488
10	-0.058	-0.260	+0.720	-0.059	-0.265	+0.770	-0.040	-0.290	+0.785
11	+0.140	-0.305	+0.685	+0.137	-0.319	+0.694	+0.132	-0.335	+0.624
12	+0.277	-1.194	+0.095	+0.218	-1.156	+0.011	+0.197	-1.102	+0.158
13	+0.199	-1.373	+0.289	+0.207	-1.352	+0.179	+0.207	-1.321	+0.048
14	+0.129	-1.387	+0.485	+0.151	-1.378	+0.357	+0.124	-1.363	+0.258
15	-0.044	-1.387	+0.211	+0.085	-1.378	+0.175	+0.125	-1.363	+0.189
16	+0.017	-1.387	0	+0.063	-1.378	0	+0.109	-1.363	0

NOTE: w represents the weight per unit volume of water in units consistent with those of the radius r .

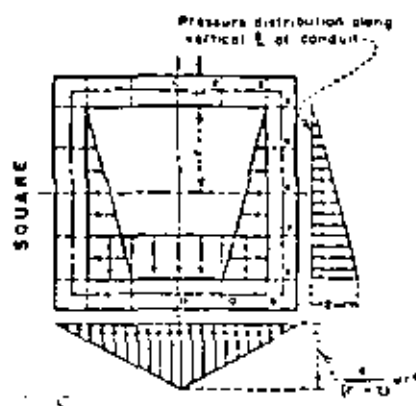


**SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS**
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
TRIANGULAR INTERNAL RADIAL LOAD - UNIFORM FOUNDATION REACTION
SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND D

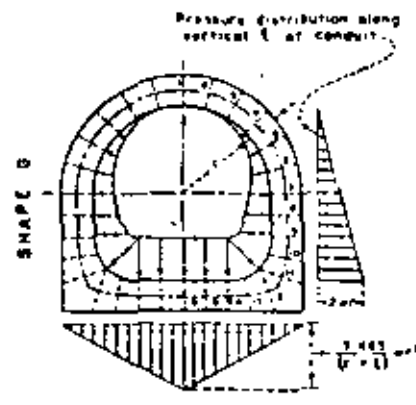


$t = \frac{r}{2}$ $t = \frac{r}{2}$ $t = \frac{r}{2}$

POINT	$\frac{M}{w r^3}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r}$	$\frac{M}{w r^3}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r}$	$\frac{M}{w r^3}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r}$
1	+0.864	-0.437	0	+0.234	-0.646	0	+0.248	-0.672	0
2	+0.237	-0.446	+0.142	+0.231	-0.484	+0.164	+0.224	-0.535	+0.146
3	+0.167	-0.355	+0.295	+0.159	-0.342	+0.300	+0.156	-0.370	+0.304
4	+0.050	-0.465	+0.175	+0.051	-0.427	+0.581	+0.051	-0.420	+0.542
5	-0.076	-0.565	+0.343	-0.084	-0.369	+0.388	-0.076	-0.374	+0.384
6	-0.190	-0.274	+0.502	-0.175	-0.214	+0.510	-0.160	-0.274	+0.385
7	-0.264	-0.215	+0.157	-0.247	-0.213	+0.466	-0.229	-0.215	+0.155
8	-0.272	-0.241	-0.104	-0.254	-0.209	-0.096	-0.240	-0.241	-0.047
9	+0.197	-0.249	-0.581	-0.188	-0.295	-0.581	-0.177	-0.290	-0.574
10	-0.047	-0.379	-0.648	-0.044	-0.513	-0.675	-0.039	-0.505	-0.628
11	+0.145	-0.676	-0.175	+0.144	-0.649	-0.221	+0.144	-0.671	-0.216
12	+0.544	-1.201	-0.572	+0.542	-1.191	-0.522	+0.542	-1.184	-0.517
13	+0.396	-1.343	0	+0.345	-1.354	0	+0.345	-1.345	0



POINT	$\frac{M}{w r^3}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r}$	$\frac{M}{w r^3}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r}$	$\frac{M}{w r^3}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r}$
1	+0.241	-0.699	0	+0.227	-0.703	0	+0.206	-0.703	0
2	+0.241	-0.699	0	+0.227	-0.703	0	+0.206	-0.703	0
3	+0.241	-0.699	0	+0.227	-0.703	0	+0.206	-0.703	0
4	+0.066	0	+0.699	+0.105	0	+0.703	+0.144	0	+0.703
5	+0.261	0	+0.774	+0.281	0	+0.578	+0.443	0	+0.478
6	-0.467	0	+3.189	-0.432	0	+0.201	-0.184	0	+0.205
7	-0.421	0	-0.478	-0.568	0	-0.422	-0.544	0	-0.420
8	+0.001	0	-1.101	+0.037	0	-1.297	+0.076	0	-1.1297
9	+0.289	-1.501	+0.227	+0.234	-1.297	+0.125	-0.191	-1.237	+0.041
10	+0.279	-1.301	-0.111	+0.240	-1.297	-0.243	+0.289	-1.240	-0.347
11	+0.326	-1.501	0	+0.158	-1.297	0	+0.406	-1.297	0



POINT	$\frac{M}{w r^3}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r}$	$\frac{M}{w r^3}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r}$	$\frac{M}{w r^3}$	$\frac{T}{w r^2}$	$\frac{S}{w r}$
1	+0.301	-0.720	0	+0.282	-0.723	0	+0.260	-0.732	0
2	+0.271	-0.696	-0.183	-0.253	-0.699	-0.184	-0.233	-0.701	-0.186
3	+0.184	-0.627	+0.337	+0.172	-0.650	+0.338	+0.157	-0.637	+0.341
4	+0.056	-0.529	+0.434	+0.052	-0.527	+0.435	+0.041	-0.523	+0.442
5	-0.091	-0.407	+0.453	-0.086	-0.404	+0.453	-0.075	-0.411	+0.463
6	-0.230	-0.299	+0.589	-0.217	-0.296	+0.385	-0.210	-0.296	+0.384
7	-0.314	-0.215	+0.220	-0.312	-0.215	+0.220	-0.300	-0.215	+0.220
8	-0.352	-0.215	+0.081	-0.350	-0.215	+0.059	-0.325	-0.215	+0.049
9	-0.295	-0.215	-0.403	-0.274	-0.219	-0.402	-0.271	-0.215	-0.391
10	-0.179	-0.263	-0.674	-0.165	-0.268	-0.670	-0.164	-0.271	-0.652
11	-0.026	-0.271	-0.981	-0.011	-0.286	-0.957	-0.011	-0.302	-0.959
12	+0.163	-0.981	-0.210	+0.154	-0.958	-0.272	+0.094	-0.981	-0.337
13	+0.228	-1.186	-0.141	+0.204	-1.182	-0.224	+0.164	-1.186	-0.319
14	+0.247	-1.280	+0.031	+0.245	-1.277	+0.055	+0.219	-1.280	-0.166
15	+0.248	-1.240	-0.020	+0.263	-1.277	-0.082	+0.263	-1.261	-0.161
16	+0.253	-1.260	0	+0.271	-1.271	0	+0.288	-1.268	0

NOTE: w represents the weight per unit volume of water in units consistent with those of the radius r .



SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS

COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR

TRIANGULAR INTERNAL RADIAL LOAD - TRIANGULAR FOUNDATION REACTION

SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND O

REV APR 15, 1964

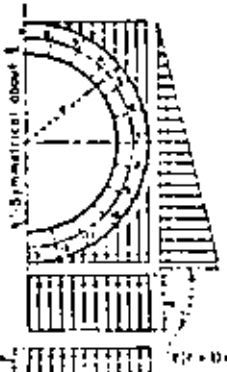
SEP 28, 1964

X-PEL-1058

$$r = \frac{D}{2} \quad t = \frac{D}{4} \quad \theta = \frac{1}{2}$$

CIRCULAR

Dead weight of one-half of conduit
 $t =$ height, 4.720 wft
 $t =$ width, 0.837 wft
 $t =$ thickness, 1.364 wft

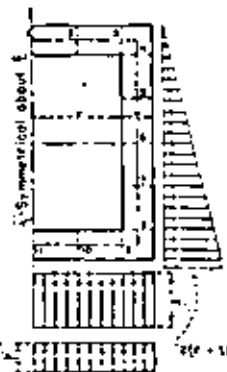


$t =$ height, 0.791 wft
 $t =$ width, 0.106 wft
 $t =$ thickness, 0.644 wft

POINT	M/wft	T/wft	S/wft	M/wft	T/wft	S/wft	M/wft	T/wft	S/wft
1	+0.106	+1.444	0	-0.004	+0.845	0	-0.066	+0.707	0
2	+0.090	+1.178	+0.098	-0.002	+0.518	+0.013	-0.028	+0.721	-0.069
3	+0.064	+0.965	+0.173	-0.007	+1.012	+0.023	-0.050	+0.750	-0.185
4	-0.015	+1.653	+0.218	-0.009	+1.477	+0.028	-0.091	+0.741	-0.154
5	-0.081	+2.024	+0.307	-0.016	+1.373	+0.027	-0.055	+0.810	-0.152
6	-0.133	+2.432	+0.391	-0.021	+1.605	+0.019	-0.072	+0.845	-0.109
7	-0.153	+2.843	+0.011	-0.025	+1.870	-0.003	-0.054	+0.844	-0.024
8	-0.153	+3.173	-0.158	-0.020	+2.085	-0.017	-0.048	+1.124	+0.083
9	-0.070	+3.365	-0.308	-0.012	+2.291	-0.035	-0.055	+1.351	+0.188
10	+0.006	+3.457	-0.371	-0.001	+2.456	-0.044	-0.035	+1.574	+0.232
11	+0.053	+3.422	-0.337	-0.010	+2.575	-0.040	-0.053	+1.793	+0.211
12	+0.118	+3.401	-0.188	-0.019	+2.644	-0.024	-0.096	+1.951	+0.123
13	+0.182	+3.186	0	+0.022	+2.670	0	-0.112	+2.016	0

SQUARE

Dead weight of one-half of conduit
 $t =$ height, 6.010 wft
 $t =$ width, 3.740 wft
 $t =$ thickness, 1.735 wft

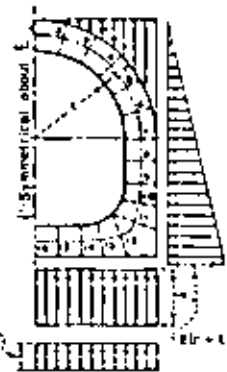


$t =$ height, 1.007 wft
 $t =$ width, 0.176 wft
 $t =$ thickness, 0.845 wft

POINT	M/wft	T/wft	S/wft	M/wft	T/wft	S/wft	M/wft	T/wft	S/wft
1	+0.358	+1.083	0	-0.157	+0.900	0	-0.045	+0.743	0
2	+0.208	+1.081	+0.601	+0.057	+0.900	+0.401	-0.065	+0.753	+0.200
3	-0.245	+1.081	+1.202	-0.244	+0.900	+0.801	-0.215	+0.753	+0.401
4	-0.294	+1.081	-0.158	-0.253	+1.048	+0.845	-0.186	+0.461	-0.814
5	+0.101	+2.404	-0.581	-0.187	+1.464	-0.553	+0.142	+0.854	-0.551
6	+0.245	+3.051	-0.441	+0.278	+1.670	-0.011	+0.305	+0.881	-0.072
7	+0.015	+3.606	-0.949	+0.084	+2.275	+0.780	+0.172	+1.068	+0.436
8	-0.115	+4.207	-2.044	-0.344	+2.674	+1.822	+0.575	+1.264	+1.194
9	+0.515	+3.419	-2.805	-0.511	+2.653	-2.003	+0.817	+1.969	-1.050
10	-0.537	+3.419	-1.407	+0.241	+2.553	-1.007	+0.091	+1.945	-0.544
11	+0.888	+3.419	0	-0.491	+2.653	0	-0.127	+1.952	0

SHAPE 8

Dead weight of one-half of conduit
 $t =$ height, 3.494 wft
 $t =$ width, 3.447 wft
 $t =$ thickness, 1.678 wft



$t =$ height, 0.988 wft
 $t =$ width, 0.220 wft
 $t =$ thickness, 0.644 wft

POINT	M/wft	T/wft	S/wft	M/wft	T/wft	S/wft	M/wft	T/wft	S/wft
1	+0.061	+1.171	0	-0.012	+0.533	0	-0.104	+0.765	0
2	+0.048	+1.233	+0.084	-0.011	+0.974	-0.002	-0.022	+0.768	-0.084
3	-0.012	+1.414	+0.148	-0.009	+1.067	-0.006	-0.055	+0.760	-0.154
4	-0.059	+1.696	+0.172	-0.005	+1.713	-0.013	-0.097	+0.803	-0.195
5	-0.090	+2.052	+0.158	+0.007	+1.452	-0.023	-0.050	+0.839	-0.202
6	-0.125	+2.448	+0.084	+0.013	+1.620	-0.037	-0.104	+0.850	-0.165
7	-0.126	+2.843	-0.048	+0.078	+1.650	-0.058	-0.143	+0.974	-0.084
8	-0.164	+3.142	-0.361	-0.063	+2.050	+0.311	+0.128	+1.074	+0.239
9	-0.342	+1.404	+0.829	-0.132	+2.251	+0.758	+0.016	+1.174	+0.404
10	-0.487	+1.910	+0.813	-0.294	+2.607	+0.812	-0.129	+1.428	+0.190
11	-0.613	+4.523	+0.740	-0.447	+3.118	+0.854	-0.293	+1.855	+0.959
12	-0.443	+4.102	-1.630	-0.597	+3.163	-1.150	-0.375	+2.256	-0.447
13	-0.116	+3.637	-1.648	-0.183	+2.839	-1.131	-0.217	+2.091	-0.578
14	+0.217	+3.325	-1.391	-0.043	+2.613	-1.043	-0.091	+1.871	-0.640
15	+0.478	+3.329	-0.696	+0.245	+2.613	-0.524	-0.029	+1.951	-0.572
16	+0.565	+3.329	0	+0.310	+2.613	0	+0.070	+1.957	0

NOTE: M represents the weight per unit volume of water in units consistent with those of the radius r. The assumed weight per unit volume of the conduit is 150 pcf.

* Tension is assumed to develop at the foundation. For the assumption that the conduits float see Figure 48.

**SINGLE BARREL CONDUIT
 BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
 COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
 TRIANGULAR EXTERNAL HYDROSTATIC
 INCLUDING DEAD LOAD
 SHAPES CIRCULAR, SQUARE, AND 8**

+ Sign convention

REV. APR. 15, 1959

SHAPE A

POINT	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$
1	+0.057	+0.728	0
2	+0.049	+0.732	+0.062
3	+0.027	+0.837	+0.114
4	-0.001	+1.043	+0.117
5	-0.024	+1.233	+0.079
6	-0.032	+1.423	+0.074
7	-0.025	+1.544	-0.048
8	-0.048	+1.689	+0.284
9	-0.154	+1.813	+0.367
10	-0.354	+2.266	+0.954
11	-0.523	+2.881	+1.172
12	-0.612	+2.127	-0.829
13	+0.123	+2.024	-0.429
14	+0.036	+1.934	0

SHAPE B

POINT	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$
1	+0.019	+0.879	0
2	+0.015	+0.710	+0.024
3	+0.007	+0.797	+0.047
4	-0.003	+0.924	+0.046
5	-0.010	+1.073	+0.030
6	-0.012	+1.213	-0.009
7	-0.012	+1.338	+0.002
8	-0.035	+1.483	+0.192
9	-0.106	+1.770	+0.421
10	-0.216	+2.256	+0.640
11	-0.194	+2.432	-0.646
12	-0.067	+2.218	-0.537
13	+0.031	+2.034	-0.241
14	+0.067	+2.043	0

SHAPE C

POINT	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$
1	+0.063	+0.687	0
2	+0.068	+0.757	+0.059
3	+0.034	+0.876	+0.167
4	-0.010	+1.073	+0.184
5	-0.031	+1.289	+0.147
6	-0.078	+1.483	+0.071
7	-0.045	+1.673	-0.007
8	-0.102	+1.795	+0.452
9	-0.182	+2.094	+0.283
10	-0.188	+2.059	-0.576
11	-0.075	+2.025	-0.178
12	+0.041	+2.015	-0.125
13	+0.062	+2.013	-0.051
14	+0.070	+2.035	0

SHAPE E

POINT	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$
1	+0.061	+0.907	0
2	+0.049	+0.944	+0.099
3	+0.018	+1.123	+0.156
4	-0.017	+1.343	+0.143
5	-0.039	+1.370	+0.076
6	-0.024	+1.751	-0.082
7	+0.019	+1.854	-0.225
8	+0.023	+1.948	+0.219
9	-0.159	+2.181	+0.774
10	-0.502	+2.235	+1.441
11	-0.464	+1.818	+1.333
12	+0.073	+1.916	+1.299
13	+0.395	+1.816	-0.644
14	+0.503	+1.816	0

SHAPE F

POINT	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$
1	+0.103	+0.775	0
2	+0.088	+0.834	+0.121
3	+0.047	+0.993	+0.201
4	-0.005	+1.286	+0.212
5	-0.049	+1.469	+0.122
6	-0.069	+1.674	+0.033
7	-0.057	+1.804	-0.064
8	-0.047	+1.919	+0.038
9	-0.045	+2.053	+0.230
10	-0.188	+2.212	+0.472
11	-0.174	+2.071	-0.496
12	+0.051	+2.054	-0.421
13	+0.190	+1.967	-0.349
14	+0.237	+1.947	0

SHAPE G

POINT	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$
1	+0.085	+0.774	0
2	+0.071	+0.812	+0.100
3	+0.018	+0.980	+0.189
4	-0.003	+1.188	+0.170
5	-0.037	+1.410	+0.142
6	-0.049	+1.599	-0.010
7	-0.033	+1.725	-0.088
8	-0.048	+1.925	+0.224
9	-0.151	+2.125	+0.511
10	-0.279	+2.163	+0.813
11	-0.430	+2.135	+0.961
12	-0.564	+2.457	+1.032
13	-0.163	+2.150	+1.043
14	+0.045	+1.944	+0.966
15	+0.276	+1.944	-0.483
16	+0.286	+1.944	0

CIRCULAR

POINT	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$
1	+0.106	+0.707	0
2	+0.030	+0.764	+0.123
3	+0.047	+0.923	+0.211
4	-0.009	+1.149	+0.282
5	-0.062	+1.391	+0.184
6	-0.084	+1.601	+0.083
7	-0.100	+1.748	-0.026
8	-0.080	+1.842	-0.109
9	-0.042	+1.972	-0.152
10	+0.003	+1.941	-0.155
11	+0.043	+1.983	-0.125
12	+0.071	+2.010	-0.069
13	+0.081	+2.016	0

SQUARE

POINT	$\frac{M}{wrl}$	$\frac{T}{wrl}$	$\frac{S}{wrl}$
1	+0.315	+0.753	0
2	+0.139	+0.731	+0.423
3	-0.308	+0.753	+1.248
4	-0.350	+1.453	+0.814
5	-0.087	+1.654	-0.531
6	+0.139	+1.854	-0.072
7	+0.009	+2.054	+0.416
8	-0.339	+2.255	+1.394
9	-0.310	+1.959	+1.933
10	+0.215	+1.949	-0.986
11	+0.426	+1.969	0

top reaction is assumed to be of uniform intensity, i.

SHAPE	$\frac{S}{wrl}$
A	+0.493
B	+0.312
C	+0.558
E	+0.154
F	+0.713
G	+0.648
Circular	+0.644
Square	+0.843

For loading diagram, + sign convention, and the assumption that the conduits do not float see Figures 14, 33, and 49

Note: Shape D does not float.

**SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
TRIANGULAR EXTERNAL HYDROSTATIC LOAD
INCLUDING DEAD LOAD
CONDUITS ASSUMED TO FLOAT
ALL SHAPES**

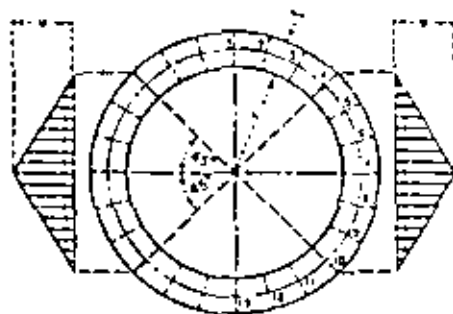
$$t = \frac{r}{8}$$

REV APR 15, 1968

POINT	$t = \frac{r}{2}$			$t = \frac{r}{3}$			$t = \frac{r}{4}$		
	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$	$\frac{M}{vr^2}$	$\frac{T}{vr}$	$\frac{S}{vr}$
1	-0.218	+0.530	0	-0.183	+0.471	0	-0.150	+0.412	0
2	-0.196	+0.512	-0.137	-0.164	+0.455	-0.122	-0.135	+0.398	+0.107
3	-0.130	+0.459	-0.265	-0.109	+0.408	-0.236	-0.090	+0.357	-0.206
4	-0.024	+0.375	-0.375	-0.021	+0.333	-0.333	-0.019	+0.292	-0.292
5	+0.103	+0.242	-0.420	+0.085	+0.215	-0.373	+0.069	+0.189	-0.327
6	+0.211	+0.082	-0.306	+0.179	+0.073	-0.272	+0.149	+0.064	-0.238
7	+0.257	0	0	+0.219	0	0	+0.183	0	0
8	+0.211	+0.082	+0.306	+0.179	+0.073	+0.272	+0.149	+0.064	+0.238
9	+0.103	+0.242	+0.420	+0.085	+0.215	+0.373	+0.069	+0.189	+0.327
10	-0.024	+0.375	+0.375	-0.021	+0.333	+0.333	-0.019	+0.292	+0.292
11	-0.130	+0.459	+0.265	-0.109	+0.408	+0.236	-0.090	+0.357	+0.206
12	-0.196	+0.512	+0.137	-0.164	+0.455	+0.122	-0.135	+0.398	+0.107
13	-0.218	+0.530	0	-0.183	+0.471	0	-0.150	+0.412	0



* Sign convention



SINGLE BARREL CONDUIT
BEGGS DEFORMETER STRESS ANALYSIS
COEFFICIENTS FOR MOMENT, THRUST, AND SHEAR
HORIZONTAL PASSIVE PRESSURE
CIRCULAR SHAPE

APPENDIX: THE BEGGS DEFORMETER

This study has been made using the Beggs Deformeter apparatus^{1,2,3} (figure 51). The basis of the method is a direct application of Maxwell's Theorem of Reciprocal Deflections, which states that for any two points on a structure, the ratio of the displacement at the first point to the load causing it, applied at the second point, is equal to the ratio of the displacement at the second point to the load causing it, applied at the first point. Displacements are measured in the load directions.

In the general application of this method of stress analysis, an elastic scale model of the structure under consideration is deformed at a cut in the model by use of a special set of gage blocks and plugs. Three sets of plugs are used to apply a rotational, a normal, and a shearing displacement at the gage block. Microscopes equipped with silar eyepieces are used to measure the model deflections at points corresponding to the load points of the actual structure. Deflections are measured in the direction of the prototype loads. No loads are applied to the model. Deflections of the model are read at prototype load points for displacements applied at the gage block. The difference in microscope readings is a measure of the model deflection induced by the change at the gage block from the first position of the plugs to the second position of the plugs.

From Maxwell's Theorem the following equations may be written for the redundant reactions at the cut section:

For a concentrated load	For a distributed load
$M_1 = P \frac{e_M}{d_M} n$	$M_1 = \frac{n}{d_M} \int p e_M dl$

¹ Beggs, G. E., "An Accurate Solution of Statically Indeterminate Structures by Paper Models and Special Gages," *Proceedings A.C.I.*, vol. XVIII, 1922, pp. 54-78.

² McCullough, C. B., and Thayer, E. S., *Elastic Arch Bridges*, John Wiley and Sons, New York, 1931, pp. 252-300.

³ Phillips, H. B., and Allen, I. E., "The Beggs Deformeter Theory and Technique," Bureau of Reclamation, Denver, Colo., July 1965.

$$S_1 = P \frac{e_S}{d_S} \quad S_1 = \frac{1}{d_S} \int p e_S dl$$

$$T_1 = P \frac{e_T}{d_T} \quad T_1 = \frac{1}{d_T} \int p e_T dl$$

where

- d_M is the angular rotation applied at the cut by the moment plugs
- d_S is the displacement applied at the cut by the shear plugs
- d_T is the displacement applied at the cut by the thrust plugs
- e_M is the measured deflection at a load point, in the direction of the load, due to d_M
- e_S is the measured deflection at a load point, in the direction of the load, due to d_S
- e_T is the measured deflection at a load point, in the direction of the load, due to d_T
- l is the load length
- M_1 is the redundant moment reaction at the cut
- n is the scale factor (prototype to model)
- P is a load acting at a point on the prototype
- p is the load intensity on the prototype at the deflection point
- S_1 is the redundant shear reaction at the cut
- T_1 is the redundant thrust reaction at the cut.

The only unknowns in these equations are M_1 , T_1 , and S_1 .

In the actual operation of the Beggs Deformeter the arithmetic is simplified by the use of calibration factors based on the plug dimensions and the eyepiece scales. An influence line through points obtained by multiplying the deflection ordinates by the proper calibration factor gives directly the magnitude of the moment, thrust, or shear at the gage block position for a unit traveling load.

It should be pointed out that the Beggs Deformeter method automatically takes into account the strain energy in a structure due to moment, thrust, and shear as well as haunch effects and other shape changes.



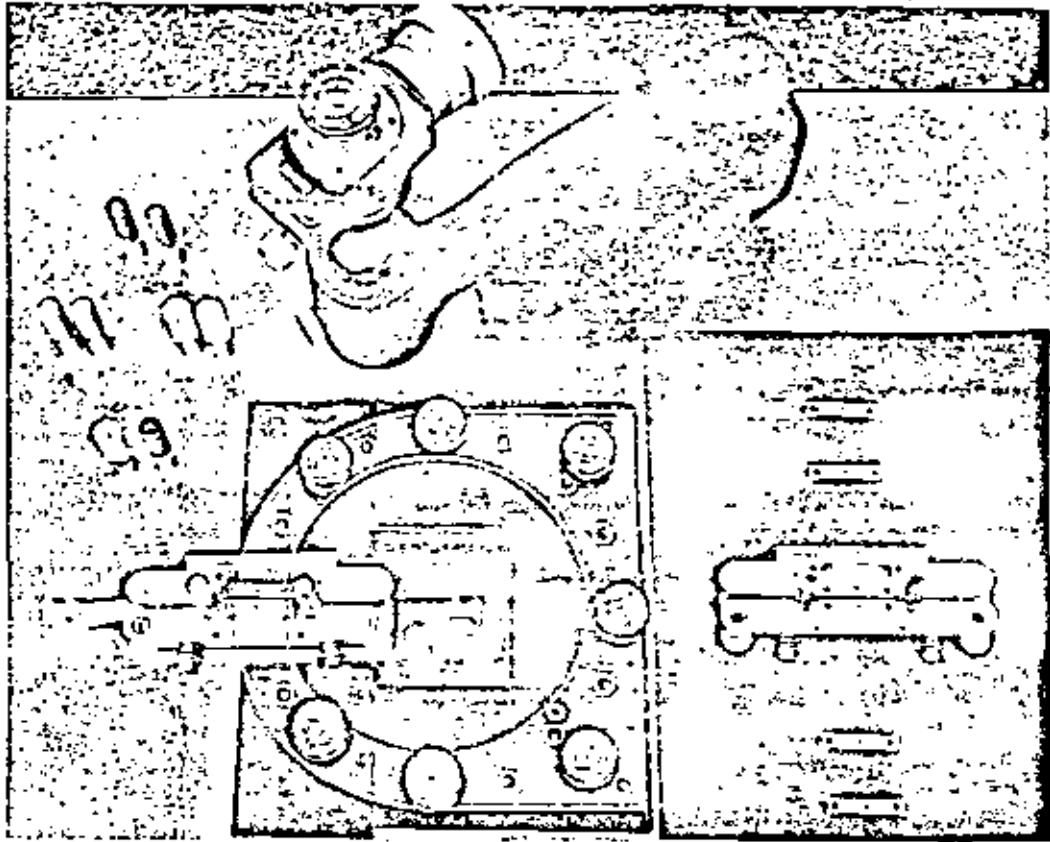


FIGURE 51.—*Beggs Deformeter apparatus and shape B conduit model.*



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

IV CURSO DE
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION DE DATOS PARA CONCURSOS DE OBRAS

METODO DE LA RUTA CRITICA

ING. FRANCISCO GUERRA FELIX

Diciembre de 1981.

SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION
SUBDIRECCION DE PROYECTOS.

PRESUPUESTO DE: _____ PARA 1982

1000	SERVICIOS PERSONALES.	2101	Materiales de Oficina.
1100	REMUNERACIONES BASICAS PA RA EL PERSONAL DE CARAC = TER PERMANENTE.	2102	Materiales de Limpieza.
1101	Sueldo Personal Permanente.	2104	Materiales y Utiles de Im presión.
1105	Sobresueldo Personal Perma nente.	2300	MATERIAS PRIMAS Y MATERIA LES DE PRODUCCION.
1200	REMUNERACIONES PARA EL PER SONAL TRANSITORIO.	2302	Refacciones, Accesorios y Herramientas Menores.
1202	Salarios Personal Eventual.	2400	MATERIALES Y ARTICULOS DE CONSTRUCCION.
1203	Sobresueldo Salario Perso nal Eventual.	2401	Materiales de Construcción.
1300	REMUNERACIONES ADICIONALES Y ESPECIALES.	2403	Materiales Complementarios.
1306	Prima Vacacional.	2404	Material Eléctrico
1307	Gratificación Anual.	2500	PRODUCTOS QUIMICOS, FARMA CEUTICOS Y DE LABORATORIO.
1322	Compensación Servicios Ex tra.	2501	Substancias Químicas.
1400	PAGOS DE CARACTER SOCIAL.	2505	Materiales y Suministros de Laboratorio.
1401	Cuotas al ISSSTE.	2600	COMBUSTIBLES, LUBRICANTES Y ADITIVOS.
1404	Cuotas al FOVISSSTE.	2601	Combustibles
1405	Seguro de Vida, Fondo de Retiro.	2602	Lubricantes y Aditivos.
2000	MATERIALES Y SUMINISTROS	2700	VESTUARIO, BLANCOS, PRENDAS DE PROTECCION Y ARTICULOS - DEPORTIVOS.
2100	MATERIALES DE ADMINISTRA CION.	2701	Vestuario, Uniformes y Blan cos.
		2702	Prendas de Protección.
		2703	Artículos Deportivos.
		3000	SERVICIOS GENERALES.
		3100	SERVICIOS BASICOS
		3101	Servicio Postal.



3102 Servicio Telegráfico.
 3103 Servicio Telefónico.
 3104 Servicio de Energía Eléctrica.
 3105 Servicio de Agua Potable.

 3200 SERVICIOS DE ARRENDAMIENTOS.
 3201 Arrendamientos de Edificios y Locales.
 3204 Arrendamiento de Vehículos.

 3400 SERVICIO COMERCIAL Y BANCARIO.
 3401 Almacenaje, Embalaje y Envase.
 3402 Fletes y Maniobras.
 3403 Intereses, Descuentos y -- Otros Servicios Bancarios.
 3404 Seguros.
 3407 Otros Impuestos y Derechos.

 3500 SERVICIOS DE MANTENIMIENTO, CONSERVACION E INSTALACION.
 3501 Mantenimiento y Conservación de Mobiliario y Equipo.
 3503 Mantenimiento y Conservación de Inmuebles.

 3600 SERVICIOS DE DIFUSION E INFORMACION.
 3602 Impresiones y Publicaciones Oficiales.

 3700 SERVICIOS DE TRASLADO E INSTALACION.
 3701 Pasajes.
 3702 Viáticos.
 3704 Traslado de Personal.

3800 SERVICIOS OFICIALES
 3802 Gastos Menores.
 3803 Congresos, Convenciones y Exposiciones.

 5000 BIENES MUEBLES E INMUEBLES.
 5100 MOBILIARIO Y EQUIPO DE ADMINISTRACION.
 5101 Mobiliario.
 5102 Equipo de Administración.

 5200 MAQUINARIA Y EQUIPO AGROPECUARIO, INDUSTRIA Y DE COMUNICACIONES.
 5201 Maquinaria y Equipo Agropecuario.
 5204 Equipos y Aparatos de Comunicación y de telecomunicaciones.
 5205 Maquinaria y Equipo Eléctrico.
 5206 Equipo de Computación Electrónico.
 5207 Maquinaria y Equipo Diverso.

 5300 VEHICULOS Y EQUIPO DE TRANSPORTE.
 5301 Vehículo y Equipo Terrestre.

 5500 HERRAMIENTAS Y REFACCIONES.
 5501 Herramientas y Máquinas - Herramientas.
 5502 Refacciones y Accesorios Mayores.

 8000 ERGACIONES EXTRAORDINARIAS.
 8202 Ergaciones Imprevistas.

TOTAL DE FONDOS AUTORIZADOS
PARA INDIRECTOS.

GLOBAL AUTORIZADO PARA 1982

REVISADO:
COORDINADOR PRESUPUESTAL EN
LA SUBDIRECCION DE PROYECTOS.

ING. NOE L. GONZALEZ RODRIGUEZ.

Vc. Bo.
EL SUBDIRECTOR DE PROYECTOS
DE GRANDE IRRIGACION.

ING. CARLOS OLIVA ANAYA.

IV CURSO DE
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION DE DATOS PARA CONCURSOS DE OBRAS

T E M A " A "

- a.1.) Equipo de Construcción
- a.2.) Rendimientos

RESIDENCIA GENERAL DE ESTUDIOS ESPECÍFICOS Y DISEÑO

OBJETIVO: Realizar los estudios específicos y los diseños necesarios para el cumplimiento de las especificaciones de la obra.

FUNCIONES: Elaborar los programas de estudios, diseño y de integración de cuadernos de planos para contratación de obra, así como vigilar su cumplimiento.

Producir normas para el diseño de caminos, canales, drenajes, y sus estructuras y equipo electromecánico, así como para su operación y conservación.

Supervisar que el diseño de canales, caminos, drenajes, estructuras especiales y elementos electromecánicos se concreten de acuerdo a las normas establecidas.

Verificar que todos los planos referidos al proceso de construcción estén disponibles, en su momento y oportunidad.

Constatar que la integración de los cuadernos de planos para la contratación de obra, se realice de acuerdo al programa y las normas establecidas.

RESIDENCIA DE ESTUDIOS ESPECIFICOS

OBJETIVO: Realizar los planos y trazos necesarios para la ejecución de las obras relativas a canales, caminos, drenajes, así como todas las tareas necesarias para contar con la información topográfica respectiva.

FUNCIONES: Brindar apoyo topográfico mediante la elaboración de planos a las actividades de diseño de canales, caminos y drenajes.

Recabar, complementar y proporcionar los planos topográficos, agrológicos y catastrales, necesarios para la ejecución del proyecto.

Proporcionar los planos y dar el trazo de obras, localización de estructuras, ubicación de bancos de materiales, caminos de acceso y, en general, toda la información que pueda servir de referencia y orientación topográfica en campo.

RESIDENCIA DE DISEÑO DE OBRAS DE CANALES, DRENAJES Y CAMINOS

OBJETIVO: Precisar el diseño de los canales, caminos y drenajes, de acuerdo a los programas y normas para la realización de las obras hidroagrícolas.

FUNCIONES: Diseñar los canales, caminos y drenajes, acorde con las normas y programas establecidos, así como proporcionar las especificaciones técnicas para su construcción.

Elaborar los planos de construcción, donde se muestre planta y perfil del canal, drenaje o camino proyectado con la indicación de las estructuras que se requirieran.

Formar de acuerdo al programa, los cuadros de planos necesarios para la contratación de obra, añadiendo a los mismos el catálogo de conceptos.

Controlar, manejar y archivar todos los planos relativos a las construcciones.

RESIDENCIA DE DISEÑOS ESTRUCTURALES

- OBJETIVO:** Auxiliar técnicamente en la construcción de las obras, diseñando y actualizando, de acuerdo a las normas establecidas, los planos de estructuras.
- FUNCIONES:** Diseñar las estructuras requeridas de acuerdo a las normas establecidas. Deberá, asimismo, proporcionar las especificaciones de construcción.
- Actualizar los diseños en función de los cambios surtidos durante el proceso de construcción.
- Elaborar los planos de detalle que muestren la planta, elevación y secciones necesarias para una mejor comprensión de la estructura diseñada.

RESIDENCIA DE INGENIERIA ELECTROMECHANICA

- OBJETIVO:** Diseñar y supervisar las instalaciones eléctricas y de equipo electromecánico, así como determinar las correspondientes normas para su operación y mantenimiento.
- FUNCIONES:** Elaborar los diseños específicos para efectuar instalaciones eléctricas, y para la instalación y montaje de equipo electromecánico.
- Supervisar el transporte, desembalaje, instalación, montaje y puesta en marcha del equipo electromecánico.
- Pronorcionar las normas de operación, protección y mantenimiento del equipo electromecánico instalado en las obras.
- Supervisar el cumplimiento del programa de construcciones, en todo lo relativo a tiempo, costo, cumplimiento de especificaciones de construcción y avances.

Solicitar al Residente General del Proyecto los estudios que, referidos al diseño, promoción, tenencia de la tierra, investigación y desarrollo experimental, requiera el proceso constructivo.

Proporcionar oportunamente a las empresas constructoras los planos, controles de calidad, materiales, suministros e información a fin de impedir cualquier retraso en la realización de los proyectos.

PERFIL DE PUESTOS

PUESTO: RESIDENTE GENERAL DE ESTUDIOS ESPECIFICOS Y DISEÑOS

SUPERVISOR INMEDIATO: RESIDENTE GENERAL DEL PROYECTO

DESCRIPCION GENERAL DE LAS FUNCIONES: ELABORAR Y VIGILAR -
LOS PROGRAMAS DE ESTUDIOS ESPECIFICOS Y DISEÑOS, ASI COMO -
DAR LAS NORMAS PARA EL DISEÑO DE CAMINOS, CANALES, DRENES, -
ESTRUCTURAS Y EQUIPO ELECTROMECHANICO.

REQUISITOS

ESCOLARIDAD: INGENIERO CIVIL

EXPERIENCIA: DE 5 AÑOS O MAS EN RELACION A LAS FUNCIONES ANTERIORMENTE MENCIONADAS.

INICIATIVA: ES IMPORTANTE DESARROLLAR INDIVIDUALMENTE NUEVOS SISTEMAS Y PROCEDIMIENTOS DE TRABAJO.

CRITERIO: TOMAR DECISIONES OCASIONALMENTE TRASCENDENTES, REGULARMENTE DEBE CONTAR CON ASESORIA.

RESPONSABILIDAD EN TRAMITES: SE LLEVAN A CABO TRAMITES QUE BENEFICIAN A UN CONJUNTO DE PERSONAS FUERA DE LA SECRETARIA, SI NO SE EFECTUAN CORRECTAMENTE PUEDEN PROVOCAR DIFICULTADES SERIAS Y MUCHO RETRASO PARA CONCLUIRLOS.

RESPONSABILIDAD AL DESEMPEÑAR EL TRABAJO: SE DEBE DESEMPEÑAR CON UN ALTO GRADO DE EXACTITUD Y CUIDADO, PORQUE LA IMPERFECCION AL DESARROLLARLO PODRIA OCASIONAR DAÑOS GRAVES A UNA COMUNIDAD.

RESPONSABILIDAD EN RELACIONES: FRECUENTEMENTE MANTIENE CONTACTO CON PERSONAS FUERA DE LA SECRETARIA QUE EXIGEN TACTO Y BUEN SENTIDO, ASI COMO CONTACTO FRECUENTE CON LAS AUTORIDADES DE LA RESIDENCIA PARA ESTABLECER PROGRAMAS Y PROCEDIMIENTOS.

SUPERVISION: DIRECTAMENTE DE 2 A 4 PERSONAS
INDIRECTAMENTE DE 10 A 20 PERSONAS

ESFUERZO FISICO: CONSIDERABLE POR TENER QUE RECORRER GENERALMENTE GRANDES DISTANCIAS O TRASLADARSE A LUGARES DE DIFICIL ACCESO.

ESFUERZO MENTAL: DE ANALISIS, INVESTIGACION Y DISEÑO DE SISTEMAS Y PROCEDIMIENTOS DE TRABAJO.

MEDIO AMBIENTE: EL TRABAJO SE REALIZA A LA INTEMPERIE Y EN LAS OFICINAS DE LA RESIDENCIA.

PERFIL DE PUESTOS

PUESTO: RESIDENTE DE ESTUDIOS ESPECIFICOS

SUPERVISOR INMEDIATO: RESIDENTE GENERAL DE ESTUDIOS ESPECIFICOS.

DESCRIPCION GENERAL DE LAS FUNCIONES: ELABORAR Y PROPORCIONAR LOS PLANOS TOPOGRAFICOS EN LOS DISEÑOS DE CANALES, CAMINOS Y DRENES.

REQUISITOS

ESCOLARIDAD: INGENIERO CIVIL

EXPERIENCIA: DE 3 O MAS AÑOS EN RELACION A LAS FUNCIONES ANTES MENCIONADAS.

INICIATIVA: TENER CAPACIDAD PARA PROPONER MEJORAS EN METODOS Y PROCEDIMIENTOS PARA SU TRABAJO CONTANDO CON SUPERVISION Y ASESORIA.

CRITERIO: DEBERA DECIDIR SOBRE PROBLEMAS COMPLICADOS DE REGULAR IMPORTANCIA.

RESPONSABILIDAD EN TRAMITES: EL TIPO DE TRAMITES QUE EN EL PUESTO SE DEBEN REALIZAR ESTAN RELACIONADOS CON LA SOLUCION DE PROBLEMAS A PERSONAS EXTERNAS A LA SECRETARIA, PUDIENDO PROVOCAR CON SUS ERRORES DIFICULTADES GRANDES Y DE DIFICIL SOLUCION. ADEMAS RETRASO CONSIDERABLE EN EL RESULTADO.

RESPONSABILIDAD AL DESEMPEÑAR EL TRABAJO: SE DEBERA REALIZAR MINUCIOSAMENTE PORQUE SUS DEFICIENCIAS AL DESEMPEÑARLO SE PUEDEN VER REFLEJADAS EN EL DESARROLLO DEL TRABAJO DEL PERSONAL DE TODA LA RESIDENCIA GENERAL DE ESTUDIOS ESPECIFICOS Y DISEÑOS.

RESPONSABILIDAD EN RELACIONES: ESTA EN CONTACTO FRECUENTE CON AUTORIDADES DE LA RESIDENCIA, RESPECTO A CUESTIONES O ASUNTOS QUE REQUIEREN INTERPRETACION DE INSTRUCCIONES, EXPLICACION O DISCUSION DE PROYECTOS.

SUPERVISION: DIRECTAMENTE DE 2 A 5 PERSONAS

ESFUERZO FISICO: EN EL DESARROLLO DEL TRABAJO EL ESFUERZO FISICO ES GRANDE PORQUE PARA REALIZARLO ES NECESARIO CORRER GRANDES DISTANCIAS O TRASLADARSE A LUGARES DE DIFICIL ACCESO.

ESFUERZO MENTAL: EL TRABAJO QUE REALIZA ES SIEMPRE DIFERENTE, PERO CON PREDOMINIO A SEGUIR UNA RUTINA.

MEDIO AMBIENTE: EL TRABAJO GENERALMENTE SE DESEMPEÑA A LA INTemperIE, BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EN OCASIONES EXTREMAS Y DE DIFÍCIL ACCESO.

PERFIL DE PUESTOS

PUESTO: RESIDENTE DE DISEÑOS DE OBRAS DE CANALES, DRENAJES Y CAMINOS.

SUPERVISOR INMEDIATO: RESIDENTE GENERAL DE ESTUDIOS ESPECÍFICOS Y DISEÑOS.

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS FUNCIONES: DISEÑAR Y CONTROLAR - LOS PLANOS DE LOS CANALES, CAMINOS Y DRENES, ASÍ COMO PROPORCIONAR LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN.

REQUISITOS

ESCOLARIDAD: INGENIERO CIVIL

EXPERIENCIA: DE 3 O MAS AÑOS EN CONSTRUCCION

INICIATIVA: TENER CAPACIDAD PARA PROPONER MEJORAS - EN METODOS Y PROCEDIMIENTOS PARA SU TRABAJO CONTANDO CON SUPERVISION Y ASESORIA.

CRITERIO: DEBERA DECIDIR SOBRE PROBLEMAS COMPLICADOS DE REGULAR IMPORTANCIA.

RESPONSABILIDAD EN TRAMITES: EL TIPO DE TRAMITES QUE EN EL PUESTO SE DEBEN REALIZAR ESTAN RELACIONADOS CON LA SOLUCION DE PROBLEMAS A PERSONAS EXTERNAS A LA SECRETARIA, PERO PUDIENDO PROVOCAR CON SUS ERRORES DIFICULTADES GRANDES Y -- ADEMAS RETRASO CONSIDERABLE EN EL RESULTADO.

RESPONSABILIDAD AL DESEMPEÑAR EL TRABAJO: SE DEBERA REALIZAR MINUCIOSAMENTE PORQUE SUS DEFICIENCIAS AL DESEMPEÑARLO SE PUEDEN VER REFLEJADAS EN EL DESARROLLO DEL TRABAJO DEL PERSONAL DE TODA LA RESIDENCIA GENERAL DE ESTUDIOS ESPECIFICOS Y DISEÑOS.

RESPONSABILIDAD EN RELACIONES: ESTA EN CONTACTO FRECUENTE CON AUTORIDADES DE LA RESIDENCIA, RESPECTO A CUESTIONES O ASUNTOS QUE REQUIEREN INTERPRETACION DE INSTRUCCIONES, EXPLICACION O DISCUSION DE PROYECTOS.

SUPERVISION: DIRECTAMENTE DE 2 A 5 PERSONAS

ESFUERZO FISICO: EN EL DESARROLLO DEL TRABAJO EL ESFUERZO FISICO ES GRANDE, PORQUE PARA REALIZAR EL TRABAJO ES NECESARIO ESTAR EN POSICION INCOMODA, ASI COMO RECORRER EVENTUALMENTE GRANDES DISTANCIAS O TRASLADARSE A LUGARES DE DIFICIL ACCESO.

ESFUERZO MENTAL: EL TRABAJO QUE SE REALIZA ES SIEMPRE DIFERENTE.

MEDIO AMBIENTE: EL TRABAJO EN LAS OFICINAS DE LA RESIDENCIA Y EN OCASIONES RECORRE DISTANCIAS GRANDES PARA VISITAR LA OBRA.

PERFIL DE PUESTOS

PUESTO: RESIDENTE DE DISEÑOS ESTRUCTURALES

SUPERVISOR INMEDIATO: RESIDENTE GENERAL DE ESTUDIOS ESPECIFICOS Y DISEÑOS.

DESCRIPCION GENERAL DE LAS FUNCIONES: DISEÑAR Y ACTUALIZAR LOS PLANOS DE LAS ESTRUCTURAS EN BASE A LAS NORMAS ESTABLECIDAS.

REQUISITOS

ESCOLARIDAD: INGENIERO CIVIL

EXPERIENCIA: DE 3 O MAS AÑOS EN CONSTRUCCION

INICIATIVA: TENER CAPACIDAD PARA PROPONER MEJORAS - EN METODOS Y PROCEDIMIENTOS PARA SU TRABAJO CONTANDO CON SUPERVISION Y ASESORIA.

CRITERIO: DEBERA DECIDIR SOBRE PROBLEMAS COMPLICADOS DE REGULAR IMPORTANCIA.

RESPONSABILIDAD EN TRAMITES: EL TIPO DE TRAMITES QUE EN EL PUESTO SE DEBEN REALIZAR ESTAN RELACIONADOS CON LA SOLUCION DE PROBLEMAS A PERSONAS EXTERNAS A LA SECRETARIA PERO PUDIENDO PROVOCAR CON SUS ERRORES DIFICULTADES GRANDES Y ADEMÁS RETRASO CONSIDERABLE EN EL RESULTADO DEL TRAMITE.

RESPONSABILIDAD AL DESEMPEÑAR EL TRABAJO: SE DEBERA REALIZAR MINUCIOSAMENTE PORQUE SUS DEFICIENCIAS AL DESEMPEÑARLO SE PUEDEN VER REFLEJADAS EN EL DESARROLLO DEL TRABAJO DEL PERSONAL DE TODA LA RESIDENCIA GENERAL.

RESPONSABILIDAD EN RELACIONES: ESTA EN CONTACTO FRECUENTE CON AUTORIDADES DE LA RESIDENCIA, RESPECTO A CUESTIONES O ASUNTOS QUE REQUIEREN INTERPRETACION DE INSTRUCCIONES, EXPLICACIONES O DISCUSION DE PROYECTOS.

SUPERVISION: DIRECTAMENTE DE 2 A 5 PERSONAS

ESFUERZO FISICO: EN EL DESARROLLO DEL TRABAJO EL ESFUERZO FISICO ES GRANDE PORQUE PARA REALIZAR EL TRABAJO ES NECESARIO ESTAR EN POSICION INCOMODA, ASI COMO RECORRER EVENTUALMENTE GRANDES DISTANCIAS PARA VISITAR LA OBRA.

ESFUERZO MENTAL: EL TRABAJO QUE SE REALIZA ES SIEMPRE DIFERENTE CON TENDENCIA A SEGUIR UNA RUTINA.

PERFIL DE PUESTOS

PUESTO: RESIDENTE DE INGENIERIA ELECTROMECANICA

SUPERVISOR INMEDIATO: RESIDENTE GENERAL DE ESTUDIOS ESPECIFICOS Y DISEÑOS.

DESCRIPCION GENERAL DE LAS FUNCIONES: DESARROLLAR LOS PROYECTOS DE LOS EQUIPOS MECANICOS Y ELECTRICOS QUE SON NECESARIOS INSTALAR, ASI COMO SUPERVISAR LA FABRICACION, INSTALACION, PRUEBAS Y OPERACION DE LOS MISMOS.

REQUISITOS

ESCOLARIDAD: DE 3 AÑOS O MAS EN LAS FUNCIONES ANTES MENCIONADAS.

INICIATIVA: TENER CAPACIDAD PARA PROPONER MEJORAS EN METODOS Y PROCEDIMIENTOS PARA SU TRABAJO CONTANDO CON SUPERVISION Y ASESORIA.

CRITERIO: DEBERA DECIDIR SOBRE PROBLEMAS COMPLICADOS DE REGULAR IMPORTANCIA.

RESPONSABILIDAD EN TRAMITES: EL TIPO DE TRAMITES QUE EN EL PUESTO SE DEBEN REALIZAR ESTAN RELACIONADOS CON LA SOLUCION DE PROBLEMAS A PERSONAS EXTERNAS A LA SECRETARIA, PERO PUDIENDO PROVOCAR CON SUS ERRORES DIFICULTADES GRANDES Y -- AUNQUE RETRASO CONSIDERABLE EN EL RESULTADO DEL TRAMITE.

RESPONSABILIDAD AL DESEMPEÑAR EL TRABAJO: SE DEBERA REALIZAR MINUCIOSAMENTE PORQUE SUS DEFICIENCIAS AL DESEMPEÑARLO SE PUEDEN VER REFLEJADAS EN EL DESARROLLO DEL TRABAJO DEL PERSONAL DE TODA LA RESIDENCIA GENERAL.

RESPONSABILIDAD EN RELACIONES: ESTA EN CONTACTO FRECUENTE CON AUTORIDADES DE LA RESIDENCIA, RESPECTO A CUESTIONES O ASUNTOS QUE REQUIEREN INTERPRETACION DE INSTRUCCIONES, EXPLICACION O DISCUSION DE PROYECTOS.

SUPERVISION: DIRECTAMENTE DE 2 A 5 PERSONAS

ESFUERZO FISICO: EN EL DESARROLLO DEL TRABAJO EL ESFUERZO FISICO ES GRANDE PORQUE PARA REALIZAR ES NECESARIO ESTAR EN POSICION INCOMODA, ASI COMO RECORRER EVENTUALMENTE GRANDES DISTANCIAS PARA VISITAR LA OBRA.

ESFUERZO MENTAL: EL TRABAJO QUE SE REALIZA ES SIEMPRE DIFERENTE PERO CON TENDENCIA A SEGUIR UNA RUTINA.

MEDIO AMBIENTE: EL TRABAJO SE DESEMPEÑA EN LAS OFICINAS
DE LA RESIDENCIA.

IV CURSO DE
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

INTEGRACION DE DATOS PARA CONCURSOS DE OBRAS

Documentación y Mecanismo del Concurso

Generalidades

ING. FRANCISCO GUERRA FELIX
DICIEMBRE DE 1981

DOCUMENTACION Y MECANISMO DE CONCURSO - GENERALIDADES.

El objetivo de esta materia es capacitar al alumno para que sepa preparar la documentación necesaria para efectuar el concurso de una obra determinada.

Se entiende por concurso el conjunto de datos, planos, informes, indicaciones, cantidades de obra, etc. que será necesario proporcionar a cada una de las Compañías Constructoras - que la Secretaría previamente ha invitado para que coticen el monto de la obra por ejecutar. Una de ellas será declarada ganadora por haber hecho la cotización más conveniente, según el criterio de la S.R.H.

Partes integrantes de la documentación para concurso:

- A) Cuaderno de planos
- B) Catálogo de Conceptos de Trabajo con Cantidades de Obra.
- C) Cuaderno de documentación para Contrato.
- D) Especificaciones de los Conceptos de Trabajo.
- E) Programa de Construcción.

CUADERNO DE PLANOS.- Todas las obras por construirse - requieren de un proyecto completo, es decir, de un conjunto de planos en donde se muestren detalladamente cada una de las características de la obra en cuestión. Para cumplir con el objetivo señalado será necesario incluir los siguientes tipos de planos:

a) PLANOS GENERALES

DE LA REPUBLICA.- En él se ubica la región del sitio - de la obra, indicando las distancias de este lugar a las poblaciones importantes más cercanas y a las que servirán como centros de adquisición de los materiales de construcción para la obra.

PLANO DE LOCALIZACION DE BANCOS DE MATERIALES.- En éstos se muestran los sitios en que se localizan los materiales - por emplear, tales como: roca, grava, arena, arcilla, material inerte, etc., para construcción de terracerías, enrocamientos, revestimientos de caminos y elaboración de concretos. En estos planos aparecerán los volúmenes aprovechables y características propias de cada uno de los materiales.

PLANTA DEL CONJUNTO DE LA OBRA. Es conveniente indicar en este plano las vías de comunicación existentes en la zona, arroyos, ríos y otros detalles que se consideren de importancia.

b) PLANOS DE DETALLE

Estos planos mostrarán precisamente todos los detalles que definen el tipo específico de obra por ejecutar, pudiendo tratarse de cualquiera de los siguientes:

ZONAS DE RIEGO, se incluyen canales, drenes y sus estructuras conexas como represas, tomas laterales, tomas granja, sifones, alcantarillas, puentes, desagües, etc.

PRESAS DERIVADORAS, que incluyen plano de manejo del río histograma de la corriente, obra de toma, estructura de limpia, sección vertedora.

PRESAS DE ALMACE - NAMIENTO, que incluyen obra de desvío, plano general de la cortina, obra de control y excedencias, obra de toma, tajo de salida, etc.

c) PLANOS AUXILIARES

Son los planos mediante los cuales se proporciona información adicional sobre las condiciones presentes en el lugar de ejecución de los trabajos: Planos de niveles freáticos, planos de perfiles estratigráficos, planos topográficos.

d) PLANOS COMPLEMENTARIOS

Son aquellos que se refieren a las partes complementarias del proyecto como son compuertas, mecanismos elevadores, tuberías, señalamientos, etc.

e) CASAS DE CALATEPE

Con este nombre genérico queremos indicar aquellos planos en donde se muestran los detalles para la construcción de la casa-habitación que se destinará al operador encargado de mecanismos y vigilancia en cualquier obra de que se trate.

CATALOGO DE CONCEPTOS DE TRABAJO CON CANTIDADES DE OBRA

En el Catálogo se consignan todas y cada una de las actividades que deberá ejecutar el Contratista para llevar a cabo la completa realización de la obra. Contiene primeramente el concepto o denominación de cada actividad, designando la unidad correspondiente en que se medirá y la cantidad estimada. En las últimas columnas se deja el espacio en blanco para que se anoten los Precios Unitarios que otorga cada Contratista. Deberá tenerse especial atención para que no se incluya ningún concepto necesario para la construcción y que las cantidades estimadas sean lo más aproximadas a la realidad con el objeto de evitar reclamaciones y/o negociaciones posteriores.

CUADERNO DE DOCUMENTACION PARA CONTRATO

En este se contienen una serie de disposiciones legales a las que se sujetará el Contrato respectivo. Generalmente no se hace en la obra ya que se trata de temas que no competen a la Residencia.

ESPECIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO

Esta parte de la documentación resulta de un carácter muy importante ya que se refiere a las estipulaciones que deben respetarse al efectuar cada una de las actividades necesarias para la realización de la obra, en su redacción se fijarán las condiciones precisas y en forma detallada de los trabajos a ejecutar para que el Contratista pueda fijar el precio unitario correspondiente.

PROGRAMA DE CONSTRUCCION

La obra por ejecutar deberá programarse para que las -- actividades comprendidas se desarrollen en forma coordinada -- dentro de un plazo determinado. La forma de elaborar esta pro gramación se hará de acuerdo con el método denominado Ruta -- Crítica, en la cual se indican la secuencia y tiempo que de- berá realizarse cada una de las actividades involucradas.

- 1.- FINALIDAD. - El fin principal de esta oficina es proyectar y diseñar - las redes de conducción, distribución, drenaje, caminos, nivelación de tierras, comunicaciones y demás servicios que se requieran para que los distritos funcionen eficientemente.
- 2.- QUE NECESITA PARA HACER SU TRABAJO.
 - a). Normas Generales de Diseño. Para las redes de distribución, drenaje y caminos, nivelación de tierras, comunicaciones dentro del Distrito y servicios necesarios para el correcto funcionamiento del mismo.
 - b). Plano Topográfico y Catastral a escala 1:20 000 en los cuales se muestre las redes actuales y las modificaciones solicitadas por planeación y ejecutada por Estudios Topográficos.
 - c). Planos Topográficos a escala 1:5 000 donde se muestren las obras existentes.
 - d). Planos mostrando tipos de suelos a escala 1:50 000 y 1:20 000
 - e). Planos mostrando niveles freáticos a escala 1:20 000 para cada uno de los meses del año, indicando las precipitaciones pluviales y sus períodos para cada uno de los meses del año.
 - f). Planos mostrando plantas y perfiles de canales, drenes y caminos existentes incluyendo sus dimensiones generales.
 - f'). Plano de las estructuras tipo que haya en el Distrito y los datos que sobre el mismo aspecto ha tomado con anterioridad la Oficina de Estudios Topográficos.
 - g). Cálculo de coordenadas y curvas elaborado por Estudios.

- h). Perfil de la modificación elaborada por Estudios Topográficos.
- i). Secciones del terreno natural más representativo.
- j). Perfil de los trazos elaborados por Estudios Topográficos.
- k). Perfil indicando los tipos y características de los suelos datos que fueron obtenidos por Estudios Geotécnicos.
- l). Ubicación y resultados obtenidos de los Estudios Geotécnicos hechos a los materiales que se usarán como bancos.
- m). Recomendación del Laboratorio sobre las secciones a construir.
- n). Recomendaciones del Laboratorio sobre las especificaciones técnicas a pedir para la cimentación de las estructuras y sobre los materiales que se desean utilizar en la construcción.

3. - TRABAJO A EJECUTAR Y COMO DEBEN HACERSE.

- a). Proyecto y diseño de las redes de distribución, drenaje, alcantarillas, nivelación de tierras, comunicaciones y cualquier otro servicio que sea necesario en los Distritos, utilizando para ello las Normas Generales de Diseño.
- b). Elaboración de los planos donde se muestre planta y perfil del canal, dren o camino que se desee construir; la planta se dibujará a escala 1:2 000, el perfil a escala 1:2 000 en sentido horizontal y 1:100 en sentido vertical; los planos deben mostrar en la planta además del eje de la obra, curvas de nivel con equidistancia de 1 m., y con un ancho aproximado de 100 m. hacia cada margen de la estructura. Deben dibujarse las coordenadas a cada 500 m., con objeto de poder hacerse las aclaraciones pertinentes.

En una tabla dibujada en el mismo plano debe aparecer las coordenadas de los puntos de inflexión; los datos de las curvas deben que dar anotados en la planta y siempre adyacentes a la curva cuyos da tos se anotan.

En otra tabla deben anotarse los datos hidráulicos del canal o dren; las acotaciones en las plantas y cortes deben ser en centímetros y las elevaciones en metros, todas ellas referidas al sistema azúcar.

Todos los planos llevarán las notas en los cuales se hagan las acla raciones que sean necesarias, como por ejemplo:

Resistencia del concreto, tipo de fierro a usar, procedimiento de construcción o etapas a seguir en un determinado tipo de obras que así lo requieran.

Los cortes que muestren detalles de construcción deben dibujarse en tal forma que se note con línea gruesa lo que estamos cortando y con línea menos gruesa lo que está posterior al corte.

- c). Se coordinará con los Jefes de Distrito o sus representantes para los detalles de proyecto.
- d). Formará los cuadernos de planos necesarios para la contratación de la obra.
- e). Con el catálogo de conceptos de obra, que le suministra la Oficina de Administración Técnica de la Obra, elaborará la parte correspondiente de las especificaciones técnicas de construcción, donde deberá indicarse que se desea se haga y en caso necesario como se haga. Es decir, con las recomendaciones del Laboratorio y con el proyec to y diseño de la obra, está en condiciones de pedir el tipo y cali-

8

idad de trabajo que se necesita para cada concepto del catálogo de conceptos de trabajo.

- f). Elaborar las normas de operación y conservación de las obras proyectadas.

4. - DISTRIBUCION DEL TRABAJO.

- a). Una copia de los planos será enviada a la Oficina de Control Administrativo de la Obra para calcular cantidades de obra y elaborar el catálogo de conceptos de trabajo.
- b). Con los planos ya terminados se harán los cuadernos y se enviarán éstos a Oficinas Centrales para la contratación de la obra.
- c). Las especificaciones técnicas ya complementadas por la Oficina de Administración Técnica de la Obra serán encuadernados y enviados a Oficinas Centrales para su contratación.
- d). El catálogo de conceptos de trabajo, encuadernado será enviado a Oficinas Centrales para su contratación.
- e). Contratada la obra, se le suministrarán dos copias de todos los planos que describen a la obra contratada, al contratista, una copia al Residente de Línea y Nivel respectivo, una copia a la Oficina de Administración Técnica de la Obra y una copia a la Oficina de Control de Calidad.
- f). Deberá quedarse en poder de la Oficina todos los originales de los planos elaborados, así como de la documentación enviada a Oficinas Centrales.
- g). Deberá quedarse en su archivo con 10 juegos de los cuadernos que se envían a Oficinas Centrales para su contratación.
- h). Envío de las normas de operación y conservación de las obras a la Dependencia que reciba los trabajos.

F. - ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

1. - FINALIDAD. - La oficina de Estudios Topográficos tendrá como fin principal tomar en el campo los datos que se requirieron de su especialidad, trazará, nivelará y seccionará, todos los cursos de las redes de distribución, drenaje y caminos en la ubicación existente y en las modificaciones que se propongan, de acuerdo con las Cédulas de Planeación y Proyectos para el trazo definitivo.

2. - QUE SE NECESITA.

- a). Planos Topográficos y Catastrales a escala 1:20 000.
- b). Planos Topográficos a escala 1:5 000.
- c). Planos Topográficos y Catastrales escala 1:20 000 donde se indique la proposición de la oficina de Planeación.
- d). Una breve descripción donde se indique la filosofía que se siguió para hacer la modificación.
- e). Planos de las obras existentes "canales, drenes".
- f). Copias obtenidas del papel Kromflex del mosaico fotográfico.

3. - TRABAJOS A EJECUTAR Y COMO DEBE HACERSE.

D E C A M P O :

- a). Hacer el trazo a cada estación de 20 m. y puntos de hitos, FI a 500 m. FI, FC y FF.
- b). Referencias de los FI, FC y FF haciendo los croquis necesarios.
- c). Nivelación del trazo y detalles, dejar bancos a cada 500 m. sobre estructuras de concreto, o en troques en tramos fuera del distrito.
- d). Secciones transversales a cada 20 m. mostrando estructuras, niveles, banquetas, etc., incluyendo los puntos de hitos.

e). Cálculo de coordenadas, curvas.

f). Perfil alzado a escala 1:200 en sentido horizontal y 1:100 en vertical, indicando alturas y cota de los bancos de nivel.

g). Dibujar las secciones transversales a escala 1:100 tanto vertical como horizontal.

h). Mapa de ejemplo y característico de las datos estadísticos que deberá levantarse en el terreno, líneas de telefonía, energía, aguas, riego y drenaje, etc.

d. DISEÑO DEL TRAZO PLATEADO.

Para la línea de Engranaje.

a). Levantar el estudio de coordenadas y curvas, dar ejemplo de los datos y trazo.

b). Copia de ejemplo de la planta y trazo de las curvas que deberán levantarse en el terreno, líneas de telefonía, etc.

c). Una copia de las secciones del terreno natural más representativas de cada estructura.

d). Copia del perfil anterior.

Para la línea de agua (a) - (b) - (c) - (d) - (e).

a). Una copia de los croquis y datos de las secciones que deberán levantarse en el terreno que se haya encontrado.

b). Una copia del croquis del trazo.

c). Dos copias del perfil.

d). Copia de la sección transversal más representativa.

Para la línea de la axia de la Flecha

b). Croquis del terreno del trazo definitivo y ancho para la construcción.

Forma : ficha de Control Administrativo de la obra.

- j). Originales de todas las secciones transversales.
- k). Copia de los perfiles.
- l). Copia de la planta de la estructura.

C. - ESTUDIOS GEOTECNICOS.

1. - FINALIDAD. - Esta Oficina tiene como finalidad principal tomar las características físicas y en algunos casos químicas de los suelos donde hemos localizado las obras y los materiales con los que las vamos a construir, utilizando para ello el Boletín Técnico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.
2. - QUE NECESITA. - Para hacer este trabajo se necesita además del equipo la siguiente documentación:
 - a). Planos Topográficos y Catastrales escala 1:20 000 donde se manifiestan las obras por construir.
 - b). Dos copias del perfil elaborado por Estudios Topográficos.
 - c). Una copia de las secciones transversales más representativas.
 - d). Dimensiones aproximadas de los drenes, canales, caminos y sus estructuras.
3. - TRABAJOS A EJECUTAR Y COMO DEBEN HACERSE.
 - a). Clasificación de suelos. Tomando calas a cada 500 m. más ó menos y con diversas profundidades de acuerdo al tamaño de la estructura.
 - b). Permeabilidad en suelos arcillosos y suelos que se vean poco permeables.
 - c). Límite líquido en suelos arcillosos.
 - d). Contenido de coloides y expansión líveen en suelos arcillosos.
 - e). Peso volumétrico del terreno natural y su humedad en todos los suelos.

- f). Penetración estandar en los sitios probables de estructuras grandes.
- g). Muestras inalteradas en sitios de estructuras grandes.
- h). Dibujar en el perfil que le dió Estudios todos los datos obtenidos.

4. - DISTRIBUCION DEL TRABAJO.

A PROYECTOS

- a). Una copia del perfil que muestre el tipo y características de los suelos.
- b). Ubicación y resultados obtenidos de los materiales que se usarán como bancos.
- c). Opinar respecto a las secciones a construir, tanto en las redes de distribución, drenaje y caminos.
- d). Opinar sobre las especificaciones técnicas necesarias a pedir, partiendo de los materiales disponibles con los que se ejecutará el trabajo.
- e). Enviar a México las muestras inalteradas.

1. - FINALIDAD. - Esta oficina tiene como finalidad principal estudiar los sistemas de distribución, drenaje, caminos y demás servicios existentes, - proponiendo las modificaciones que crea convenientes para cumplir su cometido.
2. - QUE NECESITA.
 - a). Planos Topográficos de los Distritos a escala 1:100 000 ó 1:50 000, - 1:20 000 y 1:5 000 mostrando curvas de nivel a 1 m.
 - b). Planos actualizados mostrando las obras y servicios actuales a escala 1:50 000 y 1:20 000.
 - c). Plano Catastral actualizado escala 1:20 000.
 - d). Planos mostrando tipos de suelos a escala 1:50 000 y 1:20 000.
 - e). Planos mostrando niveles freáticos a escala 1:20 000 para cada uno de los meses del año, indicando las precipitaciones pluviales y sus periodos en cada uno de los meses a escala 1:20 000.
 - f). Planos mostrando perfiles y plantas de canales, drenes y caminos incluyendo sus dimensiones generales, pendientes y estructuras existentes.
 - g). Mosaico fotográfico escala 1:5 000.
 - h). Reproducción en papel Kronaflex del mosaico fotográfico a la misma escala.
3. - TRABAJOS A EJECUTAR Y COMO DEBE HACERSE.
 - a). Planos Topográficos y Catastrales a escala 1:20 000, se marcará la proposición deseada en color.

b). Hacer una breve descripción de los trabajos deseados, indicando las razones y puntos de vista por las que se desea hacer el cambio.

4. - DISTRIBUCION DEL TRABAJO.

a). Se pasará una copia de los planos Topográficos y Catastrales en los cuales se muestre la modificación solicitada, así como la descripción del trabajo que se desea a las Oficinas de Estudios Topográficos, Estudios Geotécnicos, Tenencia de la Tierra y Proyectos.

REGION	DESCRIPCION		CANT.
2	<u>CANAL PRINCIPAL.-</u>		
2.1	<u>TERRACERIAS.-</u>		
2.1.1	<u>DESMONTE.-</u>		
2.1.1.1	Desmonte, desmenuado, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	1,184
2.1.2	<u>EXCAVACIONES.-</u>		
2.1.2.1	Excavación en cualquier material para formar la cubeta del canal.	M3.	133,378
2.1.2.2	Excavación en cualquier material en los tajos.	M3.	48,578
2.1.2.3	Excavaciones en cualquier material para formación de contracunetas.	M3.	5,840
2.1.3	<u>CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES.-</u>		
2.1.3.1	Terraplén para bordos y caminos formado con material obtenido de préstamo con acarreo.		
2.1.3.1.2	Mayor que 50 y hasta 100 metros.	M3.	53,885
2.1.3.1.3	Mayor que 100 y hasta 500 metros.	M3.	13,471
2.1.3.2	Compensación adicional por compactación de los terraplenes construidos, según los Conceptos - números 2.1.2.1; 2.1.2.2; 2.1.2.3 y 2.1.3.1	M3.	67,357
2.1.3.3	Revestimiento de caminos con acarreo libre.		
2.1.3.3.3	Mayor que 500 y hasta 1,000 metros.	M3.	18,648.0
2.1.4	<u>SOBRECARRO DE TERRACERIAS.-</u>		
2.1.4.2	Acarreo de materiales utilizados en el Concepto 2.1.3.3.3 en los kilómetros subsiguientes al primero.	M ³ -Km.	186,480
2.3	<u>ESTRUCTURAS EN GENERAL.-</u>		
2.3.1	<u>TERRACERIAS PARA ESTRUCTURAS.-</u>		
2.3.1.2	Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras.	M3.	7,629
2.3.1.3	Relleno sin compactar, de cualquier material — excepto roca proveniente de excavaciones previas.	M3.	495
2.3.1.5	Relleno compactado, de cualquier material excepto roca proveniente de excavaciones previas.	M3.	2,477
2.3.1.8	Relleno de enrocamiento, con material proveniente de bancos de préstamo.	M3.	100
2.3.1.9	Rellenos de grava, o grava y arena, inclusive — "Drenas" "Lloraderos" y "Filtros".	M3.	30



C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD
CLASIFICACION	ENUNCIADO		
2.3.2	<u>FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.-</u>		
2.3.2.2	Imposterías para estructuras, inclusive zapados con mortero.	M3.	4,474
2.3.2.3	Fabricación y colocación de concreto común.	M3.	3,458
2.3.2.4	Fabricación y colocación de concreto ciclópico.	M3.	50
2.3.2.5	Colocación de fierro de refuerzo para concreto.	Kg.	270,461
2.3.3	<u>ACERO ESTRUCTURAL.-</u>		
2.3.3.1	Suministro y colocación de acero estructural.	Kg.	250
2.3.4	<u>COMPUERTAS Y MECANISMOS.-</u>		
2.3.4.1	Suministro y colocación de compuertas radiales.	Kg.	10,328
2.3.4.2	Suministro y colocación de compuertas deslizantes.	Kg.	4,940
2.3.5	<u>CONCEPTOS DIVERSOS.-</u>		
2.3.5.1	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	M ² .	20
2.3.5.2	Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado.	N.	44
2.3.5.3	Suministro y colocación de barandales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cm. (2") de diámetro nominal.	Kg.	1,790
2.3.5.5	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cm. (2½") de diámetro nominal para lleraderos.	Pm.	50
2.4	<u>SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.-</u>		
2.4.1	<u>TERRACERIAS PARA SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.-</u>		
2.4.1.1	Desmante, demerico, desyerbo y limpia del terreno para propósitos de construcción.	Ba.	2
2.4.1.2	Excavaciones en cualquier material para alojar los sifones y conductos cubiertos.	M3.	2,352
2.4.1.3	Relleno sin compactar, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3.	344
2.4.1.5	Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3.	1,377
2.4.2	<u>FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.-</u>		
2.4.2.2	Impostería para sifones y conductos cubiertos, inclusive zapados con mortero.	M3.	453
2.4.2.3	Fabricación y colocación de concreto común.	M3.	730
2.4.2.5	Colocación de fierro de refuerzo para concreto.	Kg.	70,448
2.4.4	<u>CONCEPTOS DIVERSOS.-</u>		
2.4.4.1	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	M ² .	46

C O N C E P T O

CLASIFICACION	ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD
2.4.4.2.	Suministro y colocación de nallo de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado.	M.	176
2.4.4.3.	Suministro y colocación de barandales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cm. (2") de diámetro, nominal.	Kg.	2,340
3	<u>ZONA DE RIEGO.-</u>		
3.1	<u>TERRACERIAS PARA CANALES.-</u>		
3.1.1.	<u>DESMONTE.-</u>		
3.1.1.1.	Desmorte, desarenado, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	188
3.1.2.	<u>EXCAVACIONES.-</u>		
3.1.2.1.	Excavación en cualquier material, en el terreno natural, para formar la cubeta del canal.	M3.	78,654
3.1.2.2.	Excavación en cualquier material en tajos.	M3.	60,970
3.1.2.3.	Excavación en cualquier material para formación de contraeunetas.	M3.	5,224
3.1.3.	<u>CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES.-</u>		
3.1.3.2.	Terraplón de bordos y caminos formado con material obtenido de préstamo con acarreo.		
3.1.3.2.1.	No mayor que 50 metros.	M3.	86,287
3.1.3.2.2.	Mayor que 50 y hasta 100 metros.	M3.	24,653
3.1.3.2.3.	Mayor que 100 y hasta 500 metros.	M3.	12,326
3.1.3.3.	Compensación adicional por compactación de los terraplenes construídos según los conceptos 3.1.2.1. y 3.1.3.2.	M3.	110,941
3.2	<u>TERRACERIAS PARA DRENES.-</u>		
3.2.1.	<u>DESMONTE.-</u>		
3.2.1.1.	Desmorte, desarenado, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	144
3.2.2.	<u>EXCAVACIONES.-</u>		
3.2.2.1.	Excavación para drenes en cualquier material.	M3.	467,023
3.3.	<u>REVESTIMIENTOS.-</u>		
3.3.1.	<u>REVESTIMIENTO DE CONCRETO.-</u>		
3.3.1.1.	Fabricación y colocación de concreto hidráulico para el revestimiento del canal.	M3.	440
3.4.	<u>ESTRUCTURAS EN GENERAL.-</u>		
3.4.1.	<u>TERRACERIAS PARA ESTRUCTURAS.-</u>		
3.4.1.2.	Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras.	M3.	8,633
3.3.	Helleno sin compactar, de cualquier material excepto roca proveniente de excavaciones previas.	M3.	310
3.3.1.2.	Colocación de sello de juntas en el revestimiento de concreto en canales.	M.	2,200



S. R. H.
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE CANALES

PROYECTO " LAS ANUNAS ", BAR.
ZONA DE RIEGO MARGEN ISQUIERDA.
CANAL PRINCIPAL DEL KM. 72 + 200 AL KM.
87 + 000 Y SECCION JOPEZ RAYON 2,850 MRS.

C O N C E P T O

CLASIFICACION	ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD
3.4.1.5	Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3.	869
3.4.1.9	Rellenos de grava o grava y arena, inclusive - - " Bocas ", " Lloraderos " y " Filtros ".	M3.	50
3.4.2	<u>FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.-</u>		
3.4.2.2	Mamposterías para estructura, inclusive empados con mortero.	M3.	5,961
3.4.2.3	Fabricación y colocación de concreto común	M3.	2,297
3.4.2.5	Colocación de fierro/de refuerzo.	Kg.	278,574
3.4.3	<u>ACERO ESTRUCTURAL.-</u>		
3.4.3.1	Suministro y colocación de acero estructural.	Kg.	250
3.4.3.2	Suministro y colocación de placas y pernos de acero para los apoyos de los puentes.	Kg.	153
3.4.4	<u>COMPUERTAS.-</u>		
3.4.4.1	Suministro e instalación de compuertas tipo - - - " Miller ".		
3.4.4.1.3	Para tubo de 61 cm. de diámetro.	Pza.	72
3.4.4.3	Suministro e instalación de compuertas deslizantes.	Kg.	20,694
3.4.5	<u>TUBERIAS DE CONCRETO.-</u>		
3.4.5.1	Suministro e instalación de tubería de concreto.		
3.4.5.1.a	Tubo de 61 cm. de diámetro.	M.	612
3.4.8	<u>CONCEPTOS DIVERSOS.-</u>		
3.4.8.1	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	M2.	100
3.4.8.2	Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado.	M.	125
3.4.8.3	Suministro y colocación de berandales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cm. (2") de diámetro nominal.	Kg.	500
3.4.8.5	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cm. (2 1/2") de diámetro nominal para lloraderos.	Pza.	540
3.4.8.6	Suministro y colocación de tubo de asbesto-cemento para desagües de los puentes y las estructuras - aforadoras.	M.	120
3.4.8.7	Suministro e instalación de fantasmas y señalamientos para caminos.	Pza.	1,000
5	<u>CAMINOS.-</u>		
5.2	<u>REVESTIMIENTOS.-</u>		
5.2.1.1	Revestimiento de caminos (con acarreo libre de un kilómetro).	M3.	49,525
5.2.2	<u>SOBREACARRO DE TERRACERIAS.-</u>		



S. R. H.
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE CANALES

PROYECTO " LAS ANIGAS ", T.M.
 ZONA DE RIEGO BARRIO IGUAL BA.
 CANAL PRINCIPAL DEL KM. 72 + 200 AL KM.
 87 + 000 Y SECCION LONTE BAYON 2,850 H.M.

C O N C E P T O

CLASIFICACION	E N U N C I A D O	UNIDAD	CANTIDAD
5.2.2.1.	Sobrecostos de materiales para revestimiento de caminos a distancias mayores que un kilómetro	M ³ -M.	742,875
7.	<u>RECTIFICACION Y CONTROL DE RIOS.-</u>		
7.3	<u>LAGUNARIA Y EQUIPO.-</u>		
7.3.1	<u>EQUIPO DE BOMBEO PARA DESAGUE EN GENERAL.-</u>		
7.3.1.1	Bomba de 50.8 cm. (2") de diámetro.	h.e.	50
7.3.1.3	Bomba de 102 cm. (4") de diámetro.	h.e.	150
7.3.1.4	Bomba de 152 cm. (6") de diámetro.	h.e.	30
7.3.2	<u>EQUIPO DE EXCAVACION Y REMOCION DE MATERIALES.-</u>		
7.3.2.1	Draga de 1.15 M ³ . (1 1/2 yd ³) de capacidad.	h.e.	100
7.3.2.3	Tractor D + 8 Caterpillar o similar, con cuchilla de empaje.	h.e.	150

CONCEPTOS 2.2.3.5. Y 3.3.3.5. COLOCACION DE SELLO EN LAS JUNTAS DE CONTRACCION DE LOS REVESTIMIENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO EN CANALES.

Por el precio unitario estipulado en el catálogo para estos conceptos, el Contratista colocará los materiales de relleno de las juntas de contracción de los revestimientos del canal situados en las ranuras correspondientes, según lo indican los planos de proyecto.

El Contratista deberá hacer los trabajos preliminares para la colocación del sello, eliminación de humedad, así como la limpia de la junta a satisfacción del Ingeniero.

Los materiales de sello serán suministrados por la Secretaría en la Estación Ferroviaria más cercana al sitio de las obras, o en cualquier otro sitio que la Secretaría y el Contratista convengan, siendo por cuenta del Contratista todas las maniobras de descargo, almacenamiento y transporte hasta el lugar de su colocación, así como las mermas de los materiales y de los demoros de los descargos de los mismos. El Contratista hará las mezclas necesarias que a juicio del Ingeniero se requieran y lo aplicará en la ranura previamente ejecutada a su satisfacción.

El material deberá colocarse en la ranura antes de efectuarse el curado de concreto.

Para efectos de pago se determinará la longitud en metros de juntas rellenas a satisfacción del Ingeniero. A la longitud anterior se le aplicará el precio unitario correspondiente.



CONCEPTO 1.1.6.- TUBERIA ARMCO O SIMILAR

CONCEPTO 1.1.6.1.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA NUEVA ARMCO O SIMILAR DE 91 CM (36") DE DIAMETRO CALIBRE 12.

Por el precio unitario consignado para este concepto en el Catálogo, el Contratista deberá suministrar en el sitio de su colocación los tubos nuevos que sean requeridos según -- los planos de proyecto u órdenes del Ingeniero, así como sus -- bandas de acoplamiento para el junteo de los tubos y todos los herrajes que sean necesarios para su completa instalación.

El contratista podrá adquirir la tubería ARMCO aquí-referida o tubería similar que ofrezca las mismas condiciones de durabilidad, resistencia y calidad en general, a satisfacción del Ingeniero, transportándola a una distancia que se requiera para situarla en el lugar de su colocación, tomando el debido cuidado en el manejo durante el transporte que evite daños o deterioros de la misma. Dicha tubería será recibida en el sitio de su colocación a satisfacción del Ingeniero, quien podrá aceptarla o rechazarla según el estado en que se encuentre al recibirla.

El Contratista deberá suministrar la tubería conforme a las necesidades de la obra u órdenes del Ingeniero.

En caso de utilizarse la tubería ARMCO indicada en este concepto, será la del tipo galvanizado corrugada y remachada, de calibre indicado y con doble capa asfáltica.

En ningún caso se podrá instalar la tubería en presencia de aguas y sólo se colocará cuando la excavación se haya efectuado de acuerdo con las indicaciones de los planos de proyecto y/o las órdenes del Ingeniero.

Para efectos de pago se medirá la tubería suministrada e instalada por el Contratista y recibida a satisfacción del Ingeniero expresando dicha medida en metros y aplicándose a la misma el Precio Unitario correspondiente según el diámetro de la tubería para obtener la compensación al Contratista.



CONCEPTO 1.2.8.1.- SUMINISTRO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE ---
MADERA.

Por el Precio Unitario estipulado para este concep -
to, el Contratista hará las siguientes operaciones:

Construirá las estructuras de madera de acuerdo con -
lo que señale el proyecto o las órdenes del Ingeniero, debiendo -
el Contratista suministrar en el sitio de la construcción, todos -
los materiales necesarios: madera, clavos y herrajes en general, -
así como la mano de obra que se requiere.

La madera que suministre el Contratista deberá ser -
de primera calidad y a juicio del Ingeniero en buenas condiciones -
de trabajo, sana, no deformada ni torcida, con grietas finas y nu -
dos sanos en tal número que la suma de los diámetros de todos --
ellos no exceda del doble del diámetro del nudo máximo admisible -
de acuerdo con las Especificaciones Generales y con la disposición
y dimensiones que se indiquen en el proyecto o de acuerdo con las
órdenes del Ingeniero.

Para efectos de pago, el Ingeniero determinará en me -
tros cúbicos con aproximación de un decimal, el volumen de madera
colocada a su entera satisfacción y conforme a las dimensiones --
mostradas en el proyecto, aplicándose a dicho volumen el Precio -
Unitario estipulado en el Catálogo para obtener la compensación -
al Contratista.

SUMINISTRO Y COLOCACION DE TRABES PRECOLADAS PARA PUENTES PERS FORZADOS.

CONCEPTO 3.4.2.7.- Trabe precolada de 15.50 m. de longitud.

CONCEPTO 3.4.2.3.- Trabe precolada de 12.50 m. de longitud.

Por el Precio Unitario consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista suministrará y colocará en los sitios de su utilización el número de traves precoladas preesforzadas que se requieran en los puentes que se indiquen en los planos, de acuerdo con las Especificaciones correspondientes y las órdenes del Ingeniero.

El Precio Unitario incluye la fabricación y colocación de las traves suministrando todos los materiales excepto el cemento y el fierro de refuerzo que serán proporcionados por la Secretaría, debiendo suministrar el Contratista el alambre y cables de preesfuerzo indicados en los planos de proyecto respectivos. El Contratista podrá variar las características del acero de preesfuerzo y el sistema de anclaje o adquirir las traves comerciales en planta, siempre y cuando las características de resistencia y calidad sean equivalentes y aceptadas previamente por el Ingeniero.

Para efectos de pago se tomará en cuenta el número de traves de cada tamaño suministradas y colocadas a satisfacción del Ingeniero, aplicándose a esta cantidad el Precio Unitario estipulado en el Catálogo para este concepto.



CONCEPTO. 3.4.4.7 Desmantelamiento y reinstalación de compuertas y mecanismos.

Por el precio unitario consignado para este Concepto, el Contratista desmantelará y reinstalará las compuertas y sus mecanismos de operación, que a juicio del Ingeniero requieran ser sometidas a reparación, reposición o rectificación total, de partes o de instalación.

Las maniobras a que se refiere el párrafo anterior comprenden además el suministro y colocación de todas las piezas dañadas o defectuosas -- que impidan el correcto funcionamiento de las compuertas y sus mecanismos; demolición y reposición del concreto que se requiera, tanto para el desmantelamiento y reinstalación de las compuertas en represas y obra de roma, -- como para corregir defectos en la estructura si los hubiere; suministro e instalación de sellos y herrajes necesarios; suministro y aplicación de pintura anticorrosiva, altamente resistente a los efectos del agua y la intemperie; mano de obra, acarreos, carga y descarga de materiales, herramienta y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos descritos, los cuales deberán satisfacer las necesidades de la obra.

Para efectos de pago se considerará en kilogramos el peso de las -- compuertas desmanteladas y reinstaladas a satisfacción del Ingeniero.





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

**IV. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

ESTRUCTURA REPRESA-PUENTE-CAIDA

ING. ALEJANDRO HURTADO GARCIA

NOVIEMBRE, 1981

II. ESTRUCTURA REPRESA - PUENTE. - CAIDA

Las represas son estructuras de control que se construyen en el lecho de un canal para controlar el gasto --- aguas abajo de la estructura o para mantener cierta profundidad del agua a aguas arriba de la estructura.

Las represas pueden ser estructuras separadas o combinadas con, las entradas a sifones, caídas o rápidas.

La combinación es deseable frecuentemente por economía y para impedir la aceleración del agua y la socavación.

El gasto que escurre en el tramo "muerto" de un canal - (es decir, el tramo en el cual el gasto se conserva -- aproximadamente constante por no existir tomas), será como máximo igual a la suma de los gastos de todas las tomas laterales que de el se deriven. A pesar de que el canal se proyecta para conducir dicho gasto máximo; --- éste solo escurrirá cuando por las demandas de riego -- sea necesario hacer trabajar todas las tomas laterales simultáneamente.

En la generalidad de los casos, las tomas se proyectan para que funcionen con una carga que está dada por el tirante correspondiente al gasto máximo .

Cuando el riego no es necesario que se lleve a cabo en todos los terrenos, sino sólo en una parte de ellos, el canal de conducción llevará un gasto menor que el gasto máximo y, por lo tanto, el agua escurrirá con un tirante menor; en estas condiciones, la toma lateral no podrá derivar el gasto para el que ha sido proyectada por no disponer de carga suficiente; entonces, se utiliza la represa, la cual por medio de sus compuertas, obstruye total o parcialmente la sección del canal, obligando a que el agua se remanse y el tirante aumente hasta dar la carga necesaria en las tomas.

En ocasiones con objeto de realizar reparaciones o modificaciones, se hace necesario dejar sin agua a un tramo del canal; en éste caso, la obstrucción del área hidráulica deberá ser completa y es otro uso a que se destinan las represas, que deberán funcionar conjuntamente con las estructuras de desague de excedencias.

La represa que se proyectará, tendrá compuertas radiales y su izaje se efectuará mediante mecanismos manuales. -- (Las compuertas radiales se usan generalmente en las -- estructuras grandes y pueden ser provistas con elevadores operados a mano o a motor, lo que dependa de su tamaño y peso).

Las compuertas radiales proporcionan un control más exacto y rápido del caudal; sin embargo, también se construirán ranuras que servirán de guías para compuertas de agujas que se colocarán en caso de reparación de las radiales.

El proyecto del canal sobre el cual se encuentra localizada la represa, exige en ese punto un cambio en la elevación de la rasante a una elevación menor; este desnivel se salvará por medio de una caída y la energía cinética adquirida por el agua se disipará en un tanque amortiguador, a fin de que el régimen del escurrimiento en el canal aguas abajo, vuelva a la condición de tranquilo y uniforme.

Es frecuente aprovechar la estructura principal de las represas para apoyar sobre ella la superestructura de un puente carretero que permita el acceso desde una a otra margen a través del canal; al equipo de construcción, -- mantenimiento y demás servicios así como a la maquinaria agrícola; no obstante, puede decirse que el mencionado puente no es una parte fundamental de la represa.

Con el fin de tener fácil acceso a los mecanismos elevadores de las compuertas radiales y/o a las ranuras de -- colocación de las agujas, se construyen pequeñas losas planas, paralelamente al puente carretero y por lo general de un metro de ancho lo cual constituye el puente de maniobras.

CALCULOS HIDRAULICOS.

El cálculo de las capacidades así como el estudio general previamente realizado nos ha proporcionado los siguientes datos del canal principal.

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 20.734 \text{ m}^2$$

$$v = 0.709 \text{ m/seg.}$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

$$d = 2.85 \text{ m}$$

$$t = 1.5 : 1$$

$$b.l. = 0.85 \text{ m}$$

$$s = 0.00025$$

$$n = 0.030$$

Verificación de los datos hidráulicos :

Area Hidráulica.

$$A = bd + td^2 = 3.00 \times 2.85 + 1.5 \times 2.85^2 = 20.7338 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado .

$$P = b + 2d \sqrt{1+t^2} = 3.00 + 2 \times 2.85 \sqrt{1+1.5^2} = 13.276\text{m}$$

Radio hidráulico. .

$$R = \frac{A}{P} = \frac{20.7338}{13.276} = 1.5618$$

$$R^{2/3} = 1.3461$$

Velocidad.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.030} \times 1.3461 \times 0.00025^{1/2} =$$
$$= 0.709 \text{ m/seg.}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{14.709}{20.7338} = 0.709 \text{ m/seg.}$$

Carga de velocidad.

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.709^2}{2 \times 9.81} = 0.0256 \text{ m}$$

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA REPRESA.

El diseño hidráulico de una represa consiste en determinar el tamaño de la sección transversal necesaria y el tipo y número de compuertas.

La sección transversal de la represa deberá tener un ---
área hidráulica suficientemente grande para no aumentar
considerablemente la velocidad del agua dentro de la ---
estructura, con respecto a la velocidad en el canal, ya
que las velocidades mayores de 1.5 m/seg., dificultan la
operación de las compuertas.

Por lo tanto, si se tiene un gasto de: $Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{seg}$ -
y se fija la velocidad a 1.5 m/seg; se requerirá un área
hidráulica mínima de :

$$\text{Amín.} = \frac{14.7}{1.5} = 9.8 \text{ m}^2$$

Se utilizarán en el proyecto dos compuertas radiales de
2.00 m., de ancho, por 3.00 m de altura, para dos con-
ductos separados por una pila central.

Las condiciones hidráulicas con que funcionará normal---
mente serán :

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.015 \text{ (para concreto)}$$

$$A = 2 \times 2.00 \times 2.85 = 11.40 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{14.709}{11.4} = 1.290 \text{ m/seg.}$$

$$P = 2 (2 d + b) = 2 (2 \times 2.85 + 2.00) = 15.40 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{11.4}{15.4} = 0.740 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 0.8183$$

$$S = \left[\frac{Vn}{R^{2/3}} \right]^2 = \left[\frac{1.29 \times 0.015}{0.8183} \right]^2 = 0.000559$$

LONGITUD DE TRANSICION.

El cambio de sección trapezoidal a rectangular debe ser gradual, con objeto de evitar turbulencias que perjudican tanto al régimen del flujo como a la estructura.

La longitud de transición se determina de acuerdo con el criterio de Hinds, que consiste en considerar que el ángulo que debe formar la intersección de la superficie del agua y la pared, al principio y al final de la transición con el eje de la estructura, sea de $22^{\circ}30'$

La expresión que permite el cálculo de la longitud mínima será entonces :

$$L_{\text{mín.}} = \frac{T - t}{2} \cot 22^{\circ}30'$$

donde:

$L_{\text{mín}}$ = Longitud mínima de la transición.

T = Ancho de la superficie del agua en el canal.

t = Ancho de la superficie del agua en los conductos.

$$T = b + 2 td = 3.00 + 2 \times 1.5 \times 2.85 = 11.55 \text{ m.}$$

$$t = 2 \times 2.00 + 0.4 = 4.40 \text{ m.}$$

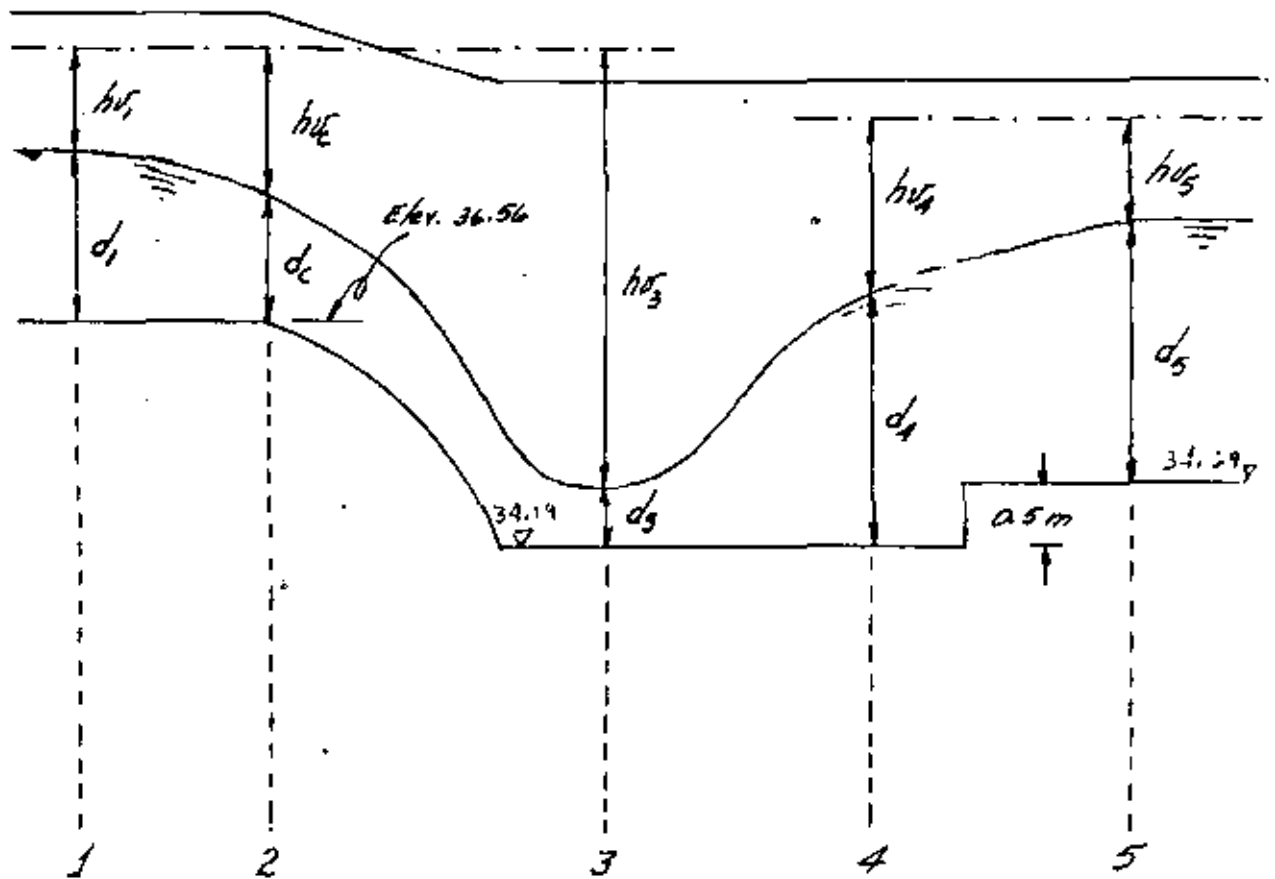
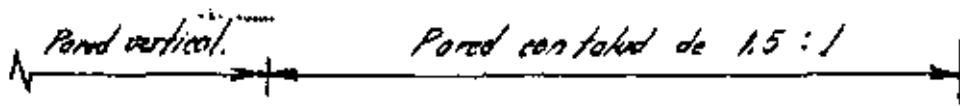
$$\cot 22^{\circ}30' = 2.4142$$

$$L_{\text{mín}} = \frac{11.55 - 4.40}{2} \cdot 2.4142 = 8.63 \text{ m.}$$

Se adoptará :

$$L = 9.00 \text{ m.}$$

CALCULO DEL RESALTO Y DEL TANQUE AMORTIGUADOR.



Datos hidráulicos del canal, que deberán mantenerse en -
las secciones 1 y 5 , antes de la caída y aguas abajo
del tanque amortiguador respectivamente.

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 20.734 \text{ m}^2$$

$$r = 1.562 \text{ m}$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

$$v = 0.709 \text{ m/seg}$$

$$s = 0.00025$$

$$d = 2.85 \text{ m}$$

$$p = 13.276 \text{ m}$$

$$n = 0.030$$

1. CARACTERÍSTICAS DE LA SECCION CRITICA. (SECCION 2)

Se encuentra localizada al empezar la caída.

El tirante crítico se calculará con la expresión general de régimen crítico.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

$$A = b d_c$$

$$A^3 = b^3 d_c^3$$

$$A^3 = (4)^3 d_c^3 = 64 d_c^3$$

$$T = 2 \times 2.00 = 4.00 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores

$$\frac{(14.709)^2}{9.81} = \frac{64 d_c^3}{4}$$

$$d_c = \sqrt[3]{1.3784} = 1.113 \text{ m.}$$

$$A_c = 1.113 \times 4 = 4.452 \text{ m}^2$$

$$v_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{14.709}{4.452} = 3.304 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v_c} = \frac{v_c^2}{2g} = \frac{(3.304)^2}{2 \times 9.81} = 0.556 \text{ m.}$$

2. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL TIRANTE CONJUGADO (MENOR (SECCION 3)).

La caída es de sección trapezoidal con taludes de 1.5 :1

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones -
(2) y (3) :

$$Z_2 + d_c + h_{v_c} = Z_3 + d_3 + h_{v_3} + h_{f_{2-3}}$$

$$36.56 + 1.113 + 0.556 = 34.19 + d_3 + h_{v_3} + h_{f_{2-3}}$$

Se pueden despreciar las pérdidas $h_{f_{2-3}}$ ya que son relativamente pequeñas.

$$4.039 = d_3 + hv_3$$

$$hv_3 = \frac{v_3^2}{2g}$$

$$A_3 = bd_3 + td_3^2$$

$$A_3 = 1.5 d_3 + 1.5 d_3^2 = 1.5 (d_3 + d_3^2)$$

$$v_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{14.709}{A_3}$$

Resolviendo por tanteos :

d_3 (m)	A_3 (m ²)	v_3 (m/seg)	hv_3 (m)	$d_3 + hv_3$ (m)
0.80	2.16	6.810	2.3635	3.163 < 4.039
0.70	1.785	8.240	3.461	4.161 > 4.039
0.7096	1.820	8.083	3.330	4.0397 ≈ 4.039

Por lo tanto :

$$d_3 = 0.7096 \text{ m}$$

3. CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO MAYOR (SECCION 4).

Utilizando las fórmulas de Belanger, que fueron obtenidas estableciendo la igualdad del impulso con la cantidad de movimiento antes y después del salto.

La ecuación que da el tirante conjugado mayor es :

$$d_4 = \sqrt{\frac{K}{3b + 2t d_4}}$$

en donde :

$$K = 6 \left[\frac{Q}{g} (v_3 - v_4) + M_3 \right]$$

M_3 = Momento estático con respecto a la superficie libre del agua, del área de la sección donde se presenta el tirante conjugado menor.

En este caso como la sección del tanque es trapecial :

$$M_3 = \frac{b d_3^2}{2} + \frac{t d_3^3}{3}$$

$$M_3 = \frac{1.5 (0.7096)^2}{2} + \frac{1.5 (0.7096)^3}{3} = 0.5563 \text{ m}^3$$

Por tanteos :

$$A_4 = b d_4 + t d_4^2 = 1.5 (d_4 + d_4^2)$$

$$v_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{14.709}{A_4}$$

$$K = 6 \left[\frac{14.709}{9.81} (8.083 - v_4) + 0.5563 \right]$$

$$K = 8.996 (8.083 - v_4) + 3.3378$$

d_4 (supuesto) (m)	A_4 (m ²)	v_4 (m/seg)	K	d_4 (calculado) (m)
2.50	13.125	1.1207	65.973	2.345
2.40	12.240	1.2017	65.247	2.361
→ 2.3668	11.953	1.2306	64.984	2.3668

$$\therefore d_4 = 2.3668$$

$$h v_4 = \frac{v_4^2}{2g} = \frac{(1.2306)^2}{2 \times 9.81} = 0.0772 \text{ m}$$

4. TIPO DE RESALTO.

Aplicando Bernoulli entre las secciones 4 y 5 :

$$d_4 + hv_4 = Az + d_5 + hv_5$$

$$2.3668 + 0.0772 = 0.5 + 2.85 + 0.026$$

$$2.444 \neq 3.376$$

$$G = 3.376 - 2.444 = 0.932 \text{ m}$$

$G =$ Es el "ahogamiento" del tirante conjugado mayor, el cual indica que la energía en la sección 5 es mayor que en la sección 4; y garantiza la formación del tirante conjugado mayor en la sección 4 si la longitud del tanque amortiguador es adecuada.

Número de Froude en la sección del tirante conjugado menor:

$$Fr_3 = \frac{v_3}{\sqrt{g d_3}} = \frac{8.083}{\sqrt{9.81 \times 0.7096}} = 3.06$$

El resalto es ahogado y para el rango de valores de Fr -- entre 2.5 y 4.5 es de tipo ondulante y oscilante.

5. LONGITUD DEL TANQUE AMORTIGUADOR.

La longitud necesaria para que se forme el tirante conjugado mayor se calcula con la ecuación :

$$L = K (d_4 - d_3)$$

En donde K se puede tomar generalmente como :

$$\text{Sección Rectangular} : K = 5$$

$$\text{Sección Trapecial} : K = 7$$

$$L = 7 (2.3668 - 0.7096) = 11.60 \text{ m.}$$

6. COORDENADAS DEL PERFIL DE CAIDA

$$y = Sx + g \cdot \left\{ \frac{1 + S^2}{4.5 v^2} \right\} \cdot x^2$$

En donde :

X, Y = Coordenadas de un punto.

S = Pendiente en el canal.

v = Velocidad máxima.

g = Aceleración de la gravedad.

Sustituyendo valores :

$$Y = 0.00025 X + 9.81 \frac{(1 + 0.00025^2)}{4.5 \times 3.304^2} X^2$$

$$Y = 0.00025 X + 0.1997 X^2$$

COORDENADAS DEL PERFIL PARABOLICO .

PUNTO	X	Y
	(m)	(m)
0	0.000	0.000
1	0.100	0.002
2	0.200	0.008

PUNTO	X (m)	Y (m)
3	0.300	0.018
4	0.400	0.033
5	0.500	0.050
6	0.750	0.113
7	1.000	0.200
8	1.500	0.450
9	2.000	0.799
10	2.500	1.249
11	3.000	1.798
12	3.450	2.370

CALCULOS ESTRUCTURALES.

Todos los miembros estructurales se diseñarán por el criterio elástico, de acuerdo con las normas del A.C.I.

Concreto : $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

$$n = 9$$

$$K = 0.378$$

$$J = 0.874$$

$$R = 15.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.3 \sqrt{f_c'} = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

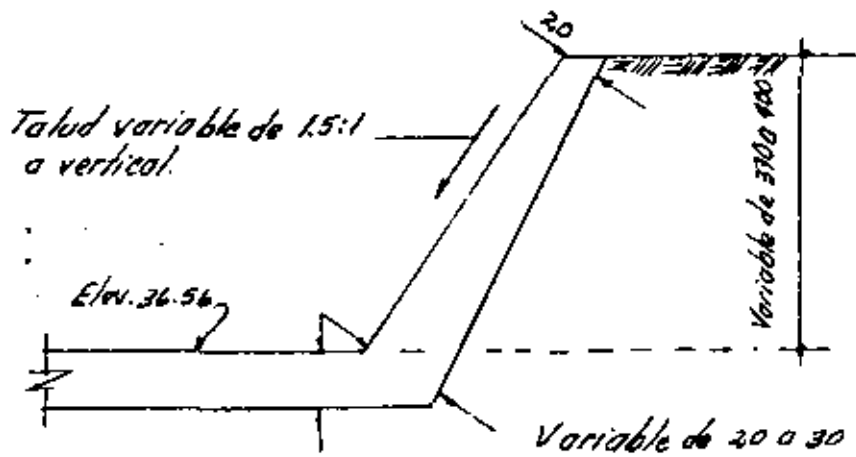
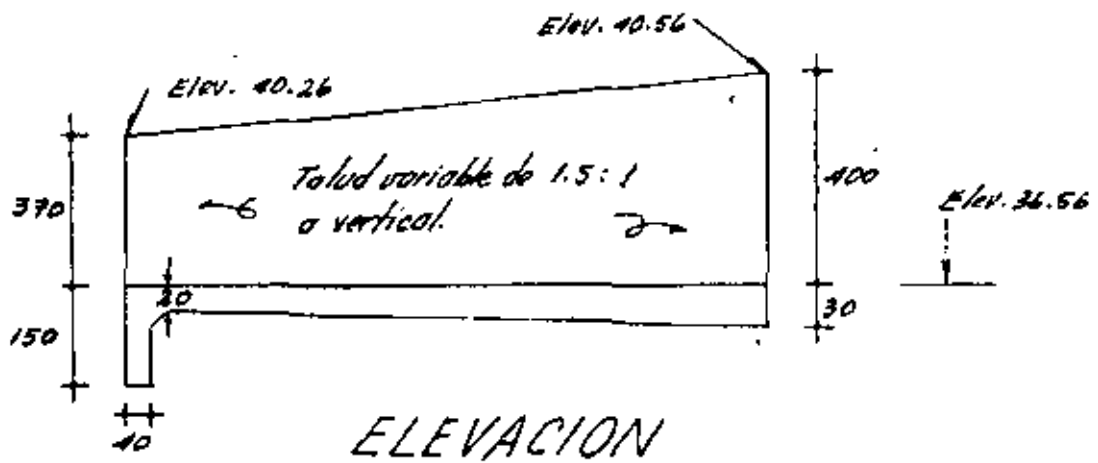
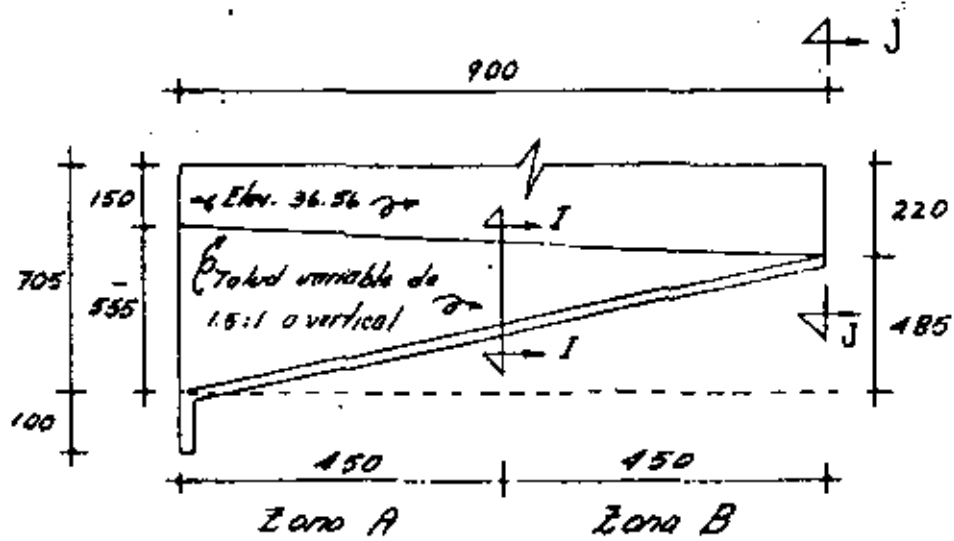
TRANSICION DE ENTRADA :

La transición será de sección variable y estará compuesta de plantilla y muros laterales con talud variable de 1.5 @ vertical ; se colocará monolíticamente con objeto de anular los efectos de volteamiento que producirán los empujes de tierra actuantes en los muros laterales en el caso de existir alguna discontinuidad longitudinal en la losa de la plantilla.

Con el propósito de disminuir en lo posible la subpresión y proporcionar un anclaje contra deslizamientos, se dotará de un dentellón de 1.5 m de profundidad.

Se analizarán dos secciones; la J - J y la I - I , en la primera los muros son verticales y en la segunda los muros tienen un talud de 1 : 1.387

PLAN TA



CORTE I-I

Aplicando la teoría de Rankine para valuar el empuje de tierras en el estado activo :

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H (H + 2H_1) K_A$$

$$Y = \frac{H^2 + 3H H_1}{3 (H + 2H_1)}$$

en donde :

$$K_A = \frac{\cos^2 (\beta + W)}{\cos^3 W \left[1 + \frac{\sin \beta}{\cos W} \right]^2}$$

K_A = Coeficiente de empuje activo

β = Angulo de fricción interna del material

W = Angulo formado entre el respaldo del muro y la vertical.

ANALISIS DE LA SECCION J - J.

Por ser la sección J - J inmediata a la entrada de la represa, adopta su misma forma, tenemos entonces :

$$\theta = \text{arc. tg} \frac{1}{1.5} = 33^{\circ} 41' 25''$$

$$\cos \theta = 0.8321$$

$$\text{sen } \theta = 0.5547$$

$$W = 0^{\circ}$$

$$H = 4.00 \text{ m}$$

$$H_1 = 0.60 \text{ m}$$

Sustituyendo valores :

$$K_A = \frac{0.8321^2}{1 + \frac{0.5547^2}{1}} = 0.286$$

$$E_A = 0.5 \times 1800 \times 4.0 (4.0 + 2 \times 0.6) 0.286$$

$$E_A = 5\,354 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{4.0^2 + 3 \times 4.0 \times 0.6}{3(4.0 + 1.2)} = 1.49$$

$$M = E_A \cdot Y = 5\,354 \times 1.49 = 7\,977 \text{ Kg-m}$$

Cálculo del peralte por momento :

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{797700}{15.6 \times 100}} = 23 \text{ cm}$$

Cálculo del peralte por cortante :

$$d = \frac{v}{\sqrt{b}} = \frac{5\,354}{4.2 \times 100} = 13 \text{ cm}$$

Se utilizará :

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo :

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

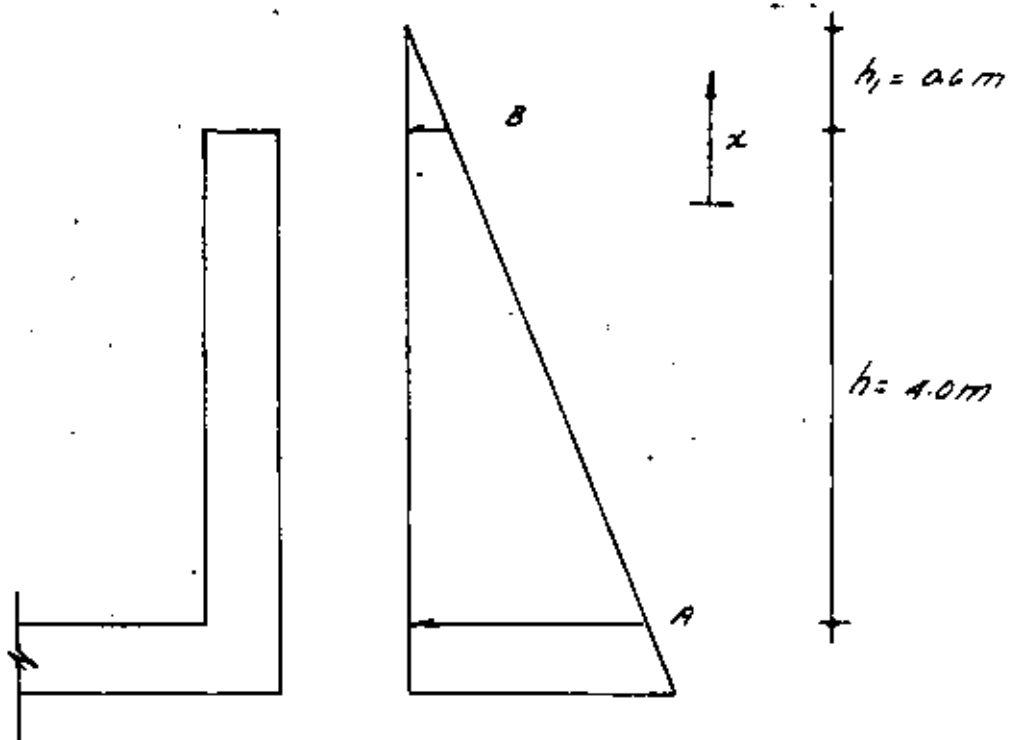
$$A_s = \frac{797\ 700}{1\ 400 \times 0.874 \times 25} = 26.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se utilizan varillas de 3/4" ϕ

$$S = \frac{100 A_s}{A_s} = \frac{100 \times 2.84}{26.1} = 11 \text{ cm}$$

Como el empuje debido al relleno de tierra es proporcional a la profundidad, a medida que ésta disminuye, también disminuirá el área de acero requerida.

A continuación se calculará la profundidad a que se recortarán las varillas, tratando de que queden a una separación múltiple de la calculada para las de la sección crítica.



$$P_A = \gamma (h + h_1) K_0 = 1800 (4.0 + 0.6) 0.286 =$$

$$= 2368 \text{ Kg/m}$$

$$P_A = 2368 \text{ Kg/m}$$

$$P_B = \gamma h_1 K_0 = 1800 \times 0.6 \times 0.286 = 309 \text{ Kg/m}$$

$$P_B = 309 \text{ Kg/m}$$

$$M = \frac{P_B}{2} x^2 + \frac{P_A - P_B}{h} \frac{x^3}{6} = \frac{309}{2} x^2 + \frac{2368 - 309}{4.0} \frac{x^3}{6}$$

$$M = 154.5 x^2 + 85.8 x^3 \quad (\text{momento actuante})$$

Se desea cortar la Mitad del acero de refuerzo, así que el momento resistente de la sección será:

Para varillas de $3/4" \phi @ 22 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{100 A_s}{s} = \frac{100 \times 2.84}{22} = 12.9 \text{ cm}^2$$

$$M_R = A_s f_s j d = 12.9 \times 1400 \times 0.874 \times 25 = 3946 \text{ Kg-m}$$

$$M_R = 3946 \text{ Kg-m}$$

En la tabla siguiente se determinan los momentos flexionantes y resistentes para diversas alturas.

x (m)	M_R (kg-m)	M_{Rc} (kg-m)	
0.50	49	7892	} Vars. $\frac{3}{4}$ " ϕ 011
1.00	240	7892	
1.50	637	7892	
2.00	1 304	7892	
2.50	2 306	3946	} Vars. $\frac{3}{4}$ " ϕ 0 22
3.00	3 707	3946	
3.50	5 571	3946	
4.00	7 963	3946	

1.0

2.0

3.0

4.0

1000

2000

3000

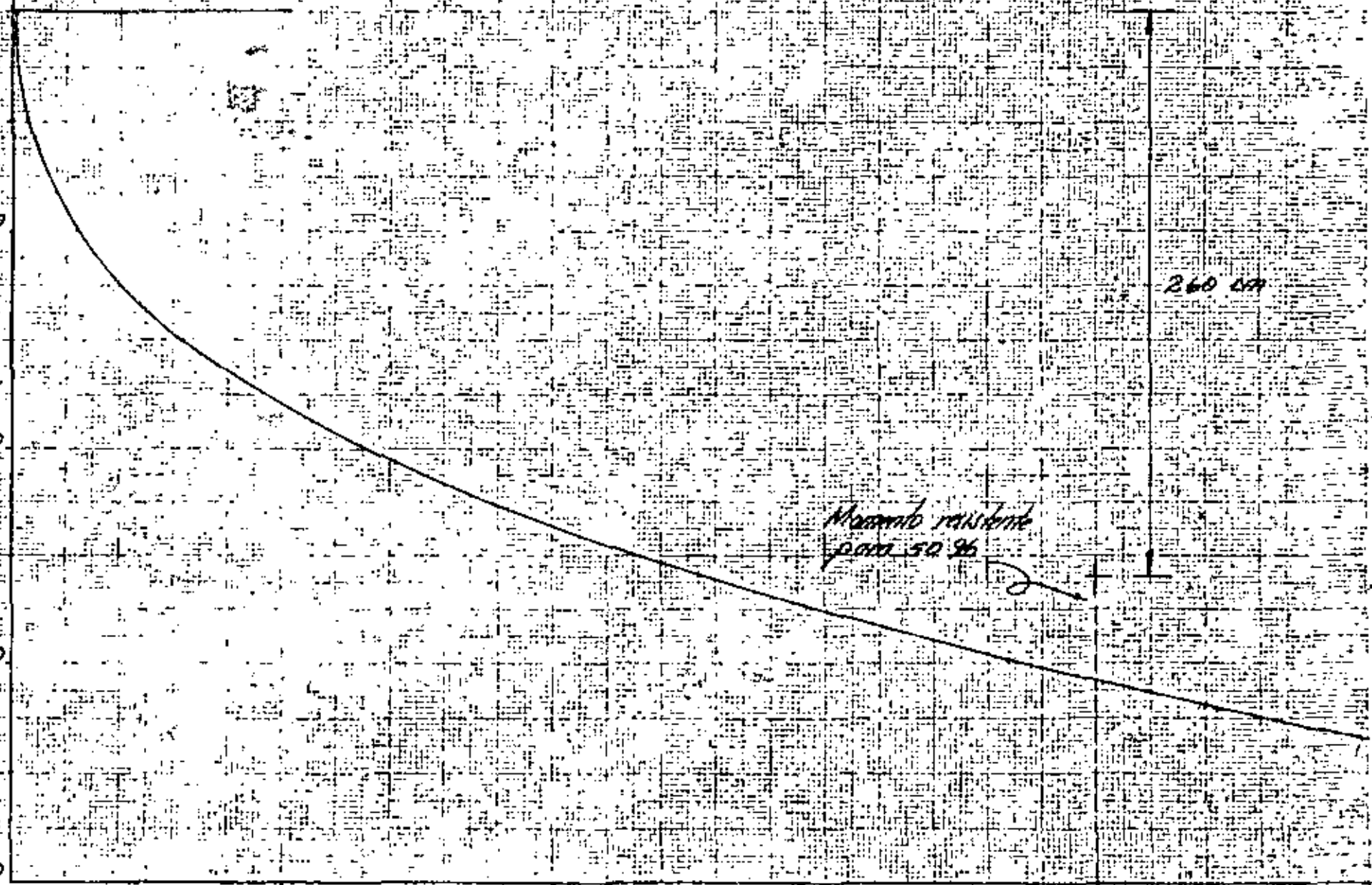
4000

MOMENTO EN (kg-m)

260 cm

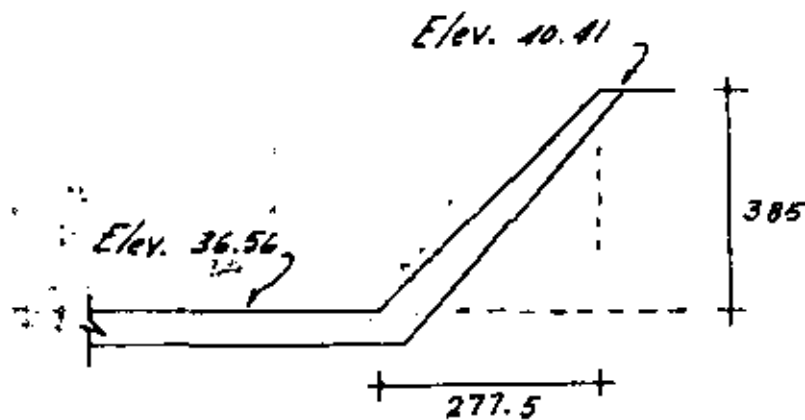
Momento resistente
para 50 96

σ



ANÁLISIS DE LA SECCIÓN I-I

La sección I-I se encuentra a la mitad de la travesía, por consiguiente sus dimensiones son:



$$H = 3.85 \text{ m}$$

$$H_1 = 0.60 \text{ m}$$

$$\phi = 33^\circ 41' 25''$$

$$\omega = \tan^{-1} \frac{277.5}{38.5} = 35^\circ 47'$$

$$\sin \phi = 0.5547$$

$$\cos \omega = 0.8112$$

$$\cos(\phi + \omega) = 0.3506$$

$$(\phi + \omega) = 69^\circ 28' 35''$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \left[1 + \frac{\sin \phi}{\cos \omega} \right]^2} = \frac{0.3506^2}{0.8112^2 \left[1 + \frac{0.5547}{0.8112} \right]^2}$$

$$K_A = 0.081$$

$$E_A = 0.5 \times 0.081 \times 1800 \times 3.85 (3.85 + 1.20)$$

$$E_R = 1417 \text{ kg}$$

Punto de aplicación del empuje:

$$y = \frac{3.85^2 + 3 \times 3.85 \times 0.60}{3(3.85 + 1.20)} = 1.44 \text{ m}$$

Momento actuante:

$$M = E_R \cdot y = 1417 \times 1.44 = 2040 \text{ kg-m}$$

Cálculo del peralte por momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{204000}{15.6 \times 100}} = 11 \text{ cm}$$

Cálculo del peralte por cortante:

$$d = \frac{V}{0.6} = \frac{1417}{4.2 \times 100} = 3 \text{ cm}$$

De acuerdo con esto se adopta:

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{204000}{1400 \times 0.874 \times 15} = 11.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Separación de varillas:

para varillas $3/4" \phi$: $A_0 = 2.84 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 \Omega_c}{A_s} = \frac{100 \times 2.84}{11.1} = 25 \text{ cm}$$

\therefore se colocarán Vars. $3/4'' \phi @ 25 \text{ cm}$.

Refuerzo por temperatura :

Para un espesor promedio de 25 cm, en un solo lecho :

$$A_{st} = 0.0025 bh$$

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se utilizan varillas de $1/2'' \phi$

$$S = \frac{100 \times 1.27}{6.25} = 20 \text{ cm}$$

\therefore Se colocarán Vars $1/2'' \phi @ 20 \text{ cm}$.

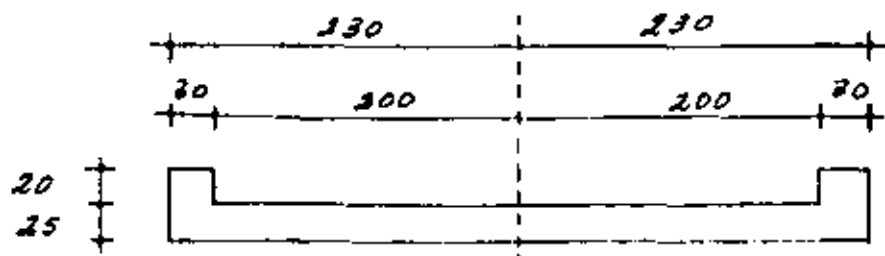
LOSAS DEL PUENTE CARRETERO

El puente estará formado por dos losas planas de concreto armado con un claro de 2.00 m cada una.

Datos de proyecto :

- Carga viva HS-20 en una sola banda de circulación
- Ancho de calzada : 4.00 m
- Guarnición : 0.20 m x 0.30 m
- Ancho total : 4.60 m
- Se utilizarán pernos de anclaje en los apoyos fijos
- Se colocará parapeto fabricado con barandal de tubo de fierro de 2 1/2" ϕ .
- Se diseñará elásticamente y de acuerdo con las especificaciones de la A.A.S.H.O. , A.C.I. y S.A.H.O.P.

Sección transversal propuesta :



Determinación de cargas :

1.- Carga móvil.

La fórmula para evaluar el momento flexionante máximo debido al tránsito de vehículos, según las normas : A.A.S.H.O.

es la siguiente:

$$M_{cvt+1} = \frac{M_{IC}}{2E}$$

en donde:

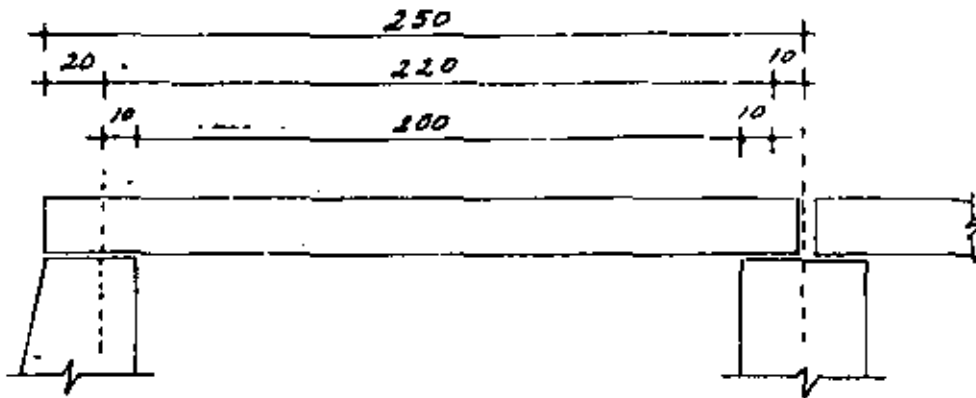
M = momento ocasionado por la carga viva uniforme equivalente en un carril de circulación por metro.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 30\% ; \text{ porcentaje de incremento por impacto.}$$

L = Claro de cálculo (entre ejes de apoyo).

c = Coeficiente de reducción por número de carriles.

E = Ancho de la losa sobre el que se distribuye la carga de una rueda.



CORTE LONGITUDINAL

Longitud del claro efectiva: $S = 2.20 \text{ m.}$

$$E = 0.06 S + 1.22 = 0.06 \times 2.20 + 1.22 = 1.35 \text{ m.}$$

El ancho de distribución debe limitarse a 2.13 m, según las normas de A.A.S.H.O., como el valor obtenido es menor será el que se empleará.

De las especificaciones para puentes de la S.A.H.O.P., obtenemos para un claro de 2.20 m.

$$M = 7993 \text{ kg-m.}$$

$C = 100\%$, para un solo carril de circulación.

Impacto:

$$I = \frac{15.24}{2.20 + 38.10} = 0.378 > 30\% \quad \therefore I = 0.30$$

Momento por carga viva e impacto.

$$M_{CV+I} = \frac{M I C}{2E} = \frac{7993 \times 1.3 \times 1.0}{2 \times 1.35}$$

$$M_{CV+I} = 3848 \text{ kg-m}$$

2.- Cargas permanentes.

Losa	-	$0.25 \times 4.60 \times 2400$	=	2760	kg/m
Guarnición.	-	$2 \times 0.20 \times 0.30 \times 2400$	=	285	✓
Barrandal.	-	2×25	=	50	✓
				<u>3098</u>	kg/m

Carga permanente total por metro de puente = 3100 kg/m

$$\text{Carga en una franja unitaria} = \frac{3100}{4.60} = 674 \text{ kg/m}^2$$

$$\therefore w = 674 \text{ kg/m}$$

Momento por carga permanente :

$$M_{cm} = \frac{wL^2}{8} = \frac{674 (2.20)^2}{8} = 408 \text{ kg-m}$$

Momento total por carga muerta y carga viva :

$$M_T = 3848 + 408 = 4256 \text{ kg-m}$$

Peralte por momento :

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{425600}{15.6 \times 100}} = 17 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante :

Cortante máximo por carga viva =	14 520 kg
Cortante máximo por carga muerta =	3 100 ✓
Cortante máximo total =	<u>17 620 kg</u>

$$d = \frac{V}{U \cdot b} = \frac{17620}{4.2 \times 460} = 9 \text{ cm.}$$

Se utilizará :

$$d = 21.5 \text{ cm}$$

$$r = 3.5 \text{ cm}$$

$$H = 25.0 \text{ cm}$$

Acero de refuerzo :

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{425600}{1400 \times 0.874 \times 21.5} = 16.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando varillas de $\frac{3}{4}$ " ϕ

$$S = \frac{284}{16.2} = 17 \text{ cm.}$$

Revisión por adherencia :

$$\mu = \frac{V}{\sum_o j \cdot d} = \frac{17620}{162 \times 0.874 \times 21.5} = 5.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_{perm.} = \frac{2.3 \sqrt{f_c'}}{\phi} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.9} = 17.5 \text{ kg/cm}^2$$

$\mu_{perm} > \mu_{actuante} \quad \therefore \text{correcto.}$

Acero de distribución :-

De acuerdo con las especificaciones de la A.A.S.H.O. y S.A.H.O.P. para repartir el peso de cada rueda en su respectivo ancho de distribución se necesita colocar acero en el techo inferior de la losa, estimado como un porcentaje del refuerzo principal y colocándolo perpendicular al mismo; dicho porcentaje está dado por la expresión:

$$p = \frac{100}{\sqrt{3.285}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.20}} = 37.2 \%$$

$$A_{sd} = 16.2 \times 0.372 = 6.0 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Utilizando varillas de $\frac{1}{2}$ " ϕ

$$S = \frac{127}{6} = 21 \text{ cm.}$$

Acero por temperatura--

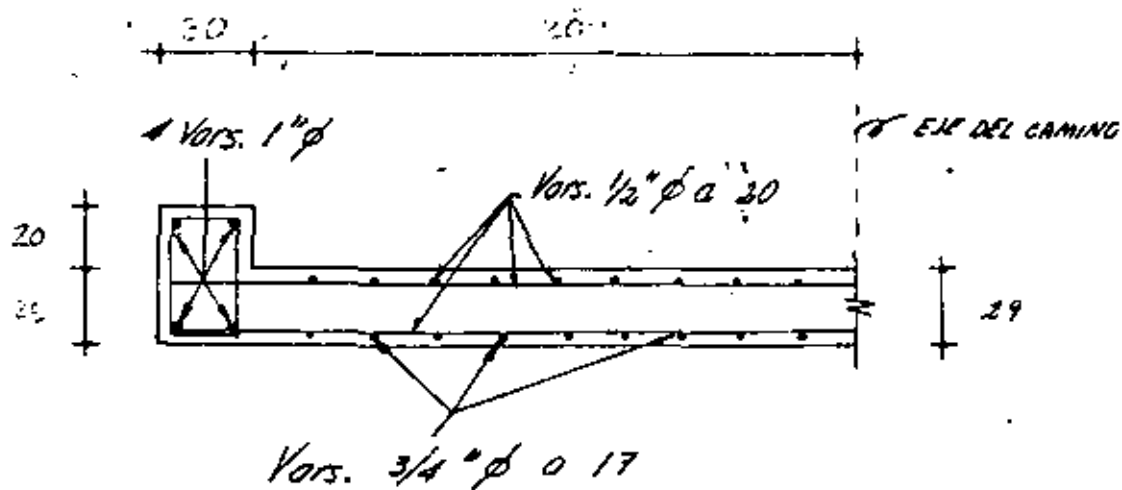
Los esfuerzos debidos a cambio de temperatura, afectan principalmente a la cara superior de la losa, por lo que se suministrarán por medio de refuerzo colocado en dos direcciones en el lecho superior; el área por metro en cada dirección está dada por la fórmula:

$$A_{st} = 0.0025 bh = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

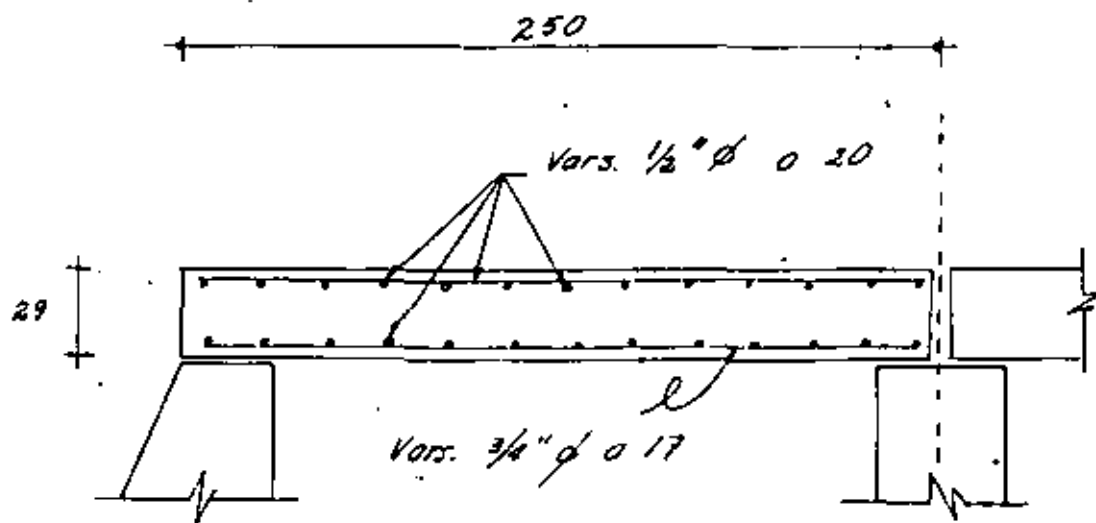
Utilizando varillas de $\frac{1}{2}$ " ϕ

$$S = \frac{127}{6.25} = 20 \text{ cm.}$$

La guarnición del parapeto del puente se armará con 4 varillas del N° 8 (1 " ϕ) y estribos del N° 4 ($\frac{1}{2}$ " ϕ) cada 30 cm; según especificaciones de la S. A. H. D. P.



MEDIO CORTE TRANSVERSAL



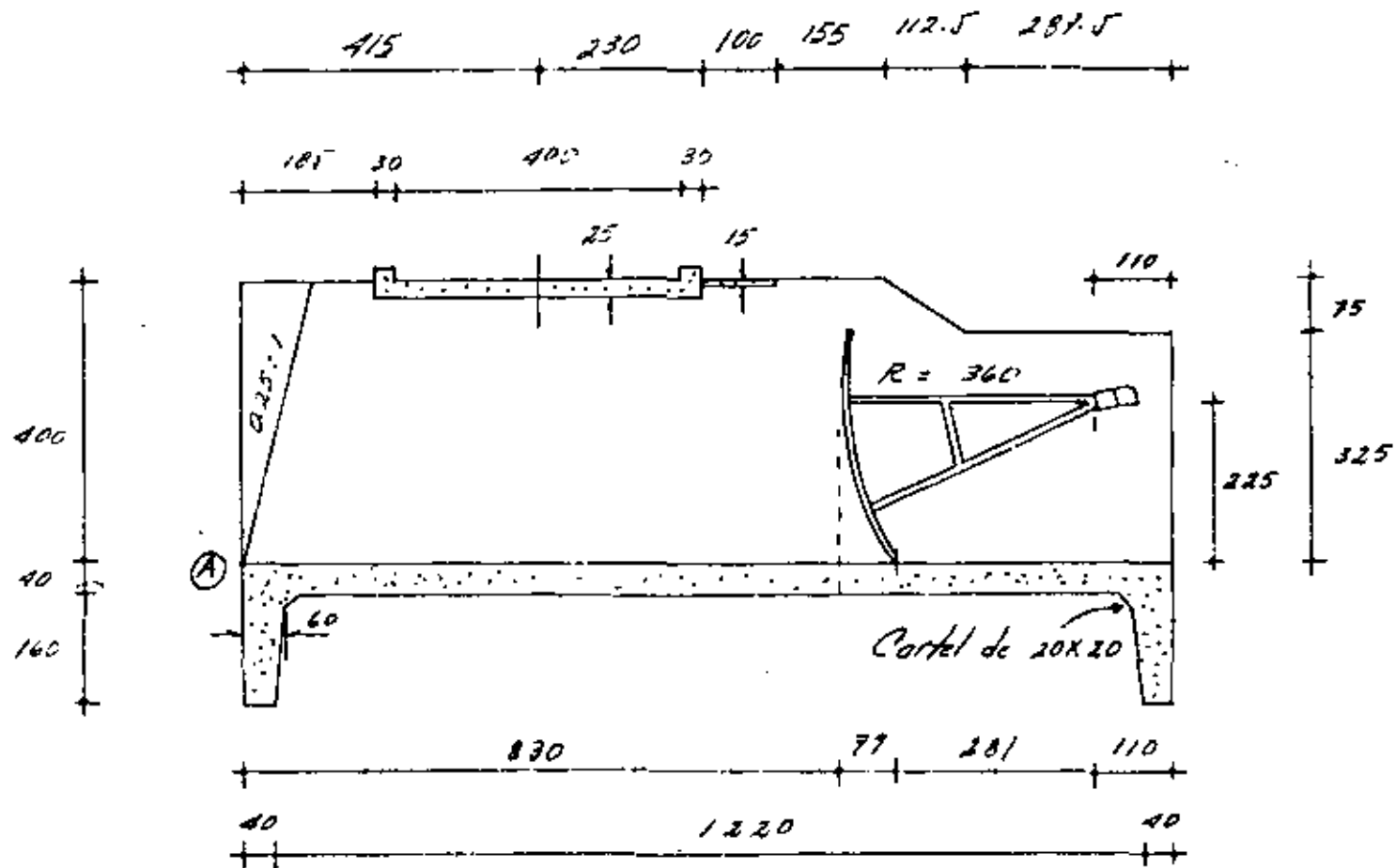
CORTE POR EL EJE DEL CAMINO

ESTRUCTURA PRINCIPAL.

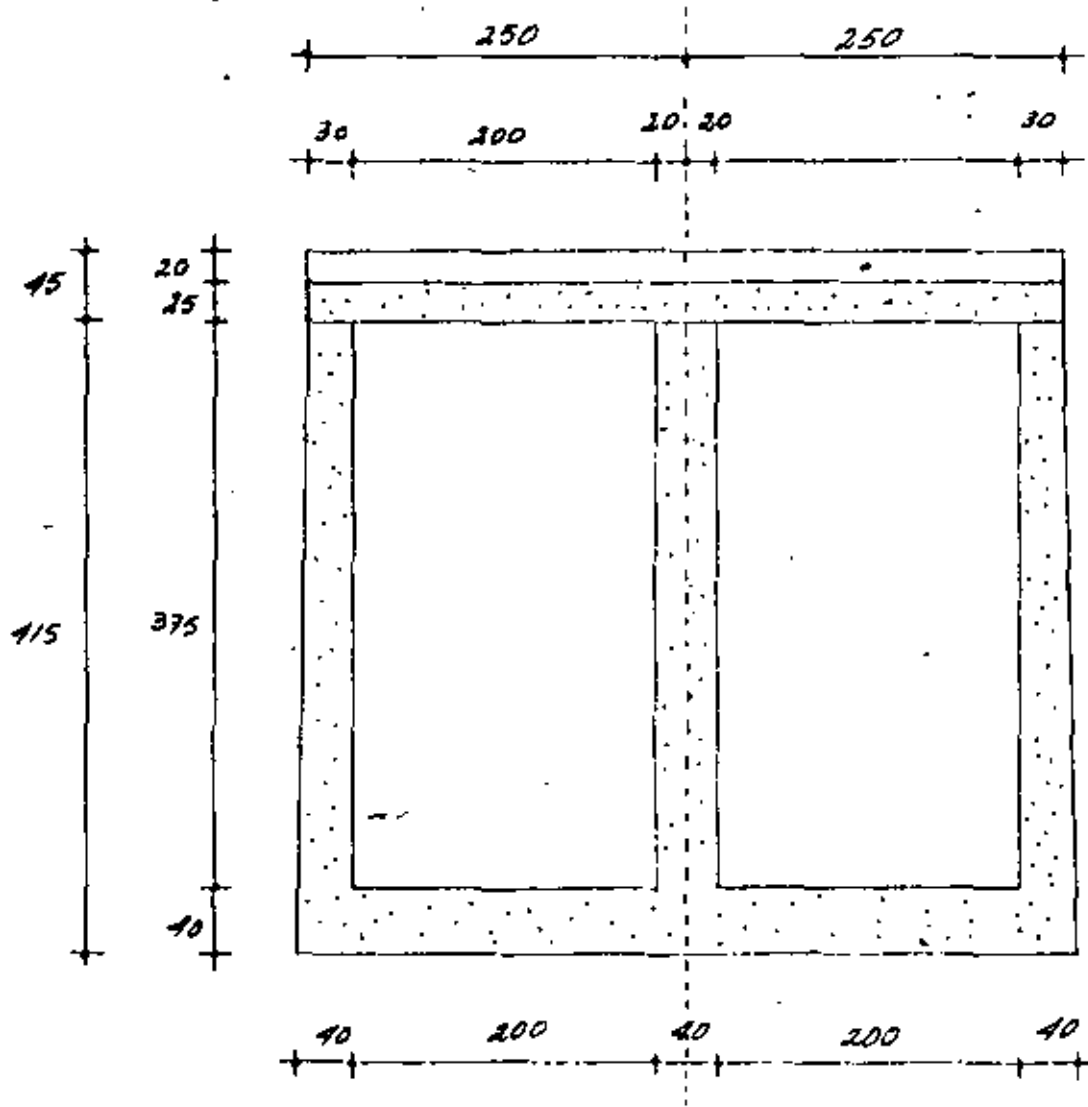
Se tomarán en cuenta cuatro condiciones de carga, consideradas como las más críticas:

- 1) Estructura vacía, sin subpresión y con carga viva sobre el puente.
- 2) Estructura vacía, actuando la subpresión y sin carga viva sobre el puente.
- 3) Estructura llena hasta el nivel máximo de la compuerta radial, estando esta cerrada, con carga viva sobre el puente y actuando la subpresión.
- 4) Estructura llena al tirante normal de operación, compuerta abierta, actúa la subpresión y existe carga viva sobre el puente.

El diseño de las componentes estructurales se regirá teniendo en consideración la combinación de carga que produzca el efecto más desfavorable.



CORTE POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA.



CORTE POR EL EJE DEL CAMINO

REACCIONES EN LA ESTRUCTURA VACIA SIN C.V.
(Momentos respecto al punto A)

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
1.- Lazo del puente carretero (4.60 x 4.00 x 0.25 + 2 x 5.00 m x 0.20 x 0.3) x 2400	12 480	4.15	51 792
2.- Lazo de maniobras 4.00 x 1.00 x 0.15 x 2400	1 440	6.95	10 008
3.- Lazo del piso. 13.00 x 5.20 x 0.40 x 2400	64 896	6.50	421 824
4.- Dentellones 5.20 x 0.50 x 1.60 x 2400 x 2	19 968	2.50	129 792
5.- Paredes laterales 2(4.00 x 13.00 - 2.875 x 0.75 - 1.125 x 0.75 x 0.5) x x 2400 x 0.35	83 929	6.25	518 931
6.- Pila central (4.00 x 13.00 - 2.875 x 0.75 - 1.125 x 0.75 x 0.5 - - 1.00 x 4.00 x 0.5) x 0.40 x 2400	45 525	6.50	295 913
7.- Compuertas, peso total con accesorios : 2 x 855	1 710	7.48	16 211
8.- Molinos (en c. 400) : 2 x 313	626	8.00	5 008
9. Molinos (en c. 303) : 2 x 166	332	12.00	3 984
SUMA :	230 606		1 453 463

Cálculo del centro de gravedad de las muros laterales

$$\bar{y} = \frac{13.00 \times 4.00 \times 6.5 - 2.815 \times 0.75 \times 11.56 - 1.125 \times 0.75 \times 0.5 \times 9.75}{13.00 \times 4.00 - 2.815 \times 0.75 - 1.125 \times 0.75 \times 0.5}$$

$$\bar{y} = 6.25 \text{ m}$$

Cálculo del centro de gravedad de la pila central.

$$\bar{y} = \frac{308.96 - 1.00 \times 4.00 \times 0.5 \times 0.33}{49.422 - 2.0} = 6.50 \text{ m}$$

Caso 1

Estructura vacía, sin subpresión y con carga viva sobre el puente.

CONCEPTO	FUERZA (Kj)	BRAC0 (m)	MOMENTO (Kg-m)
10- Propio de la estructura	230 000		1 453 463
11- Carga viva HS-20, los dos e- -strueros sobre el puente 14 520 x 2	29 040	4.15	120 516

SUMA : 259 046 1 573 979

Punto de la resultante :

$$x = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{1 573 979}{259 046} = 6.08 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{L}{2} - x = 6.50 - 6.08 = 0.42 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación.

$$f = \frac{P}{A} \left[1 \pm \frac{6e}{h} \right]$$

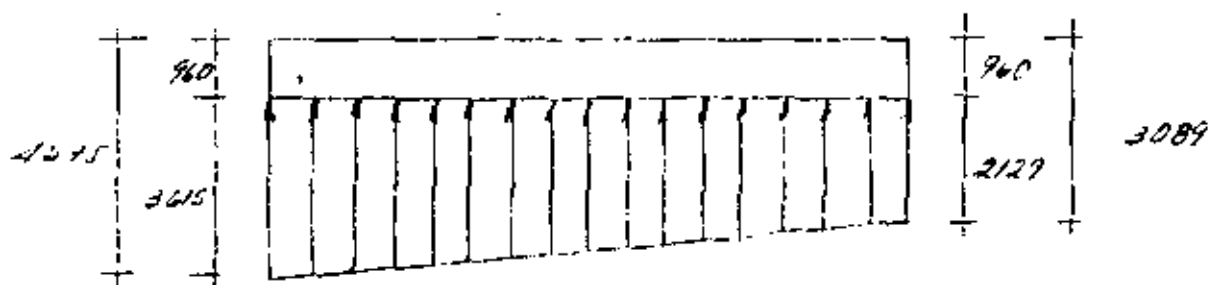
$$f = \frac{259\,046}{13.0 \times 5.2} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.42}{5.2} \right]$$

$$f_A = 4\,575 \text{ kg/m}^2$$

$$f_F = 3\,089 \text{ kg/m}^2$$

Diagrama de esfuerzos:

$$\text{peso propio losa inferior} = 0.4 \times 2400 = 960 \text{ kg/m}^2$$



SUBPRESIÓN:

Cuando la estructura se encuentra llena o en el instante de haber quedado vacía, el agua se filtra a través de los poros y espacios libres ejerciendo sobre la cimentación una presión de

abajo hacia arriba, lo cual es función de la carga hidrostática que se tenga y del coeficiente de permeabilidad del terreno.

Para calcular los valores de la subpresión que se presentan en la estructura, utilizaremos el criterio muy generalizado que está basado en la teoría de Sligh.

Este criterio consiste en suponer que el agua escurre como por un tubo entre la superficie de cimentación y el terreno, siguiendo una trayectoria de longitud igual al perímetro de contacto entre la estructura y el suelo.

El agua a lo largo de su recorrido, deberá desarrollar una pérdida por fricción igual al valor de la carga inicial para evitar que aparezcan aguas abajo con la consiguiente aparición del fenómeno de tubificación.

En la estructura utilizaremos además unas dispositivos que nos permitirán evitar la subpresión que no se hubiera disipado a través del recorrido colocando un lloradero al final de la represa. Como el flujo a través de los lloraderos tendrá a arrastrar las partículas de suelo, esto se impedirá colocando filtros invertidos de material graduado convenientemente.

El valor de la subpresión en un punto cualquiera de la cimentación se calcula con la fórmula siguiente:

$$S = \gamma_c (H + h - Kx)$$

en donde:

S = Subpresión

H = Peso volumétrico del agua.

C = coeficiente de reducción del área de presiones que depende de la porosidad del terreno.

H = carga hidrostática en el punto inicial.

h = desnivel entre el punto considerado y la superficie del terreno.

$K = \frac{H}{L} =$ coeficiente de permeabilidad.

L = longitud total del recorrido.

x = recorrido de infiltración hasta el punto considerado.

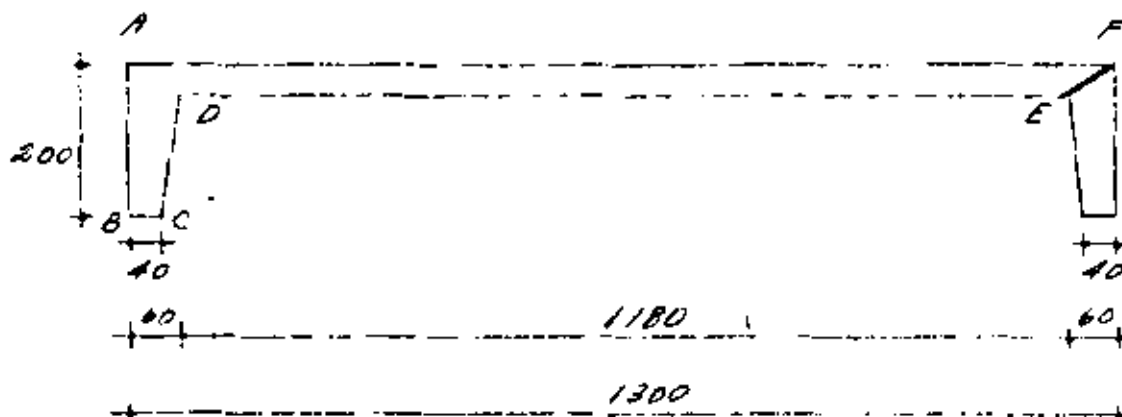
En este caso tenemos:

$$L = 2.00 + 1.40 + 1.60 + 11.80 + 0.70 = 16.50 \text{ m}$$

$$H = 3.00 \text{ m}$$

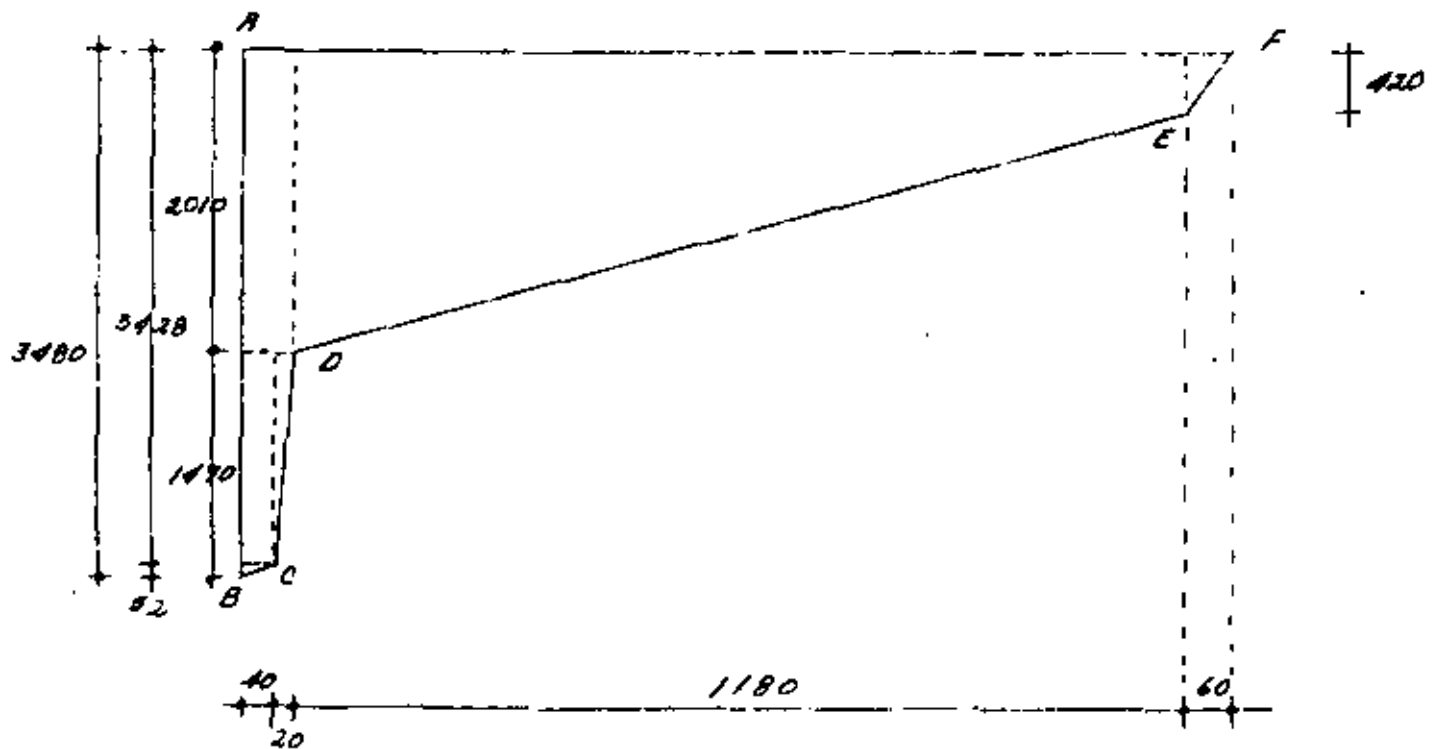
$$K = \frac{3.00}{16.50} = 0.18$$

$$C = 0.75$$



PUNTOS	H (m)	h (m)	x (m)	KX^2	$H+h-Kx$	δC	S (kg/m^2)
B	3.00	2.00	2.00	0.36	4.64	750	3480
C	3.00	2.00	2.40	0.43	4.57	750	3428
D	3.00	0.40	4.00	0.72	2.28	750	2010
E	3.00	0.40	15.80	2.84	0.56	750	420
F	3.00	0.00	16.56	3.00	0.00	750	0

DIAGRAMA DE SUBPRESION



RESULTANTE DE LA SUBPRESION

AREA	FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
52 x 0.4 x 0.5	10.4	0.13	1.35
1470 x 0.4	588.0	0.20	117.60
1470 x 0.20 x 0.5	147.0	0.47	69.07
2010 x 0.2	1206.0	0.30	361.80
(2010 + 420) 11.80 x 0.5	14337.0	5.21	74695.77
420 x 0.60 x 0.5	126.0	12.60	1587.60
SUMA :	16414.4		76833.21

$$X = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{76833.21}{16414.4} = 4.68 \text{ m}$$

CASO 2.

Estructura vacía, actuando la subpresión y sin carga viva sobre el puente.

CONCEPTO	FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
10.- Peso propio de la estructura	230000		1453463
12.- Subpresión	- 16414	4.68	- 76833
SUMA :	213586		1376630

Peso de la resultante :

$$X = \frac{1376630}{213586} = 6.45 \text{ m}$$

Excentricidad.

$$e = \frac{l}{2} - x = 6.50 - 6.45 = 0.05 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación

$$f = \frac{P}{A} \left[1 \pm \frac{6e}{h} \right]$$

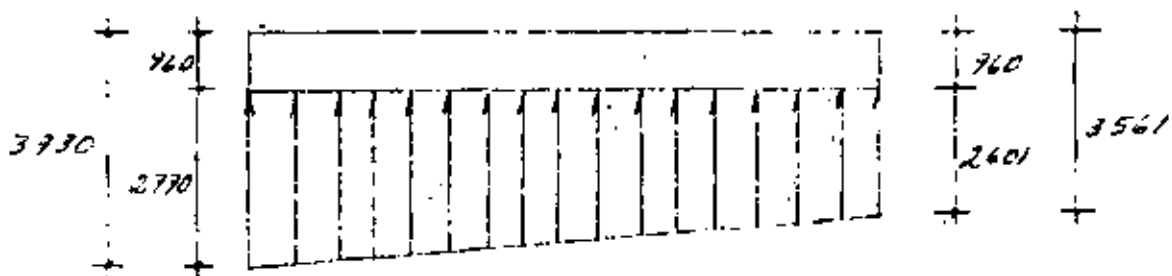
$$f = \frac{246420}{67.60} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.05}{13.0} \right]$$

$$f_A = 3730 \text{ kg/m}^2$$

$$f_F = 3561 \text{ kg/m}^2$$

DIAGRAMA DE ESFUERZOS

Peso propio de la losa de cimentación = 960 kg/m²



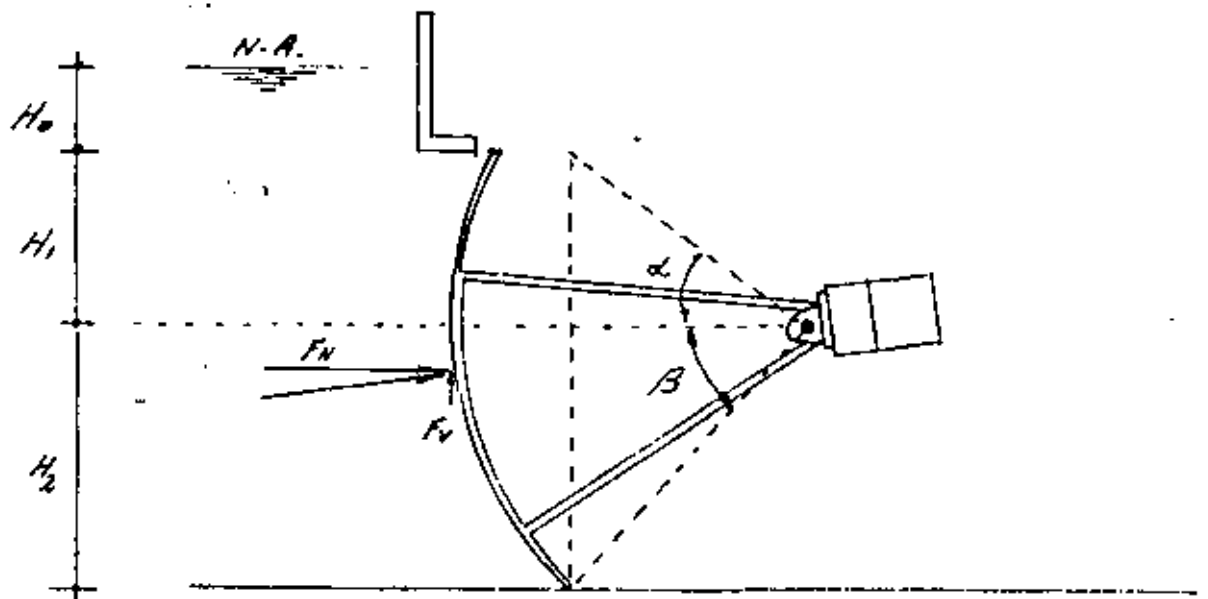
CASO 3.

Estructura llana, compuerta cerrada, con carga viva sobre el puente carretero y actuando la subpresión

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
10.- Peso propio de la estructura	230 006		1 453 463
11.- Carga viva H5-20	29 040		120 516
12.- Subpresión	-16 414		-76 833
13.- Peso del agua al nivel máximo de la compuerta : $3.00 \times 4.00 \times 8.70 \times 1000 =$	104 400	4.35	454 140
14.- Reacción vertical de la compuerta sobre la chumacera.	-7 142	11.90	-84 990
ZFV =	339 890		
15.- Empuje hidrostático sobre la pila : $0.4 \times 3.00^2 \times 0.5 \times 1000$	1800	1.00	1800
16.- Reacción horizontal de la compuerta sobre la chumacera	18 000	2.25	40 500
ZFH	19 800		
SUMA :			2 078 576

14.- Reacción vertical de la compuerta sobre la chumacera

$$F_{14} = WBR \left[(H_0 + H_1) (\cos \beta - \cos \alpha) + \frac{1}{2} (H_2 \cos \beta + H_1 \cos \alpha) - \frac{R}{2} (\alpha + \beta) \right]$$



$$\omega = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H_0 = 0$$

$$H_1 = 0.75 \text{ m}$$

$$H_2 = 2.25 \text{ m}$$

$$\beta = \sin^{-1} \frac{2.25}{3.60} = 38.6822^\circ$$

$$\alpha = \sin^{-1} \frac{0.75}{3.60} = 12.0247^\circ$$

$$\cos \beta = 0.7806$$

$$\cos \alpha = 0.9781$$

$$\beta = 0.6251 \text{ rad.}$$

$$\alpha = 0.2099 \text{ rad.}$$

$$B = 4.00 \text{ m}$$

$$R = 3.60 \text{ m}$$

Sustituyendo valores:

$$F_{14} = 1000 \times 4.00 \times 3.60 \left[(0.75)(0.7806 - 0.9781) + 0.5 (2.25 \times 0.7806 + 0.75 \times 0.9781) - 0.5 \times 3.60 (0.2099 + 0.6251) \right]$$

$$F_{14} = -7142 \text{ kg}$$

15.- Reacción horizontal de la compuerta sobre la chumacera.

$$F_{15} = \frac{\omega B}{2} \left[2(H_0 + H_1)(H_1 + H_2) - (H_1^2 - H_2^2) \right]$$

$$F_{15} = \frac{1000 \times 4.00}{2} \left[2 \times 0.75 (0.75 + 2.25) - (0.75^2 - 2.25^2) \right]$$

$$F_{15} = 18000 \text{ Kg}$$

Paso de la resultante:

$$x = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{2078576}{339870} = 6.12 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{L}{2} - x = 6.50 - 6.12 = 0.38 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación.-

$$f = \frac{P}{A} \left[1 \pm \frac{6e}{h} \right]$$

$$f = \frac{339870}{67.60} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.38}{13.00} \right]$$

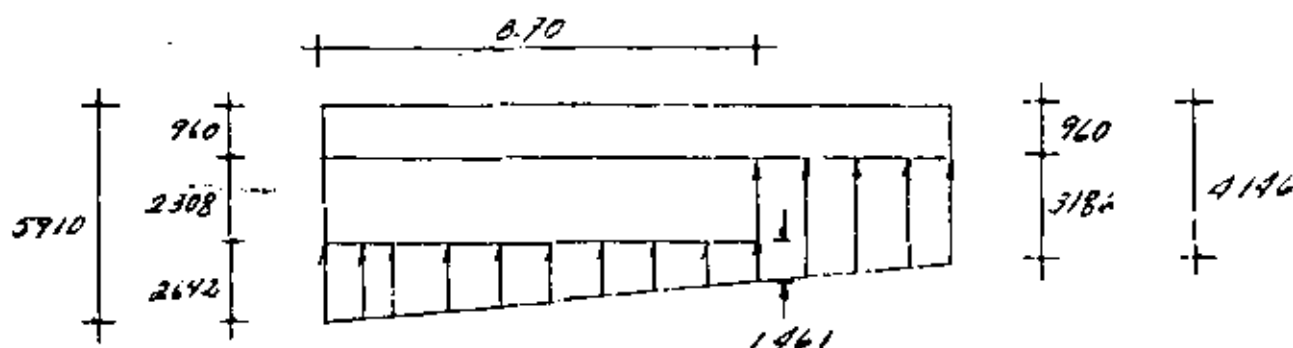
$$f_A = 5910 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_F = 4146 \text{ Kg/m}^2$$

Diagrama de esfuerzos.-

$$\text{Peso propio de la losa de cimentación} = 960 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso del agua} = \frac{3.00 \times 4.00 \times 1000}{5.20} = 2308 \text{ Kg/m}^2$$



CASO 4

Estructura llena al tirante normal de operación, compuerta abierta, actuando la subpresión y con carga viva sobre el puente carretera.

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAMO (m)	MOMENTO (Kg-m)
10.- Pés. propio de la estructura	230 006		1453 463
11.- Carga viva HS-20	29 040		120 516
12.- Subpresión	-16 414		-76 833
17.- Empuje hidrostático sobre la pila: $0.40 \times 2.85^2 \times 0.5 \times 1000$	(1625)	0.95	1 544
18.- Peso del agua: $2.85 \times 13.00 \times 4.00 \times 1000$	148 200	6.50	143 300

$$\Sigma F_v = 390 832$$

$$2 401 970$$

$$\Sigma F_H = 1 625$$

Paso de la resultante

$$x = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{2461990}{390832} = 6.30 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{L}{2} - x = 6.50 - 6.30 = 0.20 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación:

$$f = \frac{P}{A} \left[1 \pm \frac{6e}{n} \right]$$

$$f = \frac{390832}{67.60} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.20}{13.00} \right]$$

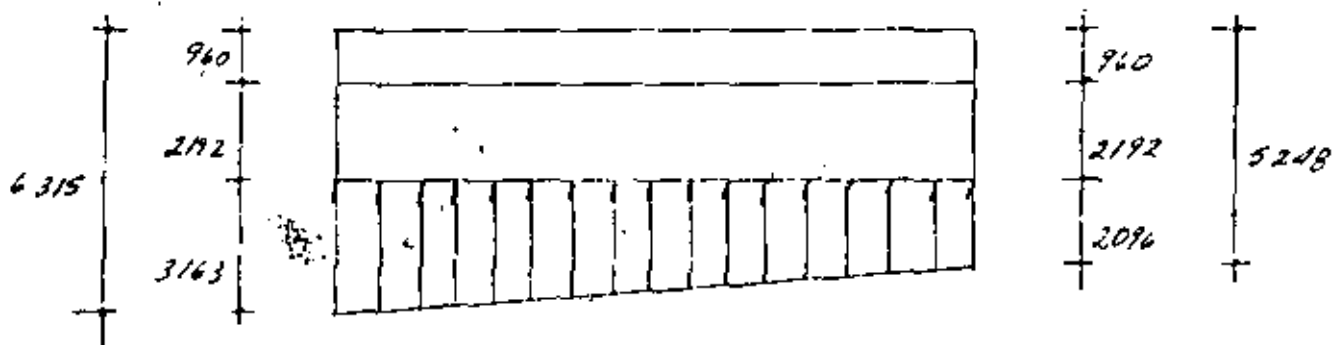
$$f_A = 6315 \text{ kg/m}^2$$

$$f_F = 5248 \text{ kg/m}^2$$

Diagrama de esfuerzos.

peso de la losa: 960 kg/m^2

peso del agua: $\frac{2.85 \times 4.00 \times 1000}{5.2} = 2192 \text{ kg/m}^2$



MUROS LATERALES

Análisis de cargas.

a).- Empuje de tierra:

$$E = \frac{1}{2} \rho H (H + 2H_1) K_A$$

$$E = 0.5 \times 1800 \times 4.00 (4.0 + 2 \times 0.6) 0.286$$

$$E = 5354 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{H^2 + 3HH_1}{3(H + 2H_1)}$$

$$y = \frac{4.0^2 + 3 \times 4.0 \times 0.6}{3(4.0 + 1.2)} = 1.49 \text{ m}$$

$$M_T = E \cdot y = 5354 \times 1.49 = 7977 \text{ Kg-m}$$

b).- Empuje hidrostático. (al nivel del frente de operación).

$$E = \frac{1}{2} \rho H^2 = 0.5 \times 1000 \times 2.85^2 = 4061 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{2.85}{3} = 0.95 \text{ m}$$

$$M_H = E \cdot y = 4061 \times 0.95 = 3858 \text{ Kg-m.}$$

c).- Frenaje (especificación AASHTO).

$$F = 0.05 \times 29040 = 1452 \text{ Kg}$$

Por metro de ancho:

$$F_m = \frac{1452}{4.60} = 316 \text{ Kg.}$$

$$y = 4.00 + 1.20 = 5.20 \text{ m}$$

$$M_{Fm} = 316 \times 5.20 = 1643 \text{ Kg-m}$$

d)- Fricción, debida a la dilatación.

$$F_r = \frac{674 \times 2.20}{2} \times 0.25 = 185 \text{ Kg}$$

$$y = 4.00 \text{ m}$$

$$M_{FA} = 4 \times 185 = 740 \text{ Kg-m.}$$

Cuando la presa está vacía, las mareas laterales irán hacia su máximo momento flexionante, por este hecho, la combinación: Empuje de tierra, fricción y fricción será la que más determine el diseño.

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
Empuje de tierra	5554	1.47	8174
Fricción	316	5.20	1643
Fricción	185	4.00	740
SUMA	5855		10557

Ferulite per momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{15360}{15.6}} = 31.2 \text{ cm}$$

Ferulite per sezione:

$$d = \sqrt{\frac{25.75}{0.2 \times 11}} = 14 \text{ cm}$$

si assume:

$$d = 34 \text{ cm}$$

$$r = 0 \text{ cm}$$

$$r_1 = 4.5 \text{ cm}$$

si assume per sezione:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{10.210}{12.0 \times 1.68 \times 1.9}} = 24.5 \text{ cm}$$

si assume sezione $d = 24 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{11.81}{1.9}} = 24.8 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$\sigma_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.9} = 17.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{5855}{54.5 \times 0.87 \times 34} = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

de L. U perm. ∴ correcto.

Altura de corte del refuerzo.

$$E_T = 257.4 h (h + 1.20)$$

$$I = \frac{h(h+1.8)}{3(h+1.2)}$$

$$M = E_T \cdot I + 316 (h+1.2) + 185 h$$

Momentos resistentes :

Para 50% A_s :

$$M = 0.5 \times 24.9 \times 1400 \times 0.874 \times d' = 15234 d'$$

Para 25% A_s :

$$M = 7617 d'$$

El valor del paralte será :

$$d = \frac{0.19}{4.00} h + 0.24$$

En la tabla siguiente se determinarán los momentos flexionantes y resistentes para diversas alturas.

h (m)	EMPUJES			MOMENTOS RESISTENTES		
	E (kg)	y (m)	M (kg-m)	d (m)	M 50% (kg-m)	M 25% (kg-m)
0.50	217	0.22	678	0.253	3 854	1 927
1.00	566	0.42	1 118	0.265	4 637	2 014
1.50	1042	0.61	1 766	0.278	4 235	2 118
2.00	1647	0.79	2 684	0.290	4 418	2 207
2.50	2381	0.97	3 941	0.303	4 616	2 308
3.00	3243	1.14	5 577	0.315	4 799	2 399
3.50	4234	1.32	7 722	0.328	4 997	2 498
4.00	5354	1.49	10 360	0.340	5 190	2 570

$$A_{st} = 1.0015 bh = 0.0015 \times 35 \times 100 = 5.3 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

Con varillas de $\frac{1}{2}$ " ϕ

$$s = \frac{100 \times 1.27}{5.3} = 24 \text{ cm.}$$

Para la pila central:

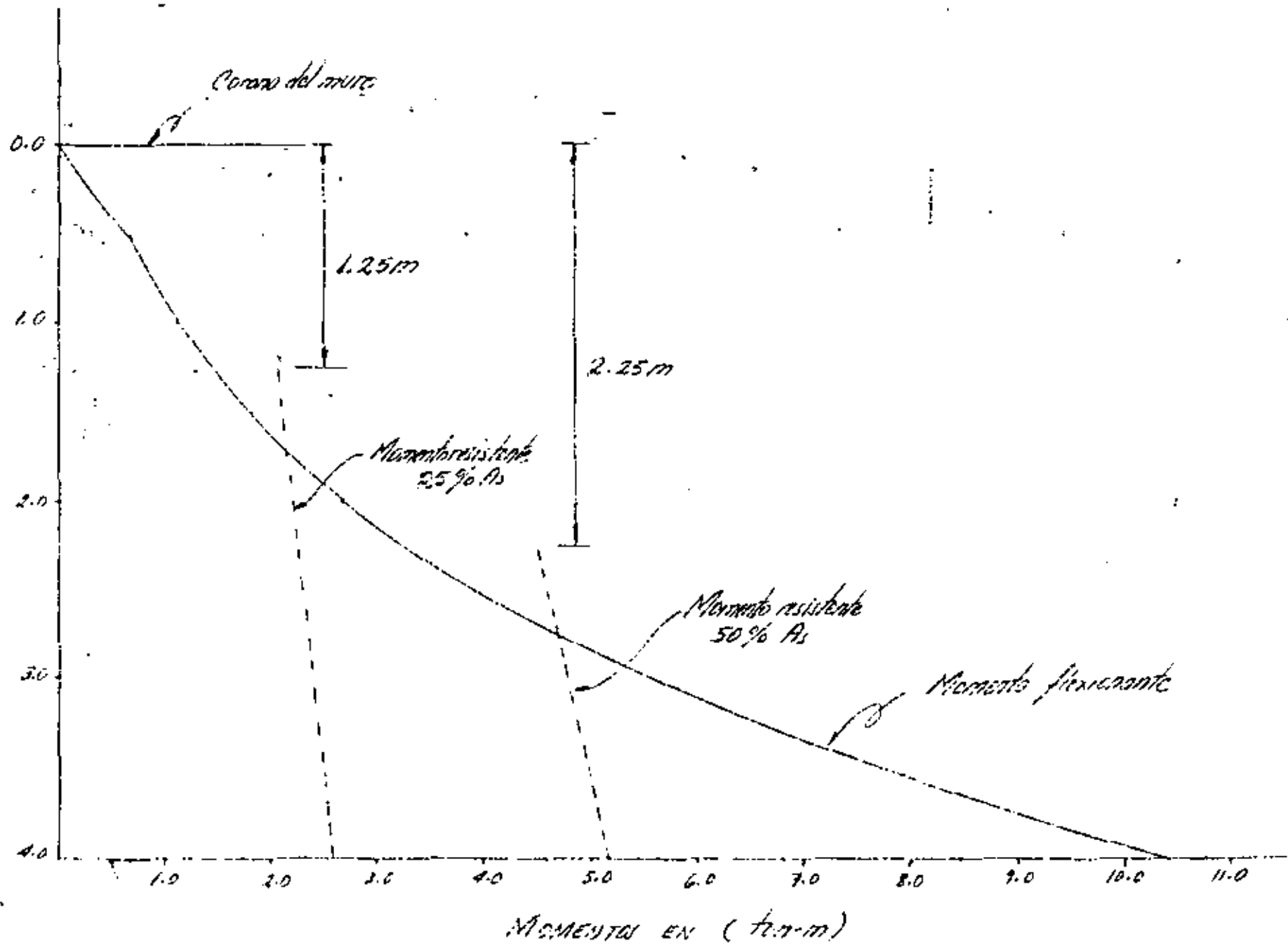
$$A_{st} = 1.0015 \times 100 \times 40 = 6 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

Con varillas de $\frac{1}{2}$ " ϕ

$$s = \frac{100 \times 1.27}{6} = 21 \text{ cm}$$

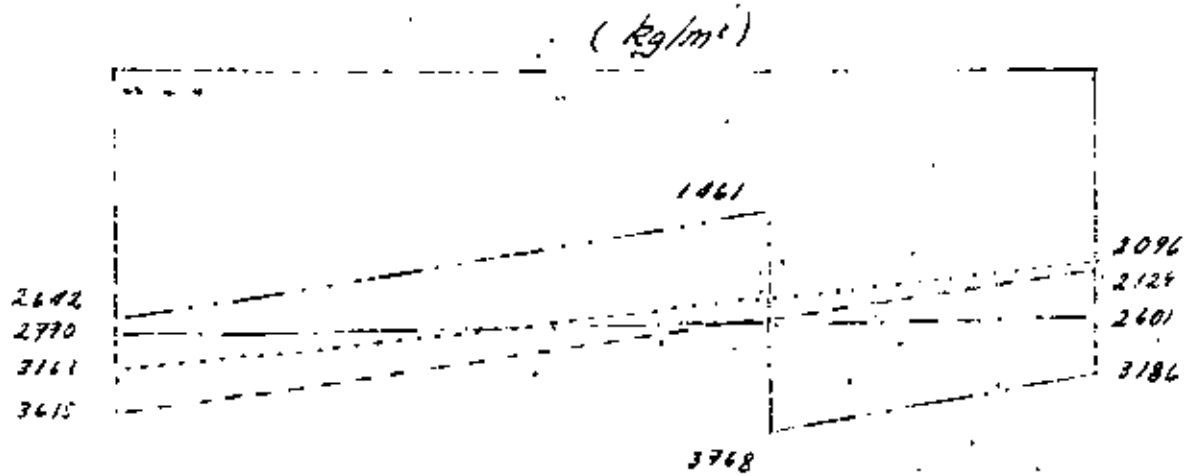
Se colocarán var. $\frac{1}{2}$ " ϕ a 21 cm en las alas y en cada cara.

Alcance de acción en (cm).



DESARROLLO DE LA LISA DE CIMENTACION

Caso 1 ... C'910 - 3
 Caso 2 ... C'920 - 3



Los momentos transmitidos a la cimentación, por las columnas, en
 - función de cada caso son:

Caso 1 : Empuje de tierra y frenos : 2020 kg-m

Caso 2 : Empuje de tierra : 1177

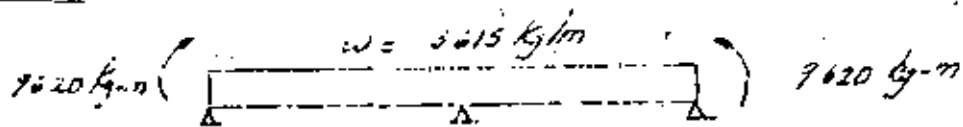
Caso 3 :
 a) Empuje de tierra, empuje hidrostático y frenos : 572

b) Empuje de tierra : 1177

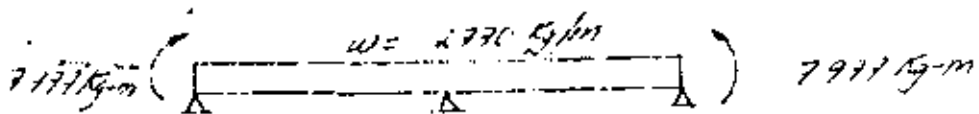
Caso 4 : Empuje de tierra hidrostático y frenos : 572

Los momentos de cimentación que se desarrollan en la
 - base de la cimentación son:

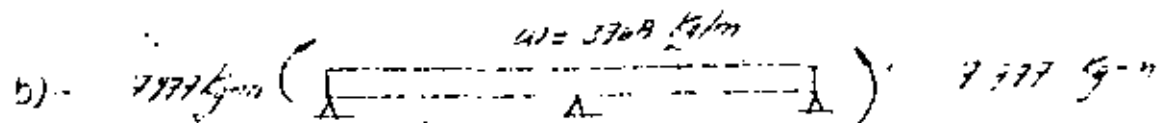
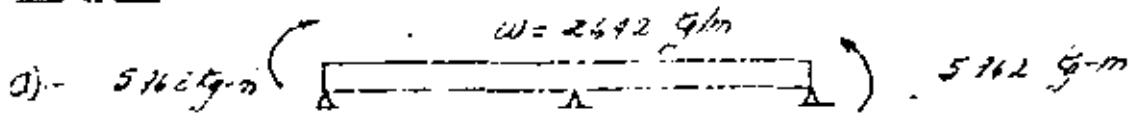
CASO 1:



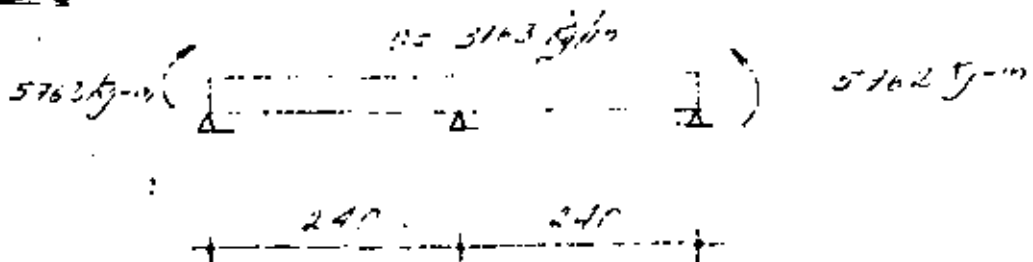
CASO 2:



CASO 3:



CASO 4:



Al resolver las vigas anteriores resulta por:

$$M_{c \text{ max}} = 1020 \text{ kg-m} \quad (\text{Extremo})$$

$$M_{H \text{ max}} = 813 \text{ kg-m} \quad (\text{O } 2.054 \text{ m. del extremo})$$

$$V_{\text{max}} = 1206 \text{ kg}$$

Peralte por momento.

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{9620}{15.6}} = 25 \text{ cm}$$

Peralte por cortante:

$$d = \frac{V}{\sqrt{f_c}} = \frac{9266}{120} = 22 \text{ cm}$$

Se utilizamos:

$$d = 34 \text{ cm}$$

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

Cálculo del acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{M}{f_y \cdot j \cdot d} = \frac{962000}{1400 \times 0.874 \times 34} = 23.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se utilizan var. 34 " ϕ

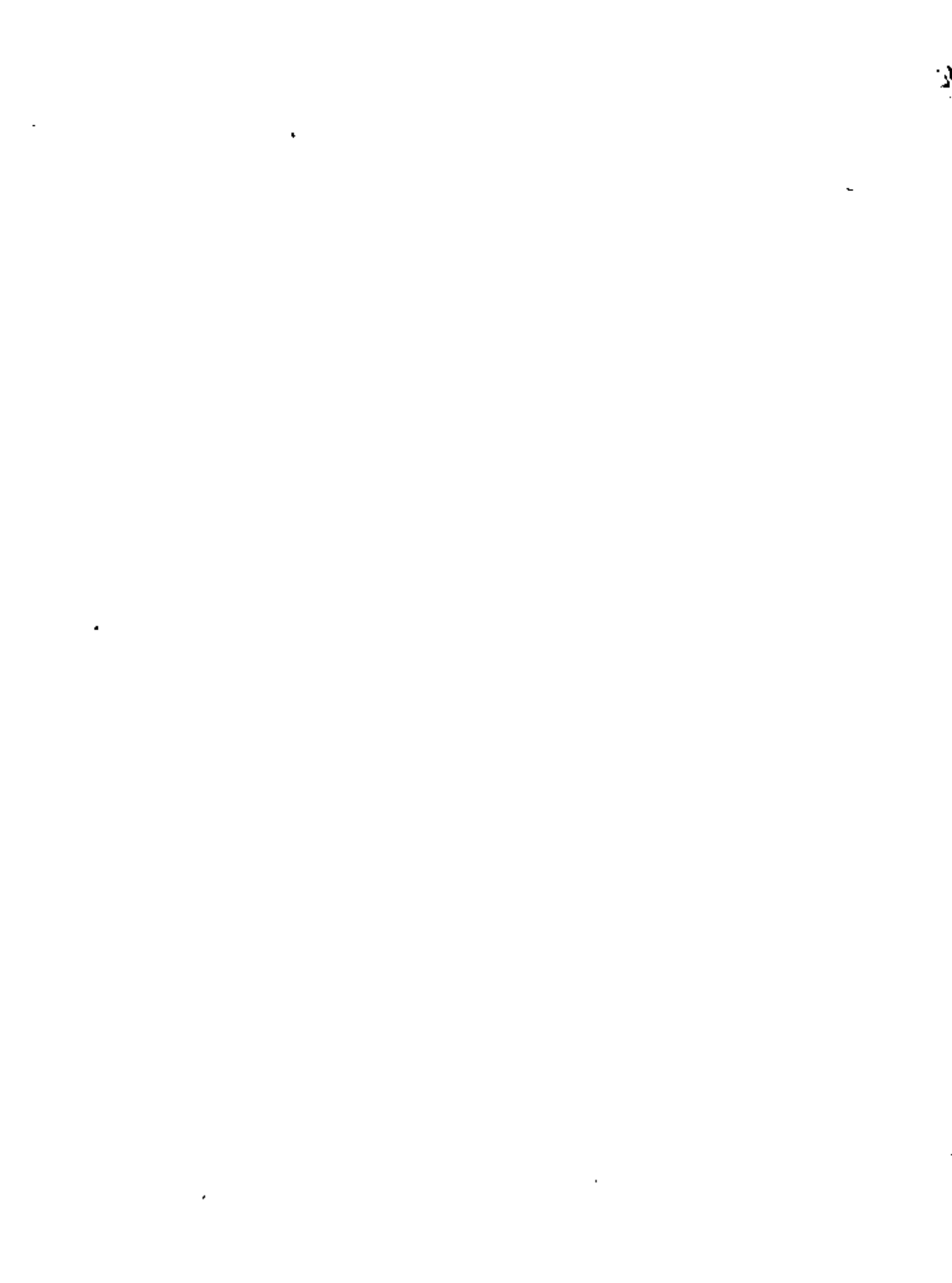
$$s = \frac{100 \times 2.85}{23.1} = 12 \text{ cm} \quad \textcircled{10}$$

Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0.0015 b h = 0.0015 \times 100 \times 40 = 0.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se utilizan var. 10 " ϕ

$$s = \frac{100 \times 1.27}{0.6} = 20 \text{ cm} \quad \textcircled{3}$$





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

**IV. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

ALCANTARILLA EN CRUCE CON FERROCARRIL

ING. ALEJANDRO HURTADO GARCIA

NOVIEMBRE, 1981

ALCANTARILLA EN CRUCE DEL CANAL PRINCIPAL "SALTO-TLAMACO",
Km 1+884.31, CON LA VIA DEL FERROCARRIL MEXICO-LAREDO, ---
Km A-66+030.55.

1. GENERALIDADES.

En el Distrito de Riego Núm. 03 del Río Tula, Hgo., el ----
Canal Principal "El Salto Tlamaco" en su estación 1+884.31,
cruzarán la vía del Ferrocarril México-Laredo, a la altura -
de su Km A-66+030.55.

Después de analizar varias alternativas para escoger el tí-
po de estructura adecuado para tal cruzamiento, se ha consi
derado que lo más conveniente es construir una alcantarilla
de concreto reforzado.

La mencionada estructura será a base de tres conductos rec-
tangulares de 3.25 m de base por 5.00 m de altura, cada uno.

El espesor de la losa y muros verticales serán tentativamen
te de 0.50 m y los carteles serán también de 0.50x0.50 m.

La longitud de la alcantarilla será de 22.00 m, ya que en -
el sitio de cruce el eje del canal tiene un esviajamiento -
de 33°20' izquierda respecto a la normal al eje de la vía.

La estructura en cuestión será diseñada para soportar una carga viva de ferrocarril tipo Cooper E-72

2. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL.

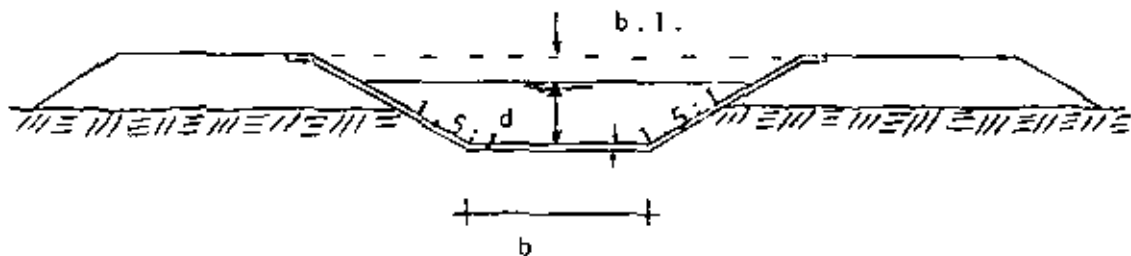


FIGURA NUM. 1

2.1 DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL.

La Residencia de las Obras nos proporcionó los datos --- hidráulicos del Canal Principal que a continuación se --- indican:

$$Q = 85.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 4.50 \text{ m.}$$

$$n = 0.015 \text{ (canal revestido de concreto).}$$

$$s = 0.0002$$

$$\text{Talud } 1.5:1$$

$$\text{Bordo libre} = 1.54 \text{ m-}$$

Obsérvese que en los datos enviados por la Residencia no aparece el tirante normal del canal. Esto significa que el área regable para esta zona requiere de una demanda de agua de $85.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y por lo tanto, por nuestra parte, debemos encontrar el valor de ese tirante.

2.2 CALCULO DEL TIRANTE NORMAL.

Para esto, debemos apoyarnos en las dos ecuaciones de la velocidad ya conocidas por nosotros, es decir:

a) Ecuación de Manning.

$$v = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

b) Ecuación de Continuidad.

$$v = \frac{Q}{A}$$

Si efectuamos la igualdad de éstas dos ecuaciones y despejamos los valores ya conocidos, tendremos la siguiente expresión:

$$Ar^{2/3} = \frac{Q n}{\sqrt{s}}$$

Y dándole valores a las literales ya conocidas:

$$Ar^{2/3} = \frac{85.00 \times 0.015}{\sqrt{0.0002}} = 90.156115$$

$$Ar^{2/3} = 90.156115 \dots (1)$$

Nuestro problema se reduce ahora a efectuar tanteos para el tirante y de ésta forma satisfacer la ecuación Núm. 1.

Suponiendo que el tirante normal vale: $d = 4.461732$ m.

$$A = (4.50 + 1.5 \times 4.461732) \times 4.461732 = 49.938373 \text{ m}^2.$$

$$p = 4.50 + 2 \times 4.461732 \times \sqrt{1+1.5^2} = 20.587004 \text{ m.}$$

$$r = \frac{49.938373}{20.587004} = 2.425723 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.805348$$

$$V = \frac{1.805348 \times \sqrt{0.0002}}{0.015} = 1.702098 \text{ m/seg.}$$

$$Ar^{2/3} = 49.938373 \times 1.805348 = 90.156121$$

$$Ar^{2/3} = 90.156121 \dots (2)$$

$$h_v = \frac{1.702098^2}{19.62} = 0.147662 \text{ m.}$$

Si comparamos la ecuación 2 con la ecuación 1 vemos - que difieren en 6 millonésimas de entero lo cual nos indica que la suposición del tirante fué correcta.

2.3 RESUMEN DE LOS CALCULOS HIDRAULICOS.

$$Q = 85.000 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 49.938 \text{ m}^2.$$

$$b = 4.500 \text{ m.}$$

$$d = 4.462 \text{ m.}$$

$$V = 1.702 \text{ m/seg.}$$

$$p = 20.587 \text{ m.}$$

$$r = 2.426 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.805$$

$$n = 0.015$$

$$s = 0.0002$$

Talud 1.5:1

Libre Bordo = 1.54 m.

h_v = 0.148 m.

3. SELECCION DE LOS CONDUCTOS.

Es práctica común en ésta Secretaría y de acuerdo a las experiencias obtenidas, limitar las velocidades del agua dentro de las estructuras de concreto, a un máximo de 2.5 m/seg; tratando de evitar con esto algunos fenómenos como son la erosión y la socavación. Además, al limitar la velocidad se puede asegurar un mejor funcionamiento hidráulico dentro de cualquier tipo de estructura.

De acuerdo a lo anteriormente expuesto y para nuestro caso en particular, propondremos que la velocidad dentro de los conductos sea de 2.00 m/seg., por lo tanto tendremos que el área necesaria vale:

$$A_{\text{neces.}} = \frac{Q}{V} = \frac{85.00}{2.00} = 42.50 \text{ m}^2.$$

Para lo cual se utilizarán tres conductos iguales.

Por otra parte, en ésta Secretaría se ha establecido la norma que para el caso de conductos rectangulares la altura del conducto sea de aproximadamente 1.25 veces la base del mismo, es decir: $H = 1.25 B$

Por cuestiones de construcción adoptaremos en éste caso las dimensiones siguientes:

Base $B = 3.25$ m.

Altura: $H = 5.00$ m.

Espesor: $e = 0.50$ m.

Carteles de 0.50×0.50 m.

A continuación vamos a ilustrar en la figura Núm. 2 las características y dimensiones de los conductos de concreto reforzado.

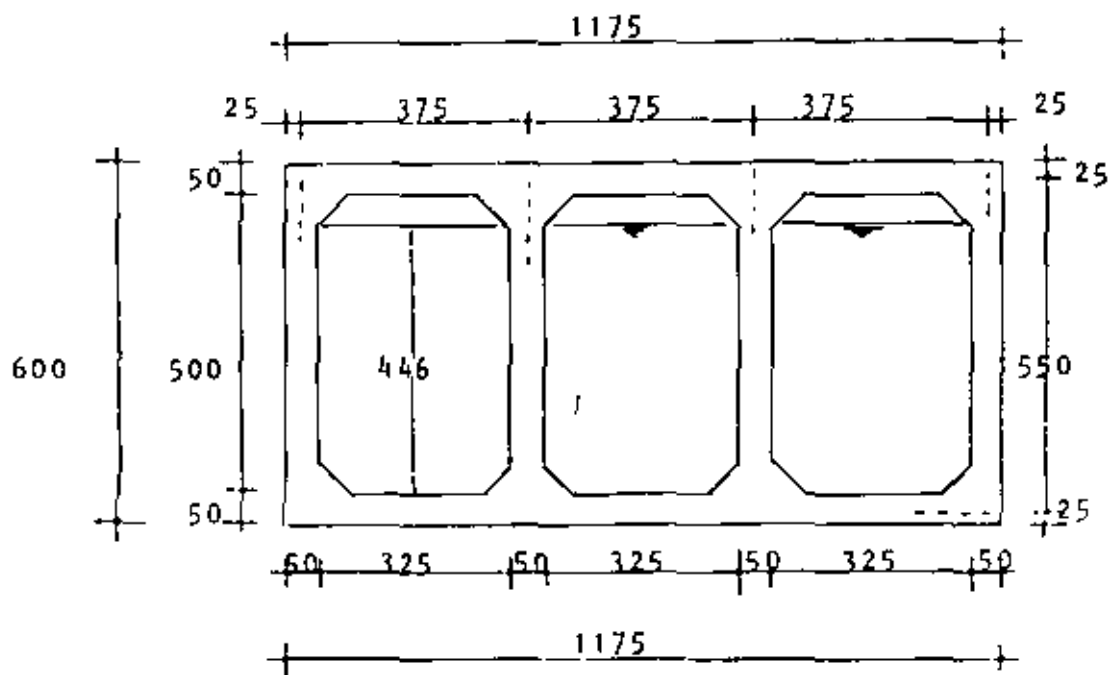


FIGURA NUM. 2

De la figura Núm. 2, tenemos:

$$A_c = (3.25 \times 4.462 - 2 \times 0.50^2 \times 0.5) 3 = 42.751887 \text{ m}^2.$$

De lo anterior se deduce que la velocidad dentro de los conductos será un poco menor que 2.00 m/seg.

4. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LOS CONDUCTOS.

$$Q_c = 85.000 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (\text{por el principio de continuidad}).$$

$$A_c = 42.751887 \text{ m}^2.$$

$$P_c = (2.25 + 2 \times 3.96 + 2 \times 0.50 \sqrt{2}) 3 = 34.763033 \text{ m.}$$

$$r_c = \frac{42.751887}{34.763033} = 1.229809 \text{ m.}$$

$$r_c^{2/3} = 1.1478667$$

$$V_c = \frac{Q_c}{A_c} = \frac{85.00}{42.751887} = 1.988216 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v_c} = \frac{1.988216^2}{19.62} = 0.101336 \text{ m.}$$

$$S_c = \left(\frac{1.988216 \times 0.015}{1.147867} \right)^2 = 0.000675$$

4.1 RESUMEN

$$Q_c = 85.000 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A_c = 42.752 \text{ m}^2.$$

$$B_c = 3.250 \text{ m. (Un conducto)}$$

$$D_c = 4.462 \text{ m.}$$

$$H_c = 5.000 \text{ m. (Un conducto)}$$

$$V_c = 1.988 \text{ m.}$$

$$P_c = 34.763 \text{ m.}$$

$$r_c = 1.230 \text{ m.}$$

$$r_c^{2/3} = 1.148 \text{ m.}$$

$$n_c = 0.015$$

$$s_c = 0.000675$$

$$h_{v_c} = 0.101 \text{ m.}$$

5. LONGITUD MINIMA DE LAS TRANSICIONES.

Entre varias de las fórmulas conocidas para calcular la longitud mínima de las transiciones, la que más aplicación tiene en ésta Secretaría es la siguiente:

$$L_{\text{mím}} = \frac{T - t}{2} \cot. 22^\circ 30' \dots (3)$$

En donde:

T = Espejo del agua en el canal.

$$T = b + 3d = 4.50 + 3 \times 4.462 = 17.886 \text{ m.}$$

t = Espejo del agua a la entrada de los conductos.

$$t = 3 \times 3.25 + 2 \times 0.50 = 10.750 \text{ m.}$$

$$\cot 22^{\circ} 30' = 2.4142$$

Sustituyendo en la ecuación 3 los valores obtenidos, tendremos:

$$L_{\text{mín}} = \frac{17.886 - 10.750}{2} \times 2.4142 = 8.614 \text{ m}$$

Se adoptará una longitud de transición de 9.00 m, tanto en la entrada como en la salida de la estructura.

6. CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA.

Utilizaremos el método de Daniel Bernoulli.

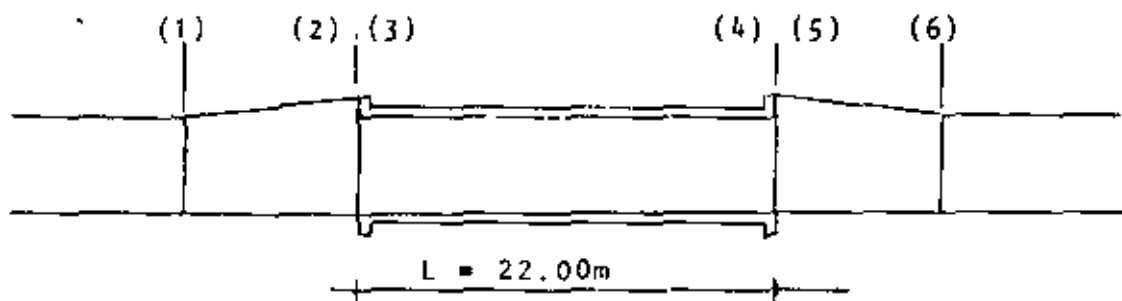


FIGURA NUM. 3

De acuerdo con la figura Núm. 3 vamos a analizar las pérdidas de carga en cada una de las secciones mostradas.

6.1 ENTRE LAS SECCIONES 1 y 2.

$$d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + hf_{1-2}$$

Donde hf_{1-2} = pérdida de carga por transición de entrada.

$$hf_{1-2} = 0.10 (hv_2 - hv_1)$$

Sustituyendo valores, se tiene :

$$d_1 + 1.10 hv_1 = d_2 + 1.10 hv_2$$

$$4.461732 + 1.10 \times 0.147662 = d_2 + 1.10 hv_2$$

$$d_2 + 1.10 hv_2 = 4.624160 \text{ m.} \quad (1)$$

Suponiendo $d_2 = 4.446905 \text{ m.}$

$$A_2 = 10.75 \times 4.446905 = 47.804228 \text{ m}^2.$$

$$v_2 = \frac{85.000}{47.804228} = 1.778085 \text{ m/seg.}$$

$$v_2^2 = 3.161588$$

$$hv_2 = \frac{3.161588}{19.62} = 0.161141 \text{ m.}$$

$$1.10 hv_2 = 0.177255 \text{ m.}$$

$$d_2 + 1.10 hv_2 = 4.446905 + 0.177255 = 4.624160 \text{ m.}$$

Se cumple con la ecuación (1) .

6.2 ENTRE LAS SECCIONES 2 y 3 .

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + hf_{2-3}$$

Donde hf_{2-3} = pérdida de carga por entrada al conducto.

$$hf_{2-3} = 0.15 (hv_3 - hv_2)$$

Sustituyendo valores :

$$d_2 + 1.15 hv_2 = d_3 + 1.15 hv_3$$

$$4.446905 + 1.15 \times 0.161141 = d_3 + 1.15 hv_3$$

$$d_3 + 1.15 hv_3 = 4.632217 \text{ m} \quad \dots (2)$$

Suponiendo $d_3 = 4.393089 \text{ m}$.

$$A_3 = 9.75 \times 4.393089 - 0.5^2 \times 3 = 42.082615 \text{ m}^2.$$

$$v_3 = \frac{85.00}{42.082615} = 2.019836 \text{ m/seg.}$$

$$v_3^2 = 4.079739$$

$$hv_3 = \frac{4.079739}{19.62} = 0.207938 \text{ m.}$$

$$1.15 hv_3 = 1.15 \times 0.207938 = 0.239128 \text{ m.}$$

$$d_3 + 1.15 hv_3 = 4.393089 + 0.239128 = 4.632217 \text{ m}$$

Se cumple con la ecuación (2)

6.3 ENTRE LAS SECCIONES 3 y 4 .

$$d_3 + hv_3 = d_4 + hv_4 + hf_{3-4}$$

Donde hf_{3-4} = Pérdida de carga por fricción en el conducto.

$$hf_{3-4} = S_c \times L = 0.000675 \times 22.00 = 0.014850 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores :

$$4.393089 + 0.207938 = d_4 + hv_4 + 0.014850$$

$$d_4 + hv_4 = 4.586177 \text{ m} \quad \dots(3)$$

Suponiendo $d_4 = 4.376646 \text{ m.}$

$$A_4 = 9.75 \times 4.376646 - 0.50^2 \times 3 = 41.922299 \text{ m}^2.$$

$$v_4 = \frac{85.00}{41.922299} = 2.027561 \text{ m/seg.}$$

$$v_4^2 = 4.111002$$

$$hv_4 = \frac{4.111002}{19.62} = 0.209531 \text{ m.}$$

$$d_4 + hv_4 = 4.376646 + 0.209531 = 4.586177 \text{ m.}$$

Se cumple con la ecuación (3)

6.4 ENTRE LAS SECCIONES 4 y 5 .

$$d_4 + hv_4 = d_5 + hv_5 + hf_{4-5}$$

Donde hf_{4-5} = Pérdida de carga por salida del conducto.

$$hf_{4-5} = 0.30 (hv_4 - hv_5)$$

Sustituyendo valores :

$$d_4 + 0.70 hv_4 = d_5 + 0.70 hv_5.$$

$$4.376646 + 0.70 \times 0.209531 = d_5 + 0.70 hv_5$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 4.523318 \text{ m} \dots(4)$$

Suponiendo $d_5 = 4.408548 \text{ m.}$

$$A_5 = 10.75 \times 4.408548 = 47.391892 \text{ m}^2.$$

$$v_5 = \frac{85.00}{47.391892} = 1.793556 \text{ m/seg.}$$

$$v_5^2 = 3.216842$$

$$hv_5 = \frac{3.216842}{19.62} = 0.163957 \text{ m.}$$

$$0.70 hv_5 = 0.70 \times 0.163957 = 0.114770 \text{ m.}$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 4.408548 + 0.114770 = 4.523318 \text{ m.}$$

Se cumple con la ecuación (4)

6.5 ENTRE LAS SECCIONES 5 y 6 .

$$d_5 + hv_5 = d_6 + hv_6 + hf_{5-6}$$

Donde hf_{5-6} = Pérdida de carga por transición de salida

$$hf_{5-6} = 0.20 (hv_5 - hv_6)$$

Sustituyendo valores :

$$d_5 + 0.80 hv_5 = d_6 + 0.80 hv_6$$

$$4.408548 + 0.80 \times 0.163957 = d_6 + 0.80 hv_6$$

$$d_6 + 0.80 hv_6 = 4.539714 \text{ m} \quad \dots (5)$$

Suponiendo $d_6 = 4.417791 \text{ m}$.

$$A_6 = (4.50 + 1.5 \times 4.417791) 4.417791 = 49.155371 \text{ m}^2.$$

$$v_6 = \frac{85.00}{49.155371} = 1.729211 \text{ m/seg.}$$

$$v_6^2 = 2.990170$$

$$hv_6 = \frac{2.990170}{19.62} = 0.152404 \text{ m.}$$

$$0.80 hv_6 = 0.80 \times 0.152404 = 0.121923 \text{ m.}$$

$$d_6 + 0.80 hv_6 = 4.417791 + 0.121923 = 4.539714 \text{ m.}$$

Se cumple con la ecuación (5)

6.6 RESUMEN DE PERDIDAS DE CARGA.

6.6.1 Por transición de entrada.

$$hf_{1-2} = 0.10 (hv_2 - hv_1) = 0.10 (0.161141 - 0.147662)$$

$$hf_{1-2} = 0.001348 \text{ m.}$$

6.6.2 Por entrada al conducto.

$$hf_{2-3} = 0.15 (hv_3 - hv_2) = 0.15 (0.207938 - 0.161141)$$

$$hf_{2-3} = 0.007020 \text{ m.}$$

6.6.3 Por fricción en el conducto.

$$hf_{3-4} = 0.014850 \text{ m.}$$

6.6.4 Por salida del conducto.

$$hf_{4-5} = 0.30 (hv_4 - hv_5) = 0.30 (0.209531 - 0.163957)$$

$$hf_{4-5} = 0.013672 \text{ m.}$$

6.6.5 Por transición de salida.

$$hf_{5-6} = 0.20 (hv_5 - hv_6) = 0.20 (0.163957 - 0.152404)$$

$$hf_{5-6} = 0.002310 \text{ m.}$$

Total de pérdidas. $\sum h = 0.039200 \text{ m.}$

6.7 COMPROBACION HIDRAULICA.

Para comprobar que los cálculos hidráulicos anteriores ----
fueron correctos, se deberá cumplir que :

$$\text{Elev. 1} + d_1 + hv_1 = \text{Elev. 6} + d_6 + hv_6 + \sum h$$

$$2096.49 + 4.461732 + 0.147662 = 2101.099394 \text{ m.}$$

$$2096.49 + 4.417791 + 0.152404 + 0.039200 = 2101.099395 \text{ m.}$$

$$2101.099394 = 2101.099395 \quad \therefore \text{ bien}$$

7. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CONDUCTOS.

En la figura Núm. 4 se observa en forma esquemática las -- cargas permanentes que actúan sobre la estructura en estudio, así como sus dimensiones generales.

ESQUEMA DE CARGAS PERMANENTES.

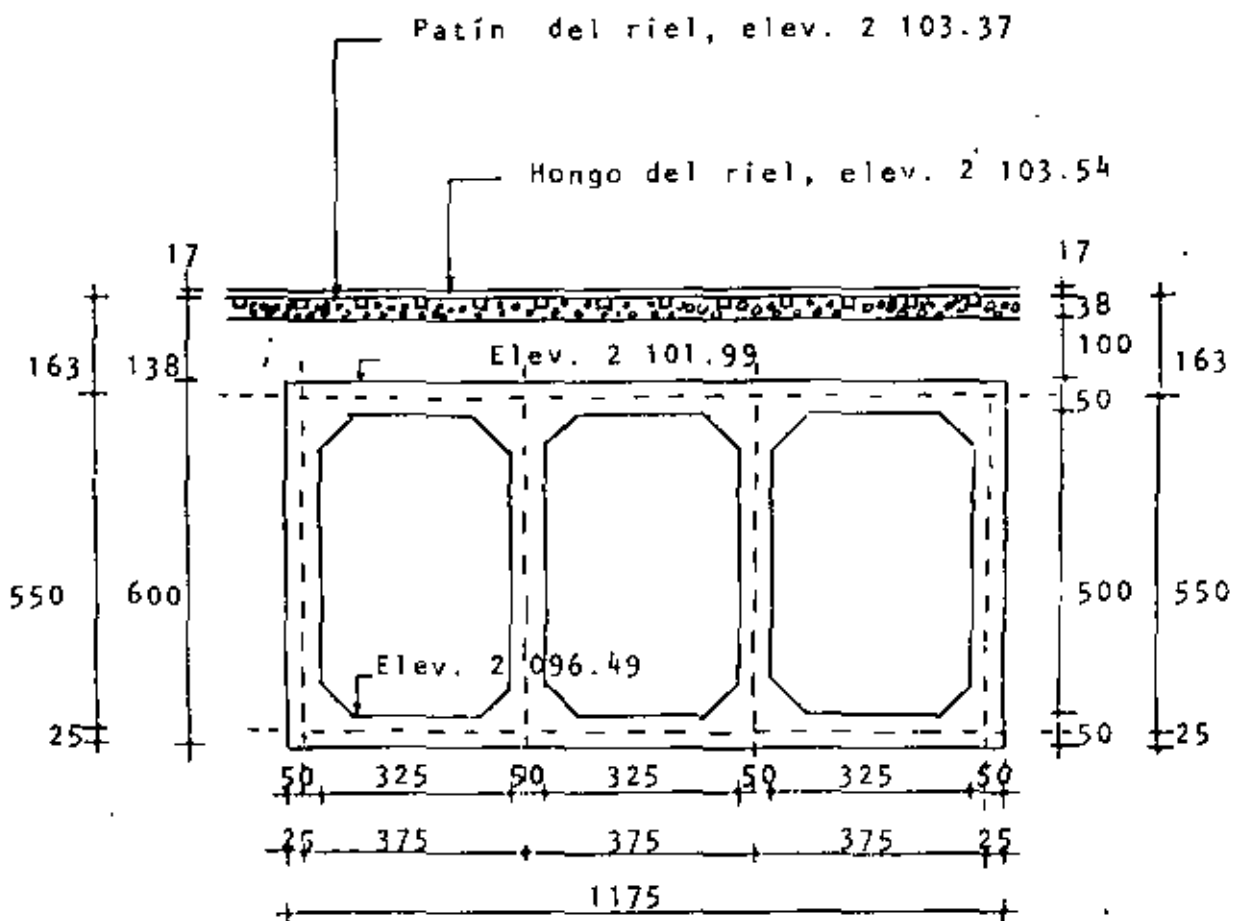


FIGURA NUM. 4

7.1 DATOS PARA EL PROYECTO.

Hongo del riel, elev. 2103.54 m.

Patín del riel, elev. 2103.37 m.

Techo del conducto, elev. 2101.99 m.

Plantilla del conducto, elev. 2096.49 m.

Espesor de losas y muros = 0.50 m.

Altura del colchón al techo del conducto = 1.38 m.

Altura del colchón al eje central de la losa superior = 1.63 m.

NOTA. Generalmente, en éste tipo de estructuras, se presentan dos condiciones de cargas que debemos tomar en cuenta y analizarlas para cada caso en particular. Estas condiciones son las siguientes:

7.1.1 Conducto lleno, sin cargas exteriores.

Este caso se presenta comunmente en los sifones invertidos, cuando las cargas de presión del agua son mayores que las cargas exteriores. Se acostumbra probar ésta estructura sin arroyo para verificar posibles fugas de agua a través de ella.

7.1.2 Conducto vacío con cargas exteriores.

Este es el caso de las alcantarillas, que generalmente trabajan con el agua corriendo libremente ó a conducto lleno -- pero con muy poca presión de agua. Aquí dominan las cargas -- exteriores y es costumbre probar la estructura a conducto -- vacío.

Quando exista duda acerca de cuáles son las condiciones dominantes de carga, deberán analizarse las dos alternativas y armarse la estructura con una combinación de éstas.

Para este caso, se observa que la segunda condición es la más desfavorable puesto que, el conjunto no trabajará lleno.

7.3 ANALISIS DE CARGAS.

a) Carga vertical sobre la losa superior (W_1)

Para calcular la carga muerta + carga viva + impacto se utiliza la "GRAFICA DE LAS CARGAS QUE DEBEN USARSE PARA EL CALCULO DE ALCANTARILLAS DE FERROCARRIL", de las RECOMENDACIONES DE LA A. R. E. A. (PROCEEDINGS 1925) y afectadas para la Cooper E 72.

Para entrar a la gráfica, se requiere :

Altura del colchón al techo del conducto = 1.38 m.

Entrando con el valor anterior hasta cortar a la curva (4), se tiene :

(Carga muerta + carga viva + impacto) E-60 = 10 000 Kg/m².

Valor que deberá afectarse en un 20 % para la Cooper -E 72,
es decir:

(Carga muerta + carga viva + impacto) E-72 =

$$= 10\ 000 \times 1,2 = 12\ 000 \text{ Kg/m}^2.$$

Peso propio de la losa superior : $W_{LS} = 0,50 \times 2\ 400 =$

$$= 1\ 200 \text{ Kg/m}^2.$$

de donde :

$$W_1 = W_{E-72} + W_{LS} = 12\ 000 + 1\ 200 = 13\ 200 \text{ Kg/m}^2.$$

b) CARGA VERTICAL SOBRE LA LOSA INFERIOR (W_2)

Peso propio del conducto :

$$W_c = \left[11,75 \times 6,0 - 3 (3,25 \times 5,00 - 4 \times (0,5)^2) \times 0,5 \right] \frac{2400}{11,75}$$

$$W_c = 4\ 749 \text{ Kg/m}^2.$$

Peso propio de la losa inferior : $W_{LI} = 1\ 200\ \text{Kg/m}^2$.

de donde :

$$W_2 = W_{E-72} + W_c - W_{LI} = 12\ 000 + 4\ 749 - 1\ 200$$

$$W_2 = 15\ 549\ \text{Kg/m}^2.$$

c) CARGA HORIZONTAL SOBRE LOS MUROS.

Se considerará talud de reposo de 1:5:1, por tanto el ángulo de fricción interna será:

$$\text{Tan } \theta = \frac{1}{1.5} ; \theta = 33.69^\circ$$

$$K_o = \frac{1 - \text{sen } \theta}{1 + \text{sen } \theta} = \frac{1 - \text{sen } 33.69^\circ}{1 + \text{sen } 33.69^\circ} = 0.286$$

Se considerará un peso de la tierra :

$$\gamma_t = 1600\ \text{Kg/m}^3.$$

Con éstos valores se obtiene :

$$W_3 = K_o \gamma_c H_1 = 0.286 \times 1600 \times 1.63 = 746 \text{ Kg/m}^2.$$

$$W_4 = K_o \gamma_c H_2 = 0.286 \times 1600 \times 7.13 = 3263 \text{ Kg/m}^2.$$

$$W_5 = W_4 - W_3 = 3263 - 746 = 2517 \text{ Kg/m}^2.$$

Por lo tanto, los conductos estarán sujetas a las cargas ---
siguientes :

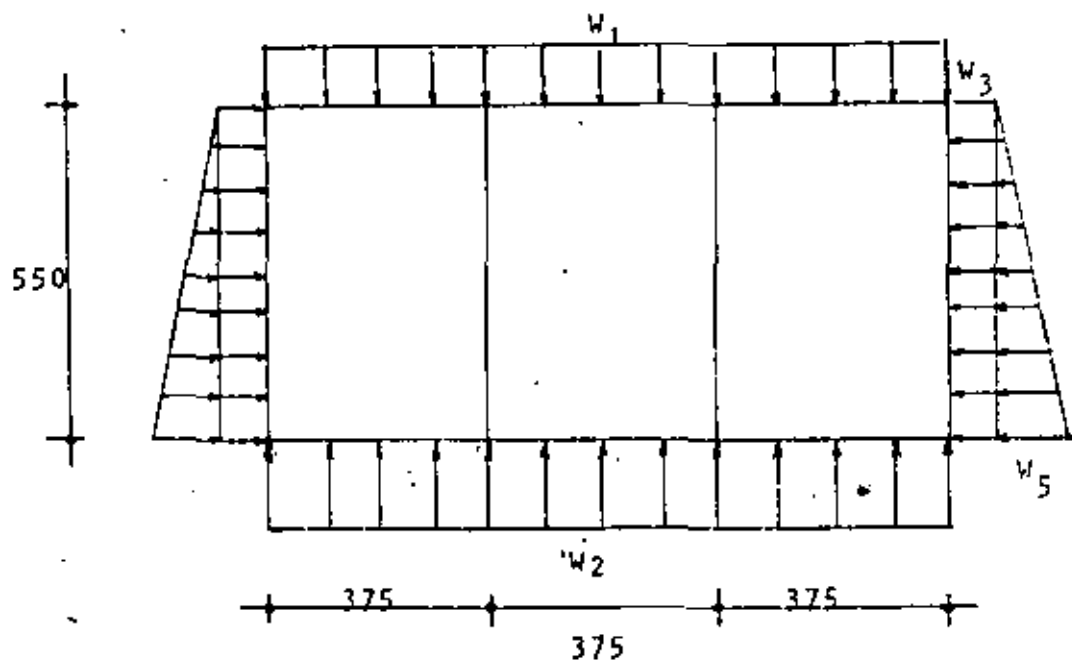


FIGURA NUM. 5

$$W_1 = 13\,200 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = 15\,549 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_3 = 746 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = 2\,517 \text{ Kg/m}^2$$

7.4 CALCULO DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO INICIALES.

Debido a que tienen el mismo claro y la misma carga los elementos AB, BC y CD tendrán el mismo momento de empotramiento.

$$M_{AB} = M_{BC} = M_{CD} = \frac{W_1 L^2}{12} = \frac{13\,200 \times (3.75)^2}{12} = 15\,469 \text{ Kg-m.}$$

de manera semejante :

$$M_{EF} = M_{FG} = M_{GH} = \frac{W_2 L^2}{12} = \frac{15\,549 \times (3.75)^2}{12} = 18\,221 \text{ Kg-m.}$$

Así mismo :

$$M_{AE} = M_{DH} = \frac{W_3 L^2}{12} + \frac{W_5 L^2}{30} = \frac{746 \times (5.5)^2}{12} + \frac{2\,517 \times (5.5)^2}{30}$$

$$M_{AE} = M_{DH} = 4\,419 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{EA} = M_{HD} = \frac{W_3 L^2}{12} + \frac{W_5 L^2}{20} = \frac{746 \times (5.5)^2}{12} + \frac{2\,517 \times (5.5)^2}{20}$$

$$M_{EA} = M_{HD} = 5\,688 \text{ Kg-m.}$$

7.4.1 CALCULO DE RIGIDECES Y FACTORES DE DISTRIBUCION.

$$K = \frac{4EI}{L} \quad ; \quad 4EI = \text{cte.}$$

$$K_{AB} = K_{BA} = K_{BC} = K_{CB} = K_{CD} = K_{DC} = K_{EF} = K_{FE} = K_{FG} = K_{GF} =$$

$$= K_{GH} = K_{HG} = \frac{1}{L} = \frac{1}{3.75} = 0.267$$

Por otra parte :

$$K_{AE} = K_{EA} = K_{BF} = K_{FB} = K_{CG} = K_{GC} = K_{DH} = K_{HD} = \frac{1}{L} = \frac{1}{5.50} = 0.182$$

RIGIDES DE LOS NUDOS : A, D, E, H.

$$K_A = K_D = K_E = K_H$$

$$K_A = K_{AB} + K_{AE} = 0.267 + 0.182 = 0.449$$

RIGIDES DE LOS NUDOS : B, C, F, G.

$$K_B = K_C = K_F = K_G = K_{BA} + K_{BC} + K_{BF}$$

$$= 0.267 + 0.267 + 0.182 = 0.716$$

FACTOR DE DISTRIBUCION. (FD)

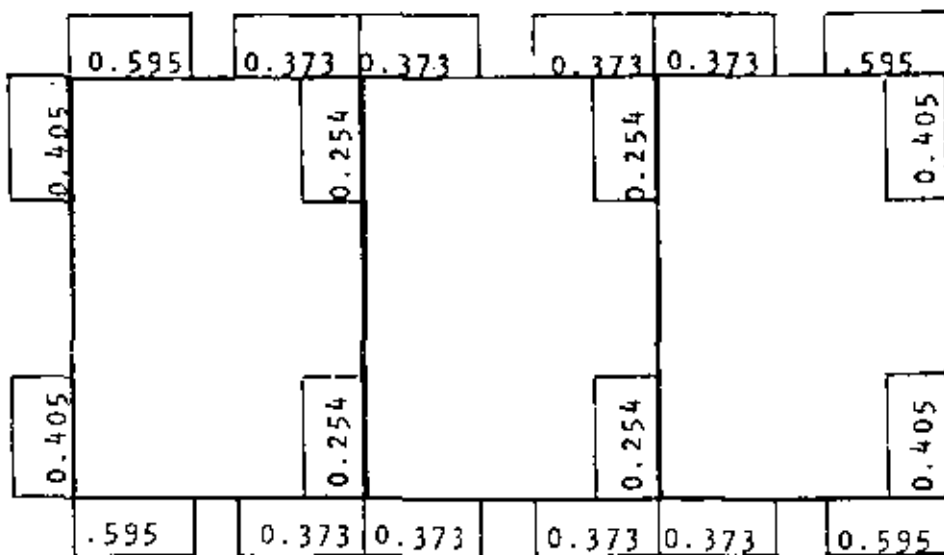
$$FD_{AB} = FD_{DC} = FD_{EF} = FD_{HG} = \frac{K_{AB}}{K_A} = \frac{0.267}{0.449} = 0.595$$

$$FD_{AE} = FD_{EA} = FD_{DH} = FD_{HD} = \frac{K_{AE}}{K_A} = \frac{0.182}{0.449} = 0.405$$

$$\begin{aligned}
 FD_{BA} = FD_{UC} = FD_{CB} = FD_{CD} = FD_{FE} = FD_{FG} = FD_{GF} = FD_{GH} = \\
 = \frac{K_{BA}}{K_B} = \frac{0.267}{0.716} = 0.373
 \end{aligned}$$

$$FD_{BF} = FD_{FB} = FD_{CG} = FD_{GC} = \frac{K_{BF}}{K_B} = \frac{0.182}{0.716} = 0.254$$

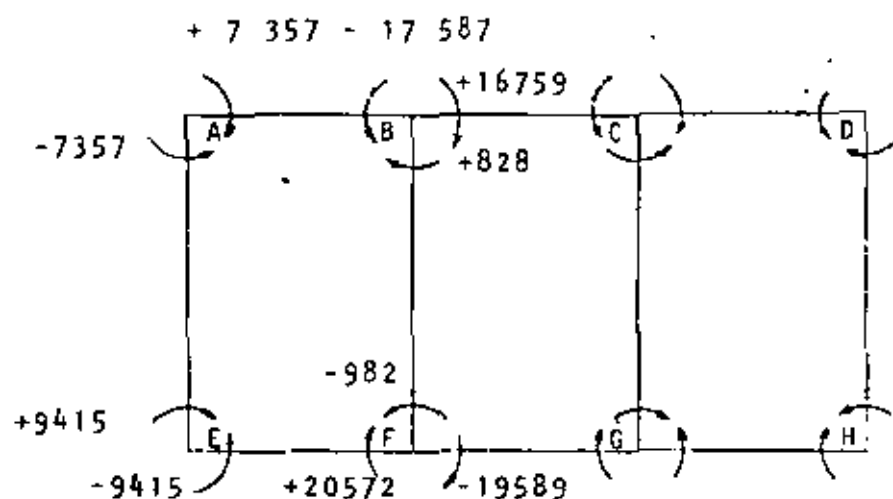
NOTA: Obsérvese que la suma de los FD en cada nudo debe ser 1.0 (Ejemplo : nudo A = 0.405 + 0.595 = 1.0)



7.4.2 CALCULO DE LOS MOMENTOS FINALES.

Para la obtención de éstos momentos se utilizará el método de Hardy Cross (véase la table siguiente).

MOMENTOS FINALES.



7.5 CORTANTES AL EJE, AL PAÑO Y AL CARTEL.,

7.5.1 CORTANTES AL EJE - (VE)

Barra AB = Barra DC

Cortante isostático :

$$V_i = \frac{W_1 L}{2} = \frac{13\ 200 \times 3.75}{2} = 24\ 750 \text{ Kg.}$$

Cortante hiperestático :

$$V_h = \frac{M_{BA} - M_{AB}}{L} = \frac{17\ 587 - 7\ 357}{3.75} = 2\ 728 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en A :

$$V_{EA} = V_i - V_h = 24\ 750 - 2\ 728 = 22\ 022 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en B :

$$V_{EB} = V_i + V_h = 24\ 750 + 2\ 728 = 27\ 478 \text{ Kg.}$$

Barra BC

Cortante isotático :

$$V_i = \frac{W_1 L}{2} = \frac{13\ 200 \times 3.75}{2} = 24\ 750 \text{ Kg.}$$

Cortante hiperestático :

$$V_h = \frac{M_{BC} - M_{CB}}{L} = \frac{16\ 759 - 16\ 759}{3.75} = 0$$

Cortante al eje en B :

$$VE_B = V_i - V_h = 24\ 750 - 0 = 24\ 750 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en C :

$$VE_C = V_i + V_h + 24\ 750 + 0 = 24\ 750 \text{ Kg.}$$

Barra EF = Barra HG

Cortante isostático :

$$V_i = \frac{W_2 L}{2} = \frac{15\ 549 \times 3.75}{2} = 29\ 154 \text{ Kg.}$$

Cortante hiperestático :

$$V_h = \frac{M_{FE} - M_{EF}}{L} = \frac{20\ 572 - 9\ 415}{3.75} = 2\ 975 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en E :

$$VE_E = V_i - V_h = 29\ 154 - 2\ 975 = 26\ 179\ \text{Kg.}$$

Cortante al eje en F :

$$VE_F = V_i + V_h = 29\ 154 + 2\ 975 = 32\ 129\ \text{Kg.}$$

Barra FG

Cortante isostático

$$V_i = \frac{W_2 L}{2} = \frac{15\ 549 \times 3.75}{2} = 29\ 154\ \text{Kg.}$$

Cortante hiperestático :

$$V_h = \frac{M_{GF} - M_{FG}}{L} = \frac{19\ 589 - 19\ 589}{3.75} = 0$$

Cortante al eje en F :

$$VE_F = V_i - V_h = 29\ 154 - 0 = 29\ 154\ \text{Kg.}$$

Cortante al eje en G :

$$V_{E_G} = V_i + V_h = 29\,154 + 0 = 29\,154 \text{ Kg.}$$

Barra AE = Barra DH

Cortante isostático :

$$\text{en A : } V_{i_A} = \frac{W_3 L}{2} + \frac{W_5 L}{6}$$

$$V_{i_A} = \frac{746 \times 5.5}{2} + \frac{2\,517 \times 5.5}{6} = 4\,359 \text{ Kg.}$$

$$\text{en E : } V_{i_E} = \frac{W_3 L}{2} + \frac{W_5 L}{3}$$

$$V_{i_E} = \frac{746 \times 5.5}{2} + \frac{2\,517 \times 5.5}{3} = 6\,667 \text{ Kg.}$$

Cortante hiperestático :

$$V_h = \frac{M_{EA} - M_{AE}}{L} = \frac{9\,415 - 7\,357}{5.5} = 374 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en A :

$$V_{E_A} = V_{i_A} - V_h = 4\ 359 - 374 = 3\ 985 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en E :

$$V_{E_E} = V_{i_E} + V_h = 6\ 667 + 374 = 7\ 041 \text{ Kg.}$$

7.5.2 CORTANTES AL PAÑO (VP)

Barra AB = Barra DC

Cortante al paño en A :

$$V_{P_A} = V_{E_A} - W_t \cdot x$$

x = distancia del eje central al Paño, en m.

$$x = 0.25 \text{ m.}$$

$$V_{P_A} = 22\ 022 - 13\ 200 (0.25) = 18\ 722 \text{ Kg.}$$

Cortante al paño en B :

$$VP_B = VE_B - W_1 X = 27\ 478 - 13\ 200 (0.25) = 24\ 178 \text{ Kg.}$$

Barra BC

Cortante al paño en B :

$$VP_B = VE_B - W_1 X = 24\ 750 - 13\ 200 (0.25) = 21\ 450 \text{ Kg.}$$

Cortante al paño en C :

$$VP_C = VE_C - W_1 X = 24\ 750 - 13\ 200 (0.25) = 21\ 450 \text{ Kg.}$$

Barra EF = Barra HG

Cortante al palo en E :

$$VP_E = VE_E - W_2 X = 26\ 179 - 15\ 546 (0.25) = 22\ 292 \text{ Kg.}$$

Cortante al paño en F :

$$VP_F = VE_F - W_2 X = 32\ 129 - 15\ 549 (0.25) = 28\ 242 \text{ Kg.}$$

Barra FG

Cortante al paño en F :

$$VP_F = VE_F - W_2 X = 29\ 154 - 15\ 549 (0.25) = 25\ 267 \text{ Kg.}$$

Cortante al paño en G :

$$VP_G = VE_G - W_2 X = 29\ 154 - 15\ 549 (0.25) = 25\ 267 \text{ Kg.}$$

Barra AE = Barra DH

Cortante al paño en A;

$$VP_A = VE_A - W_3 X - \frac{W_5 X^2}{2L}$$

$$= 3\ 985 - 746 (0.25) - \frac{2517 \times (0.25)^2}{2 \times 5.50} = 3\ 694 \text{ Kg}$$

Cortante al paño en E :

$$VP_E = VE_A - W_3 (L-X) - \frac{W_5 (L-X)^2}{2L}$$

$$VP_E = 3\,985 - 746 (5.5 - 0.25) - \frac{2\,517 (5.5 - 0.25)^2}{2 \times 5.50}$$

$$= - 6\,238 \text{ Kg.}$$

7.5.3 CORTANTES AL CARTEL (VC).

Barra AB = Barra DC

Cortante al cartel en A:

$$VC_A = VE_A - W_1 X_1$$

X_1 = distancia del eje central al cartel, en m.

$$X_1 = 0.75 \text{ m.}$$

$$VC_A = 22\,022 - 13\,200 (0.75) = 12\,122 \text{ Kg.}$$

Cortante al cartel en B :

$$VC_B = VE_B - W_1 X_1 = 27\,478 - 13\,200 (0.75) = 17\,578 \text{ Kg.}$$

Barra BC

Cortante al cartel en B :

$$VC_B = VE_B - W_1 X_1 = 24\ 750 - 13\ 200 (0.75) = 14\ 850 \text{ Kg.}$$

Cortante al cartel en C :

$$VC_C = VE_C - W_1 X_1 = 24\ 750 - 13\ 200 (0.75) = 14\ 850 \text{ Kg.}$$

Barra EF = Barra HG

Cortante al cartel en E :

$$VC_E = VE_E - W_2 X_1 = 26\ 179 - 15\ 546 (0.75) = 14\ 519 \text{ Kg.}$$

Cortante al cartel en F :

$$VC_F = VE_F - W_2 X_1 = 32\ 129 - 15\ 549 (0.75) = 20\ 467 \text{ Kg.}$$

Barra FG

Cortante al cartel en F :

$$VC_F = VE_F - W_2 X_1 = 29\ 154 - 15\ 549 (0.75) = 17\ 492 \text{ Kg.}$$

Cortante al cartel en G :

$$VC_G = VE_G - W_2 X_1 = 29\ 154 - 15\ 549 (0.75) = 17\ 492 \text{ Kg.}$$

Barra AE = Barra DH

Cortante al cartel en A:

$$VC_A = VE_A - W_3 X_1 - \frac{W_5 X_1^2}{2 L}$$

$$= 3\ 985 - 746 (0.75) - \frac{2\ 517 (0.75)^2}{2 (5.5)} = 3\ 297 \text{ Kg.}$$

Cortante al cartel en E :

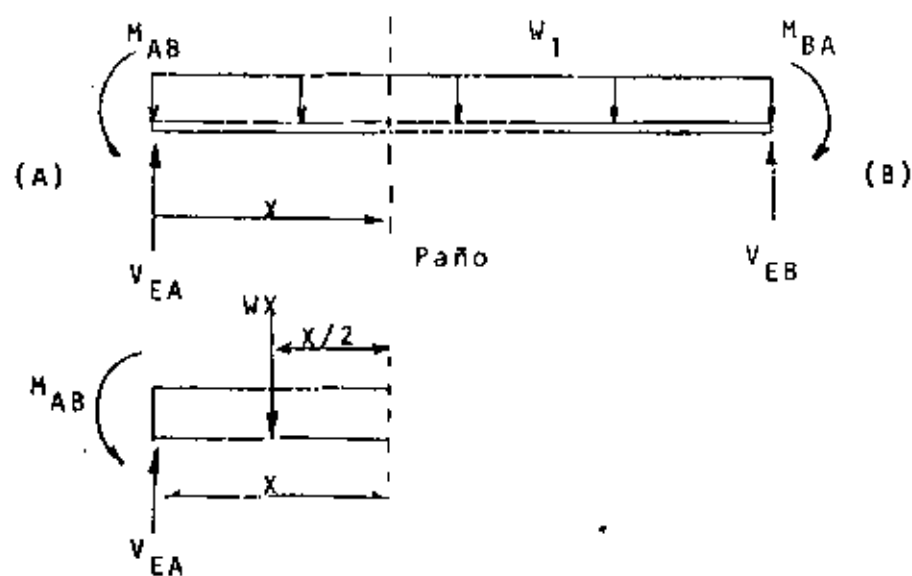
$$VC_E = VE_A - W_3 (L - X_1) - \frac{W_5 (L - X_1)^2}{2 L}$$

$$= 3\ 985 - 746 (5.5 - 0.75) - \frac{2\ 517 (5.5 - 0.75)^2}{2 (5.5)} = -4721 \text{ Kg.}$$

7.6 MOMENTOS NEGATIVOS A LOS PAÑOS Y A LOS CARTELES.

7.6.1 MOMENTOS NEGATIVOS A LOS PAÑOS (MP) .

Barra AB = Barra DC



Momento al paño en A :

$$M_{PA} = V_{EA} (x) - \frac{Wx^2}{2} - M_{AB}$$

$$M_{PA} = 22\,022 (0.25) - \frac{13\,200 (0.25)^2}{2} - 7\,357 = -2\,264 \text{ Kg-m}$$

Momento al paño en B :

$$M_{PB} = VE_B (x) - \frac{W_1 x^2}{2} - M_{BA}$$

$$= 27\,478 (0.25) - \frac{13\,200 (0.25)^2}{2} - 17\,587 = -11\,130 \text{ Kg-m}$$

Barra BC

Momento al paño en B :

$$M_{PB} = VE_B (x) - \frac{W_1 (x)^2}{2} - M_{BC}$$

$$= 24\,750 (0.25) - \frac{13\,200 (0.25)^2}{2} - 16\,759 =$$

$$= -10\,984 \text{ Kg-m}$$

Momento al paño en C :

$$M_{PC} = VE_C (x) - \frac{W_1 (x)^2}{2} - M_{CB}$$

$$= 24\,750 (0.25) - \frac{13\,200 (0.25)^2}{2} - 16\,759 = -10\,984 \text{ Kg-m}$$

Barra EF = Barra HG

Momento al paño en E :

$$M_{PE} = V_{E_E}(x) - \frac{W_2(x)^2}{2} - M_{EF}$$

$$= 26\,179 (0.25) - \frac{15\,549 (0.25)^2}{2} - 9\,415 = -3\,356 \text{ Kg-m.}$$

Momento al paño en F :

$$M_{PF} = V_{E_F}(x) - \frac{W_2(x)^2}{2} - M_{FE}$$

$$= 32\,129 (0.25) - \frac{15\,549 (0.25)^2}{2} - 20\,572 =$$

$$= -13\,026 \text{ Kg-m.}$$

Barra FG

Momento al paño en F

$$M_{PF} = V_{EF} (X) - \frac{W_2 (X)^2}{2} - M_{FG}$$

$$= 29\ 154 (0.25) - \frac{15\ 549 (0.25)^2}{2} - 19\ 589 = -12\ 786 \text{ Kg-m}$$

Momento al paño en G

$$M_{PG} = V_{EG} (X) - \frac{W_2 (X)^2}{2} - M_{GF}$$

$$= 29\ 154 (0.25) - \frac{15\ 549 (0.25)^2}{2} - 19\ 589 = -12\ 786 \text{ Kg-m}$$

Barra AE = Barra DH

Momento al paño en A

$$\begin{aligned}
 M_{PA} &= V_{EA} (x) - \frac{W_3 (x)^2}{2} - \frac{W_5 (x)^3}{6L} - M_{AE} \\
 &= 3985 (0.25) - \frac{746 (0.25)^2}{2} - \frac{2517 (0.25)^3}{6 (5.5)} - 7357 = \\
 &= - 6385 \text{ Kg-m}
 \end{aligned}$$

Momento al paño en E

$$\begin{aligned}
 M_{PE} &= V_{EA} (L-x) - \frac{W_3 (L-x)^2}{2} - \frac{W_5 (L-x)^3}{6L} - M_{AE} \\
 &= 3985 (5.5-0.25) - \frac{746 (5.5-0.25)^2}{2} - \frac{2517 (5.5-0.25)^3}{6 (5.5)} - \\
 &= - 7357 = 7753 \text{ Kg-m}
 \end{aligned}$$

7.6.2 MOMENTOS NEGATIVOS A LOS CARTELES (MC)

Barra AB = Barra DC

Momento al cartel en A

$$MC_A = VE_A (x1) - \frac{W1 x1^2}{2} - M_{AB}$$

$$MC_A = 22\ 022 (0.75) - \frac{13\ 200 (0.75)^2}{2} - 7357 = - 5\ 447 \text{ Kg-m}$$

Momento al cartel en B

$$MC_B = VE_B (x1) - \frac{W1 x1^2}{2} - M_{BA}$$

$$= 27\ 478 (0.75) - \frac{13\ 200 (0.75)^2}{2} - 17\ 587 = - 691 \text{ Kg-m}$$

Barra BC

Momento al cartel en B

$$M_{C_B} = V_{E_B} (x_1) - \frac{W_1 (x_1)^2}{2} - M_{B_C}$$

$$= 24\,750 (0.75) - \frac{13\,200 (0.75)^2}{2} - 16\,759 = -1\,909 \text{ Kg-m}$$

Momento al cartel en C

$$M_{C_C} = V_{E_C} (x_1) - \frac{W_1 (x_1)}{2} - M_{C_B}$$

$$= 24\,750 (0.75) - \frac{13\,200 (0.75)^2}{2} - 16\,759 = -1\,909 \text{ Kg-m}$$

Barra EF = Barra HG

Momento al cartel en E

$$MC_E = VE_E (X1) - \frac{W2 (X1)^2}{2} - ME_F$$

$$= 26\,179 (0.75) - \frac{15\,549 (0.75)^2}{2} - 9\,415 = + 5486 \text{ Kg-m}$$

Momento al cartel en F

$$MC_F = VE_F (X1) - \frac{W2 (X1)^2}{2} - M_{FE}$$

$$= 32\,129 (0.75) - \frac{15\,549 (0.75)^2}{2} - 20\,572 = - 848 \text{ Kg-m}$$

Barra FG

Momento al cartel en F

$$MC_F = VE_F (X1) - \frac{W2 (X1)^2}{2} - M_{FG}$$

$$M_{CF} = 29.154 (0.75) - \frac{15.549 (0.75)^2}{2} - 19.589 = -2.097 \text{ Kg-m}$$

Momento al cartel en G

$$M_{CG} = V_{EG} (x_1) - \frac{W_2 (x_1)^2}{2} - M_{GF}$$

$$= 29.154 (0.75) - \frac{15.549 (0.75)^2}{2} - 19.589 = -2.097 \text{ Kg-m}$$

Barra AE = Barra DH

Momento al cartel en A

$$M_{CA} = V_{EA} (x_1) - \frac{W_3 (x_1)^2}{2} - \frac{W_5 (x_1)^2}{6L} - M_{AE}$$

$$= 3985 (0.75) - \frac{746 (0.75)^2}{2} - \frac{2517 (0.75)^3}{6 \times 5.50} - 7357$$

$$= - 4\ 610\ \text{Kg-m}$$

Momento al cartel en E

$$M_{C_E} = V_{E_A} (L-x_1) - \frac{W_3 (L-x_1)^2}{2} - \frac{W_5 (L-x_1)^3}{6L} - M_{AE}$$

$$= 3\ 985 (5.5 - 0.75) - \frac{746 (5.5-0.75)^2}{2} - \frac{2517 (5.5-0.75)^3}{6 \times 5.5} -$$

$$- 7357 = - 5\ 018\ \text{Kg-m}$$

7.7 MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS (M+)

Barra AB = Barra DC

Momento positivo

$$M (+) = V_{E_A} (\bar{x}) - \frac{W_1 (\bar{x})^2}{2} - M_{AB}$$

En donde :

\bar{X} = Distancia del eje central al punto donde el cortante se hace cero, en m.

$$\bar{X}_A = \frac{VE_A (L)}{VE_A + VE_B} = \frac{22\ 022 (3.75)}{22022 + 27478} = 1.668 \text{ m}$$

$$M (+) = 22\ 022 (1.668) - \frac{13\ 200 (1.668)^2}{2} - 7357 = 11013 \text{ Kg-m}$$

Comprobación :

$$\bar{X}_B = \frac{VE_B (L)}{VE_A + VE_B} = \frac{27\ 478 (3.75)}{22022 + 27478} = 2.082$$

$$M (+) = VE_B (\bar{X}_B) - \frac{W_1 (\bar{X}_B)^2}{2} - M_{BA}$$

$$= 27\ 478 (2.082) - \frac{13\ 200 (2.082)^2}{2} - 17\ 587 = 11\ 013 \text{ Kg-m}$$

Barra BC

Momento positivo:

$$M (+) = VE_B (x) - \frac{w1 (x)^2}{2} - M_{BC}$$

$$x_B = \frac{VE_B (L)}{VE_B + VE_C} = \frac{24\ 750 (3.75)}{24\ 750 + 24\ 750} = 1.875 \text{ m}$$

$$M(+)= 24\ 750 (1.875) - \frac{13\ 200 (1.875)^2}{2} - 16\ 759 = 6444 \text{ Kg-m}$$

Barra EF = Barra HG

Momento positivo

$$M(+)= VE_E (x) = \frac{w2 (x)^2}{2} - M_{EF}$$

$$x_E = \frac{VE_E (L)}{VE_E + VE_F} = \frac{26\,179 (3.75)}{26\,179 + 32\,129} = 1.684 \text{ m}$$

$$M(+)= 26\,179 (1.684) - \frac{15\,549 (1.684)^2}{2} - 9\,415 = 12\,623 \text{ Kg-m}$$

Barra FG

Momento positivo

$$M(+)= VE_F (X) - \frac{W2 (X)^2}{2} - M_{FG}$$

$$x = \frac{VE_F (L)}{VE_F + VE_G} = \frac{29\,154 (3.75)}{29\,154 + 29\,154} = 1.875 \text{ m}$$

$$M(+)= 29\,154 (1.875) - \frac{15\,549 (1.875)^2}{2} - 19\,589 = 7\,742 \text{ Kg-m}$$

Barra AE = Barra DH

Momento positivo

$$M(+)=VE_A(x_1) - \frac{W_3(x_1)^2}{2} - \frac{W_5(x_1)^2}{6L} - M_{AE}$$

$$x_1 = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 + \frac{2VE_A \cdot W_5}{L}}}{W_5/L}$$

$$x_1 = \frac{-746 \pm \sqrt{(746)^2 + \frac{2(3985) \cdot (2517)}{5.5}}}{2517/5.5}$$

$$x_1 = 2.850 \text{ m}$$

$$M(+)=3985(2.85) - \frac{746(2.85)^2}{2} - \frac{2517(2.85)^3}{6(5.5)} - 7357$$

$$= -795 \text{ Kg-m}$$

De los cálculos anteriores, los valores máximos son:

$$\text{Cortante máximo al cartel : } \quad VC_F = 20\,467 \text{ Kg}$$

$$\text{Momento máximo negativo al paño: } \quad MP_F = -13\,026 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Momento máximo positivo: } \quad M (+) = 12\,623 \text{ Kg-m}$$

7.8 CALCULO DE LAS CONSTANTES DE LOS MATERIALES.

$$f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c' = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.5 f_y = 2\,100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f_c' = 112.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\,100\,000}{15\,000 \sqrt{250}} = 8.85 \approx 9$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 100}{9(112.5)}} = 0.325$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.325}{3} = 0.892$$

$$R = \frac{1}{2} f_c K j = 0.5 (112.5) (0.325) (0.892) = 16.30$$

$$\alpha = \frac{1}{R} = \frac{1}{16.30} = 0.248$$

7.9 CALCULO DEL PERALTE

De acuerdo con las especificaciones y recomendaciones vigentes, el peralte se puede calcular de la siguiente forma :

7.9.1 Peralte por momento

$$dM = \sqrt{\frac{M}{Rb}}, \text{ en cm}$$

en donde :

M = Valor del momento máximo (positivo o negativo)

$$M = 13\ 026\ \text{Kg-m} = 13\ 02600\ \text{Kg-cm}$$

$$b = 100\ \text{cm}$$

Sustituyendo valores, se tiene :

$$dM = \sqrt{\frac{13\ 026\ 00}{16.3 \times 100}} = 28.27\ \text{cm}$$

7.9.2 Peralte por cortante

$$dv = \frac{V}{V_c \text{ perm} \cdot b}, \text{ en cm}$$

en donde :

V = Cortante máximo al cartel

$$V = 20\ 467\ \text{Kg}$$

$V_c \text{ perm}$ = Cortante permisible

$$V_c \text{ perm} = 0.292 \sqrt{f_c'} = 0.292 \sqrt{250} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo, se tiene :

$$d_v = \frac{20\,467}{4.62 \times 100} = 44.3 \text{ cm}$$

Se observa que el peralte por cortante es mayor que el peralte por momento; además los carteles propuestos de 50 cm están correctos.

Por lo tanto se adopta :

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

7.10 CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

7.10.1 Acero positivo (anillos interiores)

Se calcula con la expresión siguiente :

$$A_s (+) = \frac{M (+)}{f_s \cdot j \cdot d}$$

en donde :

$M(+)$ = Momento máximo positivo

$$M(+)= 12\ 623\ \text{Kg-m} = 1\ 262\ 300\ \text{Kg-cm}$$

Sustituyendo valores, se tiene :

$$A_s (+) = \frac{1\ 262\ 300}{2\ 100 \times 0.892 \times 45} = 14.97\ \text{cm}^2$$

Separación de varillas

$$S = \frac{100\ a_s}{A_s}$$

en donde :

a_s = Área de la varilla por usar, en cm^2

$$a_s = 2.85\ \text{cm}^2 \quad (\text{varilla } 3/4" \ \emptyset)$$

$$s = \frac{100 \times 2.85}{14.97} = 19 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usarán :

$$\text{Varillas } 3/4" \text{ } \emptyset \text{ a } 19 \text{ cm} ; \quad A_s = 15.0 \text{ cm}^2$$

7.10.2 Acero negativo (anillos exteriores)

$$A_s (-) = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

en donde :

M = Momento máximo negativo al paño

$$M = - 13 \ 026 \text{ Kg-m} = - 1 \ 302 \ 600 \text{ Kg-cm}$$

Sustituyendo

$$A_s (-) = \frac{1 \ 302 \ 600}{2 \ 100 \times 0.892 \times 45} = 15.45 \text{ cm}^2$$

Separación de las varillas

$$s = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 2.85}{15.45} = 18 \text{ cm}$$

Se usarán :

Varillas 3/4" \emptyset a 18 cm ; $A_s = 15.83 \text{ cm}^2$

7.10.3' Acero por temperatura (en cada cara)

Se utiliza la siguiente expresión :

$$A_{s_t} = 0.00125 bh = 0.00125 \times 100 \times 50 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100 a_s}{A_s}$$

$$a_s = 1.27 \text{ cm}^2 \quad (\text{varilla } 1/2" \emptyset)$$

$$s = \frac{100 \times 1.27}{6.25} = 20.27 \text{ cm}$$

Se utilizarán :

Varillas 1/2" Ø a 20 cm en ambas caras del conducto.

7.10.4 Acero adicional en los carteles (por temperatura) .

Se colocarán bastones de 1/2" Ø a 20 cm

7.11 REVISION POR ADHERENCIA

Esfuerzo de adherencia permisible en las var. 3/4" Ø

$$M_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f_c'}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.905} = 19.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sum \emptyset_{perm} = \frac{V}{M_{perm.j.d.}} = \frac{20,467}{19.09 \times 0.892 \times 45} = 26.71 \text{ cm}$$

$$\sum \emptyset_{calc} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 15.83}{1.905} = 33.24 \text{ cm}$$

$$M_{\text{calc}} = \frac{V}{\sum \phi_{\text{calc.j.d}}} = \frac{20\,467}{33.24 \times 0.892 \times 45} = 15.34 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde :

$$(M_{\text{perm}} = 19.09 \text{ Kg/cm}^2) > (M_{\text{calc}} = 15.34 \text{ Kg/cm}^2)$$

por lo tanto no falla por adherencia

7.12 REVISION POR CORTANTE

$$V_{\text{c perm}} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{\text{c calc}} = \frac{V}{bd} = \frac{20\,467}{100 \times 45} = 4.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(V_{\text{c perm}} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2) > (V_{\text{c calc}} = 4.55 \text{ Kg/cm}^2)$$

Por lo tanto no falla por cortante

7.13 LONGITUD DE DESARROLLO O ANCLAJE

En general, debe proporcionarse una longitud de anclaje o desarrollo a partir de las secciones donde se presenten esfuerzos máximos en el acero. Son secciones críticas las de momentos máximos y aquellas donde se corta o se dobla el acero de refuerzo.

A continuación, en las tablas I y II se presentan valores propuestos para estimar en distintos casos las longitudes de desarrollo (del libro : "Aspectos Fundamentales del concreto reforzado" ; Editorial LIMUSA, S.A.)

TABLA I .- LONGITUD DE DESARROLLO (cm)

VARILLAS CORRUGADAS DEL LECHO INFERIOR *

VARILLA	L_d
No. 11 o menor	$0.06 A_b f_y / \sqrt{f_c'} \geq 0.0057 d_b f_y$
No. 14	$0.82 f_y / \sqrt{f_c'}$
No. 18	$1.06 f_y / \sqrt{f_c'}$
Alambres	$0.11 d_b f_y / \sqrt{f_c'}$

* Se entiende por varillas de lecho inferior, aquellas que tienen una capa de concreto con un espesor menor de 30 cm -- debajo de la varilla.

TABLA 11 .- FACTORES QUE MULTIPLICAN LAS LONGITUDES DE DESARROLLO DE LA TABLA 1 PARA DIVERSAS CONDICIONES.

C O N D I C I O N	F A C T O R
Varillas o alambres de lecho superior *	1.4
Varilla separadas entre sí más de 16 cm o varillas que disten más de 7.5 cm de una cara lateral del elemento	0.8
Varillas con $f_y > 4\ 200\ \text{Kg/cm}^2$	$(2-4200/f_y)$
Varillas confinadas con una hélice de - área mínima de $0.32\ \text{cm}^2$ y paso libre no mayor de 10 cm.	0.75

* Varillas de lecho superior serán aquellas que tienen una capa de concreto con un espesor de por lo menos 30 cm debajo de la varilla.

Para este caso particular se utiliza la expresión:

$$L_d = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f_c'} \geq 0.0057 d_b f_y$$

en donde :

A_b = Área de acero de una varilla, en cm^2

$A_b = 2.85 \text{ cm}^2$ (varilla $3/4'' \emptyset$)

d_b = diámetro de la varilla utilizada, en cm

$d = 1.905 \text{ cm}$

f_y = Esfuerzo del acero en el límite de fluencia, en Kg/cm^2

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Sustituyendo valores :

$$L_d = \frac{0.06 \times 2.85 \times 4200}{\sqrt{250}} = 45.42 \text{ cm}$$

$$(L_d)_{\min} = 0.0057 \times 1.905 \times 4200 = 45.61 \text{ cm} > 45.42 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la longitud $(L_d)_{\min}$, se multiplicará por el factor 1.4 de la table II, obteniendose :

$$L_d = 1.4 \times 45.61 = 63.85 \text{ cm}$$

de donde se elije :

$$L_d = 70 \text{ cm}$$



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

**IV. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SIFON

ING. ALEJANDRO HURTADO GARCIA

NOVIEMBRE, 1981

1

.

.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION
SUBDIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO ATOYAC, GRO.

DESCRIPCION. -

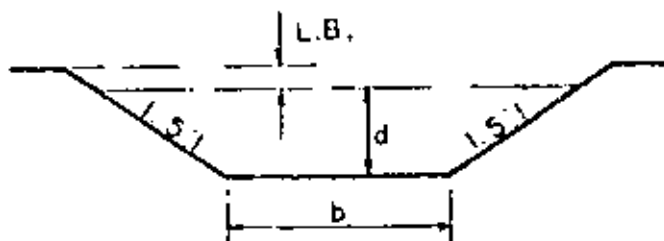
En el Distrito de Riego del Río Atoyac, Gro., el Canal Lateral 10+538.75 del Canal Principal "Atoyac", en su Km 7+192.00, cruzará la Carretera Federal - Acapulco-Zihuatanejo a la altura del Km 83+200.00, por lo cual es necesario -- construir una estructura de cruzamiento adecuada.

Habiéndose estudiado varias alternativas se llegó a la conclusión de que la estructura más funcional fuera un ~~canal~~^{sifón} a base de un solo conducto rectangular, con 1.10 m de ancho de plantilla y 1.20 m de altura, de concreto reforzado.

El espesor del conducto se consideró tentativamente de 0.15 m con carteles interiores de 0.10 x 0.10 m.

El ángulo que forma el eje del conducto con el eje del camino es de 90° - por lo tanto el cruzamiento se considera como normal.

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL. -



$$b = 1.050 \text{ m}$$

$$d = 0.950 \text{ m}$$

$$n = 0.017$$

$$s = 0.0007$$

$$t = 1.5 : 1$$

$$L.b = 0.250 \text{ m}$$

$$A = (1.050 + 1.5 \times 0.950) 0.950 = 2.351250 \text{ m}^2$$

$$p = 1.050 + 2 \times 0.950 \times \sqrt{1 + 1.5^2} = 4.475274 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{2.351250}{4.475274} = 0.525387 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.651108$$

$$V = \frac{0.651108 \times \sqrt{0.0007}}{0.017} = 1.013335 \text{ m/seg.}$$

$$Q = AV = 2.351250 \times 1.013335 = 2.382603 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.013335^2}{19.62} = 0.052337 \text{ m}$$

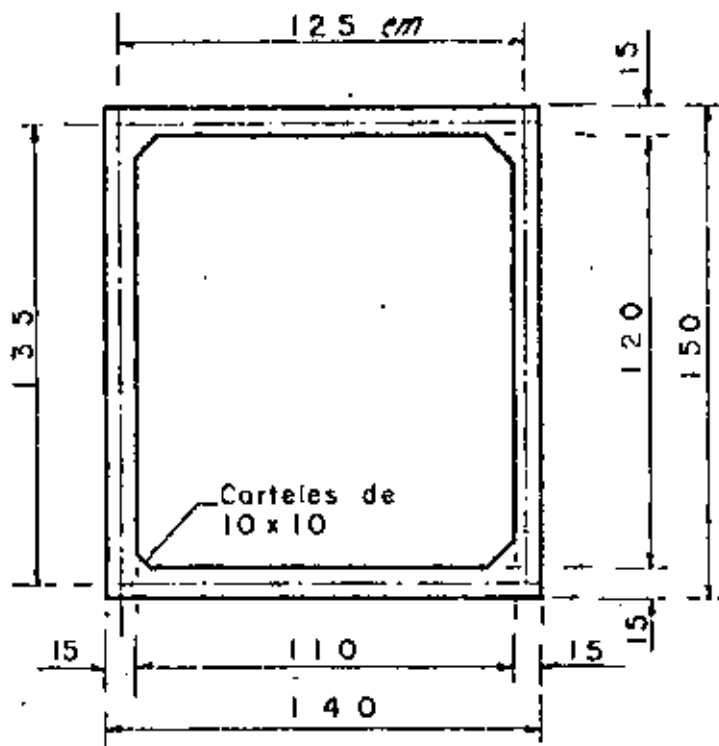
DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO. -

$$Q = 2.382603 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$B = 1.100 \text{ m}$$

$$H = 1.200$$

$$n = 0.015$$



$$A_c = 1.10 \times 1.20 - 2 \times 0.10^2 = 1.30 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{Q}{A} = \frac{2.382603}{1.30} = 1.832772 \text{ m/seg.}$$

$$P_c = 2(0.90 + 1.00) + 4 \times 0.10 \times \sqrt{2} = 4.365685 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{A}{P} = \frac{1.30}{4.365685} = 0.2977777 \text{ m}$$

$$R_c^{2/3} = 0.445924$$

$$S_c = \left(\frac{V_c n}{R_c^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.832772 \times 0.015}{0.445924} \right)^2 = 0.003801$$

$$h_{vc} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{1.832772^2}{19.62} = 0.171206 \text{ m}$$

DATOS PARA EL PROYECTO. -

Rasante de la carretera, elev. 11.290 m

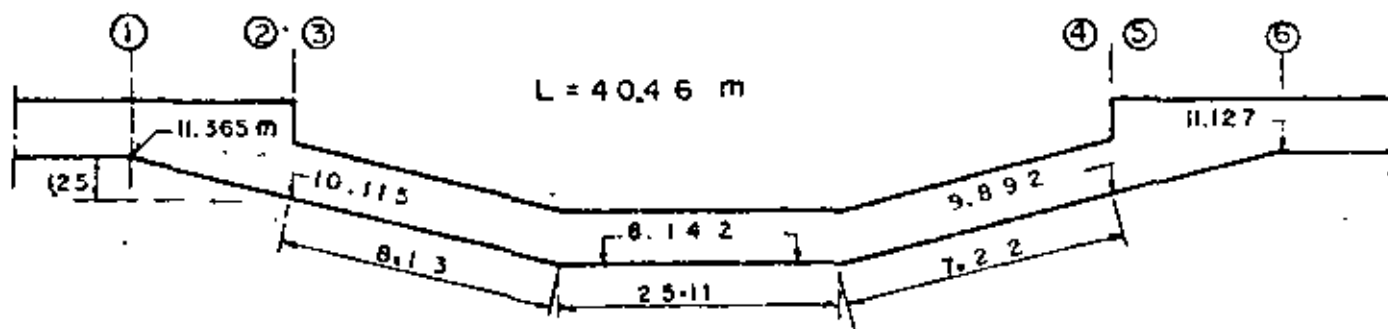
Losa superior del conducto, elev. 9.942 m

Plantilla del conducto, elev. 8.142 m

Peso volumétrico del relleno: 1800 Kg/m³

Angulo de reposo del material: $t = 1.5 : 1$

Espesor supuesto del conducto: 0.150 m



CALCULOS HIDRAULICOS. -

Usaremos el método de Daniel Bernoulli . -

Entre 1 y 2 . -

$$Z_1 + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + hf_{1-2}$$

Pero hf_{1-2} = pérdida de carga por transición de entrada

$$= 0.10 (hv_1 - hv_2)$$

Por lo tanto: $Z_1 + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + 0.10 (hv_1 - hv_2)$

$$Z_1 + d_1 + 0.90 hv_1 = d_2 + 0.90 hv_2$$

$$Z_1 + d_1 + 0.90 hv_1 = 1.25 + 0.95 + 0.90 \times 0.052337 = 2.247103 \text{ m}$$

$$\text{Entonces: } d_2 + 1.10 \, hv_2 = 2.247103 \, \text{m}$$

$$\text{Suponiendo } d_2 = 2.202749 \, \text{m}$$

$$A_2 = 2.202749 \times 1.10 = 2.423024 \, \text{m}^2$$

$$V_2 = \frac{2.382603}{2.423024} = 0.983318 \, \text{m/seg.}$$

$$V_2^2 = 0.966914$$

$$hv_2 = \frac{0.966914}{19.62} = 0.049282 \, \text{m}$$

$$0.90 \, hv_2 = 0.90 \times 0.049282 = 0.044354 \, \text{m}$$

$$d_2 + 0.90 \, hv_2 = 2.202749 + 0.044354 = 2.247103 \, \text{m} \quad \therefore \text{bién}$$

Entre 2 y 3 .-

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} + hf_{2-3}$$

Pero $hf_{2-3} = \text{Pérdida de carga pro entrada al conducto.}$

$$hf_{2-3} = 0.15 (hv_3 - hv_2)$$

$$d_2 + 1.15 \, hv_2 = d_3 + 1.15 \, hv_3 + \frac{P_3}{W}$$

$$\frac{P_3}{W} = d_2 + 1.15 \, hv_2 - d_3 - 1.15 \, hv_3$$

$$\frac{P_3}{W} = 2.202749 + 1.15 \times 0.049282 - 1.20 - 1.15 \times 0.171206$$

$$\frac{P_3}{W}$$

$$= 0.862536 \, \text{m}$$

$$\frac{P_3}{W}$$

Entre 3 y 4 .-

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} + Z_3 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} + hf_{3-4}$$

$$\text{Pero: } Z_3 = 0.223 \, \text{m} = (10.115 - 9.892)$$

$$d_3 = d_4 = 1.20 \, \text{m}$$

$$hv_3 = hv_4 = 0.171206 \, \text{m}$$

$$\frac{P_3}{W} = 0.862536$$

Lo ecuación se reduce a :

$$\frac{P_4}{W} = \frac{P_3}{W} + Z_3 - hf_{3-4}$$

Por otro parte tenemos que: $hf_{3-4} = hf + hc$, donde:

hf = Pérdida de carga por fricción en el conducto.

$$hf = S_c \times L = 0.003801 \times 40.46 = 0.153781 \text{ m}$$

hc = Pérdida de carga por cambios de dirección.

$$hc = NC \sqrt{\frac{\alpha^\circ}{90^\circ}} h_{vc} = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{14.04}{90}} \times 0.171206$$

$$hc = 0.033806 \text{ m}$$

$$\text{Entonces } \frac{P_4}{W} = 0.862536 + 0.223 - 0.153781 - 0.033806$$

$$\frac{P_4}{W} = 0.897949 \text{ m}$$

Entre 4 y 5 .-

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_5 + hv_5 + hf_{4-5}$$

Pero hf_{4-5} = Pérdida de carga por salida del conducto

$$hf_{4-5} = 0.30 (hv_4 - hv_5)$$

$$d_4 + 0.70 hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_5 + 0.70 hv_5$$

$$d_4 + 0.70 hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_5 + 0.70 hv_5$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 1.20 + 0.70 \times 0.171206 + 0.897949$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 2.217793 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_5 = 2.182658 \text{ m}$$

$$A_5 = 1.10 \times 2.182658 = 2.400924 \text{ m}^2$$

$$V_5 = \frac{2.382603}{2.400924} = 0.992369 \text{ m/seg.}$$

$$V_5^2 = 0.984796$$

$$h_{v5} = \frac{0.984796}{19.62} = 0.050194 \text{ m}$$

$$0.70 h_{v5} = 0.70 \times 0.050194 = 0.035135 \text{ m}$$

$$d_5 + 0.70 h_{v5} = 2.182657 + 0.035135 = 2.2117793 \text{ m} \quad \therefore \text{ bien}$$

Entre 5 y 6 .-

$$d_5 + h_{v5} = Z_6 + d_6 + h_{v6} + h_{f5-6}$$

Pero h_{f5-6} = Pérdida de carga por transición de salida

$$h_{f5-6} = 0.20 (h_{v6} - h_{v5})$$

$$d_5 + 1.20 h_{v5} = Z_6 + d_6 + 1.20 h_{v6}$$

$$Z_6 = d_5 + 1.20 h_{v5} - d_6 - 1.20 h_{v6}$$

$$Z_6 = 2.182658 + 1.20 \times 0.050194 - 0.95 - 1.20 \times 0.052337$$

$$Z_6 = 1.230086 \text{ m}$$

Por lo tanto: Elev. 6 = 9.892000 + 1.230086

$$\text{Elev. 6} = 11.122086 \text{ m}$$

RESUMEN DE PERDIDAS DE CARGA. -

Por transición de entrada	0.000306	m
Por entrada al conducto	0.018288	m
Por fricción en el conducto	0.153781	m
Por cambios de dirección	0.033806	m
Por salida del conducto	0.036304	m
Por transición de salida	0.000429	m

$$\text{Total de pérdidas: } \sum p = 0.242914 \text{ m}$$

COMPROBACION HIDRAULICA. -

Si los cálculos fueron correctos se deberá cumplir con lo siguiente:

$$d_5 + h_{v5} + Z_1 + Z_3 = d_6 + h_{v6} + Z_6 + \sum p$$

Es decir:	0.950000	0.950000
	0.052337	0.052337
	1.250000	1.230086
	<u>0.223000</u>	<u>0.242914</u>
	2.475337	= 2.475337

CALCULO ESTRUCTURAL DEL CONDUCTO.-

Se considera para la carga viva el camión tipo H5-20

La fórmula para calcular la carga por metro de alcantarilla (según AASHO)

es la siguiente:

CARGA VIVA:

$$p = \frac{2P}{(1.75 D + S) 1.75 D} = ; \text{ siendo}$$

$$p = \text{Carga por rueda} = 7257 \text{ Kg.}$$

$$D = \text{Altura del colchón} = 1.798 \text{ m}$$

$$S = \text{Separación entre ruedas} = 1.83 \text{ m}$$

$$p = \frac{2 \times 7257}{(1.75 \times 1.798 + 1.83) 1.75 \times 1.798} = 927 \text{ Kg/m}^2$$

$$h_s = \frac{.927}{1800} = 0.512 \text{ m} < 0.61 \text{ m}$$

$$\text{Se considerará } p = 1800 \times 0.61 = 1098 \text{ Kg/m}^2$$

Considerando el conducto vacío con cargas exteriores máximas.

a) Carga sobre la losa superior:

Carga muerta:

$$\text{Peso del relleno} = 1800 \times 1.798 = 3226 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio} = 2400 \times 0.15 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva:} = 1098 \text{ Kg/m}^2$$

Impacto: No se considera por ser el colchón mayor que 3 pies.

Entonces carga total sobre la losa superior:

$$W_1 = 4684 \text{ Kg/m}^2$$

b) Carga sobre la losa inferior:

$$\text{Peso de los muros} = \frac{0.15 \times 1.00 \times 2400 \times 2}{1.40} = 514 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de los carteles} = \frac{0.10 \times 0.10 \times 2400 \times 4}{2 \times 1.40} = 34 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga sobre losa superior} = 4684 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga total sobre losa inferior } W_2 = 5232 \text{ Kg/m}^2$$

Carga sobre lasas laterales.

Se consideran las presiones aplicadas en los ejes de las losas.

$$W_3 = K W_1 (h_1 + h_s) ; \text{ siendo}$$

$$K = 0.286$$

$$h_1 = 1.798 + \frac{0.15}{2} = 1.873 \text{ m}$$

$$h_s = 0.61 \text{ m.}$$

$$W_3 = 0.286 \times 1800 (1.873 + 0.61) = 1278 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = K W_1 (h_2 + h_s) ; \text{ siendo}$$

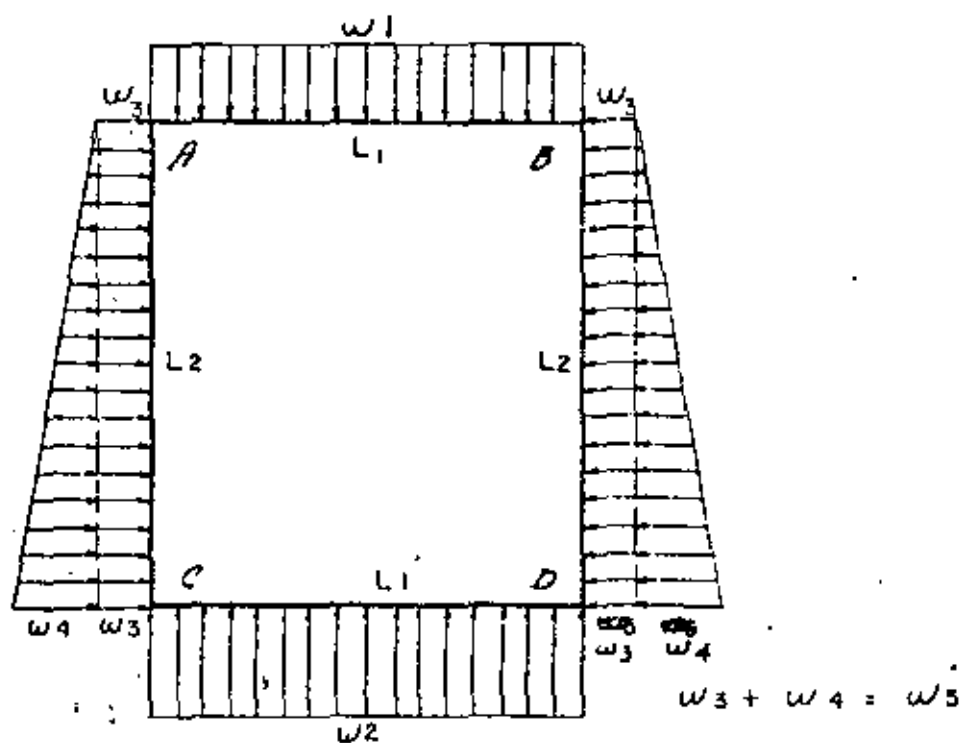
$$h_2 = h_1 + 1.35 = 3.223 \text{ m}$$

$$W_5 = 0.286 \times 1800 (3.223 + 0.61) = 1973 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 695 \text{ Kg/m}^2$$

Véase la distribución de cargas en la hoja siguiente

DISTRIBUCION DE CARGAS. -



$$L_1 = 1.25 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.35 \text{ m}$$

$$W_1 = 4684 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = 5232 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_3 = 1278 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = 695 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = 1973 \text{ Kg/m}^2$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO INICIALES. -

$$M_{A-B} = \frac{W_1 L_1^2}{12} = \frac{4684 \times (1.25)^2}{12} = 610 \text{ Kg-m}$$

$$M_{C-D} = \frac{W_2 L_1^2}{12} = \frac{5232 \times (1.25)^2}{12} = 681 \text{ Kg-m}$$

$$M_{A-C} = \frac{W_3 L_2^2}{12} + \frac{W_4 L_2^2}{30} = \frac{1278 \times (1.35)^2}{12} + \frac{695 \times (1.35)^2}{30} = 236 \text{ Kg-m}$$

$$M_{C-A} = \frac{W_3 L_2^2}{12} + \frac{W_4 L_2^2}{20} = \frac{1278 \times (1.35)^2}{12} + \frac{695 \times (1.35)^2}{20} = 257 \text{ Kg-m}$$

Para encontrar los momentos finales de empotramiento se aplica el Método de Cross

Factores de distribución:

$$F_{A-B} = \frac{\frac{1}{L_1}}{\frac{1}{L_2} + \frac{1}{L_1}} = \frac{\frac{1}{1.25}}{\frac{1}{1.35} + \frac{1}{1.25}} = 0.519$$

$$F_{A-C} = \frac{\frac{1}{L_2}}{\frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_2}} = \frac{\frac{1}{1.35}}{\frac{1}{1.25} + \frac{1}{1.35}} = 0.481$$

Para el análisis a conducto vacío se tomará el total de los momentos producidos por cargas verticales más la mitad de los momentos producidos por cargas horizontales.

NUDO	A		B		C		D	
BRAZO	AB	AC	BA	BD	CD	CA	DC	DB
FD	0.519	0.481	0.519	0.481	0.519	0.481	0.519	0.481
ME	+ 610	0	- 610	0	- 681	0	+ 681	0
M _p	-316.59	-293.41	+316.59	+293.41	+353.44	+327.56	-353.44	-327.56
M _r	+158.30	+163.78	-158.30	-163.78	-176.72	-146.71	+176.72	+146.71
M _p	-167.16	-154.92	+167.16	+154.92	+167.86	+155.57	-167.86	-155.57
M _r	+ 83.58	+ 77.79	- 83.58	- 77.79	- 83.93	- 77.46	+ 83.93	+ 77.46
M _p	- 83.75	- 77.62	+ 83.75	+ 77.62	+ 83.76	+ 77.63	- 83.76	- 77.63
M _r	+ 41.88	+ 38.82	- 41.88	- 38.82	- 41.88	- 38.81	+ 41.88	+ 38.81
M _p	- 41.88	- 38.82	+ 41.88	+ 38.82	+ 41.88	+ 38.81	- 41.88	- 38.81
Suma por cargas vertic.	+ 284	-284	-284	+ 284	- 337	+ 337	+337	-337
ME	0	- 236	0	+236	0	+ 257	0	-257
M _p	+122.48	+113.52	-122.48	-113.52	-133.38	-123.62	+133.38	+123.62
M _r	- 61.24	- 61.81	+ 61.24	+ 61.81	+ 66.69	+ 56.76	- 66.69	- 56.76
M _p	+ 63.86	+ 59.19	- 63.86	- 59.19	- 64.07	- 59.38	+ 64.07	+ 59.38
M _r	- 31.93	- 29.69	+ 31.93	+ 29.69	+ 32.04	+ 29.60	- 32.04	- 29.60
M _p	+ 31.98	+ 29.64	- 31.98	- 29.64	- 31.99	- 29.65	+ 31.99	+ 29.65
M _r	- 15.99	- 14.83	+ 15.99	+ 14.83	+ 16.00	+ 14.82	- 16.00	- 14.82
M _p	+ 16.00	+ 14.82	- 16.00	- 14.82	- 16.00	- 14.82	+ 16.00	+ 14.82
Suma por cargas horizont.	+ 125	- 125	- 125	+ 125	- 131	+ 131	+ 131	- 131

+1106 -409 -524 +105 -162 +467 +467 -162

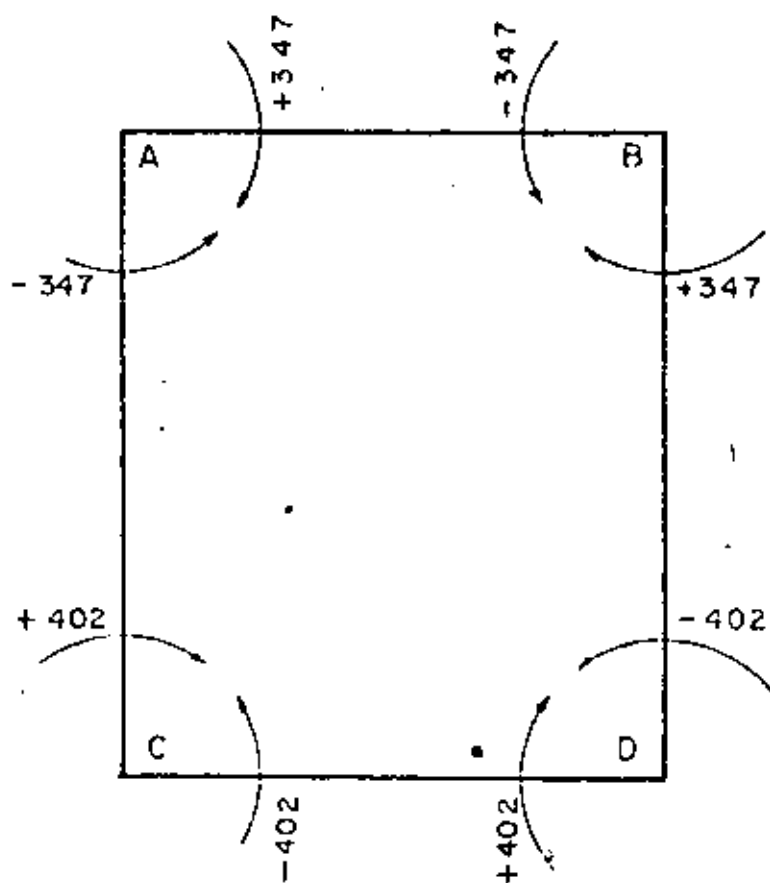
MOMENTOS FINALES PARA DISEÑO

$$M_{AB} = M_{BD} = + 284 + 125 \times 0.5 = + 347 \text{ Kg - m}$$

$$M_{AC} = M_{BA} = - 284 - 125 \times 0.5 = - 347 \text{ Kg - m}$$

$$M_{CD} = M_{DB} = - 337 - 131 \times 0.05 = - 402 \text{ Kg - m}$$

$$M_{CA} = M_{DC} = + 337 + 131 \times 0.05 = + 402 \text{ Kg - m}$$



ESTUDIO DE LAS PIEZAS

a) Pieza A - B

$$W_1 = 4684 \text{ Kg/m}^2$$

$$L_1 = 1.25 \text{ m}$$

Momentos a los ejes.

$$M_{A-B} = 284 + \frac{125}{2} = 347 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{B-A} = -284 - \frac{125}{2} = -347 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Cortantes a los ejes.

$$V_{\text{isost}} = \frac{W_1 L_1}{2} = 2928 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{hip}} = \frac{M_A - M_B}{L_1} = 0$$

$$V_{A-B} = V_{B-A} = 2928 \text{ Kg}$$

Ecuación del cortante

$$V = V_{A-B} - W_1 X = 2928 - 4684 \cdot X$$

Cortante al cartel ($X_1 = 0.175 \text{ m.}$)

$$V_{A-Bc} = V_{B-Ac} = 2928 - 4684 \times 0.175 = 2108 \text{ Kg.}$$

Ecuación del momento.

$$M = M_{A-B} + V_{A-B} X - \frac{W_1 X^2}{2} = -347 + 2928 X - \frac{4684 X^2}{2}$$

Momento al paño ($X = 0.075 \text{ m.}$)

$$M_{A-Bp} = M_{B-Ap} = -347 + 2928 \times 0.075 - \frac{4684 \times (0.075)^2}{2} = -141 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento máximo positivo

$$\text{Cuando } V = 0, X = \frac{V_{AB}}{W_1} = \frac{2928}{4684} = 0.625 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = -347 + 2928 \times 0.625 - \frac{4684 \times (0.625)^2}{2} = 568 \text{ Kg-m}$$

b) Pieza C - D

$$W_2 = 5232 \text{ Kg.}$$

$$L_1 = 1.25 \text{ m.}$$

Momentos a los ejes

$$M_{C-D} = -336 - \frac{131}{2} = -402 \text{ Kg-m}$$

$$M_{D-C} = 402 \text{ Kg-m.}$$

Cortantes a los ejes.

$$V_{isost} = \frac{W_2 L_1}{2} = \frac{5232 \times 1.25}{2} = 3270 \text{ Kg.}$$

$$V_{hip} = 0$$

$$V_{C-D} = V_{D-C} = 3270 \text{ Kg}$$

Ecuación del cortante

$$V = V_{C-D} - W_2 X = 3270 - 5232 X$$

Cortante al cartel.

$$X = 0.175 \text{ m.}$$

$$V_{C-D_c} = V_{D-C_c} = 3270 - 5232 \times 0.175 = 2354 \text{ Kg.}$$

Ecuación del momento

$$M = -M_{C-D} + V_{C-D} X - \frac{W_2 X^2}{2}$$

Momento al paño

$$X = 0.075 \text{ m.}$$

$$M_{C-D_p} = -402 + 3270 \times 0.075 - \frac{5232 \times (0.075)^2}{2} = -171 \text{ Kg-m}$$

Momento máximo positivo

Cuando $V = 0$

$$X = \frac{V_{C-D}}{W_2} = \frac{3220}{5232} = 0.625 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = -402 + 3270 \times 0.625 - \frac{5232 \times (0.625)^2}{2} = 620 \text{ Kg-m}$$

c) Piezo A-C

Momentos a los ejes.

$$M_{A-C} = -284 - \frac{125}{2} = -346 \text{ Kg-m}$$

$$M_{C-A} = 336 + \frac{130}{2} = 401 \text{ Kg-m}$$

Cortantes a los ejes.

$$W_3 = 1278 \text{ Kg.}$$

$$W_4 = 695 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{isost. A-C}} = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{6} = 1019 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{isost. C-A}} = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{3} = 1175 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hip}} = \frac{M_{C-A} - M_{A-C}}{L_2} = 40 \text{ Kg.}$$

$$V_{A-C} = 1019 - 40 = 979 \text{ Kg.}$$

$$V_{C-A} = 1175 + 40 = 1215 \text{ Kg.}$$

Ecuación del cortante.

$$V = V_{A-C} - W_3 \cdot X - \frac{W_4 X^2}{2 L_2} = 979 - 1278 X - \frac{695 \cdot X^2}{2 \times 1.35}$$

Cortantes al cartel.

$$X_1 = 0.175 \text{ m}, \quad X_2 = 1.175 \text{ m}.$$

$$V_{A-Cc} = 747 \text{ Kg}.$$

$$V_{C-Ac} = - 878 \text{ Kg}.$$

Ecuación del momento

$$M = M_{A-C} + V_{A-C} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6L_2} = - 347 + 979 X - \frac{1278}{2} X^2 - \frac{695}{6 \times 1.35} X^3$$

Momentos al paño

$$X_1 = 0.075 \text{ m}.$$

$$X_2 = 1.275 \text{ m}.$$

$$M_{A-Cp} = - 277 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{C-Ap} = - 315 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento Máximo positivo

Cuando $V = 0$

$$X = \frac{-W_3 + \left(W_3^2 + \frac{2V_{A-C} W_4}{L} \right)^{1/2}}{\frac{W_4}{L_2}} = 0.67442 \text{ m}.$$

$$M(+) = - 4 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad \text{No se presenta momento positivo}$$

CONSTANTES DE CALCULO

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.33$$

$$j = 0.89$$

$$K = 14.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.26$$

$$\sqrt{c} = 0.292 \sqrt{f'_c} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2.$$

Se diseñará con el valor del momento máximo, ya sea al paño o positivo, o con el valor del cortante máximo al cartel.

Cortante máximo al cartel

Pieza C-D

$$V_{C-Dc} = 2354 \text{ Kg.}$$

Momento máximo al paño

Pieza C-A

$$M_{C-Ap} = - 315 \text{ Kg - m.}$$

Momento máximo positivo

Pieza C - D

$$M_{(+)}C-D = 620 \text{ Kg - m}$$

Peralte por momento

$$d_M = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} = 6.47 \text{ cm}$$

Peralte por cortante

$$d_V = \frac{V}{\sqrt{c} b} = 5.09 \text{ cm.}$$

Se adopta:

$$d = 7.5 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

Se coloca el acero al centro

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{Vars } 1/2" \varnothing \text{ a } 23 \text{ cm}$$

Se utilizarán Vars $1/2" \varnothing$ a 20 cm. c. a. c.

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vars $1/2" \varnothing$ a cada 30 cm. c. a. c.

Revisión por adherencia

Adherencia permisible para varillas que no sean del lecho superior :

$$u_p = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = \frac{3.2 \sqrt{250}}{1.27} = 39.8 \text{ Kg/cm}^2 > 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore u_p = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

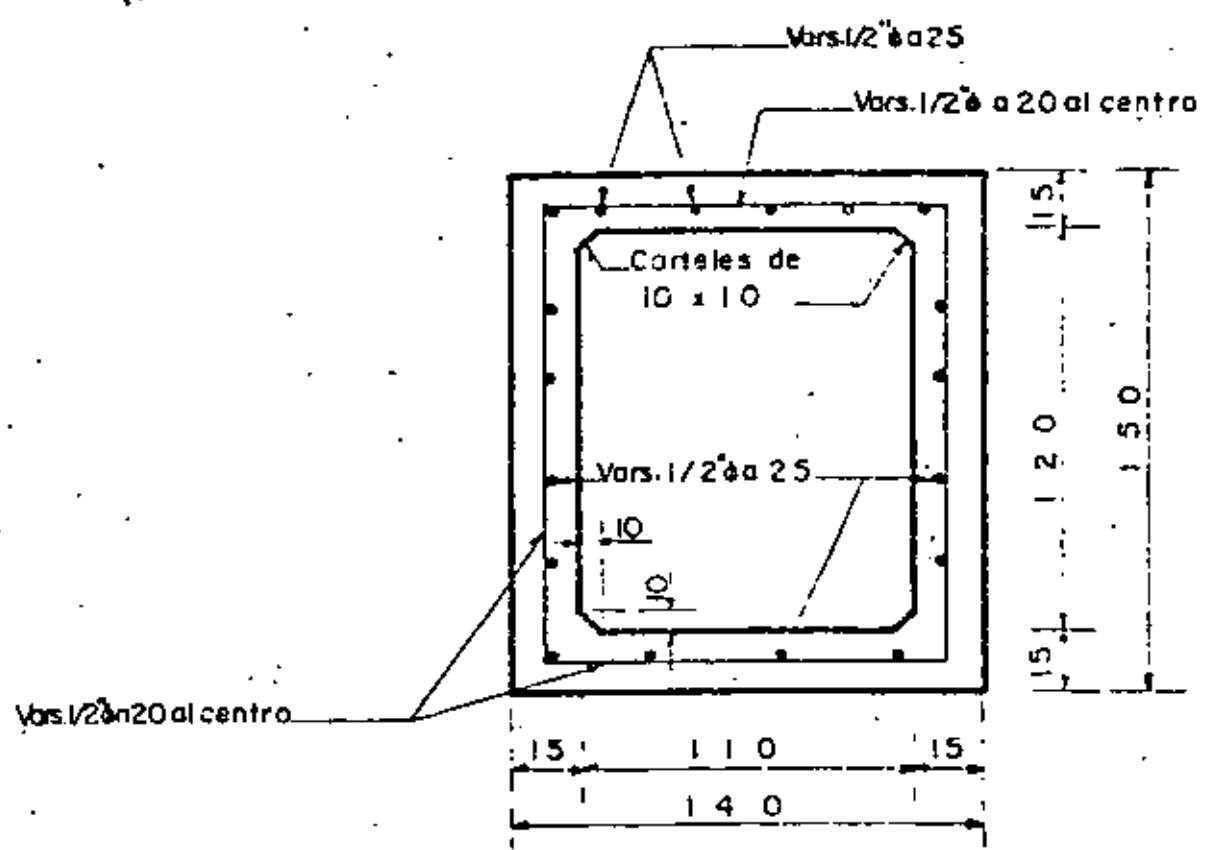
$$u = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{2354}{20 \times 0.89 \times 7.5} = 17.6 \text{ Kg/cm}^2 < u_p$$

Refuerzo adoptado:

Refuerzo principal: Vars $1/2" \varnothing$ a 20 cm

Refuerzo por temperatura: Vars $1/2" \varnothing$ a 25 cm.

SECCION NORMAL DEL CONDUCTO
DIMENSIONES Y REFUERZO ADOPTADOS





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

**IV. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

DISEÑO DE MUROS DE RETENCION

**ING. ALEJANDRO HURTADO GARCIA
NOVIEMBRE, 1981**

II) MUROS DE SOSTENIMIENTO.

Muro de retención, es toda estructura que sirve para -- mantener una diferencia en la elevación del terreno a -- ambos lados de la misma. El material cuya superficie se encuentra a una mayor elevación y cuya presión contra -- el muro tiende a voltearlo se llama relleno, trátase de material natural o alterado.

El lado del muro adyacente al relleno se designará como cara interior y el lado que está expuesto en la mayor -- parte de la altura se llamará cara exterior. La super-- ficie inferior del muro de apoyo se llama base, la par-- te prominente de la parte inferior del muro, falón y el material que se haya bajo la base, terreno de cimenta-- ción. La inclinación de las caras interior o exterior -- de un muro se dará por la relación entre la proyección horizontal y la vertical.

La pendiente de la superficie del relleno se expresará como la relación entre la proyección vertical y la hori-- zontal. El material que se encuentra sobre un plano --- horizontal que pasa por el extremo superior del muro, -- así como cualquier carga adicional aplicada sobre el -- relleno se llama sobrecarga.

El filtro es un elemento de mayor permeabilidad que el relleno, colocado sobre la cara inferior y comunicado con la atmósfera por medio de drenes.

Un contrafuerte es un elemento vertical de gran peralte que actúa como voladizo empotrado en la zapata de muros de concreto reforzado.

Los materiales que intervienen en la construcción de los muros de retención son tres : el terreno de cimentación, el relleno y la mampostería ó concreto que forma el muro propiamente dicho.

a) Terreno de cimentación.

Las propiedades relevantes del terreno de cimentación son su resistencia al esfuerzo cortante, su compresibilidad y su permeabilidad.

La resistencia al esfuerzo cortante es la propiedad que determina la capacidad de carga del suelo y en general depende de dos parámetros, la cohesión (c) y el ángulo de fricción interno (θ).

b) Material de relleno.

La función primordial de los muros de retención es contener el relleno que se halla tras ellos. El empuje que un cierto suelo ejerce sobre una estructura de retención depende del peso volumétrico y la resistencia del mismo.

De importancia fundamental es el adecuado funcionamiento del drenaje que elimina cualquier exceso de agua --- tras el muro, y por tanto, la permeabilidad de los mate riales de relleno es una propiedad relevante que siem-- pre se debe tomar en cuenta.

c) Mampostería.

La roca en el mamposteado del muro por usarse debe estar sana, ser poco alterable y preferentemente de alto peso volumétrico.

Cuando algún material se encuentra bajo el nivel de --- aguas freáticas, su peso volumétrico corresponde al del material sumergido; dicho valor se obtiene restando --- 1000 Kg/m^3 al valor del peso volumétrico saturado.

Uno de los elementos de mayor importancia para la estabilidad de un muro de retención es el sistema de drenaje, compuesto por el filtro y los drenes.

El filtro debe colocarse sobre la cara interior del muro, y estar compuesto por un material cuya permeabilidad sea cuando menos 100 veces mayor que el del material de relleno. Su espesor no debe ser menor de 40 cm y debe estar comunicado, cerca de la base del muro, con drenes formados por tubos de 10 cm de diámetro espaciados cuando mas 3.0 m. En los muros de contrafuerte debe haber un dren por lo menos en cada tablero. La pendiente de los drenes debe ser como mínimo del 2 %.

El análisis estructural de los muros de contención consiste principalmente de dos pasos:

- 1) Proposición tentativa de las dimensiones del muro.
- 2) Cálculo de la estabilidad del mismo.

Si el análisis indica que la estructura no cumple determinadas condiciones, se proponen nuevas dimensiones y se vuelve analizar hasta obtener los resultados deseados.

En la selección de las dimensiones del muro se han utilizado hipótesis sencillas que nos llevan a fórmulas de fácil aplicación y de suficiente aproximación para un primer tanteo.

Los requisitos que debe llenar el diseño del muro son:

- 1) Que los esfuerzos calculados en el terreno no sean mayores que los esfuerzos permibles del mismo.
- 2) Que el muro no se deslice.
- 3) Que el muro no se voltee.
- 4) No sufrirá asentamientos excesivos. (Esta condición no se revisará por haber sido tratada en las clases correspondientes a Mecánica de suelos).
- 5) No sufrirá deformaciones excesivas.

Ejemplo de diseño # 1

Diseñar un muro de sostenimiento vertical, de 6 m., de altura, considerando que paralelo a la corona del muro hay tránsito de vehículos y el material no está saturado. La capacidad de carga del terreno es de 18.0 ton/m^2 , y su peso volumétrico es : $\gamma^A = 1.8 \text{ ton/m}^3$.

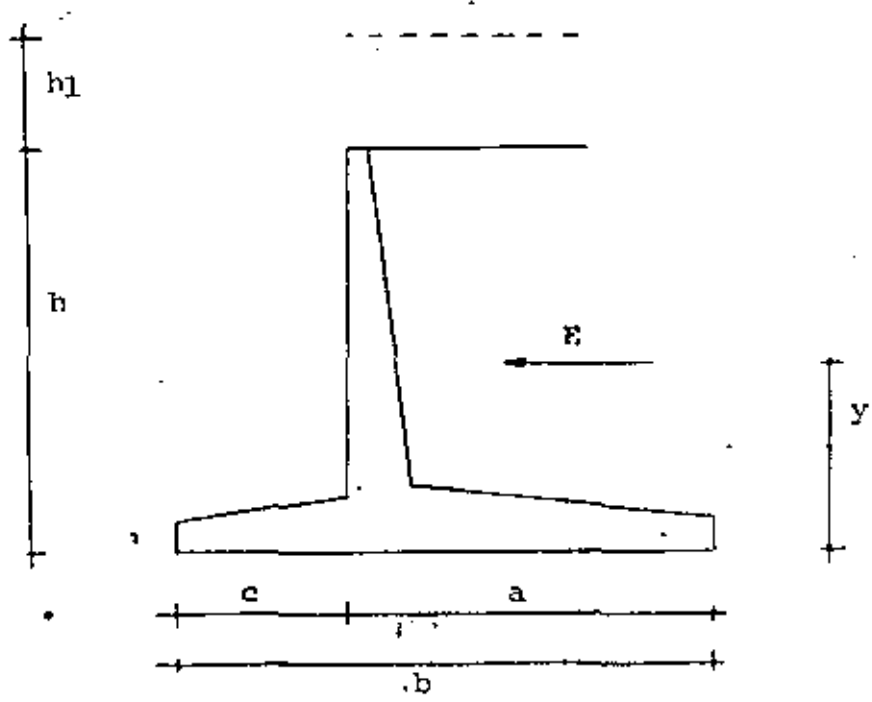
DIMENSIONAMIENTO.

En la generalidad de los casos el proyecto de un muro de contención necesita algunos tanteos.

El espesor del muro debe tener un mínimo de 20 cm en la parte superior por razones prácticas y será mayor cuando sea necesario.

El espesor en la base del muro es de un 7 % a 10 % de la altura total del muro, el espesor de la losa de cimentación es igual ó un poco mayor. Ninguno de los debe ser menor de 20 cm.

El muro que se utilizará tendrá forma de "T" invertida (Usado en la mayoría de los casos, cuando no existen limitaciones de espacio por la vecindad de otras estructuras) para el que, utilizando hipótesis simplistas, la longitud de la base se puede estimar con bastante aproximación con las fórmulas siguientes (Teoría de Rankine) para calcular el valor de empuje del relleno.



a) Muros sin sobrecarga.

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_0$$

$$y = \frac{h}{3}$$

$$b = \sqrt{\frac{3}{4} K_0} \cdot h = \alpha h$$

$$a = \frac{2}{3} b$$

$$c = \frac{1}{3} b$$

b) Muros con sobrecarga horizontal.

$$E = \frac{1}{2} \gamma h (h + 2h_1) K_0$$

$$y = \frac{h^2 + 3h h_1}{3 (h + 2h_1)}$$

$$b = \alpha h \sqrt{\frac{h + 3h_1}{h + h_1}}$$

$$a = \frac{2}{3} b$$

$$c = \frac{1}{3} b$$

En las que :

E = empuje total sobre el muro según la teoría de Rankine.

K_0 = coeficiente que depende de la inclinación del paramento del muro en contacto con el terreno y el ángulo de reposo de éste.

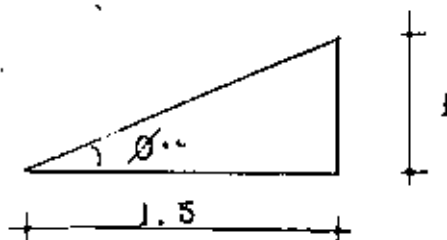
h = altura del muro.

h_1 = altura equivalente al efecto de la carga viva.

$$K_o = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = t_g^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

ϕ = Angulo de fricción interna del material de relleno ; que para fines prácticos se considera igual al talud recomendado por el laboratorio de mecánica de suelos.

Para éste caso particular : 1.5 : 1



$$t_g \phi = \frac{1}{1.5} \quad \therefore \quad \phi = 33.69^\circ$$

$$K_o = \frac{1 - \text{Sen } 33.69^\circ}{1 + \text{Sen } 33.69^\circ} = \frac{1 - 0.5547}{1 + 0.5547} = 0.286$$

Considerando el espesor de la losa de cimentación igual a un décimo de la altura (0.60 m)

$$h = 6.0 + 0.6 = 6.6 \text{ m}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{3}{4} K_0} = \sqrt{\frac{3}{4} \times 0.286} = 0.463$$

Como se tiene el caso de muro con sobrecarga horizontal .

$$b = 0.463 \times 6.6 \sqrt{\frac{6.6 + 3 \times 0.6}{6.6 + 0.6}} = 3.3 \text{ m}$$

$$a = \frac{2}{3} b = 2.2 \text{ m}$$

$$c = \frac{1}{3} b = 1.1 \text{ m}$$

De conformidad con lo anterior la sección del muro será tal como se muestra en la figura :

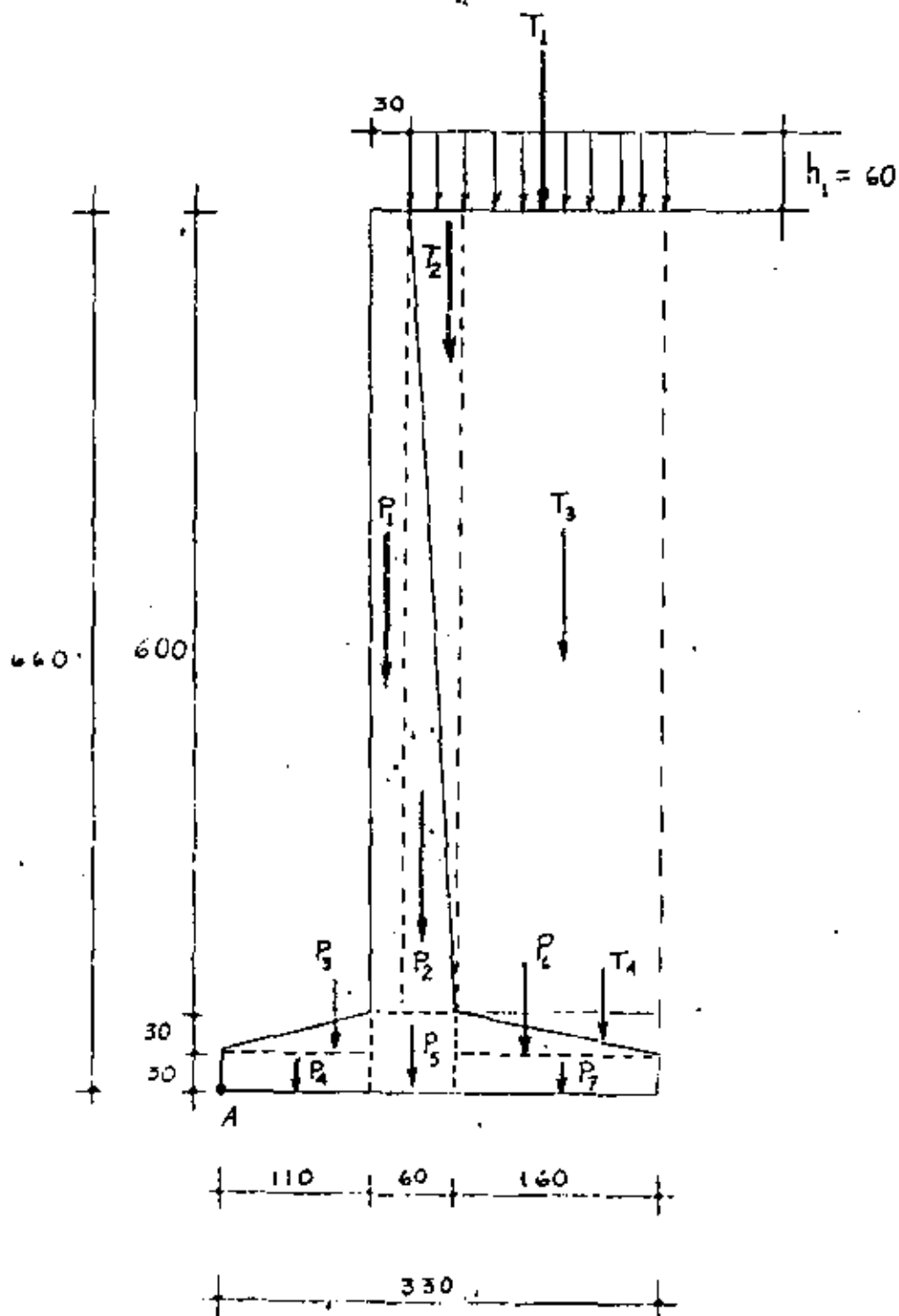


FIG. 3

ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO .

- El valor del empuje del terreno para el análisis de la estabilidad del muro es :

$$E = \frac{1}{2} \gamma h (h + 2h_1) K_0$$

$$E = 0.5 \times 1800 \times 6.60 (6.6 + 2 \times 0.6) 0.286$$

$$E = 13250 \text{ Kg}$$

y su punto de aplicación estará en :

$$y = \frac{h^2 + 3 h h_1}{3 (h + 2h_1)} = \frac{(6.6)^2 + 3 \times 6.6 \times 0.6}{3 (6.6 + 2 \times 0.6)} = 2.37 \text{ m}$$

$$y = 2.37 \text{ m}$$

Tomando momentos con respecto al punto A se tiene :

FUERZA (Kg)		BRAZO (m)		MOMENTO (Kg-m)
E	= -13 250		= 2.37	- 31 402
$T_1 = 0.6 \times 1.9 \times 1\ 800$	= 2 052	$1.1 + 0.3 + 0.95$	= 2.35	4 822
$T_2 = 0.5 \times 0.3 \times 6.0 \times 1\ 800$	= 1 620	$1.1 + 0.3 + 0.2$	= 1.60	2 592
$T_3 = 1.6 \times 6.0 \times 1\ 800$	= 17 280	$1.1 + 0.6 + 0.8$	= 2.50	43 200
$T_4 = 0.5 \times 0.30 \times 1.6 \times 1\ 800$	= 432	$1.1 + 0.6 + 1.07$	= 2.77	1 197
$P_1 = 0.3 \times 6.0 \times 2\ 400$	= 4 320	$1.1 + 0.15$	= 1.25	5 400
$P_2 = 0.5 \times 0.3 \times 6.0 \times 2\ 400$	= 2 160	$1.1 + 0.3 + 0.1$	= 1.50	3 240
$P_3 = 0.5 \times 0.3 \times 1.1 \times 2\ 400$	= 396	0.73	= 0.73	289
$P_4 = 0.3 \times 1.1 \times 2\ 400$	= 792	0.55	= 0.55	436
$P_5 = 0.6 \times 0.6 \times 2\ 400$	= 864	$1.1 + 0.3$	= 1.40	1 210
$P_6 = 0.5 \times 0.3 \times 1.6 \times 2\ 400$	= 576	$1.1 + 0.6 + 0.53$	= 2.23	1 284
$P_7 = 0.3 \times 1.6 \times 2\ 400$	= 1 152	$1.1 + 0.6 + 0.8$	= 2.50	2 880

$$\sum F_H = 13\ 250\ \text{Kg}$$

$$\sum F_V = 31\ 644\ \text{Kg}$$

$$\sum M = 35\ 148\ \text{Kg-m}$$

SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO.

El deslizamiento del muro sobre su base es resistido por la fricción entre el suelo y la base y por el empuje pasivo del suelo en contacto con la cara exterior de la cimentación.

La fricción entre la base y un suelo en ausencia de datos experimentales se puede tomar como :

Suelos de material granular grueso, sin limo : $f = 0.55$

Suelos de material granular grueso, con limo : $f = 0.45$

Limo : $f = 0.35$

La fricción total en la base de la cimentación es :

$$F = N f$$

N = Fuerza normal que actúa en el cimiento

f = Coeficiente de fricción.

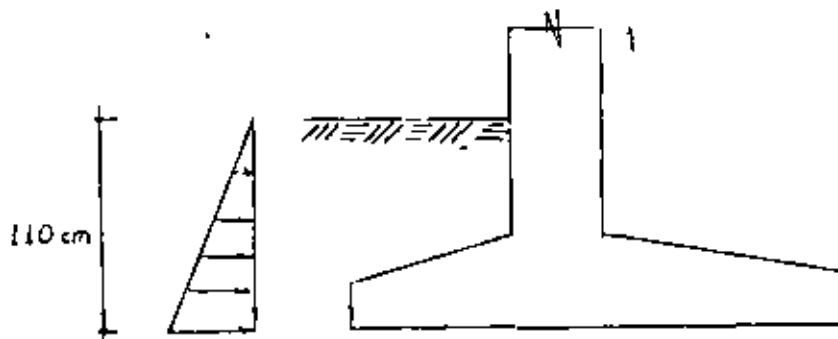
Si el muro descansa sobre limo ó arcilla se debe colocar una plantilla de arena compactada de aproximadamente --- 10 cm de espesor en toda el área de la cimentación. El coeficiente de fricción entre la arena y el suelo cohesivo se puede tomar igual a 0.35

Para cualquier tipo de muro de contención, el factor de seguridad al deslizamiento no debe ser menor de 1.5 y -- preferiblemente 2 o mayor.

$$F = 0.55 \times 31\ 644 = 17\ 404\ \text{Kg}$$

$$C.S = \frac{F}{F_H} = \frac{17\ 404}{13\ 250} = 1.31 < 1.5$$

En este caso será necesario tomar en cuenta el empuje pasivo del suelo a la izquierda del muro. (ver fig. 1)



$$E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 K_p$$

K_p = Coeficiente de empuje pasivo del suelo.

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi} = \frac{1 + \text{Sen } 33.69^\circ}{1 - \text{Sen } 33.69^\circ} = \frac{1.5547}{0.4453} = 3.49$$

$$E_p = \frac{1}{2} \times 1800 \times (1.1)^2 \times 3.49 = 3801 \text{ Kg}$$

$$C.S = \frac{F + E_p}{\sum F_H} = \frac{17404 + 3801}{13250} = 1.6 > 1.5$$

VOLCAMIENTO.

La forma más grave de falla de los muros de contención es el volcamiento. Si se observa la figura 2 observamos que el muro tiende a volcarse por la acción del empuje, girando alrededor del punto A. El momento de volcamiento es entonces :

$$M_v = 13250 \times 2.37 = 31402 \text{ Kg-m}$$

El peso del muro, del relleno y de la losa de cimentación se oponen al volcamiento del muro.

Tomando momentos con respecto a "A", se obtiene el momento resistente

$$M_R = 66\ 550 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El factor de seguridad contra volcamiento será :

$$F.S. = \frac{M_R}{M_V} = \frac{66\ 550}{31\ 404} = 2.12 > 2 \quad \dots \text{ CORRECTO}$$

PASO DE LA RESULTANTE.

Cuando la resultante pasa por el tercio medio de la base del muro no se producen tensiones en el terreno (las -- cuales no pueden tomarse por éste) en la mayoría de los casos.

$$X = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{35\ 148}{31\ 644} = 1.11 \text{ m}$$

Se considera correcto ya que la resultante pasa por dentro del tercio medio (tercio medio de : 1.1 m a 2.2 m)

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ZAPATAS.

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_y}{I_x}$$

$$p = 31\ 644\ \text{Kg}$$

$$b = 3.3\ \text{m}$$

$$x = 1.11\ \text{m}$$

$$e = 1.65 - 1.11 = 0.54\ \text{m}$$

Analizando una longitud unitaria.

$$f = \frac{P}{lxb} + \frac{(Pe)(b/2)}{lxb^3} = \frac{P}{b} + \frac{6Pe}{b^2}$$

$$f = \frac{P}{b} \left[1 + \frac{6e}{b} \right]$$

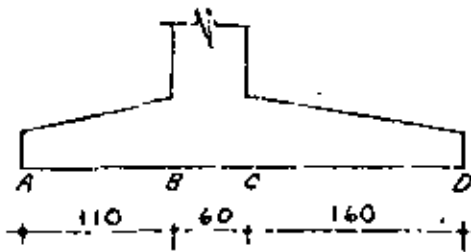
$$f = \frac{31\ 644}{3.3} \left[1 + \frac{6 \times 0.54}{3.3} \right]$$

$$f_{\max} = 19\ 004\ \text{Kg/m}^2 = 1.9\ \text{Kg/cm}^2 > 1.8\ \text{Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 174\ \text{Kg/m}^2 = 0.02\ \text{Kg/cm}^2 \approx 0$$

Se puede observar que el esfuerzo resistente del terreno no es un poco menor que al que está sometido; en la práctica se aumentará la base para disminuir los esfuerzos en el terreno. Para éste ejemplo lo consideraremos correcto.

DIAGRAMA DE ESFUERZOS.



$$f_1 = 1.9 \text{ Kg/cm}^2$$

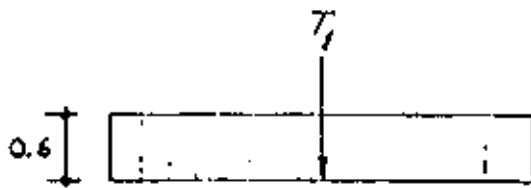
$$f_2 = \frac{1.9 \times 2.2}{3.3} = 1.27 \text{ Kg/cm}^2$$



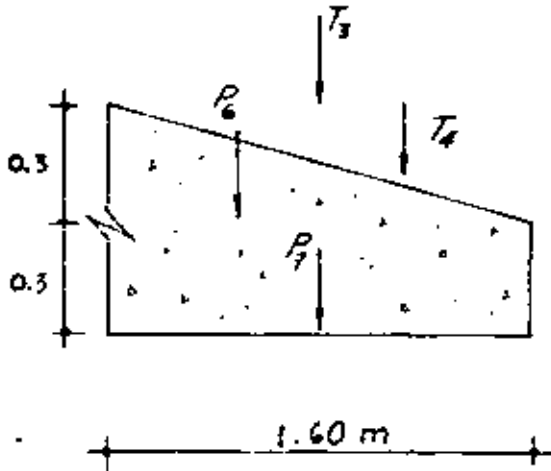
$$f_3 = \frac{1.9 \times 1.6}{3.3} = 0.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_4 = 0$$

ZAPATA EN LA ZONA DEL RELLENO.



$$T_1 = 0.6 \times 1800 = 1080 \text{ Kg/m}^2$$



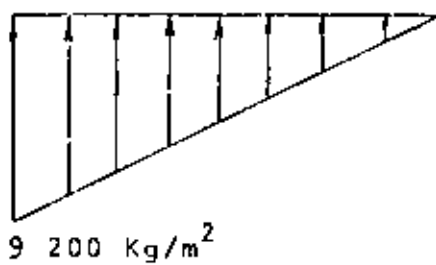
$$T_2 = 6.0 \times 1800 = 10800 \text{ ''}$$

$$T_4 = 0.5 \times 0.3 \times 1800 = 270 \text{ ''}$$

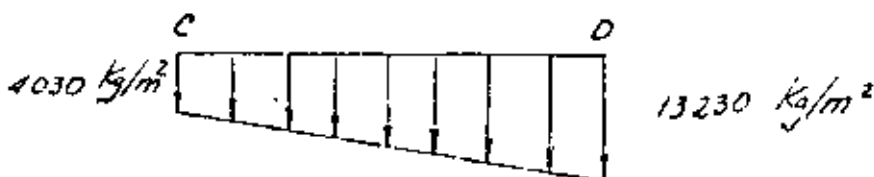
$$P_6 = 0.5 \times 0.3 \times 2400 = 360 \text{ ''}$$

$$P_7 = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ ''}$$

$$\underline{\underline{13230 \text{ Kg/m}^2}}$$



Carga sobre la Zapata :



$$V_c = W_1 L + \frac{\Delta W L}{2}$$

$$V_c = 4030 \times 1.6 + \frac{9200 \times 1.6}{2} = 13\ 608 \text{ Kg}$$

$$M_c = \frac{W_1 L^2}{2} + \frac{\Delta W L^2}{3} = \frac{4030 \times (1.6)^2}{2} + \frac{9200 \times (1.6)^2}{3} =$$

$$= 13\ 009 \text{ Kg-m}$$

Constantes de los materiales.

$$f_y = 4\ 000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f'_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{9 \times 112.5}} = 0.336$$

en donde :

$$f_s = 0.5 f_y = 0.5 \times 4\,000 = 2\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f_c' = 0.45 \times 250 = 112.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.336}{3} = 0.888$$

$$R = \frac{1}{2} f_c K' j = 0.5 \times 112.5 \times 0.336 \times 0.888 = 16.787$$

$$R = 16.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = 0.3 \sqrt{f_c'} = 0.3 \sqrt{250} = 4.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{13\,009\,00}{16.8 \times 100}} = 27.38 = 28 \text{ cm}$$

$$d = \frac{V}{Vb} = \frac{13\,808}{4.7 \times 100} = 29.38 = 30 \text{ cm}$$

Considerando la recomendación de tomar de un 7 a 10 % de la altura para el espesor de la losa de cimentación:

$$H = 0.10 \times 6.00 \text{ m} = 0.60 \text{ m}$$

Por lo tanto utilizaremos :

$$H = 60 \text{ cm}$$

$$d = 52 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{13\,009.00}{2\,000 \times 0.888 \times 52} = 14.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ m\u00edn} = 0.002 b h = 0.002 \times 100 \times 45 = 9 \text{ cm}^2/\text{m} < A_s$$

\(\therefore\) correcto

Separaci\u00f3n Para las varillas.

$$S = \frac{100 a_0}{A_s}$$

a_0 = Area de la varilla considerada

$$\text{Para var } 5/8 \text{ " } \emptyset : s = \frac{100 \times 1.98}{14.1} \doteq 14 \text{ cm}$$

$$\text{Para var } 3/4 \text{ " } \emptyset : s = \frac{100 \times 2.85}{14.1} \doteq 20 \text{ cm}$$

Cálculo del esfuerzo de adherencia permisible

$$M_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f_c'}}{D}$$

Para varillas de 5/8 " Ø :

$$M_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{350}}{1.59} = 22.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Para varillas de 3/4 " Ø

$$M_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.91} = 19.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo actuante :

$$M = \frac{V}{\sum o_j d}$$

Para varillas 5/8 " Ø :

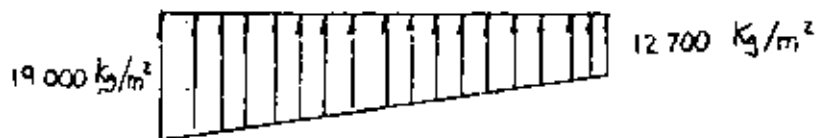
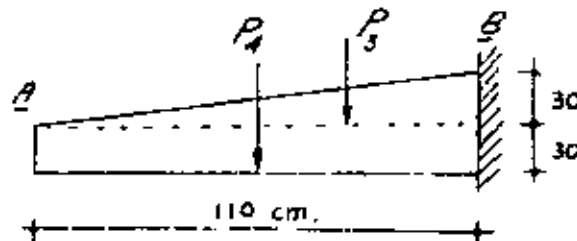
$$M = \frac{13\ 808}{35.6 \times 0.888 \times 52} = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Para varillas 3/4 " Ø

$$M = \frac{13\ 808}{29.9 \times 0.888 \times 52} = 10 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ correcto

ZAPATA EN LA ZONA CON AGUA



carga sobre la zapata:



$$P_3 = 0.15 \times 2\ 400 = 360 \text{ Kg/m}$$

$$P_4 = 0.30 \times 2\ 400 = 720 \text{ Kg/m}$$

$$1080 \text{ Kg/m}$$

Cortante en B

$$V_B = W_1 L + \frac{\Delta w \cdot L}{2}$$

$$V_B = 11\,620 \times 1.10 + \frac{(17\,920 - 11\,620) \times 1.1}{2}$$

$$V_B = 16\,247 \text{ Kg}$$

Momento en B

$$M_B = \frac{W_1 L^2}{2} + \frac{\Delta W L^2}{3} = \frac{10\,220 \times 1.1^2}{2} + \frac{(17\,920 - 11\,620) \times 1.1^2}{3}$$

$$M_B = 8\,724 \text{ Kg-m} = 872\,400 \text{ Kg-cm}$$

Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{872\,400}{2000 \times 0.888 \times 52} = 9.45 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

$$A_s \text{ mín} = 9 \text{ cm}^2 < A_s \quad \therefore \text{ Correcto}$$

Separación para las varillas (5/8 " Ø)

$$S = \frac{100 \times 1.98}{9.45} \div 21 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas 5/8 " Ø @ 21 cm

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO

El valor del empuje de tierras para el análisis estructural del muro es :

$$E = \frac{1}{2} \gamma h (h + 2 H_1) K_0$$

$$E = 0.5 \times 1800 \times 6.0 (6.0 + 2 \times 0.6) 0.286$$

$$E = 11120 \text{ Kg}$$

Y su punto de aplicación está :

$$Y = \frac{h^2 + 3h h_1}{3 (h + 2h_1)}$$

$$y = \frac{6.0^2 + 3 \times 6.0 \times 0.6}{3 (6.0 + 2 \times 0.6)} = 2.17 \text{ m}$$

Momento en el muro :

$$M = E.y = 11\ 120 \times 2.17 = 24\ 130 \text{ Kg-m}$$

$$M = 2\ 413\ 000 \text{ Kg-cm}$$

diámetro necesario por momento :

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{2\ 413\ 000}{16.8 \times 100}} \approx 38 \text{ cm}$$

Diámetro necesario por cortante :

$$d = \frac{V}{V_b} = \frac{11\ 120}{4.7 \times 100} \approx 24 \text{ cm}$$

Se utilizará :

$$d = 52 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm}$$

Área de acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2\,413\,000}{2000 \times 0.888 \times 52} = 26.13 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

Separación de varillas :

Varillas 3/4" \emptyset :

$$S = \frac{100 \times 2.85}{26.13} = 11 \text{ cm}$$

Varillas 1" \emptyset

$$S = \frac{100 \times 5.07}{26.13} = 19 \text{ cm}$$

Esfuerzo de adherencia permisible

$$(U_{\text{perm}})_{3/4"} = 19.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(U_{\text{perm}})_{1"} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo actuante :

$$M_{3/4"} = \frac{11\ 120}{54.5 \times 0.888 \times 52} = 4.42 \text{ Kg/cm}^2 < M_{perm}$$

$$M_{1"} = \frac{11\ 120}{40 \times 0.888 \times 52} = 6.02 \text{ Kg/cm}^2 < M_{perm}$$

A continuación se calcularán las alturas a las que podrán recortarse el refuerzo obtenido; considerando que éste puede reducirse, por construcción, a la mitad y a la cuarta parte, para lo cual se calcularán los empujes y sus momentos respectivos, así como los correspondientes momentos resistentes .

De esta forma se tendrá :

$$E = 0.5 \times 1\ 800 h (h + 1.2) = 0.286$$

$$E = 257.4 h (h + 1.2)$$

$$Y = \frac{h^2 + 3h h_1}{3 (h + 2h_1)} = \frac{h^2 + 1.8h}{3 (h + 1.2)} = \frac{h (h + 1.8)}{3 (h + 1.2)}$$

Momentos resistentes :

Para 50 % As :

$$M = (0.5 A_s) f_s j d$$

$$M = 0.5 \times 26.13 \times 2\,000 \times 0.888 d =$$

$$= 23\,203 d$$

Para 25 % As :

$$M = 0.25 \times 26.13 \times 2\,000 \times 0.888 d =$$

$$= 11\,602 d$$

El valor del peralte será :

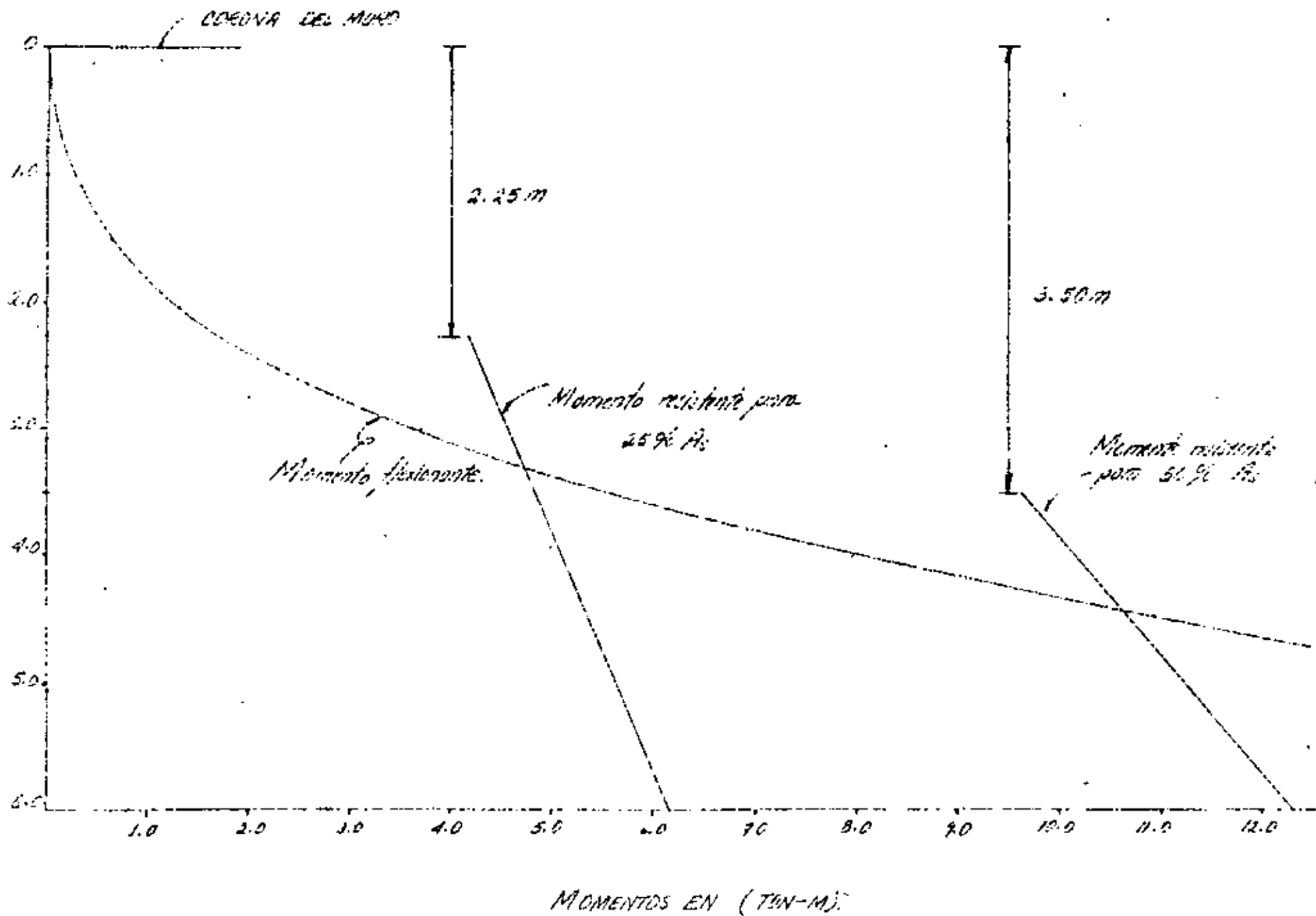
$$d = \frac{0.3}{6.0} h + 0.23$$

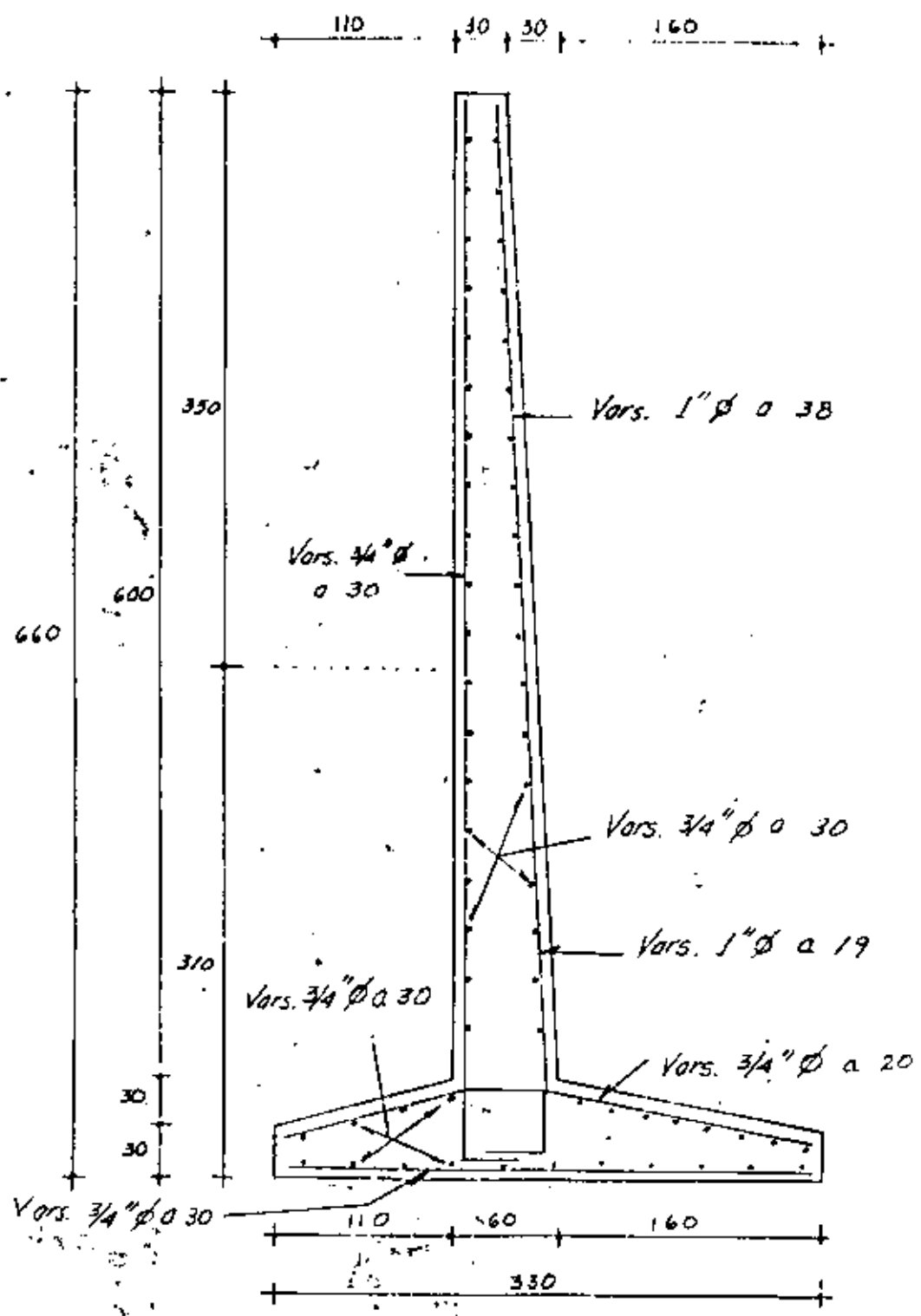
$$d = 0.05 h + 0.23$$

En la tabla siguiente se determinan los momentos flexionantes y resistentes para diversas alturas :

h	E (Kg)	Y (m)	M (Kg-m)	d (m)	M 50 % (Kg-m)	M 25 % (Kg-m)
0.50	219	0.22	49	0.255	5 917	2 958
0.75	376	0.33	123	0.267	6 207	3 103
1.00	566	0.42	240	0.280	6 497	3 249
1.25	788	0.52	409	0.292	6 787	3 394
1.50	1 042	0.61	637	0.305	7 077	3 539
1.75	1 329	0.70	933	0.317	7 367	3 684
2.00	1 647	0.79	1 304	0.330	7 657	3 829
2.25	1 998	0.88	1 759	0.342	7 947	3 974
2.50	2 381	0.97	2 306	0.355	8 237	4 119
2.75	2 796	1.06	2 952	0.367	8 527	4 264
3.00	3 243	1.14	3 707	0.380	8 817	4 409
3.25	3 723	1.23	4 577	0.392	9 107	4 554
3.50	4 234	1.32	5 571	0.405	9 397	4 699
3.75	4 778	1.40	6 696	0.417	9 687	4 844
4.00	5 354	1.49	7 962	0.430	9 977	4 989
4.25	5 962	1.57	9 376	0.442	10 267	5 134
4.50	6 602	1.66	10 946	0.455	10 557	5 279
4.75	7 275	1.74	12 680	0.467	10 847	5 424
5.00	7 979	1.83	14 586	0.480	11 137	5 569
5.25	8 716	1.91	16 672	0.492	11 427	5 714
5.50	9 485	2.00	18 947	0.505	11 717	5 859
5.75	10 286	2.08	21 418	0.517	12 007	6 004
6.00	11 120	2.17	24 093	0.530	12 298	6 149

A continuación se muestra la gráfica de éstos valores.



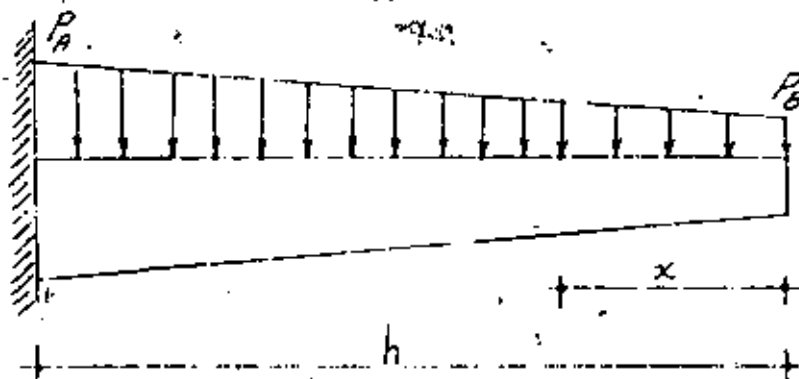


CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES.

El cálculo de los efectos de flexión en toda la longitud de un miembro no prismático, puede hacerse de dos maneras:

- 1) Integración directa en un número de segmentos.
- 2) División del miembro en un número de segmentos.

El primer método en general lleva a integrales laboriosas, por este motivo se utilizará el segundo.



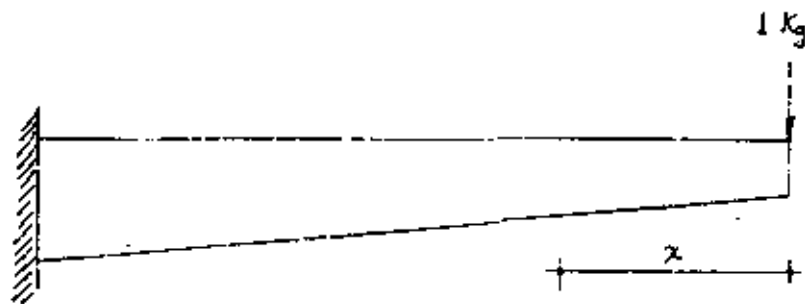
$$P_A = K_o \gamma (h + h_1)$$

$$P_A = 0.236 \times 1800 (6.0 + 0.6) = 3328 \text{ Kg/m}$$

$$P_B = K_o \gamma h_1$$

$$P_B = 0.236 \times 1800 \times 0.6 = 309 \text{ Kg/m}$$

$$\Delta = \sum \frac{m \cdot N \cdot \Delta x}{EI}$$



$$H = x$$

$$M = \frac{P_B x^2}{2} + \frac{(P_A - P_B) x^3}{6}$$

$$M = \frac{309}{2} x^2 + \frac{(3398 - 309)}{6.0 \times 6} x^3$$

$$M = 154.5 x^2 + 85.8 x^3$$

Dividiendo el muro en 4 partes :

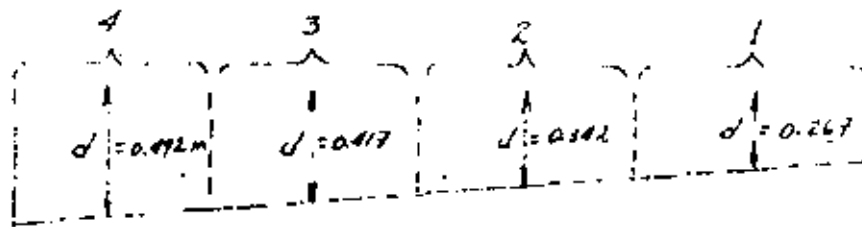
$$x = \frac{6.0}{4} = 1.5 \text{ m}$$

Módulo de elasticidad :

$$E = \frac{2.1 \times 10^6}{9} = 233\,333 \text{ Kg/cm}^2 = 2.333 \times 10^9 \text{ Kg/m}^2$$

$$I = \frac{b d^3}{12}$$

$$a = 0.23 + 0.05 x$$



SEGMENTO	X (m)	M (Kg-m)	I (m ⁴)	$\frac{M \cdot X}{I}$
1	0.75	123.1	1.59×10^{-3}	58.07×10^3
2	2.25	1759.5	3.33×10^{-3}	1.188×10^6
3	3.75	6697.3	6.04×10^{-3}	4.158×10^6
4	5.25	16673.9	9.92×10^{-3}	8.824×10^6
				14.228×10^6

$$\Delta = \frac{14.228 \times 10^6 \times 1.5}{2.33 \times 10^9} = 0.009 \text{ m}$$

$$\Delta = 0.9 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

$$(\Delta = 0.9 \text{ cm}) < (\Delta_{\text{perm}} = 2 \text{ cm})$$

∴ Correcto.





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

IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.

INSTALACION DE LAS TUBERIAS.

PROF. ING. ALEJANDRO HURTADO GARCIA.

NOVIEMBRE, 1981.



INSTALACION DE LAS TUBERIAS.

ATRAQUES.

Al instalar una tubería es necesario considerar atravesos en los codos de la misma y entre cada dos juntas de expansión.

Los atravesos se diseñan de manera que sobe por gravedad sean capaces de contrarrestar la resultante de todas las fuerzas.

Las fórmulas siguientes y los dibujos de la figura (10) muestran un análisis completo de las fuerzas que actúan en un atraveso. Muchas de estas fuerzas generalmente resultan de pequeña magnitud, pero se incluyen en este trabajo a fin de hacerlo más completo.

Como se muestra en la figura (10) todas las fuerzas que actúan en un codo se forman finalmente en una componente horizontal y otra vertical, las cuales a su vez se combinan con el peso del atraveso para dar una resultante que debe pasar por el tercio medio de la base.

DEFINICION DE LOS SIMBOLOS.

A = área de la sección transversal de la tubería en el atraveso en metros cuadrados.

A' = Área de la sección transversal de la tubería en el cono reductor (Sección de mayor diámetro) en metros cuadrados.

A'' = Área de la sección transversal de la tubería en el cono

reductor (sección de menor diámetro) en metros cuadrados.

H = carga máxima en cualquier punto, incluyendo el golpe de ariete, en metros.

t = espesor de la placa de la tubería, en metros.

f = coeficiente de fricción entre tubería y silloteo (esto será de 0.6 para superficie sin tratar, ya sea acero en contacto con acero o en contacto con concreto; de 0.4 a 0.5 para superficies lubricadas y mucho menor para apoyos de rodillo y mecedora.

f' = Fricción de la junta de expansión por metro lineal de circunferencia, igual aproximadamente a $744 \frac{f}{\text{ft}}$.

W = peso del agua por metro cúbico.

Q = gasto en m^3/seg .

v = velocidad en m/seg .

g = aceleración de la gravedad = $9.81 \text{ m}/\text{seg}^2$

P = peso propio de la tubería desde el atraveso, hacia arriba, hasta la junta de expansión, en (kg) .

W = Peso del agua en el tramo de tubo P .

P' = peso propio de la tubería, hacia abajo, desde el atraveso hasta la junta de expansión.

W' = peso del agua en el tramo de la tubería P'

α = ángulo que forma la rama de arriba del atraveso con la horizontal.



B = ángulo que forma la rama de abajo del ataque con la horizontal

p = peso de la tubería y del agua contenida, desde el ataque hacia arriba, hasta sillería adyacente, en (kg)

p' = peso del agua contenida y la tubería desde el ataque hacia abajo, hasta la sillería adyacente en (kg)

d = diámetro interior de la tubería, en (m).

a = área de la sección transversal de la tubería (espacia) de la junta de expansión de arriba en (m^2)

a' = área de la sección transversal de la tubería (del espacia) en la junta de expansión de abajo en (m^2)

c = peso del ataque.

FUERZAS QUE ACTUAN EN EL ATORQUE DE UNA TUBERIA A PRESION. -

1). - Fuerza hidrostática actuando a lo largo del eje de la tubería a cada lado del codo.

$$F_1 = N A H$$

2). - Fuerza dinámica actuando contra el lado exterior del codo

$$F_2 = \frac{Q N V}{g}$$

3). - Fuerza debida al peso propio del tubo desde el ataque hacia arriba, hasta la junta de expansión y que tiende a deslizar hacia abajo sobre las sillerías

$$F_3 = P \sin \alpha.$$

4). - Fuerza debida al peso propio del tubo desde el ataque hacia abajo, hasta la junta de expansión y que tiende a deslizar hacia abajo sobre las sillerías.

$$F_4 = P' \sin B.$$

5). - Fricción de deslizamiento del tubo en las sillerías debida a expansión o contracción del tubo desde el ataque hacia arriba

$$F_5 = f \cos \alpha (P + N - \frac{P}{2})$$

6). - Fricción de deslizamiento del tubo en las sillerías debida a expansión o contracción desde el ataque hacia abajo

$$F_6 = f \cos B (P' + N' - \frac{P'}{2})$$

7). - Fricción de deslizamiento en la junta de expansión de arriba.

$$F_7 = f' \pi (d + at)$$

8). - Fricción de deslizamiento en las juntas de expansión de abajo

$$F_8 = f' \pi (d + at)$$

9). - Presión hidrostática en el extremo superior del tubo en la junta de expansión de arriba.

$$F_9 = N a H$$

10) - Presión hidrostática en el extremo expuesto del tubo en la junta de expansión de abajo

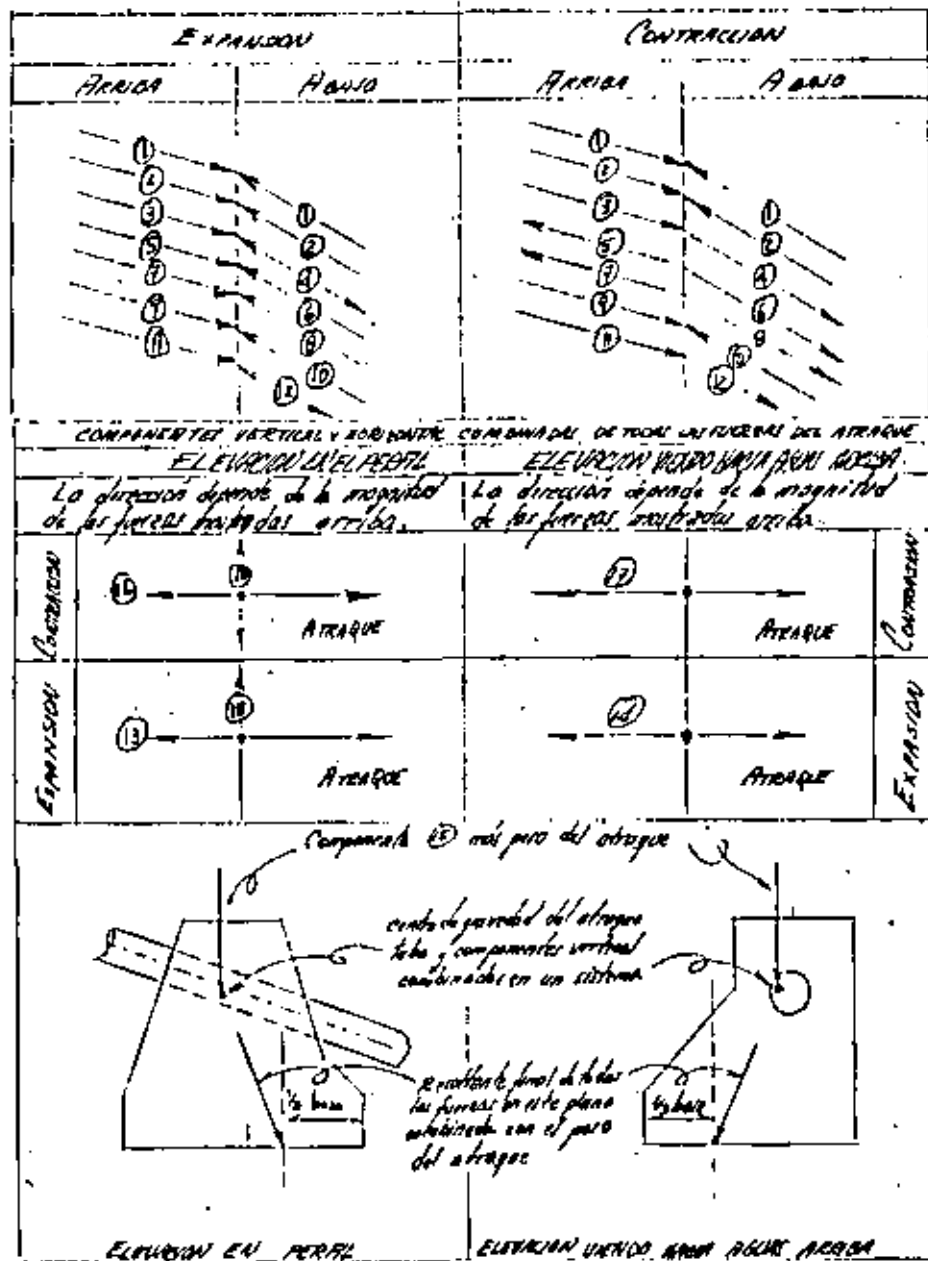
$$F_{10} = w \cdot a \cdot H$$

11) - Fuerza longitudinal debida al reducir arriba del atraque

$$F_{11} = W \cdot H \cdot (A' - A)$$

12) - Fuerza longitudinal debida al reducir abajo del atraque

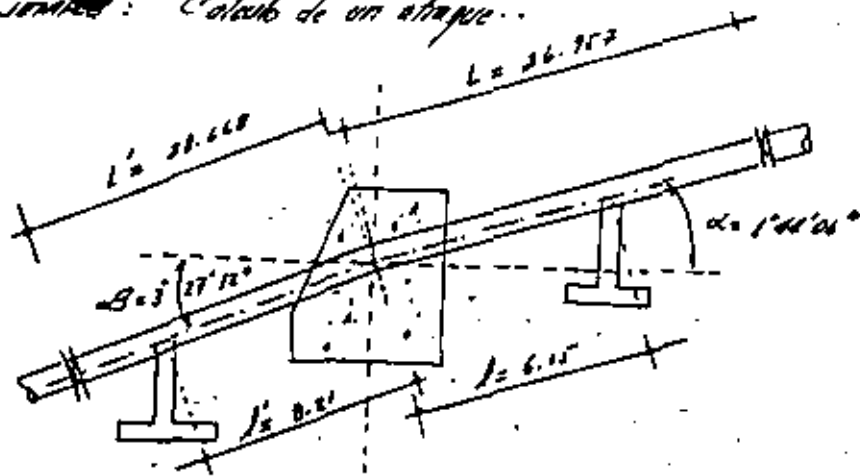
$$F_{12} = W \cdot H \cdot (A - A')$$



.

.

Ejemplo: Cálculo de un ataque.



$$\sin \alpha = 0.01303$$

$$\cos \alpha = 0.99991$$

$$\sin A = 0.01024$$

$$\cos A = 0.99819$$

Datos:

$$f = \text{para lazo } 40^\circ = 49.52 \text{ kg/m}^2$$

$$f = 0.4 \text{ (para simplificar cálculos)}$$

$$f' = 744 \text{ kg/m}$$

$$w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$A = 0.7854 (0.762)^2 = 0.456 \text{ m}^2$$

$$l = 0.0063 \text{ m}$$

$$Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.5}{0.456} = 1.096 \text{ m/seg}$$

$$d_i = 0.762 \text{ m (diámetro interior)}$$

$$d_o = 0.775 \text{ m (diámetro exterior)}$$

$$d_m = 0.768 \text{ m (diámetro medio)}$$

$$a = a' = 0.7854 (d_o^2 - d_i^2) = 0.7854 (0.6006 - 0.5806) = 0.016 \text{ m}^2$$

$$P = \pi d_m^2 L = \pi \times 0.768^2 \times 26.957 = 3220 \text{ kg}$$

$$W = \frac{\pi d_i^2}{4} w L = \frac{\pi}{4} \times (0.762)^2 \times 1000 \times 26.957 = 12293 \text{ kg}$$

$$P' = \pi d_m^2 L' = \pi \times 0.768^2 \times 28.668 = 3424 \text{ kg}$$

$$W' = \frac{\pi d_i^2}{4} w L' = 0.7854 (0.762)^2 \times 1000 \times 28.668 = 13074 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del tubo y del agua por metro} = \frac{3220 + 12293}{26.957} = 575$$

$$p = 575 \times l = 575 \times 6.15 = 3814 \text{ kg}$$

$$p' = 575 \times l' = 575 \times 0.21 = 120.75 \text{ kg}$$

Estimación de las fuerzas que actúan en el ataque

$$1) - F_1 = wAH = 1000 \times 0.456 \times 3.41 = 1565 \text{ kg} \quad (F = pA)$$

$$2) - F_2 = \frac{Qwv}{g} = \frac{0.5 \times 1000 \times 1.096}{9.81} = 56 \text{ kg}$$

$$3) - F_3 = P \sin \alpha = 3220 \times 0.1303 = 42 \text{ kg}$$

$$4) - F_4 = P' \sin A = 3424 \times 0.01024 = 35 \text{ kg}$$

$$5) - F_5 = f \cos \alpha (P + W - P') = 0.4 \times 0.99991 (3220 + 12293 - 3424) = 5400 \text{ kg}$$

$$6) - F_6 = f \cos A (P' + W' - P) = 0.4 \times 0.99819 (3424 + 13074 - 3220) = 5645 \text{ kg}$$

$$7) - f' \pi (d_i^2) = 744 \times \pi (0.775)^2 = 1811 \text{ kg}$$

$$8) - f' \pi (d_i^2) = 1811 \text{ kg}$$

$$9) - w_0 H = 1000 \times 0.16 \times 3.41 = 55 \text{ kg}$$

$$10) - w_0' H = 1000 \times 0.16 \times 2.41 = 39 \text{ kg}$$

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for transparency and accountability, particularly in the context of public administration and government operations. The text highlights that without reliable records, it becomes difficult to track the flow of funds, resources, and information, which can lead to inefficiencies and potential misuse of public resources.

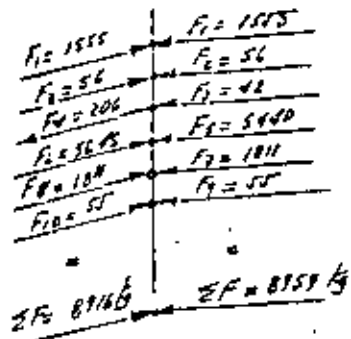
2. The second part of the document focuses on the role of technology in enhancing record-keeping and data management. It notes that modern digital tools and software solutions can significantly improve the accuracy, security, and accessibility of records. The text suggests that investing in robust IT infrastructure is crucial for organizations looking to streamline their operations and ensure that their data is protected and easily retrievable. It also mentions that digital records can facilitate better collaboration and communication among different departments and stakeholders.

3. The third part of the document addresses the challenges associated with maintaining large volumes of data and records over time. It points out that as the amount of data grows, the complexity of managing and organizing it increases. The text discusses the importance of implementing effective data governance policies and procedures to ensure that records are properly categorized, stored, and maintained. It also highlights the need for regular audits and reviews to verify the integrity and accuracy of the data over the long term.

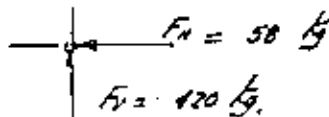
4. The fourth part of the document discusses the legal and regulatory requirements that govern record-keeping. It notes that various laws and regulations, such as the Freedom of Information Act and data protection laws, impose specific obligations on organizations regarding the collection, storage, and disposal of records. The text emphasizes that compliance with these requirements is not only a legal necessity but also a key factor in building trust and credibility with the public and other stakeholders.

5. The fifth and final part of the document provides a summary of the key points discussed and offers some practical recommendations for organizations. It reiterates the importance of a proactive approach to record-keeping and data management, suggesting that organizations should regularly assess their current practices and make necessary adjustments to stay up-to-date with the latest technologies and regulatory changes. The text concludes by stating that a well-managed record-keeping system is a valuable asset that can support an organization's mission and vision while ensuring transparency and accountability.

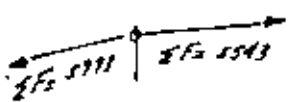
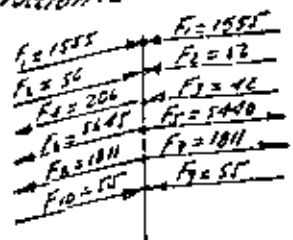
a) Condición de expansión: -



descomponiendo las sumas de fuerzas en sus componentes, horizontal y vertical y sumandolas se obtiene:



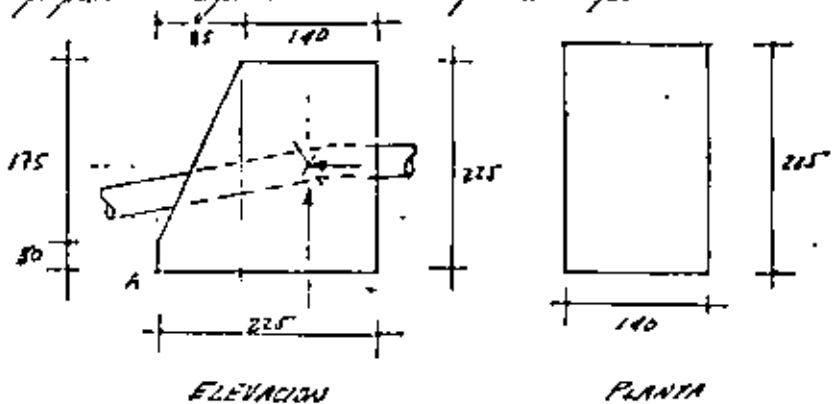
b) Condición de contracción: -



Las componentes son:



Se preparan las siguientes dimensiones para el ataque:



sumando momentos respecto a (A).

FUERZA	Brazo	MOMENTO
1) Pico ataque: -		
$0.70 \times 2.25 \times 1.40 \times 2400 = 3780 \text{ kg}$	1.125 m	4252 kg·m
$1.25 \times 1.40 \times 1.40 \times 2400 = 8232$	1.55	12760 ✓
$0.5 \times 0.85 \times 1.95 \times 1.40 \times 2400 = 3497$	0.57	1929 ✓
2) Fuerzas de fibra a contracción		
$FV = 289 \text{ kg}$	1.55	448 ✓
$FA = 440$	1.125	495 ✓
$\Sigma FV = 14800$		$\Sigma M = 18389$
$\Sigma FA = 440$		

Paso de la resultante: $Z = \frac{\Sigma M}{\Sigma FV} = \frac{18389}{14800} = 1.242 \text{ m}$

Cae dentro del terzo medio ($0.15 < 1.242 < 1.80$) ✓ O.K.
 excentricidad = $\frac{225}{2} - 1.242 = -0.117 \text{ m}$

$$f = \frac{P}{A} \left[1 \pm \frac{e}{r} \right] = \frac{14800}{1.412 \times 2.25} \left[1 \pm \frac{6(-0.117)}{2.25} \right]$$

$f_{\text{mín}} = 3232 \text{ kg/m}^2$
 $f_{\text{máx}} = 6164 \text{ kg/m}^2$ } < $f_{\text{límite}}$



Se revira contra deshozamiento y rasbo.

Factor de seguridad contra deshozamiento ≥ 1.5
" " " " rasbo ≥ 2.0

$$C.S. = \frac{0.35 \times 14800}{240} = 11.8 \gg 1.5$$

La sección está muy sobrada, por lo cual se deberá preparar una geometría menor y hacer las revisiones tanto para contracción, como expansión y cambio en area de temperatura.

En cuanto al material y espesor de las tuberías, éstos dependerán principalmente de los esfuerzos a que está sujeta debido a las presiones internas de trabajo y las que se tienen por producirse el fenómeno llamado "golpe de ariete", que se presenta en el arranque y paro de las bombas. Las tuberías empleadas con más frecuencia son las de asbesto-cemento, acero, fierro y concreto.

En varios proyectos, la clase de tubería se elige de inmediato, al considerar las presiones que se tienen en el problema y los diámetros y resistencias de las tuberías que existen en el mercado mediante unos cálculos sencillos, por ejemplo: Considérese un bombeo como el que se indica en la Fig. No. 1.15 cuyos datos son:

Elevación de la succión	200 m.
Elevación de la descarga	270 m.
Gasto Total	1 m ³ /seg.
Longitud de descarga	2 500 m.

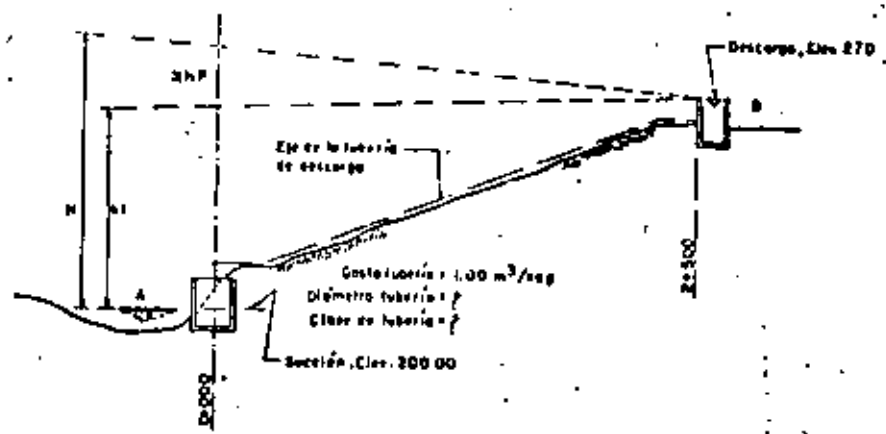


Fig. 1.15 Croquis de bombeo de A-B

De acuerdo con los datos anteriores, las cargas de presión normales serán, aproximadamente, las siguientes:

Carga estática:

Elevación de descarga 270
Elevación de succión -200

Carga estática 70 m.

Presión = 7 Kg/cm².

Pérdidas mayores:

Carga por fricción:

Considerando una velocidad en la tubería de 2.50 m/seg., se tiene que el diámetro de la tubería deberá ser:

Para: Q = 1.0 m³/seg. y v = 2.50 m/seg.

Como: Q = v · A = 2.5 · A

Luego: A = $\frac{Q}{v} = \frac{1.0}{2.5} = 0.4 \text{ m}^2$

A = 0.4 m² = 0.785 D²

De donde:

$$D = \sqrt{\frac{A}{0.785}} = \sqrt{\frac{0.4}{0.785}} = \sqrt{0.52} = 0.72 \text{ m.}$$

D = 0.72 m. = 28.35"

Diámetro Comercial (Inmediato superior) = 30" = 76 cm.

La velocidad correspondiente a este diámetro es:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1.0}{0.785 \times 0.76^2} = 2.21 \text{ m/seg.}$$

Empleando la fórmula de Manning:

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

para el cálculo de las pérdidas por fricción.

Según el nomograma que resuelve esta fórmula, se tiene para tubería de asbesto:

h_f = 4.3 (véase nomograma) Pág. 206.

$$h_f = \frac{4.3}{1000} \times L = 0.0043 \times 2500 = 10.75 \text{ m.}$$

Pérdidas menores:

Suponiendo que las pérdidas menores por accesorios (válvulas, codos, etc.), vale de acuerdo con la experiencia, 2.50 m.; el valor de la presión total, aproximadamente, será:

Carga estática total (h_{et}) 70.00 m.

Pérdidas mayores (h_f) 10.75 m.

Pérdidas menores (h_{acc.}) 2.50 m.

Carga dinámica total aprox. (h_{tp}) 83.25 = 84.00 m.

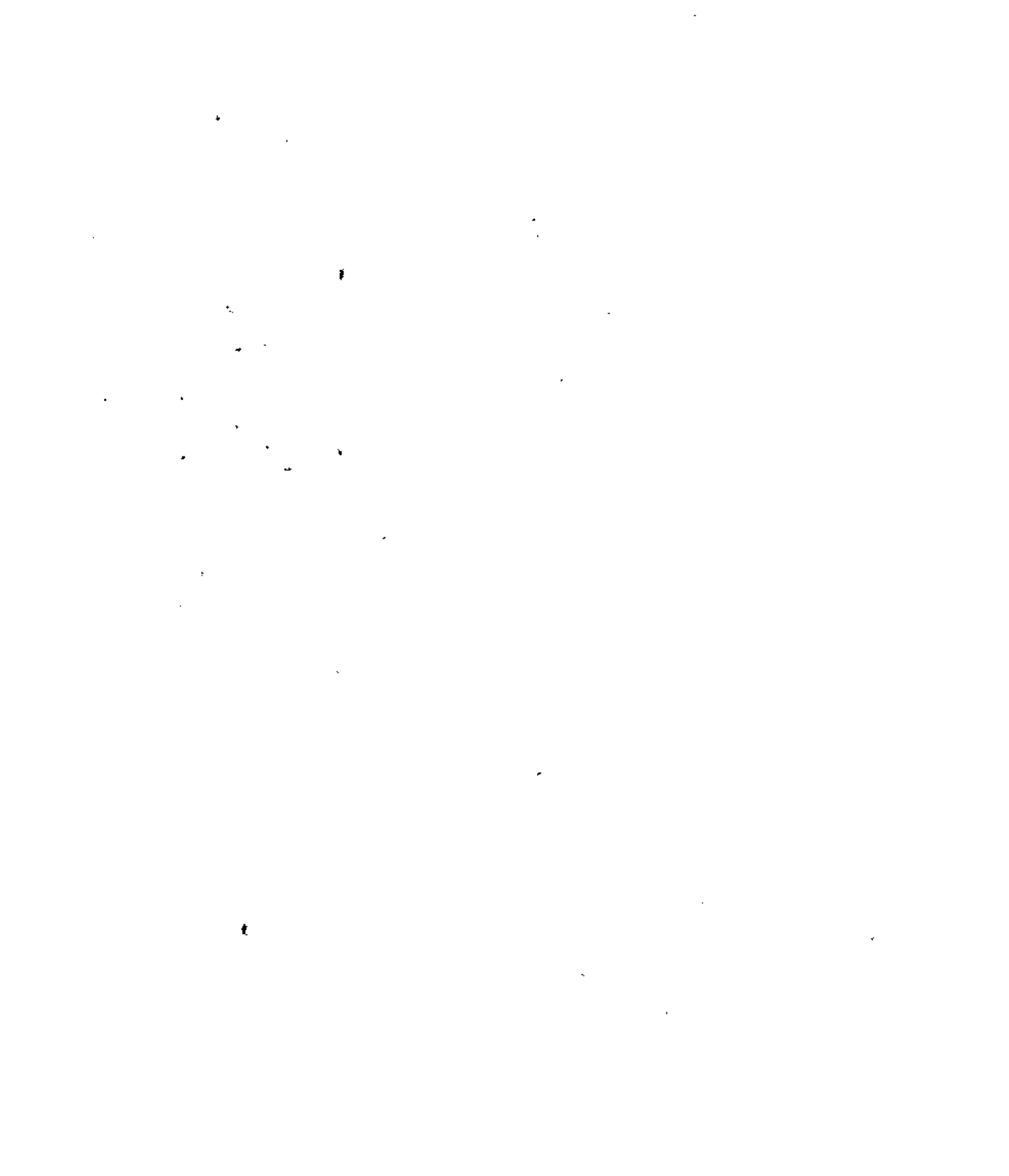
Presión normal aproximada 8.4 Kg/cm².

Sobrepresión por Golpe de Aríete

El fenómeno de golpe de aríete que se presenta al abrir o cerrar una válvula, es semejante al que se tiene por el paro o arranque de las bombas, ya sea en condiciones de operación normales o por una interrupción de la energía eléctrica, cuando ésta se utiliza en los motores que impulsan a las bombas.

Existen métodos analíticos y gráficos para el cálculo de la sobrepresión por "golpe de aríete" para sistemas de bombeo. No obstante, un análisis minucioso de este fenómeno es generalmente complejo y laborioso, sobre todo cuando se trata de varias bombas conectadas a una tubería. Fig. 124. En la mayoría de los casos, dada la magnitud del problema, no se justifica efectuar dicho análisis si se considera el tiempo necesario para hacerlo y además, los valores que se obtienen, quedan dentro de los calculados en forma menos aproximada.

Por otro lado, se tiene la inquietud de elaborar en un futuro, un programa para cálculo electrónico, que en forma abreviada y adaptado al rango de los problemas de bombeo para riego, en cuestión, permita determinar más aproximadamente la magnitud de este fenómeno que por ahora no es posible efectuar. Así pues, para cálculo de sobrepresión por golpe de aríete se ha --



15
 se da la fórmula de Lorenzo Allievi que se escribe a continuación. Con esta fórmula se obtiene el valor máximo que puede adquirir esta sobrepresión ya que fue deducida considerando las condiciones más críticas para el cierre de una válvula, esto es, aceptando que la máxima sobrepresión se verifica al instante de la primera fase del fenómeno y que el tiempo de cierre es: $T = \frac{2L}{a}$

La fórmula es:

$$h_1 = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{E_a \phi}{E_t e}}} \quad ; \quad \text{para} \quad T = \frac{2L}{a}$$

Representando:

h_1 = Sobrepresión de inercia por golpe de ariete en, m.

v = Velocidad del agua en la tubería, en m/seg.

E_a = Módulo de elasticidad del agua, en Kg/cm².

D = Diámetro interior de la tubería, en cm.

e = Espesor de la tubería, en cm.

E_t = Módulo de elasticidad del material de la tubería, en Kg/cm².

L = Longitud de la tubería, en m.

a = Celeridad de la onda de presión, en m/seg.

Módulos de elasticidad para algunos materiales:

Material	Kg/cm ²
Acero	2,100,000
Hierro fundido	930,000
Concreto simple	125,000
Asbesto - cemento	210,000
Agua	20,700

16
 Volviendo al ejemplo:

Allievi.

Se tienen los siguientes datos para sustituirlos en la fórmula de --

$$v = 2.21 \text{ m/seg.}$$

$$E_a = 20,700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_t = 210,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (asbesto - cemento)}$$

$$d = 76 \text{ cm.}$$

$$e = 8 \text{ cm. (se ve en catálogos)}$$

$$h_1 = \frac{145 \times 2.21}{\sqrt{1 + \frac{20,700 \times 76}{210,000 \times 8}}} = \frac{320}{\sqrt{1 + \frac{1,573,200}{1,680,000}}} = \frac{320}{\sqrt{1 + 0.936}}$$

$$h_1 = \frac{320}{\sqrt{1.936}} = \frac{320}{1.39} = 230.21 \text{ m.}$$

$$h_1 = 230.21 \text{ m. (se divide entre 10 por estar en cm)}$$

$$h_1 = P_1 = 23.02 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo con los cálculos se tiene que las presiones en el sistema son:

$$\text{Presión normal } (P_n) = 8.40 = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

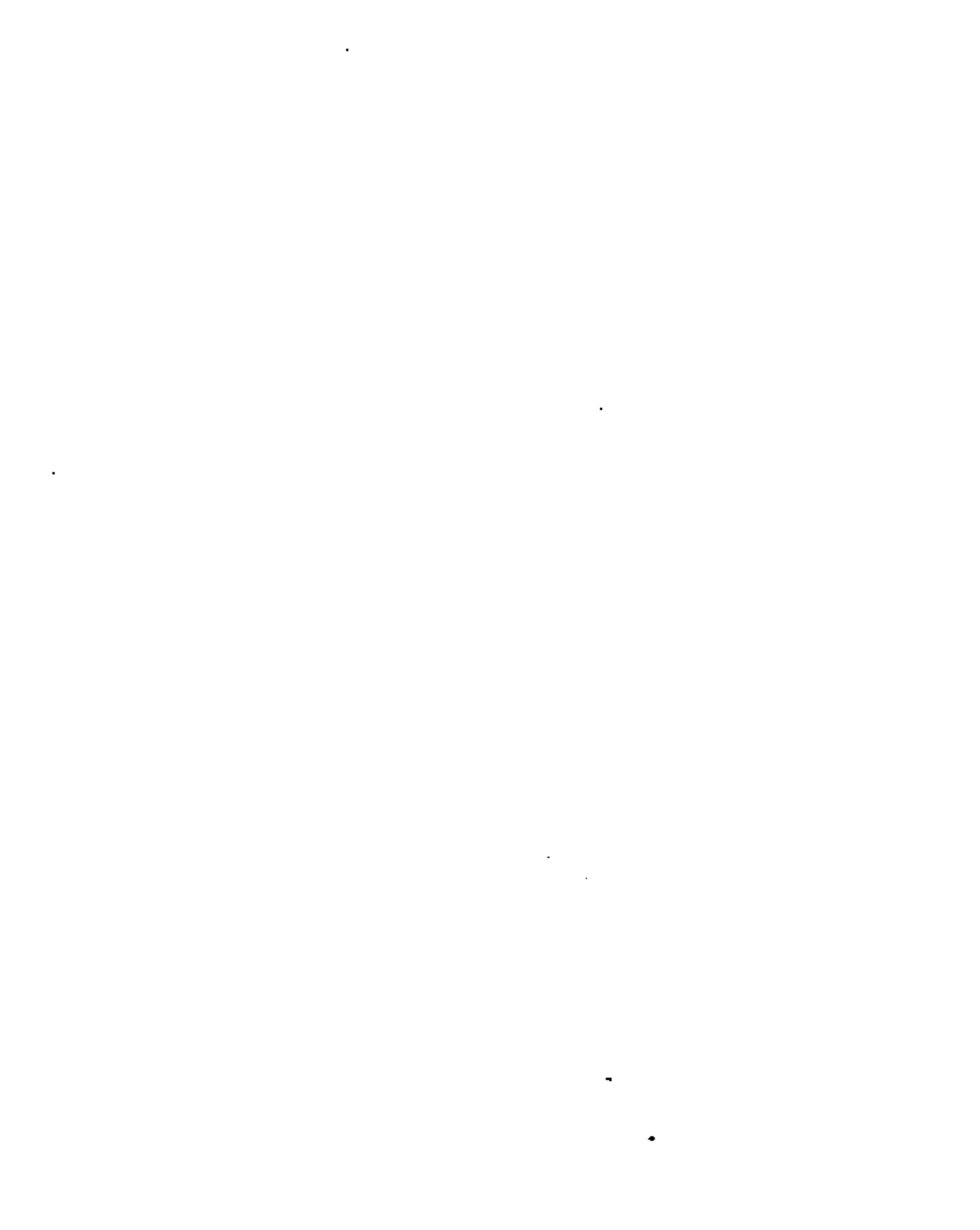
$$\text{Sobrepresión por G. A. } (P_1) = 230.2 \text{ m.} = 23.02 \text{ Kg/cm}^2$$

Observando los valores anteriores, se puede pensar en las siguientes posibilidades.

a). - Emplear tubería de asbesto-cemento de 30" de diámetro con válvulas de alivio.

b). - Emplear tubería de acero con válvulas de alivio.

c). - Emplear tubería de acero capaz de resistir la presión total para el caso más crítico de funcionamiento o sea cuando:
 $P_t = 8.4 + 23.02 = 31.4 \text{ Kg/cm}^2$



Posibilidad (a)

De acuerdo con la experiencia, se acostumbra considerar a las válvulas de alivio una eficiencia de 80%, por lo tanto, la presión que servirá para la elección de la tubería, empleando válvulas de alivio es:

$$P_t = P_n + 20\% P_1$$

y para el caso en cuestión, se tiene:

$$P_t = 8.4 + 0.20 \times 23 = 8.4 + 4.6 = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_t = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Que sería la presión soportada por la línea y observando este valor se deberá emplear una tubería de asbesto-cemento de 30" de diámetro tipo A 14. (14.0 Kg/cm²).

Posibilidad (b)

Espesor de la tubería de acero:

Considerando el rango de los diámetros y presiones que ordinariamente se tienen para las tuberías de descarga en estas plantas de bombeo; el espesor se determina consultando las especificaciones de los fabricantes de tubería, teniendo como datos el diámetro y la presión considerada. La tubería empleada es la fabricada con acero "Grado B", según especificaciones de la A.P.I. (American Petroleum Institute).

En forma aproximada se puede calcular el espesor con la fórmula llamada del "cilindro delgado" que es:

$$e = \frac{P d}{2 f_n} + c$$

Siendo:

e = espesor en cm.

P = Presión total considerada en Kg/cm².

d = diámetro interior en cm.

$$f_n = 0.6 f_y = 0.6 \times 1900 = 1140 \text{ Kg/cm}^2$$

c = Espesor adicional previsto para corrosión y que no se considera en la resistencia de la tubería. Su valor varía de 1.5 a 2.5 mm. Generalmente se adopta 1.5 mm.

Consultando el catálogo de tubería de acero para: P = 13.0 Kg/cm² y d = 30" se observa que la tubería deberá tener 0.635 (1/4") de espesor.

Posibilidad (c)

$$P = 31.4 \text{ Kg/cm}^2 ; d = 30" ; e = 1.27 (1/2")$$

De acuerdo con los cálculos anteriores, es claro que en este ejemplo se vislumbra que lo conveniente es emplear tubería de acero y válvulas de alivio (Posibilidad (b)), ya que, para estos diámetros y estas presiones la de asbesto-cemento es más costosa, así como también la de acero de 1/2" de espesor. No obstante, esa aseveración se aclara con la comparación de costos aproximados de las tres líneas que se indican a continuación, y en los cuales se han considerado los conceptos más importantes que afectan a la inversión inicial en cada posibilidad. El costo de las válvulas de alivio no se consideró porque afectan a las dos posibilidades más viables (a) y (b).

Posibilidad	Precio por m. \$/m	Costo Jun-teo, inst. y prueba. \$/m	Pintura anti-corrosiva \$/m	Costo aprox. Total \$/m
(a) Tubería de a-c A-14 de 30" φ	1 500	60	-	1 560
(b) Tubería de acé-ro, 30" φ x 1/4"	700	200	75	975
(c) Tubería de acé-ro, 30" φ x 1/2"	1 160	365	75	1 600

En términos generales se prefiere tubería de acero para descargas mayores de 24" de diámetro; no obstante deberá hacerse siempre un estudio económico para decidir la elección.

Con la idea de adoptar para la línea de descarga, una solución en la cual se tengan las menores pérdidas de energía y un ahorro en su costo; es aconsejable, proponer y analizar varias posibilidades, por ejemplo, en la Figura No. 1, se presentan 4 soluciones propuestas para la descarga del problema de bombeo AB. Como puede observarse, en la solución (a) dadas las condiciones topográficas y de acuerdo con el gradiente de energía, se propone usar tubería de acero en el tramo AC y tubería de asbesto de C a B. En la pro-posición (b) en el punto C se ha considerado la construcción de una caja rompe-dora de presión e instalar tubería de acero de A a C y un alifón de concreto de C a B. La proposición (c) indica la posibilidad semejante a la anterior pero en lugar del alifón de concreto se ha pensado en un canal postizo o puente canal pa-



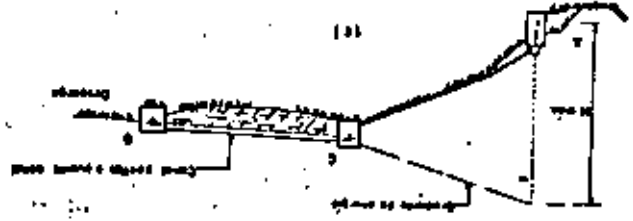
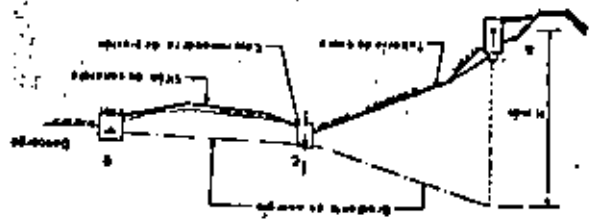


Fig. 13.-Cortes longitudinales para la descarga A B

En el tramo CA, por último, esta proporción (a) para este sistema de tuberías porta por la de emplear de A a B una tubería de aislamiento, si los cilindros horizontales que se van a tener de A a C pueden ser resistentes por cada lado de tubería e instalarse "válvulas de alivio" en el punto A, es decir, al principio de la descarga, con el objeto de amortiguar el temblor de golpe de agua. El ejemplo anterior es muy frecuente y se sugiere pensar en las posibilidades de descarga verticales, cuando se tenga un caso semejante.

Insulación de Tuberías

Las tuberías se instalan sobre la superficie, enterradas o combinadas estas dos maneras. Esto depende de la temperatura, clase de tubería y cantidad del terreno por ejemplo, en un terreno rocoso es probable que conviene llevar la superficie. En el tipo de instalación que se adopte también se debe considerar otros factores relacionados con la protección de la tubería y una tubería que está próxima al detector o maltrato de personas y animales se puede enterrar; especialmente cuando se de abasto o concreto. Cualquiera que sea la forma de tubería e instalación se deberá procurar evitar en lo posible los golpes, tanto horizontales como verticales, con el objeto de eliminar los y otras piezas capotadas necesarias para dar los curvaturas de dirección. En los golpes aumentan las pérdidas de la carga, el costo de la instalación y en ocasiones pueden producir el confinamiento del aire mezclado con el agua.

Se acostumbra clasificar a las tuberías, por la forma de instalación en: visibles y enterradas. En general cuando se utilizan tuberías de acero se prefieren las visibles y enterradas. No es por demás recordar que para la instalación de las tuberías de descarga se consulten los catálogos e instructivos formados por las casas vendedoras de este material, con el fin de eliminar la posibilidad de alguna falla durante la operación del sistema, cuando por una instalación inadecuada. Es conveniente hacer un plano de la instalación de esta tubería en el cual se indiquen claramente las "válvulas de protección (Check, Alivio, Eliminadores de aire, etc.) y control; codos, arrastres o machones y alfileres, así como juntas de dilatación, si el caso lo amerita.

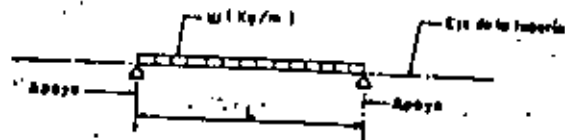
Alfileres

Ordinariamente las tuberías de acero empleadas son apoyadas sobre alfileres en anillos aisladores.

Para determinar el espacio máximo entre alfileres de una tubería de acero, ésta se supone como una viga continua y un carril var formado por el extremo de la tubería que se conecta a una junta de dilatación.



En forma aproximada el tramo de tubería entre dos apoyos se puede considerar como una viga simplemente apoyada, teniendo entonces:



El momento flexionante vale:

$$M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{\omega l}{8} = \frac{W l}{8}; \text{ siendo: } W = \omega l$$

$$\text{Por otro lado: } M = f_s S = \frac{W l}{8}$$

$$\text{Por lo tanto: } l = \frac{8 f_s S}{W}$$

Prescribiendo:

l = Longitud de la tubería entre silletas, en m.

S = Módulo de la sección de la tubería, en cm^3 .

$$S = \frac{(D - d)^4}{32 D}; \text{ en } \text{cm}^3; D = \text{Diámetro exterior};$$

d = Diámetro interior.

W = Carga total en la tubería igual a ωl ; en Kg.

ω = Carga unitaria considerada (Kg/m). Las cargas para valor son:

Peso propio de la tubería (Kg/m) y peso del agua dentro de la tubería en tránsito.

f_s = Esfuerzo a la tensión de la tubería (1265 ó 1140 Kg/cm^2)

Cuando por condiciones topográficas no sea posible adoptar la máxima separación entre silletas, es claro que deberán colocarse tan cercanas como sea necesario. Esto último es frecuente en cantiles y terrenos escarpados.

Las silletas pueden quedar formadas con perfiles de hierro estructural a base de ángulos, placas y soleras o bien de concreto armado. Por facilidad de construcción se prefieren estas últimas y se calculan con la carga que les transmite la tubería. Las figuras Nos. 1, 17, 1, 18 y 1, 19 representan el tipo de silletas que se emplean con más frecuencia.

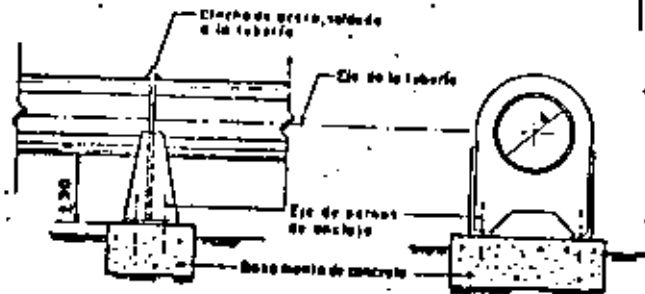


Fig. 117.—Silleta de acero para apoyo fijo

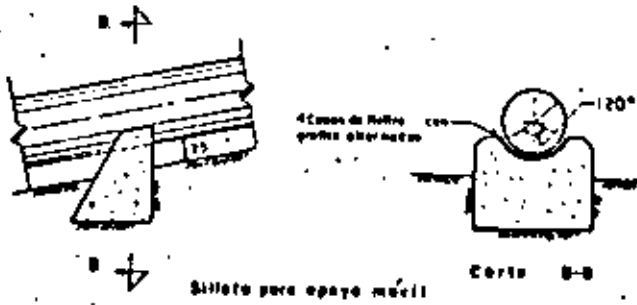
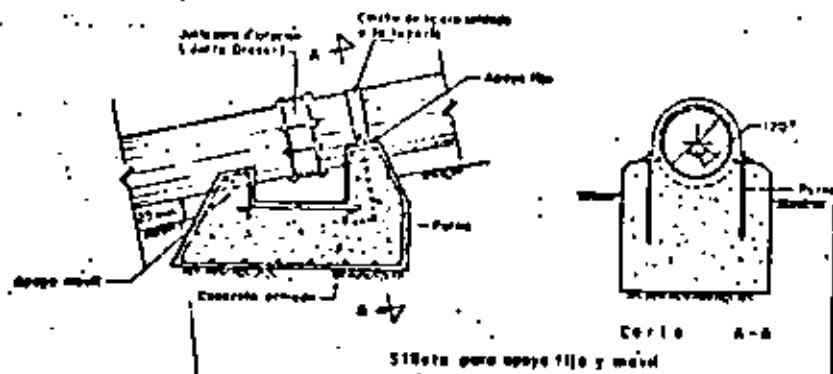


Fig. 1.18 Sistemas de concreto

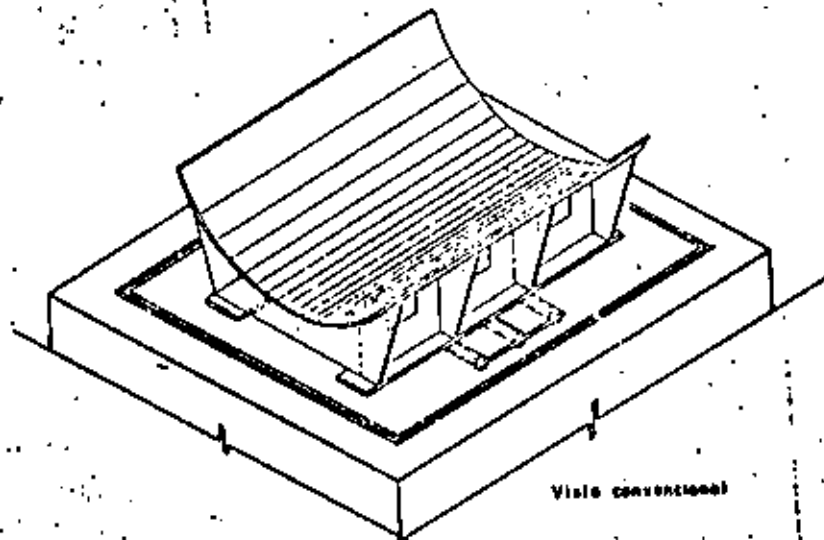
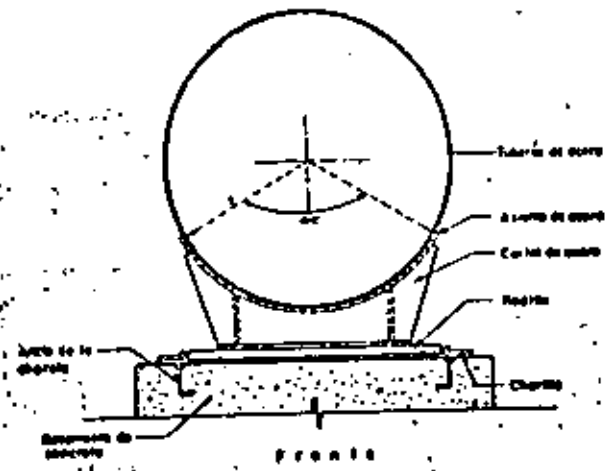


Fig. 1.19 Apoyo móvil para tubería de acero

La fuerza que se considera en el cálculo de los machones o atraque que sean necesarios en las deflexiones de la tubería, es la que corresponde a la suma de la fuerza total resultante, debido a la presión hidrostática y la resultante originada por el impulso y la reacción que ejerce el agua sobre el codo.

Observando la figura No. 1.20 y de acuerdo con los principios de la Hidráulica se tiene:

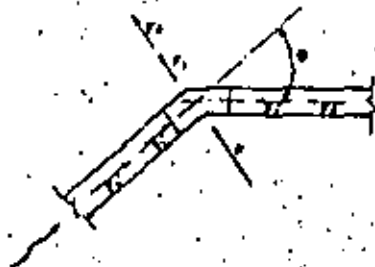


Fig. 1.20 Fuerza total resultante sobre el codo de una tubería, con agua en circulación

$$F = F_1 + F_2$$

$$F_1 = 2ap \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} + ap \sqrt{2(1 - \cos \theta)}$$

$$F_2 = 2a\omega v^2 \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} = \frac{a\omega v^2}{g} \sqrt{2(1 - \cos \theta)}$$

Por lo tanto:

$$F = 2a(p + \frac{\omega v^2}{g}) \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$$

En esta fórmula:

F = Fuerza total sobre el codo, en Kg.

a = Área de la sección transversal del tubo, en m^2 .

p = Presión en la tubería, incluyendo la debida al golpe de ariete (Kg/m^2)

ω = Peso específico del agua, en Kg/m^3 .

v = Velocidad del agua dentro de la tubería en m/seg .

g = Aceleración de la gravedad ($9.81 m/seg/seg$)

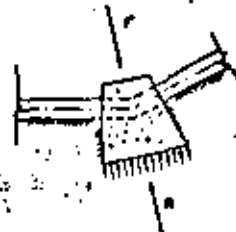
θ = Ángulo de deflexión del eje de la tubería.

El diseño del atraque dependerá del sentido que tenga esta fuerza sobre el codo de la tubería. La fig. No. 1.21 muestra los casos más frecuentes que se presentan, indicando el principio de cálculo.



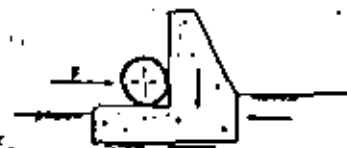
$P \geq F$

El peso del machón P debe contrarrestar la fuerza F



$AT = R \geq F$

El área de contacto A por la reacción del terreno R , soportan la fuerza F



El atraque trabaja como muro de retención que se opone a la fuerza F

Fig. 1.21 Atraques típicos en tuberías

Atraque para válvula Check

Se ha ideado un atraque para la válvula de retención (Check, Drop-check, etc.) en las plantas de bombeo, con el objeto de asegurar la rigidez de la conexión y además para poder desmontar fácilmente dicha válvula cuando sea necesario. Este atraque se sitúa en el extremo aguas abajo de la válvula Check y consiste fundamentalmente, en una placa de acero, con una ranura igual a la sección interior de la tubería; y con agujeros que se corresponden con los de las bridas del tubo y de la válvula. Esta placa se fija en la losa de piso, como lo indica la fig. No. 1.22. En el cálculo del espesor de esta placa se considera la presión por golpe de ariete y se acepta un espesor mínimo de una pulgada.

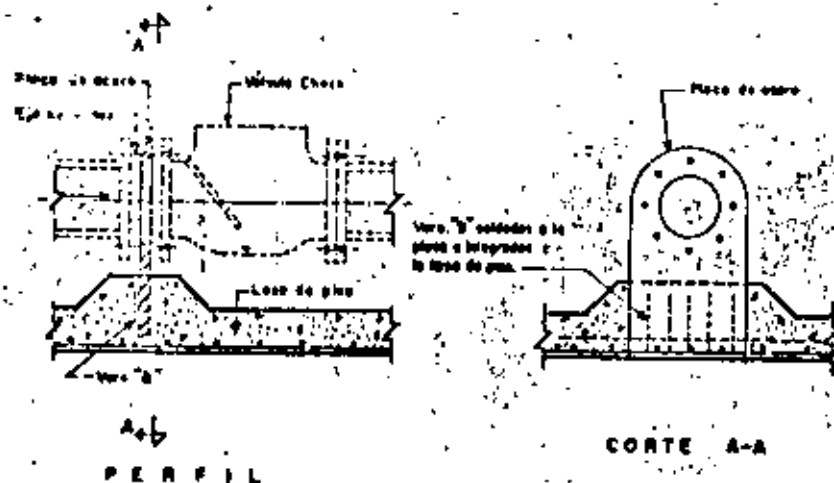


Fig. 1.22.-Atraque para válvula check

Junta de Dilatación

Se instalan para absorber los alargamientos o acortamientos de la tubería, debido a los cambios de temperatura, y con el fin de no originar esfuerzos excesivos por este motivo, en las juntas o machones.

Se acepta que el coeficiente de dilatación en las tuberías es: 12×10^{-6} por cada grado centígrado, y por lo tanto el incremento o decremento de la longitud vale:

$$\Delta l = 12 \times 10^{-6} L \quad \text{siendo } L \text{ la longitud de la tubería entre dos atraques.}$$

Se ha adoptado el uso de las juntas Dwyser para absorber el efecto de los cambios de temperatura en la tubería para los casos comunes y corrientes. En ocasiones será necesario la adquisición de una junta de expansión especial que exista en el mercado y deberá consultarse el catálogo respectivo para conocer los alargamientos que se pueden absorber con este accesorio.

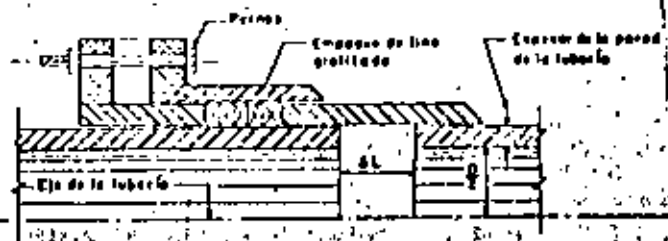


Fig. 1.23-Junta de dilatación típica

Extremo final de la tubería

Al final de la tubería se acostumbra conectar un codo a 90° con el objeto de guiar la dirección del chorro hacia el fondo del tanque de descarga. Esta descarga se amortigua con el cojín que se prevé en el diseño del tanque y se aconseja que tenga un espesor de por lo menos un metro.

Debe aclararse que el choque del agua en el tanque, es más o menos suave puesto que, la velocidad de escurrimiento en la tubería es siempre baja. Algunas veces se elimina el codo, introduciendo la tubería en el tanque, a un nivel inferior al del origen de la plantilla del canal principal de riego, con el objeto de lograr un ahogamiento constante. Cuando la descarga se hace en sifón, se deberán tomar las medidas previsorias para que dicho dispositivo funcione en forma deseada, lo cual se indicará al tratarse el cálculo de la carga de descarga. (véase página No. 97.)





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

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.**

**INTEGRACION DE DATOS PARA
CONCURSOS DE OBRAS.**

PROF. ING. JESUS GUZMAN RAMIREZ

DICIEMBRE, 1981.



CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.-

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

TEMA "A": EQUIPO PARA CONSTRUCCION

- a.1. GENERALIDADES.- Prácticamente no existe obra de la SARH en la que no estén involucradas actividades de excavación, transporte y/o colocación de grandes volúmenes de materiales granulares pétreos y térreos, por lo que conviene tener presentes las propiedades y características de los mismos, ya que están íntimamente ligados con la maquinaria que se utilizará para manejarlos durante la construcción. Al respecto, deben quedar claras las siguientes definiciones:
- Material en Banco.- El volumen de banco correspondiente a una terracería cualquiera, es el volumen que ocupa la misma antes de ser removida del sitio en que fué excavada. Generalmente, salvo indicación en contrario, los volúmenes para efectos de pago se miden en banco. El peso en banco, es el peso volumétrico del material en su estado original-inalterado.
- Abundamiento o Esponjamiento.- El aumento de volumen que experimenta un material al ser excvado se conoce como abundamiento. El porcentaje de abundamiento de un material -

TIPOS ESPECÍFICOS O VOLUMENES DE MATERIALES DIVERSOS

MATERIAL	kg/m ³	Lm ³	MATERIAL	kg/m ³	Lm ³
ARCILLA:			GRAVA:		
En bancos naturales	1955	3300	En bancos naturales	1837	31.4
Excavada	1340	2300	Suelta y seca	1400	24.3
			Suelta y húmeda	1955	33.9
			Contaminada con arcilla, seca	1400	24.3
ARCILLA Y GRAVA:			Excavada en agua	950	16.7
En bancos naturales	2015	3400			
Material suelto, seco	1600	2700	LUTITAS Y PIZARRAS:		
Material suelto, húmedo	1840	3100	En bancos naturales	2775	48.7
			Sueltas excavadas	1340	23.9
ARENA:			MIXTURA DE MIERDAS:		
En bancos naturales	1900	3200	En bancos naturales	2775	48.7
Suelta y seca	1400	2700	Excavada suelta	1310	23.1
Saturada de humedad	2015	3400			
			ROCAS IRRREGULARES DE CEMENTO PULCO Y COLUM CEMENTO (Basalto, andesita, etc.)		
ARCOSCUAS:			En bancos naturales	2960	50.0
En bancos naturales	2370	4000	Sueltas, excavadas	1020	18.1
Excavadas, sueltas	1300	2200			
			ROCA CALIZA:		
ARENA Y GRAVA:			En bancos naturales	1400	24.3
En bancos naturales	1835	3100	Excavada suelta	1340	23.9
Suelta, seca	1340	2300			
Suelta y húmeda	1900	3200	TIERRA COMÚN:		
			En bancos naturales	2100	36.4
ARCILLAS ESQUISTOSAS:			Suelta con humedad	1750	30.7
En bancos naturales	2600	4400	Arcillosa, seca	1400	24.3
Excavadas sueltas	1480	2500			
			TIERRA SECA PANGLOSSA:		
CAJONES DE ENTUBACITAS:			En bancos naturales	1780	30.7
En bancos naturales	1540	2600	Suelta y seca	1215	21.4
Excavada, suelta	650	1100	Suelta, húmeda	1244	21.7
			Suelta como lodo --		
CARBÓN BITUMINOSO:			seca.	1720	29.9
En bancos naturales	1330	2250			
Excavada, suelta	740	1250	YESO:		
			En bancos naturales	2550	45.0
GRANITO:			En terranos irregulares	1360	23.9
En bancos naturales	2725	4600	Tratado	890	15.6
Excavada, suelta	1340	2300			

TABLA 3-2
COEFICIENTES DE ABUNDAMIENTO DE DIVERSOS MATERIALES

MATERIAL	COEFICIENTES	
	Limites	Promedio
Grava o grava limpias	1.05 a 1.15	1.10
Tierra y grava limpias mojadas	1.10 a 1.20	1.15
Capas de tierra vegetal	1.10 a 1.20	1.15
Tierra común	1.20 a 1.40	1.30
Margas arenosas	1.10 a 1.30	1.20
Muecas arcillosas	1.15 a 1.35	1.25
Lodo de tierra común	1.25 a 1.50	1.40
Arcilla sin contaminaciones	1.30 a 1.60	1.45
Arcilla blanda, friable densa	1.35 a 1.55	1.45
Arcilla dura mezclada con piedras		1.50
Grava bien tronada	1.50 a 1.80	1.65
Grava mal tronada en grandes trozos	1.70 a 2.00	1.85
Tierra y arcillas esquistosas		1.65
Lasas trapenanas (Basalto, roca, granito, etc.)		1.50

se determina mediante la ecuación:

$$S_a = \left(\frac{B}{A} - 1 \right) \times 100$$

Siendo S_a = % (por ciento) de abundamiento

B = Peso del material inalterado (en banco)

A = Peso del material suelto abundado

Los pesos se expresan en kg/m³.

La tabla 3-1 indica valores de pesos volumétricos de diversos materiales.

La tabla 3-2 consigna coeficientes de abundamiento límites y los valores promedio para diversos materiales (aproximados).

Al hacer análisis de capacidad de máquinas que transportan materiales, debe examinarse tanto su capacidad volumétrica como la capacidad por peso, ya que alguna de las dos puede ser limitativa. Lógicamente, el material transportado será abundado.

Compactación y Contracción.- Se entiende por compactación todo proceso que aumente el peso volumétrico de un material granular. En las obras de riego se requiera compactar determinadas terracerías para mejorar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlas más impermeables. Al ocurrir el acomodo intergranular durante

un proceso de compactación, el volumen del material que forma el terraplén disminuye, conociéndose esta disminución como contracción, la que generalmente se refiere al volumen que a tal material le corresponde en su estado inalterado (en banco). El porcentaje de contracción se determina mediante la fórmula:

$$S_c = (1 - \frac{B}{C}) \times 100$$

En donde S_c = % (por ciento) de contracción

d = Peso del material inalterado

C = peso del material compactado

Las estructuras de terracerías construidas por SARH, generalmente están formadas por cuatro clases principales de materiales, a saber:

Material impermeable

Material permeable

Material de transición

Enrocamientos

Para estos cuatro tipos de materiales la tabla 3-3 consigna valores promedio de abundamiento y contracción, referidos a las condiciones inalteradas o de banco. La figura 3-1 ilustra las variaciones volumétricas que sufren los materiales en el proceso de excavación, transportación y colocación.

VALORES PROMEDIO APROXIMADOS DE PESOS VOLUMETRICOS Y COEFICIENTES DE ABUNDAMIENTO (+)

MATERIAL	PESOS VOLUMETRICOS Kg./m ³ .		COEFICIENTES DE ABUNDAMIENTO		
	EN BANCO	EN CAMION	DE BANCO A CAMION	DE BANCO A TERRAPLEN	TERRAPLEN A BANCO
IMPERMEABLE CON COMPACTACION ESPECIAL	1750	1400	1.25	0.83	1.18
PERMEABLE SIN COMPACTACION ESPECIAL (Bordos de canales, respaldos de cortinas de presas, terraplenes en general compactados por el paso del equipo de construcción).	1840	1600	1.15	1.00	1.00
MATERIAL DE ENROCAMIENTO EN CORTINAS Y PEDRAPLENES EN GENERAL (SE EXCLUYEN LAS ESTRUCTURAS DE ROCA ACOMODADA A MANO)	2570	1600	1.60	1.60	0.625

(+).—Nota.—Véanse los esquemas de la Fig. 3-1.

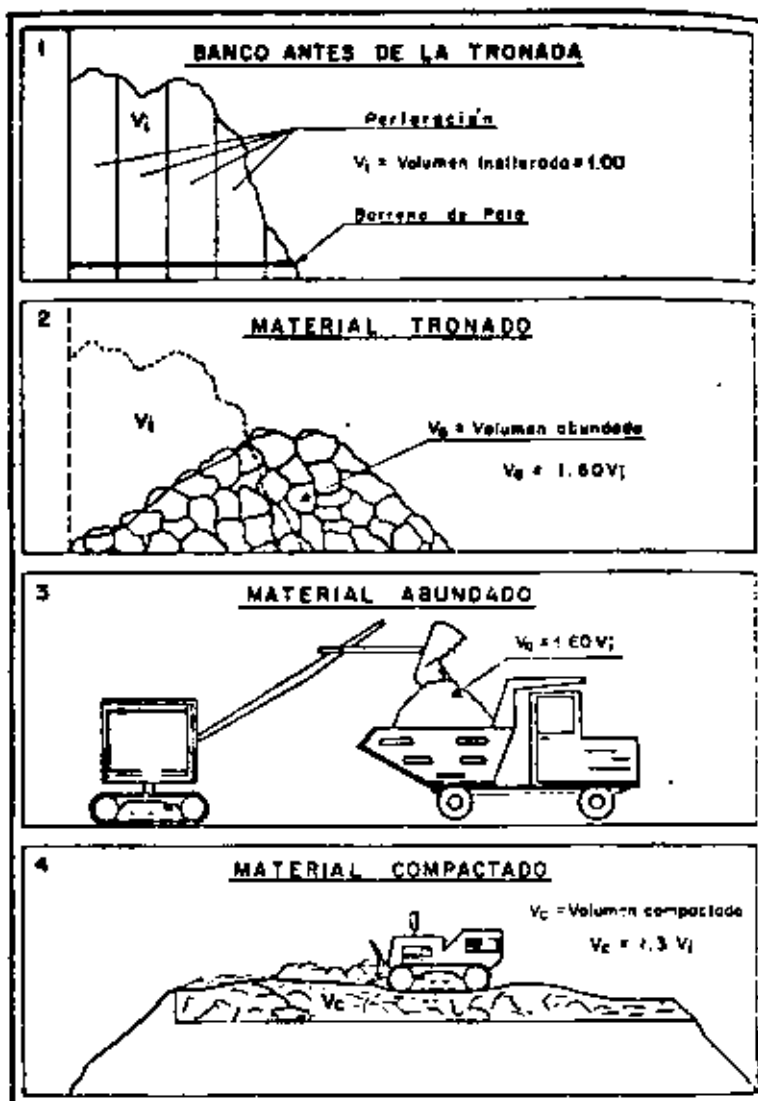


FIG. 3-1

ESQUEMA DE LAS VARIACIONES VOLUMETRICAS QUE SUFREN LOS MATERIALES AL SER EXCAVADOS, TRANSPORTADOS Y COLOCADOS

ELEMENTOS GENERALES DE CALCULO EN EL MOVIMIENTO DE MATERIALES

RESISTENCIA AL RODAMIENTO

Es la fuerza horizontal que deberá desarrollar un vehículo que se mueve sobre una superficie de rodamiento plana horizontal para vencer la resistencia que dicha superficie opone al movimiento del mismo. Básicamente la resistencia al rodamiento es función del tipo y condiciones de la superficie sobre la que se transita, siendo práctica generalizada expresar dicha resistencia en kilogramos por tonelada de peso del vehículo, o bien, en libras por toneladas cortas. Por ejemplo, un camión cargado con peso de 50 toneladas cortas que transite sobre un camino a nivel con resistencia al rodamiento de 160 lb./ton. debe vencer la resistencia al rodamiento empleando una fuerza tractiva de:

$$160 \text{ lb/ton.} \times 50 \text{ ton} = 8\ 000 \text{ lbs.}$$

La tabla 3-4 da valores aproximados de resistencia al rodamiento para diferentes tipos de caminos.

RESISTENCIA POR PENDIENTE

Según que un vehículo recorra un camino con pendiente ascendente (+) o descendente (-) la fuerza de la gravedad retardará o ayudará al movimiento del mismo, y este se manifiesta en un aumento o disminución de la fuerza tractiva que la máquina desarrollará para mantener el vehículo a un régimen de velocidad. El valor de-

dicha fuerza, que denominamos P, para vencer cualquier pendiente-
será de:

$$P = 10 \text{ kg. } \times \% \text{ de pendiente } \times \text{Ton.}$$

En el sistema inglés:

$$P=20 \text{ lbs. } \times \% \text{ de pendiente } \times \text{Ton. corta.}$$

FUERZA TRACTIVA

También conocida como "Rimpull", es la fuerza de tracción-
que desarrollan las llantas u orugas de una máquina (motrices) y-
la superficie sobre la que transita. Si el coeficiente de trac-
ción, descrito adelante, es lo suficiente alto para eliminar el -
deslizamiento de las llantas u orugas, la fuerza tractiva o --
rimpull es función de la potencia del motor y de la velocidad de-
circulación y se expresa en kilos o libras, obteniéndose mediante
las fórmulas:

$$E = \frac{275 \times CV \times 0.80}{v} \quad (\text{sistema métrico})$$

Expresándose la potencia en caballos de vapor y la veloci-
dad en km/hr.

$$E = \frac{375 \text{ hp} \times 0.80}{v} \quad (\text{sistema inglés})$$

En este caso la potencia es la nominal (horse power) y la-
velocidad en millas por hora.

En general, los fabricantes de maquinaria señalan la fuer-
za tractiva de sus productos para diferentes velocidades de opera-

ción, dato muy importante en el análisis de precios unitarios como se verá más adelante.

COEFICIENTE DE TRACCION

Es el factor por el que debe multiplicarse la carga sobre una rueda u oruga motriz para obtener la fuerza tractiva máxima posible que se desarrolla y utiliza entre las llantas u orugas y la superficie de rodamiento antes de ocurrir el deslizamiento. -- Por lo general, el coeficiente siempre será menor a la unidad.

No se debe confundir la fuerza de tracción que es capaz de desarrollar un vehículo dependiendo de la potencia del mismo y la velocidad, con la fuerza efectivamente utilizada en un momento dado, la cual depende del coeficiente de tracción, cuyos valores para diferentes superficies de rodamiento, se consignan en la tabla 3-5.

FUERZA EN EL GANCHO O FUERZA EN LA BARRA

Es la tracción efectiva que un tractor o vehículo puede -- ejercer sobre una carga remolcada, y se expresa en libras o kilogramos. De la tracción total que para una determinada velocidad pueda desarrollar la máquina, deben deducirse las fuerzas que se oponen al movimiento de la misma (resistencia al rodamiento y por pendiente) y el remanente constituye justamente la fuerza en el gancho.

T A B L A 3-4

VALORES PROMEDIO DE LA RESISTENCIA AL RODAMIENTO PARA
VARIOS TIPOS DE SUPERFICIES Y DE DISPOSITIVOS DE TRANSITO

(Porcentaje del peso total de la maquina).

CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO.	RUEDAS DE ACERO PLANAS DOTADAS DE CHUMACERAS.	TRANSITOS DOTADOS DE ORUGAS	LLANTAS DE HULE CON CHUMACERAS ANTIFRACCIONANTES	
			De alta presión	De baja presión
Pista de concreto con acabado liso	2	2.75	1.75	2.25
Pista de asfalto bien conservada	2.5-3.5	3-3.5	2-3.25	2.5-3
Camino con superficie de tierra compactada, bien conservado	3-5	3-4	2-3.5	2.5-3.5
Camino con superficie de tierra, mal conservado y con baches	5-7.5	4-5.5	5-7	3.5-5
Camino de tierra, lodoso, mal mantenido y con baches	10-12.5	7-9	8-11	7.5-10
Camino con superficie terminada de grava y arena sueltas	14-16	8-10	13-14.5	11-13
Camino de tierra muy lodoso, con baches y superficie reblandecida	17.5-20	10-12	15-20	14-17

T A B L A 3-5

COEFICIENTES DE TRACCION CORRESPONDIENTES A
VARIOS TIPOS DE SUPERFICIES DE
RODAMIENTO

SUPERFICIE DE RODAMIENTO	LLANTAS DE HULE	TRANSITOS DE ORUGAS
De concreto, seco, rugoso	0.80 a 1.00	0.45
Tierra negra arcillosa, seca	0.50 a 0.70	0.90
Tierra negra arcillosa, húmeda	0.40 a 0.50	0.70
Arena suelta y seca	0.20 a 0.30	0.30
Nieve dura	0.20	0.15 a 0.35
Hielo	0.10	0.10 a 0.25
Terreno enlodado	0.15	

Los fabricantes de maquinaria al señalar la fuerza en el gancho para los tractores de orugas, lo hacen en base a la prueba Nebraska realizada sobre una superficie a nivel con resistencia al rodamiento de 110 lbs/Ton., o en el sistema métrico 55 kg/Ton. De acuerdo a lo anterior, cuando se opere un tractor en condiciones diferentes, la fuerza en el gancho consignada por los fabricantes deberá corregirse.

Por ejemplo: Sea un tractor D-8 para el cual los fabricantes consignan una fuerza en el gancho de 24 100 lbs. al transitar en 3a. velocidad. El tractor operando tiene un peso de 47 220 lbs. Si el camino sobre el que va a transitar el tractor tiene una resistencia al rodamiento de 200 lbs/Ton. y una pendiente positiva del 5%, la fuerza en el gancho disponible para esas condiciones sería de:

Peso del tractor operando = 47 220 lbs = 23.61 ton.cortas

Fuerza en el gancho en 3a. vel.:

24 100 - 23.61 (200 - 110) = 21 975 lbs.

Resistencia por pendiente:

23.61 x 20 x 5 = 2 361 lbs

Fuerza disponible en el gancho: 19 614 lbs.

PROBLEMAS.- Resolver los siguientes problemas del libro de Peurifoy capítulo 4: 4-1, 4-5, 4-9, 4-10 y 4-11.

a.2 EQUIPO Y RENDIMIENTOS

TRACTORES Y EQUIPO CONEXOE S C R E P A S

Máquinas transportadoras que a la vez tienen capacidad para excavar, autocargarse, descargar y distribuir materiales ---
terreos.

Son cajas montadas sobre ruedas neumáticas de baja presión y dotadas de una cuchilla frontal que realiza el corte en el terreno, introduciendo el material al interior de la caja, a través de una abertura localizada sobre la cuchilla cortadora y regulada por una compuerta móvil.

A) Escrepas.- Cajas excavadoras, remolcadas por tractor-de orugas, accionadas por cables o hidráulicamente, normalmente están equipadas con 4 ruedas neumáticas.

Su empleo es conveniente en operaciones que implican --
acarreos cortos con superficies de rodamiento adversos.

Normalmente se pueden cargar con la fuerza del tractor --
eventualmente requieren el auxilio de tractor empujador.

B) Motoescrepas.- Remolques excavadores montados sobre --
dos ruedas y remolcadas por un tractor de ruedas que forma parte-integral de la unidad.

Para su carga generalmente se requiere un tractor empuja-
dor.

Capacidad de las escrepas, depende de la capacidad volumétrica de las cajas de las mismas, completamente llena y al ras, o a su capacidad máxima cuando se carguen capeteadas sin exceder el límite en peso, la capacidad capeteada es sobre la base de un talud de reposo de 1:1, esto no es una regla generalizada ya que este ángulo de reposo depende del tipo de material.

Generalmente el material excavado con escrepa sufre un -- abundamiento menor que cuando son excavados con otros equipos.

El espesor de ataque de una escrepa varía de 10 a 20 cm.

Debido a la forma de llenado, los materiales que penetran en la caja se compactan en forma apreciable, razón por la cual el coeficiente de abundamiento es más reducido que si la excavación es ejecutada con otro tipo de equipos.

Si un material al ser excavado por una draga y depositado en camión abunda 30%, este mismo material excavado y cargado con escrepa probablemente su abundamiento solo sería de 20 a 25%.

Excavación y carga con escrepas y motoescrepas.

CONDICIONES FAVORABLES	CONDICIONES DESFAVORABLES
Excavación en capas de tierra vegetal.	Excavación en arcillas pesada y húmeda.
Excavación de arcilla gredosa seca.	Excavación en arenas sueltas.
Excavación de gredas arenosas	Carga de cascajo suelto o grava.
Excavación de arcilla sin contenido -- elevado de humedad.	Excavación en arcillas densas en esquistos.
Materiales granulares compactados de grano fino y sin elevado contenido de humedad.	Excavación en conglomerados u otras rocas muy compactas.
Carga en pendiente descendente.	Excavación en roca o materiales granulares con apreciable contenido de fragmentos de roca.
Cuando se disponga de más de 60 m. para realizar la carga, no existiendo limitaciones que impidan la fácil maniobra de las máquinas.	excavación en superficies húmedas sobre las cuales patinen las máquinas.
Cuando la superficie de excavación esté uniforme, lisa, libre de hoyancos y marcas de rodadas.	Excavación en el sentido de pendientes ascendentes y en laderas de colinas.
Cuando la operación es auxiliada por un tractor empujador.	Carga en superficie de excavación que se encuentren muy accidentadas o que el material tenga muy poca capacidad de carga, originando el hundimiento de las orugas o llantas.

Los rendimientos de escrepas son una función inversa a la resistencia al rodamiento y de las pendientes de los caminos de construcción, ya que la fase de acarreo es la que toma más tiempo en el ciclo de trabajo.

Tractor Empujador.- En las escrepas remolcadas por tractor de orugas solamente en forma eventual se requiere el uso del tractor empujador en tanto que en las motoescrepas por lo general es forzoso su empleo.

Número de escrepas que puede abastecer en forma efectiva y económica un tractor empujador.

Número de escrepas por empujador =

$$\frac{\text{Tiempo total del ciclo de la escrepa}}{\text{Tiempo del ciclo del empujador}}$$

El ciclo del tractor empujador incluye: a) carga de cada unidad (escrepa); b) maniobras necesarias para acomodarse detrás de la siguiente unidad de acarreo. Por experiencia se sabe que en condiciones promedio el ciclo completo de un tractor empujador suele ser de 1.5 a 2.0 minutos, del cual se puede considerar que el 50% corresponde a cada una de las operaciones que forman el ciclo.

Tiempos Fijos.- Son la suma de tiempos empleados en acomodo para cargar, carga, descarga y maniobras para iniciar regreso. Para condiciones normales promedio se pueden considerar los si --

güentes:

Escrepas sin empujador	2.0 minutos
Escrepas con empujador	1.5 "
Motoescrepa con empujador	1.5 "

Tiempos variables.- Lo forma el recorrido de ida y vuelta de la escrepa, obteniéndose a partir de la velocidad promedio

$$V_m = \frac{V' \times V'' \times 2}{V' + V''}$$

V_m = velocidad promedio en el viaje redondo

V' = velocidad en el recorrido de ida

V'' = velocidad en el recorrido de regreso.

Rendimiento teórico

El rendimiento teórico de una escrepa está dado por la fórmula siguiente:

$$R = \frac{E \times V \times 60}{ca \times t}$$

En donde:

R = rendimiento expresado en unidades volumétricas (metros o yardas cúbicas) por hora.

E = Eficiencia general, que corresponde al factor de rendimiento de trabajo.

V = Capacidad geométrica de la caja de la escrepa, que puede ser al ras o copeteada.

ca = Coeficiente de abundamiento

t = tiempo total que dura un ciclo (tiempos fijos más tiempos variables).

Para obtener las velocidades a las que puede transitar una motoescrepa, se pueden utilizar las gráficas de los fabricantes - como la que se indica a continuación, estas gráficas varían para cada tipo de máquina.

GRAFICA ESCOPIAS

5

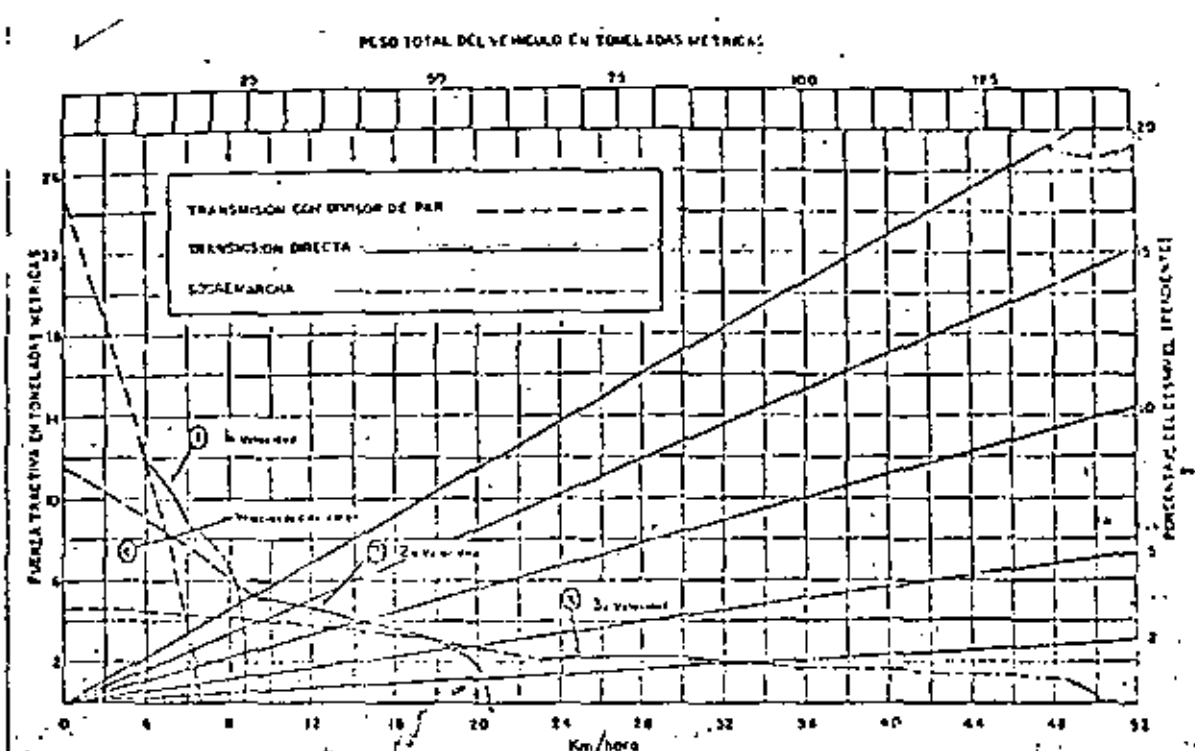


Fig 5-11- Velocidad y tracción de una escrepa en función de su peso pendiente y resistencia al rodamiento (Caterpillar Tractor Co)
 (La tracción en las ruedas depende de las condiciones del suelo y del peso total sobre las ruedas propulsadas del tractor)

En forma práctica por cada 10 kilogramos por tonelada de resistencia al rodamiento, se considera 1% de pendiente, que sumada a la pendiente física nos da la pendiente virtual.

Forma de utilización

Partiendo del peso total de la escrepa ya sea cargada o vacía, se baja una línea hasta la línea inclinada que representa la pendiente virtual del camino. En la intersección de la línea vertical con la inclinada, se corre una línea horizontal hasta su intersección con la curva correspondiente a la velocidad máxima que se puede obtener para las condiciones del movimiento.

A las velocidades obtenidas de las gráficas se les deberá aplicar el factor de velocidad ya que las que se obtienen son velocidades teóricas.

Factor de Velocidad

El factor de velocidad lo integran los siguientes conceptos:

- a) La influencia de la velocidad inicial o si la máquina parte del reposo.
- b) Si el camino es de una o dos vías.
- c) Cruces con otras vías.
- d) Paso sobre puentes o cruces a desnivel.
- e) Limitaciones por medidas de seguridad.
- f) Existencia de curvas con poca visibilidad.

- g) Gran densidad de curvas.
- h) Cuando por el mismo camino circulan vehículos con velocidades de operación muy diferentes.
- i) Relación peso potencia de las máquinas.
- j) Pendiente del camino.

La tabla siguiente nos da los factores de velocidad que -- aplicados a las velocidades teóricas, se obtienen las velocidades reales.

Calificándose las condiciones del camino en favorables medias y adversas, de acuerdo con los factores enlistados y que integran el factor de velocidad.

FACTORES DE VELOCIDAD PARA DIVERSAS CONDICIONES DE TRANSITO APLICABLES A VEHICULOS DE ACARREO DE TERRECRUIAS

LONGITUD DEL CAMINO O TRAMO RECORRIDO	VEHICULO CON VELOCIDAD INICIAL			VEHICULO SIN VELOCIDAD INICIAL		
	Favorables	Medias	Adversas	Favorables	Medias	Adversas
De 0 a 100 m.	0.70	0.60	0.50	0.50	0.38	0.25
de 100 a 225 m.	0.75	0.67	0.60	0.60	0.48	0.35
de 225 a 450 m.	0.80	0.75	0.70	0.65	0.58	0.50
de 450 a 750 m.	0.80	0.78	0.75	0.70	0.65	0.60
de 750 a 1000 m.	0.85	0.83	0.80	0.75	0.70	0.65
Más de 1000 m.	0.90	0.85	0.80	0.85	0.78	0.70

En términos generales los factores de la tabla anterior se aplican para el acarreo de los equipos cargados.

Cuando transitan vacíos se pueden aplicar los valores siguientes:

Condiciones favorables 0.85 de velocidad máxima

Condiciones medias 0.80 de velocidad máxima

Condiciones adversas 0.75 de la velocidad máxima.

Si en un cierto recorrido transitando en vacío se presentan diversos factores de retraso, la velocidad de regreso (vacío) deberá calcularse aplicando, según proceda, algunos de los coeficientes de la tabla anterior.

TRACTORES

Son máquinas diseñadas para convertir la energía de sus motores en fuerza tractiva, para empujar o remolcar vehículos y servir de base para montar herramientas de desmonte, limpieza, nivelación, etc.

Existen dos tipos principales:

1. Tractores de Orugas. Cuando se requiere máxima potencia, sacrificando altas velocidades; utilización en terrenos accidentados o con poca capacidad de carga.
2. Tractores de ruedas neumáticas. Cuando se tengan superficies de rodamiento resistentes y bien conservadas, se logran altas

velocidades para acarreos largos; su potencia y fuerza tractiva son inferiores en comparación con las correspondientes a tractores de orugas.

Tractor de Orugas.

Para el tipo de trabajos de Zona de Riego el más usado es el de orugas.

El tractor de orugas forma siempre la avanzada de toda fuerza de construcción, pues realiza los trabajos preliminares de cualquier obra, caminos de acceso o construcción, desmontes, despalmas, etc.

La capacidad de los tractores se determina de acuerdo con la potencia y su tamaño o peso.

El peso multiplicado por el coeficiente de tracción o de adherencia da la máxima fuerza tractiva de una cierta superficie de rodamiento, independientemente de la potencia desarrollada por el motor del tractor.

La fuerza en el gancho se obtiene de restar el total de fuerza tractiva, la suma de todas las resistencias que se oponen al movimiento.

Para tractores de orugas en las normas de los fabricantes, la fuerza en la barra consignada considera una resistencia al rodamiento de 110 libras por tonelada (norma Nebraska). Esto no es válido para tractores de ruedas neumáticas.

Tractores de ruedas neumáticas

Su principal aplicación consiste en remolcar grandes volúmenes a largas distancias; son menos versátiles que los tractores de orugas, ya que su fuerza tractiva utilizable es menor y requieren para operar de superficies de rodamiento refinadas.

Puede ser de dos y de cuatro ruedas, siendo su capacidad - función de su tamaño (peso) y su potencia.

En general, en obras hidráulicas, los tractores de ruedas-neumáticas se usan como unidades tractoras de escrepas y cajas de remolque.

D O Z E R

Dozer, se define como un tractor equipado con cuchilla empujadora.

Dozer	Bulldozer -	Tractor equipado con una hoja fija
	Angledozer -	Tractor equipado con una hoja que puede girarse con respecto al eje longitudinal del tractor.

Existen 3 tipos de cuchillas empujadoras: rectas, angulares y "U".

Aplicaciones.-

El rendimiento máximo de los Dozers se obtiene en movimientos y transportes a distancias menores de 100 m. y excavando en -

una distancia de 8 a 12 m. de preferencia en materiales cohesivos.

Se aplican en trabajos de:

Desmonte, desenraice y deshierbe.

Construcción de brechas.

Excavación y acarreo de terracerías (100 m).

Formación de bordos.

Afine tosco en bordos y taludes

Relleno de trincheras, zanjas y dentellones

Como tractor empujador

Limpieza de bancos y retiro de desperdicios

Mantenimiento de caminos y brechas.

Rendimientos

Los rendimientos teóricos están dados por la siguiente fórmula:

$$R = \frac{E \times V \times Cc \times 60}{Ca \times t}$$

R = Rendimiento en metros cúbicos del material medido en banco

E = Eficiencia general o factor de rendimiento de trabajo.

V = Capacidad de carga de la hoja empujadora expresada en metros cúbicos, que es un volumen geométrico expresado por la fórmula:

$$V = \frac{L \times h^2}{2 \tan \alpha}$$

L = Longitud de la hoja empujadora
h = altura de la misma
 α = ángulo de reposo del material
Ca = coeficiente de abundamiento
Cc = coeficiente de carga correspondiente al material
arrastrado.

0.8 para arena, grava, roca fragmentada, etc.

0.9 a 1.00 para tierra, arcilla, y otros materiales
cohesivos.

t = tiempo que emplea la máquina en un ciclo completo:-
excavación, acarreo hasta el sitio de tiro, viaje -
de regreso, cambios de velocidades.

El coeficiente 60 se incluye para expresar la hora de 60 -
minutos.

La fórmula anterior es aplicable a trabajos en terrenos --
planos. Cuando se trabaje en terrenos inclinados los rendimientos
se verán afectados de los coeficientes siguientes:

Cuesta abajo: Aumentan de un 2% a un 8% por cada uno por-
ciento de pendiente, según la clase y cohesión del material.

Cuesta arriba: Disminuye de 2% a 4% por cada uno por cien-
to de pendiente.

En términos generales y debido a la tendencia de todos los
materiales a escurrirse, por cada 30 metros adicionales a los 30-

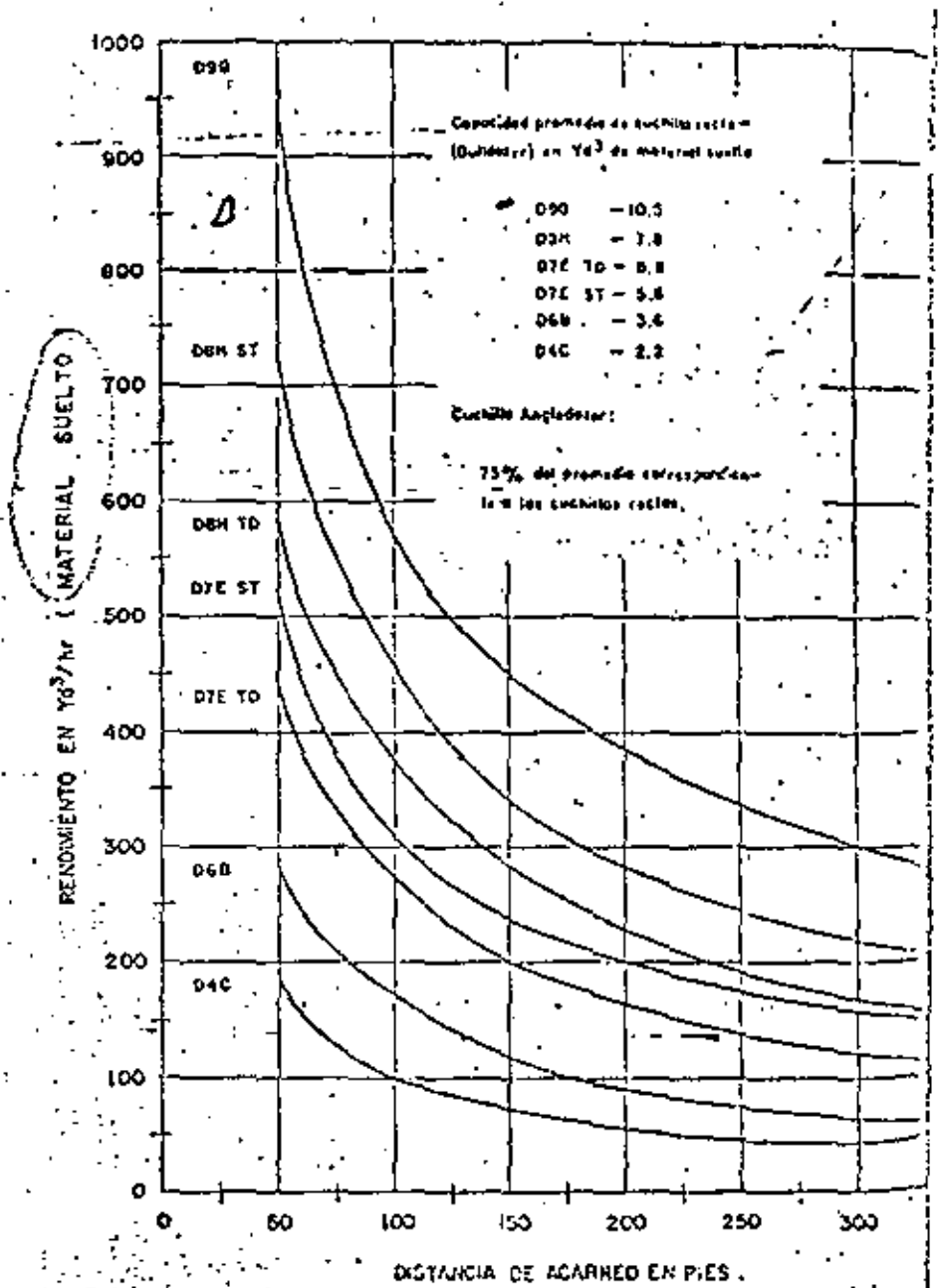
primeros, en forma práctica, se puede considerar una disminución en el rendimiento de 5%.

La distancia requerida por un tractor para excavar el volumen correspondiente a la capacidad de la cuchilla, es de 8 a 12 metros.

C I C L O

Basándose en observaciones estadísticas, el tiempo fijo correspondiente a cambios de velocidad y maniobras de los Bulldozer y Angledozer un tiempo promedio de 0.15 a 0.25 minutos, según el tipo de trabajo recorrido. Generalmente el tramo de carga se recorre en primera, el viaje de ida en primera para distancias menores de 30 mts. y en segunda para distancias mayores; en segunda o tercera en reversa, según sea la distancia de recorrido.

En forma práctica se pueden obtener los rendimientos de excavación con tractor, utilizando las dos gráficas siguientes:

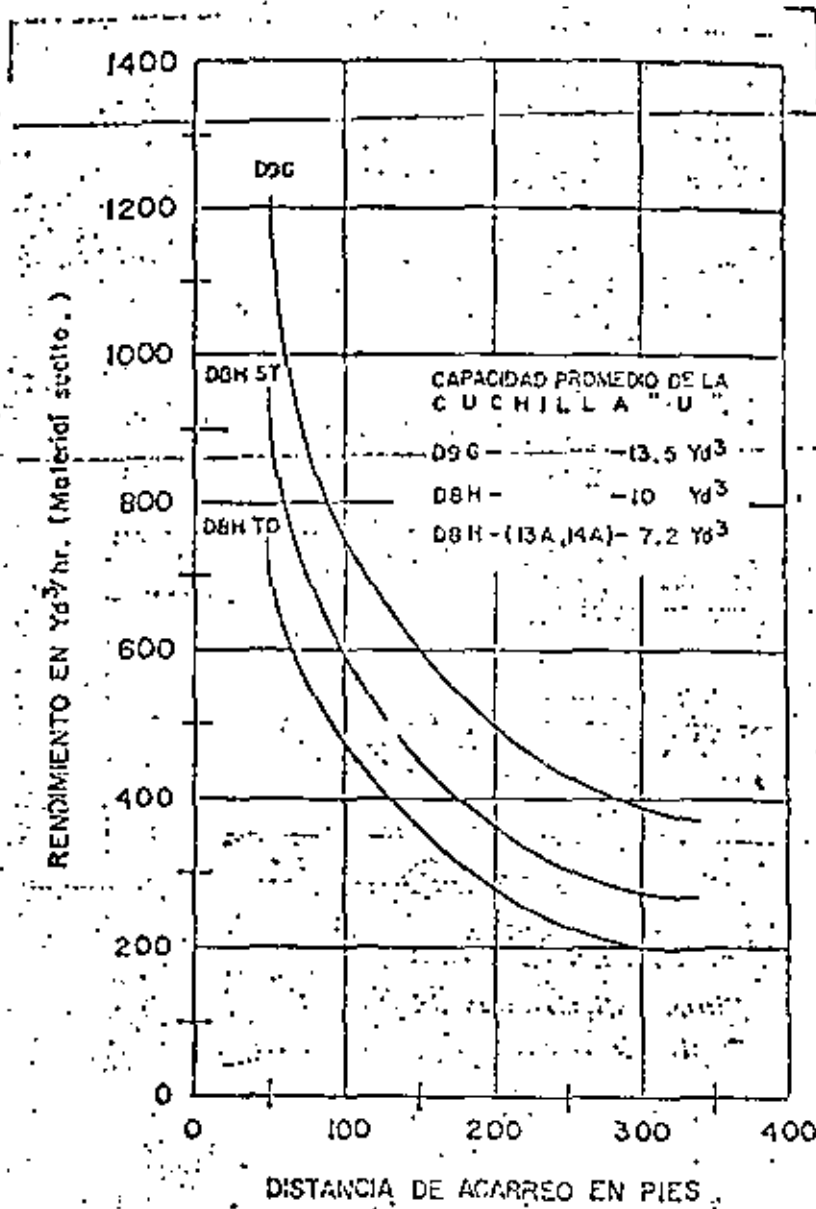


Rendimiento promedio de tractores equipados con hojas curvas (Bulldozer y Angledozer, Caterpillar-Mexicana de tractores y maquinaria)

RENDIMIENTOS PROMEDIO ESTADISTICOS.

11.6

28



Rendimiento promedio de cuchillos empujadores tipo "U" (Caterpillar-Mexicana de Tractores y Maquinaria).

Las tablas anteriores consideran:

Que la excavación se realiza en un terreno horizontal, horas de 60 minutos, que el material no es previamente aflojado, el trabajo se ejecuta con una hoja recta de Bulldozer y que el coeficiente de carga es igual a 1.0.

DESMONTE

El tractor de orugas equipado como Bulldozer con hoja empujadora recta es el equipo más empleado en los trabajos de desmonte.

CLASIFICACION DEL MONTE

DIMENSIONES DE ARBOLES	NUMERO DE ARBOLES POR HECTAREA		
	A	B	C
MONTE PESADO			
Arboles entre 50 y 75 cm de diámetro	8	6	4
Arboles entre 25 y 50 cm de diámetro	20	15	10
Arboles con diámetros menores de 25 cm	80	70	60
MONTE MEDIANO			
Arboles entre 50 y 75 cm de diámetro	2	2	1
Arboles entre 25 y 50 cm de diámetro	10	5	3
Arboles con diámetros menores de 25 cm	60	50	40
MONTE LIVIANO			
Arboles entre 25 y 50 cm de diámetro	3	2	1
Arboles con diámetros menores de 25 cm	30	20	10

Rendimiento de desmonte, ejecutado con tractor D-8 para su aplicación deberán considerarse horas de 50 minutos.

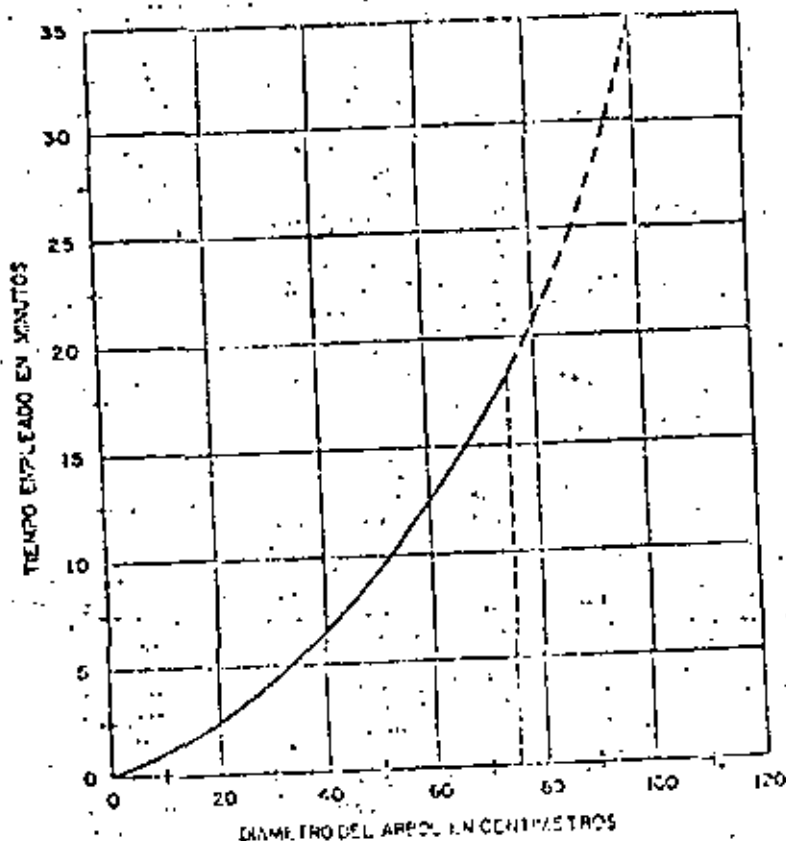
- 1) Árboles entre 50 y 75 cm de diámetro
 - a) Tractor cortando raíces 6 min/árbol
 - b) Tractor tirando árboles 6 min/árbol
 - c) Tractor arrimando árboles 2.5 min/árbol
- 2) Árboles entre 25 y 50 cm de diámetro
 - a) Tractor tirando árboles 5 min/árbol
 - b) Tractor arrimando árboles 1.67 min/árbol
- 3) Árboles con diámetros menores de 25 cm.
 - a) Tractor tirando árboles 1.25 min/árbol
 - b) Tractor arrimando árboles 0.65 min/árbol

Para estudios aproximados, se puede utilizar la tabla siguiente, en forma tentativa, donde se consignan los rendimientos promedio de un tractor D-8 en trabajos de desmonte; acarreado el material producto del desmonte hasta una distancia promedio de 30 a 50 mts, amontonar el producto del desmonte para su quema, -- eliminación de desechos y maniobras auxiliares.

El procedimiento más recomendable para estudiar los rendimientos de desmonte, es haciendo muestreos, principalmente en montes con vegetación muy densa ya que su determinación previa es -- muy imprecisa.

(Tractor D-6)

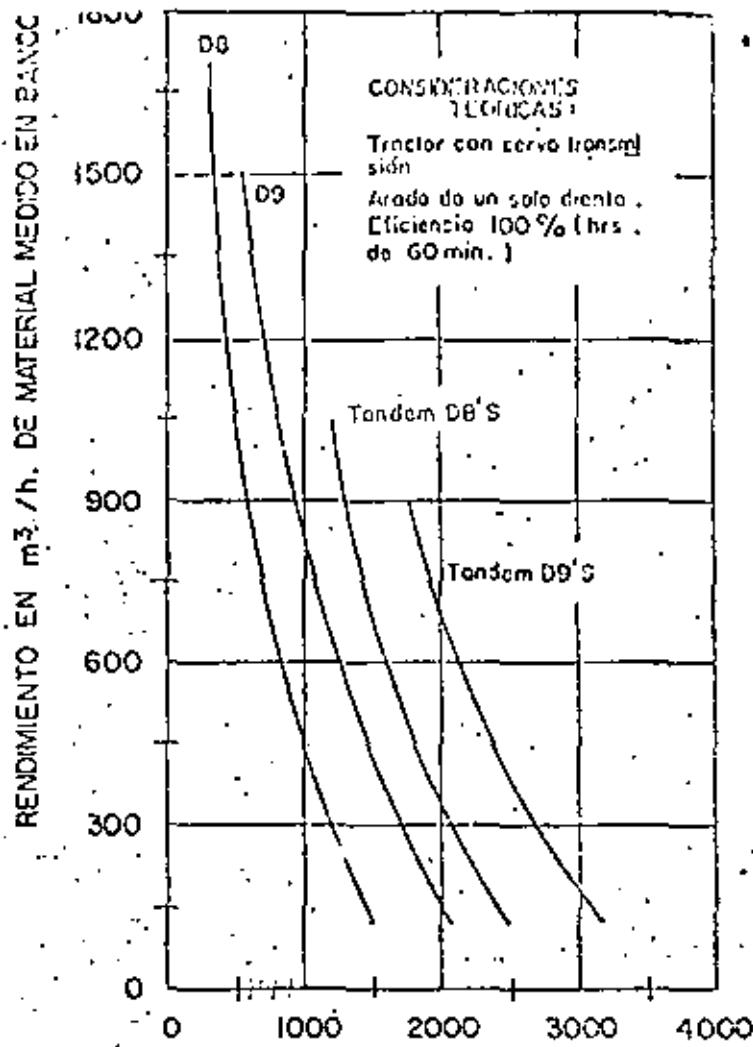
29



ARADOS DESGARRADORES

La función fundamental de los arados desgarradores es la de roturar y escarificar los suelos, fragmentándolos hasta un grado tal que el material pueda ser removido, bien sea por medio de un bulldozer empujador de una escropa o de cualquier otra máquina excavadora.

Para poder determinar la aplicabilidad de un arado y sus rendimientos, se pueden utilizar las dos gráficas que se indican-



VELOCIDAD SÍSMICA (m. por seg.)

Producción de arado No. 9 remolcado por tractor D-9 y No. 8 remolcado por tractor D8-H. (Caterpillar-Mexicana de Tractores y Maquinaria).

Para la determinación de rendimientos utilizando la última de las gráficas, deberá conocerse previamente la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en la formación que se pretende excavar. Los rendimientos consignados en la citada gráfica son para condiciones ideales, por lo que para obtener los rendimientos reales, será necesario ajustarlos aplicando los coeficientes de corrección correspondientes, tanto por abundamiento como por efi-

ciencia en el trabajo.

El rendimiento teórico de un arado está dado por la fórmula

$$R = \frac{E \times V \times a \times h}{N}$$

En la que R = volumen de material aflojado medido en banco y expresado en m³/hora.

E = factor de rendimiento de trabajo

V = velocidad promedio de operación del tractor (m/hr)

a = ancho del zurco labrado por el diente o dientes.

h = penetración del arado en m.

N = número necesario de pasadas para aflojar el material

En la práctica conviene determinar el rendimiento mediante la gráfica, conociendo las características del material.

MOTOCONFORMADORAS

Las motoconformadoras son máquinas de aplicaciones múltiples, principalmente en trabajos de movimientos de terracerías, rasantes, afine de superficies de rodamiento o de terraplenes, es carificación, etc. En obras hidráulicas se emplean en escarificación y afine de terracerías, excavación de cunetas laterales para drenaje, desplazamiento y mezcla de áridos, solas o con asfalto, tendido y nivelación de capas asfálticas.

Rendimientos:

Teóricamente el rendimiento de una motoconformadora se calcula con la fórmula siguiente

$$\text{Tiempo total: } \frac{N \times D}{V \times E}$$

Tiempo total expresado en horas:

N = número de pasadas necesarias para ejecutar el trabajo.

D = distancia recorrida en cada pasada (en Km).

v = velocidad de régimen de operación durante el trabajo

E = factor de eficiencia en el trabajo

El factor de eficiencia, debido a que las motoconformadoras, con mucha frecuencia no están programadas para trabajar en forma balanceada con el resto del equipo, normalmente es bajo, del orden de 0.60 debido al alto porcentaje de tiempos parados, aunque deberá ajustarse para cada obra en particular.

La velocidad debe expresarse en km/hr. y tener presente que para cada pasada la velocidad debe ser más alta que la anterior.

En la tabla siguiente se consignan velocidades aproximadas-promedio de trabajo para motoconformadoras que corresponden a condiciones de trabajo normales y terreno favorable.

VELOCIDADES PROMEDIO DE DESPLAZAMIENTO DE
CONFORMADORAS Y MOTOCONFORMADORAS EN LA
EJECUCIÓN DE TRABAJOS DIVERSOS (1)

TIPO DE TRABAJO	VELOCIDAD EMPLEANDO UN MODELO	
	MEDIANO	PESADO
	Km./h.	Km./h.
Desbroce o desmonte muy ligero	1.6 a 2.7	2.5 a 4.3
Limpia de bancos de préstamo (retiro de capa vegetal)	1.6 a 2.7	2.5 a 3
Construcción de cunetas y terreflenado sobre espaldones	1.6 a 2.7	2.5 a 4
Afinación de taludes	1.6 a 2.7	2.5 a 4
Atraste de tierras recién excavadas	3 a 6	3 a 6
Extendido y nivelación de materiales	1.6 a 2.7	2.5 a 4
Escarificación	1.6 a 2.7	2.5 a 6
Conservación de pavimentos asfálticos	3 a 6	3 a 6
Mezclado de materiales granulares	4 a 8	4 a 8
Trabajos de afinación y acabado de terraplenes	2 a 4	2 a 4

(1) A fin de evitar confusiones, en el manejo de esta Tabla, debe tenerse presente que por lo general se requieren varias pasadas de la máquina para ejecutar un trabajo.

PALAS CARGADORAS.- (TRASCAVO)

Las palas cargadoras, son tractores equipados con cucharón excavador, montado sobre brazos articulados sujetos al tractor y que son accionados por medio de dispositivos hidráulicos.

Estas máquinas son muy útiles en excavaciones ligeras, explotación de bancos de préstamo, rezagado de túneles.

Rendimientos

El rendimiento teórico de una pala cargadora está dado por la siguiente ecuación:

$$R = \frac{V \times K \times 60}{C_a \times t} \times E$$

R = rendimiento de la máquina, expresado en metros cúbicos por hora, de material medido en banco.

V = capacidad nominal de cucharón expresado en metros cúbicos.

K = factor de llenado del cucharón correspondiente al material que se excave.

✓ FACTOR DE LLENADO PARA CUCHARONES DE PALAS CARGADORAS.

CAPACIDAD NOMINAL DEL CUCHARÓN: (Yd ³)	¼	1	1 ½	2	2 ½	3	3 ½	4
MATERIAL EXCAVADO:								
Arcilla húmeda o arenosa ligera	1.15	1.15	1.15	1.10	1.16	1.10	1.20	1.22
Arena o grava.	0.93	0.93	0.90	0.90	0.96	0.98	1.02	1.02
Tierra común compacta.	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05	1.08	1.08
Arcilla dura y tenaz.	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Arcilla cohesiva húmeda.	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Roca bien tronada.	0.80	0.85	0.90	0.91	0.95	1.00	1.00	1.00
Roca mal tronada.	0.60	0.70	0.70	0.80	0.80	0.90	0.95	0.95
Escombros comunes con piedra y raíces.	0.85	0.85	0.90	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95

C_a = factor o coeficiente de abundamiento del material excavado

t = tiempo empleado en realizar un ciclo completo de trabajo expresado en minutos.

E = factor de rendimiento de trabajo o eficiencia.

Ciclo de trabajo

Un ciclo de trabajo está integrado por los tiempos fijos y los variables.

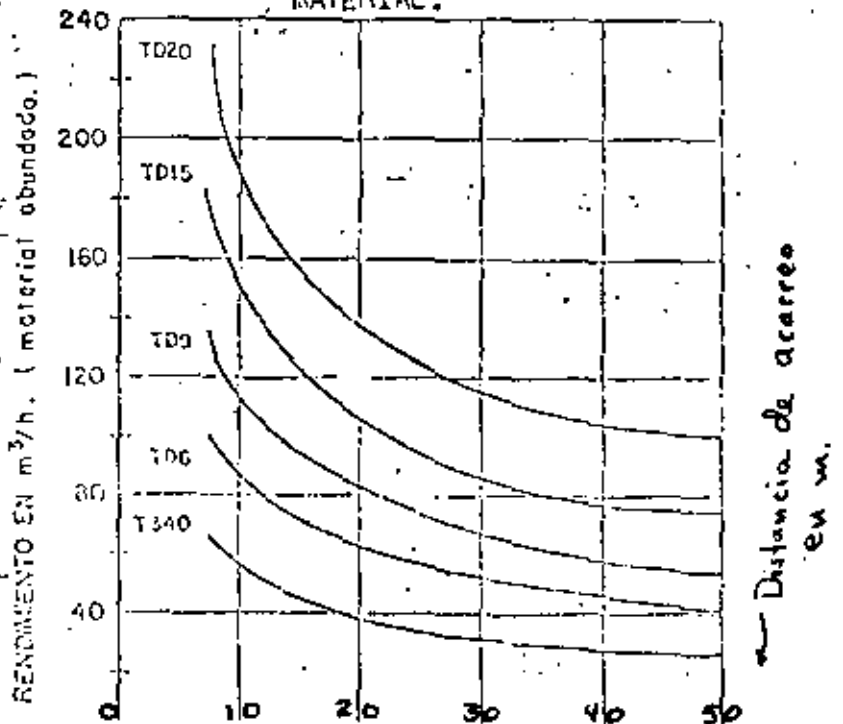
Tiempos fijos

- a) Operación de cargar el material en el frente de ataque.
- b) Giros o virajes del tractor durante los viajes de acercamiento y retirada del frente de excavación..
- c) Descarga del material sobre vehículos transportadores.

RENDIMIENTO DE PALAS CARGADORAS EXCAVANDO Y TRANSPORTANDO MATERIAL.

TIEMPO FIJO DEL CICLO DE TRABAJO DE PALAS CARGADORAS (minutos)

TRABAJO EJECUTADO	TIPO DE TRANSMISIÓN	
	Directa	Servo-motors
PALA EQUIPADA CON ORUGAS:		
Excavación en material amontonado:	0.35	0.25
Excavación en banco:	0.60	0.45
PALA EQUIPADA CON NEUMÁTICOS:		
Excavación de material amontonado:		0.20



Los valores de la tabla son teóricos, deberán multiplicarse por el factor de eficiencia.

Tiempos variables:

Los tiempos variables son los requeridos por la máquina para efectuar el recorrido de ida y regreso desde el frente de excavación hasta el sitio de descarga. (este proceso es poco usado).

En la gráfica siguiente se ilustran los rendimientos de diversas palas cargadoras International, en función de las distancias de acarreo.

Los valores consignados consideran:

- a) El rendimiento corresponde a material suelto.
- b) Eficiencia de 100%.
- c) Se considera que el cucharón se cargaba totalmente incluyendo "copete".
- d) Se consideró un tiempo fijo de 0.30 minutos para acarreos cortos y 0.36 minutos para acarreos largos.

Por lo anterior, los valores de la gráfica deberán afectarse de los factores de corrección correspondiente.

Cuando se pretenda atacar un banco de préstamo o almacenamiento donde los tiempos variables del ciclo tienden a cero, se pueden tomar los valores de la tabla que se indica a continuación, los cuales deberán afectarse del correspondiente factor de eficiencia para que se obtengan rendimientos promedio reales.

Rendimiento en metros cúbicos por hora de material abundado cargado en camiones por un "traxcavator".

Potencia del motor en el volante en - HP.	Equivalente para Caterpillar	Capacidad del cucharón en m ³	Cargando camiones de			
			3 m ³	4 m ³	6 m ³	7.5 m ³
150	977	1.90		255	246	254
100	955	1.34		185	1.83	
50	933	0.83	85.5	86.5		

Capacidad del camión ← 4 a 6 veces capacidad de la pala.

MAQUINARIA PARA EXCAVACION

EXCAVADORAS CONVERTIBLES

Son máquinas diseñadas para su empleo en la ejecución de trabajos muy diversos en las que se requiere de la utilización de herramientas básicas diferentes, las cuales son intercambiables en la misma máquina, según que la máquina vaya a ser empleada como pala mecánica, retro-excavadora, grúa, draga de arrastre, excavadora de cucharón de almeja, martinete hincador, etc.

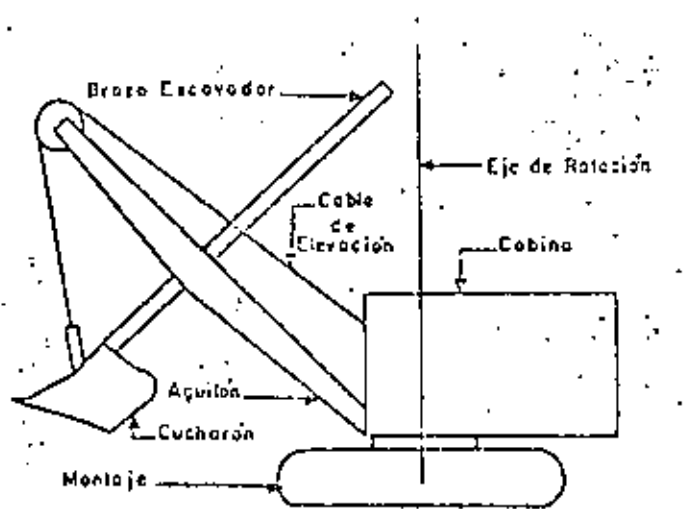
Las excavadoras pueden ser:

- a) Propulsión por Orugas (la más usual)
- b) Autopropulsión sobre llantas neumáticas
- c) Montaje sobre camión.

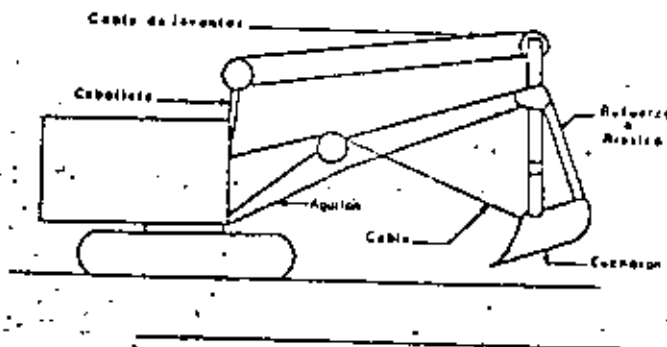
Tipos de aguilón o pluma

- a) Aguilón de pala mecánica

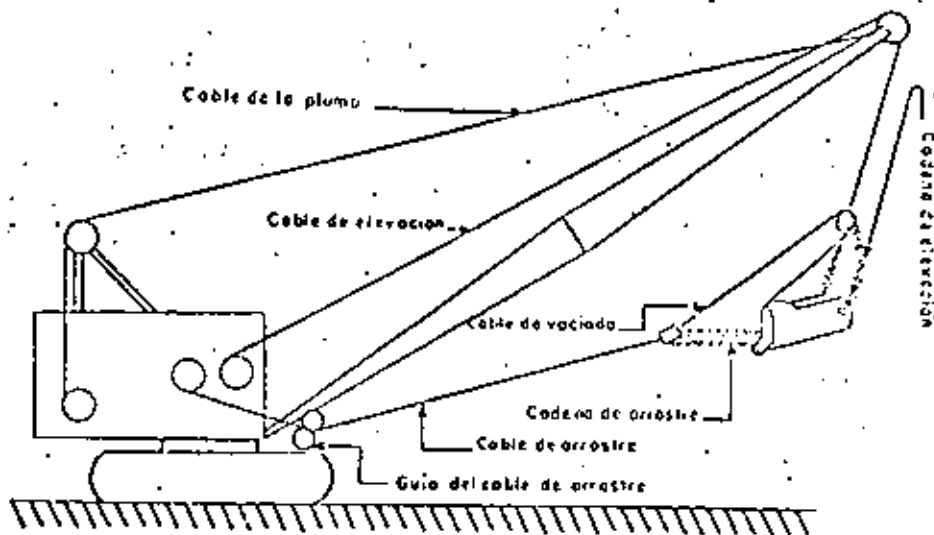
- b) Aguilón de grúa, que puede ser usado como grúa, -
 draga de arrastre, excavadora de cucharón de almeja,
 ja, como martinete, etc.
- c) Aguilón de pala retro-excavadora.



Partes básicas que integran el equipo frontal de una pala mecánica (Power Crane and Shovel Association)



Esquema ilustrando el equipo frontal de una pala retroexcavadora. (Power Crane and Shovel Association).



Esquema mostrando los accesorios que integran el equipo frontal de una draga de arrastre. (Power Crane and Shovel Association).

Para lograr buenos rendimientos con una máquina excavadora cargando camiones, la capacidad de la caja de estos, deber ser de 4 a 6 veces, la del cucharón y que los camiones se llenen con un número entero de baldes.

PALAS MECANICAS

Rendimientos:

Los rendimientos teóricos de una pala están dados por la siguiente ecuación:

$$R = \frac{3\ 600 \times V \times K \times E}{Ca \times t} \text{ (en m}^3\text{/hr)}$$

3 600 segundos de la hora.

V = capacidad del cucharón en m³

K = factor de llenado

Ca = Coeficiente de abundamiento del material excavado.

t = tiempo promedio empleado por la máquina en realizar -
un ciclo completo en segundos.

E = factor de rendimiento de trabajo.

EFICIENCIA EN EL TRABAJO

Condiciones del trabajo	Excelente	Buena	Regular	Deficiente
Buenas	0.78	0.75	0.71	0.65
Excelentes	0.84	0.81	0.76	0.70
Regulares	0.72	0.69	0.65	0.60
Deficientes	0.63	0.61	0.57	0.52

FACTOR DE LLENADO PARA CUCHARONES DE PALAS MECANICAS.

CAPACIDAD NOMINAL DEL CUCHARON: (Yd ³)	¼	1	1 ½	2	2 ½	3	3 ½	4
MATERIAL EXCAVADO:								
Arcilla húmeda o arenosa ligera	1.15	1.15	1.15	1.16	1.16	1.16	1.20	1.20
Arena o grava.	0.93	0.93	0.95	0.95	0.96	0.98	1.02	1.02
Tierra común compacta.	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05	1.00	1.00
Arcilla dura y tenaz.	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Arcilla cohesiva húmeda.	1.10	1.10	1.10	1.12	1.12	1.12	1.16	1.18
Roca bien tronada.	0.80	0.85	0.90	0.91	0.95	1.00	1.00	1.00
Roca mal tronada.	0.60	0.70	0.70	0.80	0.80	0.90	0.95	0.95
Escombros comunes con piedra y raices.	0.85	0.85	0.90	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95

CICLOS DE EXCAVACION Y CARGA DE PALAS MECANICAS, A CARRERA OPTIMA DE CORTE, DIVERSOS ANGULOS DE GIRO, SIN PERDIDAS DE TIEMPO Y CON LOS CAMIONES AL MISMO NIVEL DE LA EXCAVADORA.

(Tiempos en segundos) - - -

TAMANO DEL CUCHARON YD ³ .	EXCAVACION FACIL Marga húmeda o arena arcillosa o suelta				EXCAVACION MEDIA Tierra común o vegetal				EXCAVACION DURA Arcilla dura, roca bien tronada.			
	45°	90°	135°	180°	45°	90°	135°	180°	45°	90°	135°	180°
¼	12	16	19	22	15	19	23	26	19	24	29	33
½	12	16	19	22	15	19	23	26	19	24	29	33
¾	13	17	20	23	16	20	24	27	20	25	30	34
1	14	18	21	25	17	21	25	29	21	26	31	36
1 ¼	14	18	21	25	17	21	25	29	21	26	31	36
1 ½	15	19	23	27	18	23	27	31	22	28	33	38
1 ¾	16	20	24	28	19	24	28	32	23	29	34	39
2	17	21	25	30	20	25	29	34	24	30	35	41
2 ¼	18	22	27	33	21	26	31	36	25	31	37	43

Para adaptar los rendimientos a la carrera real de corte se aplican los valores de las tablas que se indican a continuación:

CARRERA OPTIMA DE EXCAVACION CON PALAS MECANICAS
(Expresadas en piés)

CLASE DE MATERIAL	CAPACIDAD NOMINAL DEL CUCHARON EN Yds.								
	1/4	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2	2 1/4
Materiales sueltos, como margas, arena, gruda	3.8	4.6	5.3	6.0	6.5	7.0	7.4	7.8	8.4
Arena y grava	3.8	4.6	5.3	6.0	6.5	7.0	7.4	7.8	8.4
Tierra común o vegetal	4.5	5.7	6.8	7.8	8.5	9.2	9.7	10.2	11.2
Arcilla dura, tenáz	6.0	7.0	8.0	9.0	9.8	10.7	11.5	12.2	13.3
Arcilla húmeda, pegajosa	6.0	7.0	8.0	9.0	9.8	10.7	11.5	12.2	13.3

FACTOR DE CONVERSION POR CARRERA DE CORTE Y ANGULO DE GIRO,
PARA PALAS MECANICAS

PORCENTAJE DE LA CARRERA OPTIMA	ANGULO DE GIRO EN GRADOS						
	45	60	75	90	120	150	180
40	0.93	0.89	0.85	0.80	0.72	0.65	0.59
60	1.10	1.03	0.96	0.91	0.81	0.73	0.66
80	1.22	1.12	1.04	0.98	0.86	0.77	0.69
100	1.26	1.16	1.07	1.00	0.88	0.79	0.71
120	1.20	1.11	1.03	0.97	0.86	0.77	0.71
140	1.12	1.04	0.97	0.91	0.81	0.73	0.66
160	1.03	0.96	0.90	0.85	0.75	0.67	0.62

El porcentaje de la carrera óptima se obtiene dividiendo la carrera real entre la óptima.

La experiencia ha demostrado que resulta más práctico y conduce a resultados más satisfactorios, el estimar el rendimiento de las palas mecánicas, basándose en valores estadísticos representativos; con este objeto se elaboró la tabla siguiente:

RENDIMIENTOS IDEALES DE PALAS MECANICAS, EXPRESADOS EN YARDAS CUBICAS POR HORA, DE MATERIAL MEDIDO EN BANCO

CLASE DE MATERIAL	TAMARO NOMINAL DE LA PALA EN YARDAS								
	3/4	1/2	3/8	1	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2	2 1/2
Marga húmeda o arcilla arenosa suelta.	85	115	165	235	250	285	320	355	405
Arena y grava	80	110	155	200	230	270	300	330	380
Tierra común	70	95	135	175	210	240	270	300	350
Arcilla dura y compacta.	50	75	110	145	180	210	235	265	310
Roca bien tronada	40	60	95	125	155	180	205	230	275
Tierra común contaminada con piedras y raíces	30	50	80	105	150	155	180	200	245
Arcilla húmeda y pegajosa.	25	40	70	95	120	145	165	185	230
Roca mal tronada en grandes bloques	15	25	50	75	95	115	140	160	195

A los valores de la tabla anterior para obtener los valores reales, deberá afectárseles de los coeficientes de: carrera óptima de corte, giro, y factor de eficiencia o rendimiento de trabajo, ya que los valores consignados son para un giro de 90° y carrera óptima.

Rendimientos para trabajos de afine.

En taludes 1 a 1 un 60% del rendimiento normal.

En taludes 1.5 a 1 un 40% del rendimiento normal.

DRAGA DE ARRASTRE

La draga de arrastre es una excavadora convertible -- equipada con pluma de grúa, un balde de arrastre que acciona como cucharón excavador, un cable adicional que es el que ejerce la -- fuerza tractora sobre el balde y un dispositivo de guiado del cable de arrastre.

La pluma de una draga puede operarse a diversos ángulos de inclinación, aunque los fabricantes recomiendan que nunca se operen a ángulos menores de 30° ni mayores de 50° a 60°, operar una máquina fuera de estos límites, además de ser ineficiente puede ser peligroso.

En obras hidráulicas la aplicación más frecuente de -- una draga es la excavación de canales y drenes, eventualmente en la excavación de estructuras y frecuentemente también en la excavación de bancos de préstamo.

Rendimientos:

- a) Teórico.- Teóricamente el rendimiento de una draga está dado por la ecuación siguiente:

$$\text{Rendimiento} = \frac{3\ 600 \times V \times K \times E}{C_a \times t}$$

El rendimiento está expresado en metros cúbicos por --

hora.

3 600 = segundos que integran una hora

V = capacidad del balde en metros cúbicos.

K = factor de llenado o de eficiencia del balde de arrastre, que depende de las dimensiones del mismo y las propiedades del material excavado.

Ca = Coeficiente abundamiento

t = tiempo empleado por la máquina en realizar un ciclo completo expresado en segundos.

E = factor de rendimiento de trabajo o eficiencia.

CICLOS DE TRABAJO DE DRAGAS DE ARRASTRE PARA DIFERENTES ANGULOS DE GIRO (EN SEGUNDOS) A PROFUNDIDAD

OPTIMA

TAMANO DEL BALDE.	EXCAVACION FACIL															
	Arcilla húmeda, - suelta, margas, etc				Arena o grava				Tierra común.				Arcilla dura compacta			
	45°	90°	135°	180°	45°	90°	135°	180°	45°	90°	135°	180°	45°	90°	135°	180°
3/8	16	19	22	25	17	20	24	27	20	24	28	31				
1/2	16	19	22	25	17	20	24	27	20	24	28	31				
3/4	17	20	24	27	18	22	26	29	21	26	30	33	25	30	35	39
1	19	22	26	29	20	24	28	31	23	28	32	35	27	32	37	41
1 1/4	19	23	27	30	20	25	29	32	23	28	33	36	27	32	38	42
1 1/2	21	25	29	32	22	27	31	34	25	30	35	38	29	34	40	44
1 3/4	22	26	30	33	23	28	32	35	26	31	36	39	30	35	41	45
2	23	27	31	35	24	29	33	37	27	32	37	41	31	37	42	47
2 1/2	25	29	34	38	26	31	35	40	29	34	40	44	33	39	45	50

Cargando camiones el tiempo se incrementa un 10%

Con objeto de apegar los rendimientos obtenidos al --
 substituir los valores de las tablas anteriores en la fórmula pa-
 ra el rendimiento de dragas de arrastre, a las condiciones reales
 del trabajo, se deberán aplicar los factores de corrección corres-
 pondientes a profundidad de corte y ángulo de giro, a continuación
 se tabulan estos valores:

FACTOR DE LLENADO DE BALDES DE DRAGAS DE ARRASTRE

CAPACIDAD NOMINAL DEL BALDE (Yd3.)	¼	1	1 ½	2	2 ½	3	3 ½	4	4 ½
Arcilla ligera húmeda	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.28	1.28	1.28	1.28
Arena o grava	0.93	0.94	0.97	1.00	1.00	1.02	1.02	1.02	1.02
Tierra común	1.06	1.06	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07
Arcilla dura	1.03	1.03	1.04	1.05	1.05	1.07	1.07	1.07	1.07
Arcilla mojada y pegajosa	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Roca en fragmen- tos pequeños	0.80	0.80	0.85	0.85	0.90	0.95	0.95	0.95	0.95

COEFICIENTES DE ABUNDAMIENTO DE DIVERSOS MATERIALES

MATERIAL	COEFICIENTES	
	Límites	Promedio
Arena o grava limpias	1.05 a 1.15	1.10
Tierra y grava limpias mojadas	1.10 a 1.20	1.15
Capas de tierra vegetal	1.10 a 1.20	1.15
Tierra común	1.20 a 1.40	1.30
Margas arenosas	1.10 a 1.30	1.20
Margas arcillosas	1.15 a 1.35	1.25
Lodo de tierra común	1.25 a 1.50	1.40
Arcilla sin contaminaciones	1.30 a 1.60	1.45
Arcilla blanda, fuerte densa	1.35 a 1.55	1.45
Arcilla dura mezclada con pie- dras		1.50
Roca bien tronzada	1.50 a 1.60	1.65
Roca mal tronzada en grandes trozos	1.70 a 2.00	1.85
Pizarra y arcillas equilibradas		1.65
Rocas limpias aluviales, etc.		1.65

CAPACIDAD NOMINAL DEL BALDE EN Yds.	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$	1	1 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{3}{4}$	2	4 8
CLASE DE MATERIAL:									
Arcilla húmeda y suelta o marga	5.0	5.5	6.0	6.8	7.0	7.4	7.7	8.0	8.5
Arena o grava	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.4	7.7	8.0	8.5
Tierra común	6.0	6.7	7.4	8.0	8.5	9.0	9.5	9.9	10.5
Arcilla dura y compacta	7.3	8.0	8.7	9.3	10.0	10.7	11.3	11.8	12.3
Arcilla húmeda, pegajosa	7.3	8.0	8.7	9.3	10.0	10.7	11.3	11.8	12.3

INFLUENCIA DE LA CARRERA DE CORTE Y ANGULO DE GIRO EN LOS RENDIMIENTOS DE DRAGAS DE ARRASTRE

CARRERA DE CORTE EN PORCENTAJE DE LA OPTIMA	ANGULO DE GIRO EN GRADOS							
	30°	45°	60°	75°	90°	120°	150°	180°
20	1.06	0.90	0.94	0.90	0.87	0.81	0.75	0.70
40	1.17	1.08	1.02	0.97	0.93	0.85	0.78	0.72
60	1.24	1.13	1.05	1.01	0.97	0.83	0.80	0.74
80	1.29	1.17	1.09	1.04	0.99	0.90	0.82	0.76
100	1.32	1.18	1.11	1.05	1.00	0.91	0.83	0.77
120	1.29	1.17	1.09	1.03	0.985	0.90	0.82	0.76
140	1.25	1.14	1.06	1.00	0.95	0.83	0.81	0.75
160	1.20	1.10	1.02	0.97	0.93	0.85	0.79	0.73
180	1.15	1.05	0.98	0.94	0.90	0.82	0.76	0.71
200	1.10	1.00	0.94	0.90	0.87	0.79	0.73	0.69

Estos factores de corrección que aplicados al rendimiento óptimo para giro de 90° y profundidad óptima de corte, darán los rendimientos reales.

Para la aplicación de la fórmula para el rendimiento teórico de una draga, es conveniente tener presente que existe una pequeña diferencia entre la capacidad nominal y la real de los baldes. Estas diferencias se consignan en la tabla siguiente:

Capacidad real del balde en Yd3.	Capacidad real del balde al ras en Yd3.
3/8	0.407
1/2	0.631
3/4	0.889
1	1.186
1 1/4	1.445
1 1/2	1.741
1 3/4	1.963
2	2.222
2 1/4	2.483
2 1/2	2.742
2 3/4	3.333
3	3.533

b) Rendimientos prácticos tomando como base datos estadísticos

Se ha comprobado que se llega a resultados más -- prácticos, precisos y convenientes, por medio del empleo de valores basados en observaciones estadísticas. En la tabla siguiente se consignan valores estadísticos para el rendimiento de dragas.

RENDIMIENTOS OPTIMOS DE DRAGAS DE ARRASTRE CON PLUMA CORTA NORMAL, EXPRESADO EN YARDAS CUBICAS POR HORA (MATERIAL MEDIDO EN BANCO)

CAPACIDAD NOMINAL DEL BALDE	M A T E R I A L E S				
	Arcilla húmeda y suelta o cascara.	Arena o Grava	Tierra seca	Arcilla dura y compacta	Arcilla húmeda pegajosa.
3/8 Yd3.	70	65	55	35	20
1/2 Yd3.	95	90	75	55	30
3/4 Yd3.	130	125	105	90	55
1 Yd3.	160	155	135	110	75
1 1/4 Yd3.	195	185	165	135	95
1 1/2 Yd3.	220	210	190	160	110
1 3/4 Yd3.	245	235	210	180	130
2 Yd3.	265	255	230	195	145
2 1/2 Yd3.	305	295	265	230	175
3 Yd3.	350	340	305	270	210
3 1/2 Yd3.	390	380	340	305	240
4 Yd3.	465	455	375	340	270
5 Yd3.	540	530	445	410	330
6 Yd3.	610	600	510	475	385

En los valores consignados en la tabla anterior se hacen las siguientes consideraciones:

- Profundidad óptima de corte.
- Angulo de giro igual a 90°
- Trabajo efectivo durante 60 minutos de la hora cronológica.
- Eficiencia 100%

Para obtener los rendimientos prácticos, deberán afectarse a los valores obtenidos de la tabla anterior, con los factores de eficiencia, profundidad de corte y giro, consignados en las tablas correspondientes, usados para aplicarse a los rendimientos teóricos.

Cuando la descarga del material excavado por una -

draga sea depositado a bordo de cajas de vehículos de acarreo los valores de la tabla anterior deberán afectarse de un factor = 0.9

EQUIPO DE BARRENACION

COMPRESORAS.- PLANTAS PRODUCTORAS DE AIRE COMPRIMIDO

Las compresoras pueden ser estacionarias o portátiles. Capacidad de una compresora, se mide por la cantidad de aire comprimido que produce por minuto.

Las compresoras se les conoce por su capacidad de producción; así por ejemplo un compresor 600, quiere decir que es un compresor que produce 600 pies cúbicos por minuto de aire comprimido; todos los rendimientos están dados a una presión de 100-libras sobre pulgada cuadrada.

Perforadora neumática: Son máquinas diseñadas para perforar materiales duros a base de un movimiento combinado de impacto y rotación, transmitido a travez de una barra, que puede ser seccional o integral, a la broca o elemento de ataque. El material triturado por la broca, es expulsado a base de aire que circula por orificios que para este efecto, tienen las barras y las brocas.

En la construcción de zonas de riego, las perforadoras más comúnmente usadas son:

Perforadoras neumáticas de mano (pistolas)

Perforadoras neumáticas montadas sobre ruedas
(Wagon-drill)

Perforadoras neumáticas montadas sobre orugas
(Trac-dill).

La primera, la presión o empuje sobre la máquina - para lograr su avance la dá el operador, se usa para diámetros de perforación pequeños.

Para las dos últimas, la presión o empuje es ejercido por medios mecánicos.

Los rendimientos de barrenación para las perforadoras neumáticas están consignados en la tabla siguiente

Rendimientos promedio representativos de Barrenación con Perforadoras Neumáticas de Pistón recíprocante en metros por hora.

Diámetro del Barrano	Calidad de la Roca	Perforadoras de Mano	Perforadoras con Alimentación Mecánica
1 1/4"	Suave	5 a 6.5	10 a 15
	Media	3 a 4.5	8 a 12
	Dura	2 a 3.5	5 a 10
2 1/4"	Suave	3.5 a 5	10 a 17
	Media	2.5 a 3.5	6.5 a 12
	Dura	1.5 a 3	5 a 10
3"	Suave	— o —	10 a 17
	Media	— o —	5 a 10
	Dura	— o —	3 a 7
4"	Suave	— o —	3.5 a 8.5
	Media	— o —	1.8 a 5
	Dura	— o —	0.7 a 3

Para clasificar las rocas en cuanto a su dureza, se puede tomar como guía la tabla siguiente:

Índice de la Dureza de algunas Rocas, referida a la Escala de Mohs.

ROCA O MINERAL	INDICE DE DUREZA
Diamante	10.0
Cuarzo	7.0
Basalto	7.0
Horsteno	6.5
Feldespato	6.2
Gneises	5.2
ROCAS DURAS	
Esquistos	5.0
Magnetita	4.2
Granito	4.0
Areniscas	3.8
Dolomitas	3.7
Rocas calizas	3.3
ROCAS MEDIAS	
Pizarra	3.1
Lutitas	3.1
Calcita	3.0
Antracita	3.0
Mármol	3.0
ROCAS SUAVES	
Carbón bituminoso	2.5
Mica	2.3
Yeso	2.0
Talco	1.0
ROCAS MUY SUAVES	

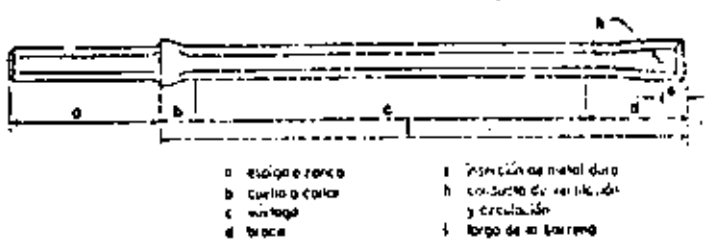
Un tipo de roca muy común son los conglomerados, cuya dureza depende, tanto del material que forma los granos aglutinados, como del que constituye el cementante. Los conglomerados suaves tienen una dureza del orden de 3.0 a 3.5, en tanto que los duros cementados con sílice, tienen una dureza del orden de 5 a 6.

Acero y brocas de barrenación

Acero integral: El acero integral está formado -- por una sola pieza en la que se encuentran incorporados todos los elementos de la "sarta de barrenación" como son:

- a) La espiga o zanco que es la pieza que se ajusta - al broquero de la perforadora.
- b) El cuello o collar, que sirve como elemento de -- ajuste y soporta en el broquero y portaherramien- ta de la perforadora.
- c) El cuerpo o vástago del acero, que es de longitud variable según necesidades del caso.
- d) La correspondiente broca.
- e) El conducto de soplado o limpieza.

Esquema de una barrena integral, con inserto de metal duro (Broca tipo cincel)



Acero hueco seccional de barrenación

Por acero hueco seccional de barrenación se entienden barras de acero hueco dotadas con rosca en cada uno de sus extremos, las que son surtidas por los fabricantes en diámetros y longitudes variables para emplearse en barrenación muy profunda, acoplada cada barra a la subsecuente por medio de coples.

El acero seccional de barrenación, se instala en broqueros de la perforadora por medio de zancos adaptadores, que en su extremo libre se unen a la primera sección de acero por medio de un cople roscado.

En el extremo de la última barra se coloca la broca.

Consumos de Acero de barrenación

En la tabla que se indica a continuación nos da los rendimientos del acero de barrenación de acuerdo con la dureza del material perforado.

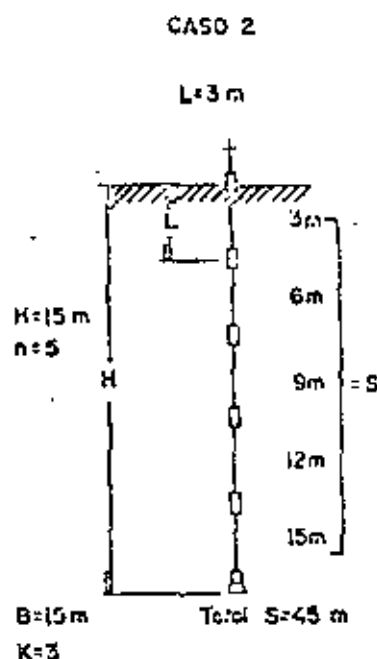
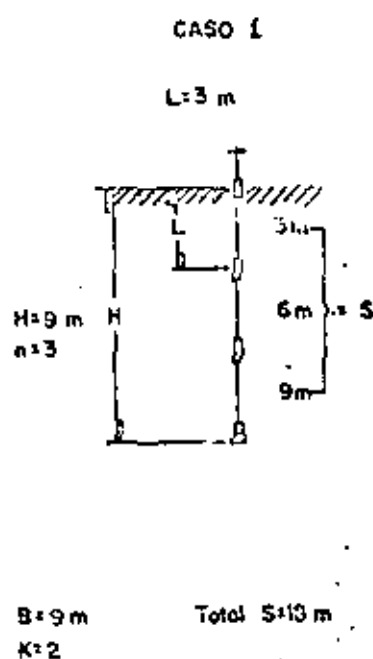
La barrenación se mide en metros lineales pero según sea la profundidad de un barreno la vida del acero de barrenación podrá ser variable, dependiendo de la relación existente entre dicha profundidad y la longitud de cada tramo de acero.

CLASE DE ROCA	V I D A
MUY DURAS:	
Guarzo, basalto y hematita:	10 a 100
Hortensio y feldespatos:	50 a 100
MEDIANAMENTE DURAS:	
Gneises y conglomerados muy duros silicificados	100 a 150
Esquistos, granito, riolitas andesitas y similares:	150 a 200
Areniscas duras y diabasa:	200 a 250
Areniscas suaves y similares:	250 a 400
SUAVES Y DESCOMPUESTAS:	
Areniscas muy suaves, dolomitas y rocas calizas, así como conglomerados suaves poco cementados y materiales granulares sueltos; rocas similares intemperizadas:	400 a 800
ROCAS MUY SUAVES	
Pizarras, lutitas, antracita, sírmol, mica y carbón:	600 a 1000

En tanto mayor sea el número de cambios de acero necesarios para barrenar un agujero hasta su profundidad total, menor será la vida del acero, expresado en "metros barra", ya que el valor medido en "metros barra" es completamente diferente del valor de metros de barrenación, si un barreno con profundidad total de 6 metros se practica empleando dos barras, la primera de 3 metros y la segunda de 6, tratándose de acero integral, es evidente que el acero de barrenación de la primera barra realizará un trabajo de 3 "metros-barra", en tanto que el segundo tramo lo realizará de 6 "metros-barra", lo que sumado arroja un total de -

9 "metros-barra" contra 6 metros de barrenación.

En la figura siguiente se ilustra la relación existente entre el valor de metros de barrenación y "metros-barra" para el caso de realizar el trabajo empleando tramos seccionales de acero de barrenación.



La relación entre los valores "metros-barra" y metros de perforación, dependen del número de barras que se deben emplear en la horadación de un barreno determinado, de acuerdo con la fórmula siguiente

$$K = \frac{N + 1}{2}$$

K = factor de conversión para convertir los metros de barrenación a "metros-barra", siendo el valor "metros-barra" el representativo del trabajo efectivamente realizado para horadar un barreno.

N = Es el número de barras empleadas para barrenar un barreno, ya sea que se trate del número de cambios de acero, cuando se haga con acero integral, o de tramos cuando se haga con acero seccional.

Empleando el concepto "metros-barras" como representativo del trabajo real ejecutado, es posible utilizar varios índices consignados en la tabla de valores índices de la Vida Económica, aplicando la siguiente fórmula:

$$\text{Vida del acero de barrenación} = \frac{\text{Valor índice de la vida económica}}{K}$$

Rendimientos de las brocas intercambiables. Como regla empírica se ha llegado a establecer que la vida de una broca de acero dotada con insertos de carburo de tungsteno de dureza apropiada a la formación geológica en que se utilice, es igual a su diámetro respectivo en pulgadas, multiplicado por 100 (cien) -- obteniéndose así su rendimiento en metros de barrenación, para condiciones de dureza media.

Se desea saber la fuerza necesaria de excavación para construir un terraplén formado de material impermeable, el cual tendrá un volumen de 94 000 m³ y se dispone de 30 días para ejecutarlo. El material será excavado de un banco ubicado a 370 m del centro de gravedad del terraplén, ligándolos un camino de construcción terminado en tierra compactada, con una superficie que estará bien conservada. El camino tiene pendiente positiva de 8% del banco al terraplén.

La excavación se hará con escarpas remolcadas por tractores.

Datos Tractor:

Potencia: 235 HP (232 CP)

Peso total operando: 47 220 lbs (21 419 kg)

Velocidad de Engranaje	Velocidad de tránsito km/hr	Fuerza tractiva en Kgs.
Primera	2.4	21 267
Segunda	3.1	16 464
Tercera	4.3	11 869
Cuarta	5.6	9 114
Quinta	7.4	6 897
Sexta	10.1	5 033

Datos Escrepa:

Capacidad copeteada: 24.5 yd³. (18.73 m³)

Capacidad límite por peso: 63 000 lbs (28 577 kgs)

Peso de escrepa cargada: 92 652 lbs (42 027 kgs)

Peso de escrepa vacía: 34 860 lbs (15 812 kgs)

Tomando en forma tentativa los valores consignados en la Tabla 3-3 de este Capítulo, se tendrán las siguientes limitaciones en la capacidad de las escrepas:

$$\text{medido en banco: } \frac{18.73 \text{ m}^3}{1.25} = 14.98 \text{ m}^3$$

$$\begin{array}{l} \text{Capacidad límite de material} \\ \text{medido en terraplén compacta} \\ \text{do:} \end{array} \quad \frac{18.73 \text{ m}^3}{1.25 \times 1.18} = 12.69 \text{ m}^3$$

Capacidad límite por volumen: $14.98 \text{ m}^3 \times 1750 \text{ kg/m}^3 = 26\,215 \text{ kg.}$, que resulta menor que la capacidad límite de la escrepa, en peso. Por lo anterior, la capacidad limitativa de las escrepas es de -- 12.69 m³. medidas en el terraplén compactado (14.98 m³ medidos en el banco).

Suponiendo que en el banco de préstamo se dispondrá de la fuerza-necesaria y suficiente consistente en tractores empujadores para-facilitar la carga de las escrepas y que en el terraplén se dis-pondrá de la suficiente fuerza constructiva para acomodar y com-

pactar el material al mismo ritmo de la excavación y transportación, se tendrán los siguientes tiempos fijos:

Tiempo de carga de cada escrepa:	1.0 minuto
Tiempo de descarga y retorno :	<u>1.0 minuto</u>
TIEMPO FIJO TOTAL:.....	2.0 minuto

Por datos estadísticos se sabe (suposición) que las escrepas de la capacidad aquí considerada, cuando se encuentran auxiliadas por un tractor adicional empujador, (pusher) se cargan en un trayecto aproximadamente de 25 metros y se descargan en otros 25 metros, por lo que la distancia de acarreo será:

$$370 \text{ m} - (25 \text{ m} \times 2) = 320 \text{ m}$$

Para la superficie de rodamiento señalada y de acuerdo con lo consignado en la Tabla 3-4 de este Capítulo, se adopta una resistencia al rodamiento con valor de 4% (cuatro por ciento) para el tractor y de 3.5% (tres y medio por ciento) para las escrepas, referidas al peso de los mismos.

Deberá tenerse en cuenta que el camino tiene una pendiente positiva de 8% (ocho por ciento) del banco al terraplén, la cual retardará el movimiento del equipo en su recorrido de ida cargado y lo acelerará en su recorrido de regreso descargado.

Por otra parte, para la superficie de rodamiento de que se trata -

y considerando los tractores de orugas, se tendrá un coeficiente de tracción con valor promedio aproximado de 0.80 (tomando la Tabla 3-5), y por tanto, la máxima fuerza tractiva utilizable por el tractor será de:

$$21\ 419\ \text{kg} \times 0.80 = 17\ 135\ \text{Kg.}$$

de donde se deduce que, cuando el tractor opere en primera velocidad solamente podrá utilizar el:

$$\frac{17\ 135}{21\ 267} \times 100 = 80.57\% \text{ de su fuerza tractiva potencial, pues si se pretendiera aplicar mayor potencia el tractor patinaría.}$$

Para el movimiento del tractor se tendrán las siguientes resistencias a vencer:

Resistencia al rodamiento:	$0.04 \times 21419\ \text{kg} =$	857 kg
Resistencia a la pendiente:	$0.08 \times 21419\ \text{kg} =$	<u>1 714 kg</u>
	TOTAL:	2 571 kg

Con los datos anteriores se puede calcular la fuerza en el gancho de que dispondrá el tractor para remolcar su correspondiente es crepa, la cual es la diferencia de restar a la fuerza tractiva -- utilizable las resistencias que debe vencer el tractor para su -- propio movimiento:

VELOCIDAD ENGRANADA	FUERZA TRACTIVA UTIL.	RESISTENCIA AL RODAMIENTO	RESISTENCIA A LA PENDIENTE	FUERZA EN EL GANCHO	
				SUBIENDO	BAJANDO
Primera	17,135	857	1714	14,564	17,135 (*)
Segunda	16,464	857	1714	13,893	17,135 (*)
Tercera	11,889	857	1714	9,298	12,726
Cuarta	9,114	857	1714	6,543	9,971
Quinta	8,897	857	1714	4,326	7,754
Sexta	5,053	857	1714	2,482	5,910

(*) Valor límite fijado por el coeficiente de tracción, arriba del cual la máquina destilará patinando.

Ahora bien, cuando el equipo viaje cargado hacia el terraplén, la escropa sufrirá las siguientes resistencias; las cuales deberán ser vencidas por el tractor:

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Resistencia al rodamiento:} & 0.035 \times 42.027 & = 1\,471 \text{ kg} \\
 \text{Resistencia a la pendiente:} & 0.080 \times 42.027 & = 3\,362 \text{ kg} \\
 \text{TOTAL:} & & \underline{4\,833 \text{ kg}}
 \end{array}$$

Por lo anterior, comparando la resistencia de la escropa con la fuerza en el gancho del tractor disponible para sus diversas velocidades, se ve que la máxima velocidad a que podrá viajar el equipo cargado será de 5.6 kilómetros por hora, la cual corresponde a la cuarta velocidad en la caja de velocidades del tractor. La velocidad en quinta no es posible, ya que para tal posición en el tren de engranajes se dispondrá solo de una fuerza en el gancho con valor de 4 326 kg. que resulta inferior a la resistencia de la escropa.

Por consiguiente, el recorrido de ida desde el banco hasta el terraplén con la escrepa cargada se hará en cuarta velocidad, o sea, a razón de 5.6 km por hora, lo cual llevará un tiempo de:

$$\frac{370 \text{ m} - (25 \text{ m} + 25 \text{ m})}{5.6 \text{ km/hora}} \times \frac{1}{60} = 3.43 \text{ min.}$$

En el viaje de regreso con la escrepa vacía se tendrá la siguiente resistencia al movimiento de la escrepa:

Resistencia al rodamiento:	0.035 x 15 812 kg	=	553 kg
Resistencia por pendiente:	0.080 x 15 812 kg	=	-1265 kg
TOTAL:		-	712 kg

El signo negativo indica que la escrepa por sí sola se podrá mover en virtud de la fuerza de gravedad.

Por consiguiente, el tractor podrá viajar de regreso remolcando la escrepa a su máxima velocidad (sexta) de 10.1 km/hora, tomando en el viaje de regreso un tiempo de :

$$\frac{320 \text{ m} \times 1 \times 60}{10.1 \text{ km/h} \times 60 \text{ m/s/h}} = 1.90 \text{ min.}$$

TIEMPO TOTAL POR CICLO:

Carga de la escrepa	1.00 min
Viaje de ida cargada	3.43 min
Viaje de regreso	1.90 min
Descarga y retorno	1.00 min
TOTAL:	7.33 min.

Considerando un FACTOR DE RENDIMIENTO DE 0.75, se tendrán un rendimiento de:

$$\frac{60 \text{ min/hr} \times 10 \text{ horas/día} \times 0.75 \times 12.69 \text{ m}^3/\text{viaje}}{7.33 \text{ minutos por viaje}} = 780 \text{ m}^3/\text{día.}$$

(material medido en terraplén)

Para excavar, transportar y colocar los 94 300 m³ del terraplén - del ejemplo, en un plazo de 30 días efectivos de trabajo, considerando jornadas de 10 horas por día, se necesitará una fuerza mínima de excavación y transportación formada por:

$$\frac{94\ 300 \text{ m}^3 \text{ de terraplén}}{30 \text{ días} \times 780 \text{ m}^3/\text{escrepa/día}} = 4 \text{ escrepas}$$

Se pretende ejecutar el desmonte de una zona donde se construirá un dren. 1

El monto de acuerdo con la clasificación de la Secretaría de Recursos Hidráulicos corresponde a Monte pesado tipo B en donde se tienen 6 árboles entre 50 y 75 cm. de diámetro, 15 árboles entre 25 y 50 cm. de diámetro y 70 árboles con diámetros menores a 25 cm. de diámetro.

Se utilizará un tractor D-8

Rendimientos:

- Se requieren 14.5 min/árbol para cortar raíces, tirar el árbol y retirarlo cuando su diámetro varía entre 50 y 75 cm.
- Se requieren 6.67 min/árbol para tirar el árbol y retirarlo -- cuando su diámetro varía entre 25 y 50 cm.
- Se requieren 1.9 min/árbol para tirarlo y retirarlo de la zona de trabajo cuando su diámetro es menor de 25 cm.

Costo horario tractor D-8 ----- \$ 245.21/h.

Tiempo requerido por el tractor para desmontar una hectárea.

$$\begin{array}{r}
 6 \text{ árboles} \times 14.5 \text{ min/árbol} = 87.00 \text{ min.} \\
 15 \text{ árboles} \times 6.67 \text{ min/árbol} = 100.05 \text{ min.} \\
 70 \text{ árboles} \times 1.9 \text{ min/árbol} = 133.00 \text{ min.} \\
 \hline
 320.05 \text{ min.}
 \end{array}$$

$$\frac{320.05 \text{ min.}}{60} = 5.33 \text{ horas.}$$

Costo Directo por Hectárea.

$$5.33 \text{ horas} \times \$ 245.21/h. = \$ 1,306.97/Ha.$$

Suma de Cargos Directos ----- \$ 1,306.97/Ha.

38% indirecto y utilidad ----- \$ 496.65/Ha.

PRECIO UNITARIO:- \$ 1,803.62/Ha.

Para la construcción de un dren se requiere despalmar una franja de terreno de 80 mts., depositando el material producto del despalme a 20 mts. fuera de los límites de la zona despalmada.

El carreo medio del material será de 40 mts. ya que se pueda atacar del eje del Dren hacia los lados.

De la gráfica donde se consignan los rendimientos de un tractor excavando se observa que para una distancia de 40 mts. tenemos un rendimiento teórico de 375 Yd³/h para un tractor D-8 equipado con servo transmisión.

Costo horario tractor D-8..... \$ 245.21/h.

Rendimiento:

Factores.

- a) Eficiencia en el trabajo = 0.75
- b) para pasar a m³. = 0.765
- c) Para usar angledozer... = 0.75

$$R = 375 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.765 \times 0.75 \times 0.75 = 161 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Costo por m³.

$\frac{\$ 245.21/\text{h}}{161 \text{ m}^3/\text{h}}$	=	$\$ 1.52/\text{m}^3.$
		<hr/>
Suma cargos directos:-		\$ 1.52/m ³ .
38% indirectos y utilidad:-		\$ 0.58
Precio Unitario.		<hr/> \$ 2.10/m ³ .

OBTENER EL PRECIO UNITARIO POR M3. DE EXCAVACION
DE UN DREN.

1.-

La excavación se ejecutará con una draga con balde de 2 Yd3. auxiliada por un tractor D-8 para formación de rampas y descopete de bordos.

La profundidad media real de la excavación es de 2.50 mts.

Por las dimensiones de la pluma de la draga y la posición de los bordos la excavación se requiere de un Giro de 120 grados para depositar el material en los bordos.

El material a excavar es tierra común.

Profundidad Optima = 3.02 mts.

RENDIMIENTO:

El rendimiento Optimo para tierra común, de una draga de 2 Yd3, descopetado en banco es de 230 Yd3/h para Giro de 90 grados y profundidad Optima.

FACTORES A APLICAR:

a) Profundidad de corte y Giro.

Porcentaje del corte Optimo.

$$\frac{2.50 \text{ m}}{3.02 \text{ m}} = 0.83$$

Para un porcentaje de 0.83 y Giro de 120 grados el factor es: 0.9

b) para pasar de Yd3. a m3..... 0.765

c) eficiencia en el Trabajo..... 0.75

$$230 \text{ Yd3/h} \times 0.765 \text{ m3/Yd3.} \times 0.75 \times 0.9 = 118.8 \text{ m3/h.}$$

Costos Horarios.

Draga de 2 Yd3..... \$ 173.34/h. (para salario mínimo de 32.50)

Tractor D - 8..... \$ 245.21/h.

Para efectos de análisis de precios unitarios se puede considerar que un tractor D-8 puede auxiliar a 4 dragas para accesos y descopetar bordos.

Costo por m3.

a) CARGO POR DRAGA

$$\frac{\$ 173.34/h.}{118.8 \text{ m}^3/h.} = \dots\dots\dots \$ 1.46/m^3.$$

b) CARGO POR TRACTOR.

$$\frac{\$ 245.21/h.}{118.8 \text{ m}^3/h. \times 4} = \dots\dots\dots \$ 0.52/m^3.$$

Suma cargos directos	\$ 1.98/m3.
38% indirectos y utilidad	\$ 0.75/m3.
PRECIO UNITARIO	<u>\$ 2.73/m3.</u>

Obtener el precio unitario por metro de ancho de Proctor, formado de préstamo con acarreo total (circuito completo) de 500 mts.

5

Equipo a utilizar y sus costos horarios:

Motoescrapas caterpillar 621 de 14 Yd ³ al ras.....	\$ 258.35/h.
Tractor Caterpillar D-4.....	\$ 60.49/h.
Rodillo vibratoria liso.....	\$ 37.07/h.
Tractor D-8.....	\$ 243.86/h.
Camión Pipa de 5000 lts. operando.....	\$ 38.26/h.
Camión Pipa de 5000 lts. ocioso.....	\$ 23.97/h.
Bomba de 2".....	\$ 12.32/h.

1).- EXCAVACION, ACARREO A 250 mts. Y COLOCACION.

Ciclo de la Escrapa.

Datos Motoescrapa.

Vacia peso total..... 23,320 Kg.

Cargada peso total..... 45,080 kg.

Resistencia al rendimiento: Suponiendo que el camino es tierra compactada bien conservada, para llantas de hule de baja presión, la resistencia al rodamiento varía de 2.5 a 3.5% del peso total de la máquina.

Suponiendo que el terreno tiene una pendiente de 5% y tomando un valor medio de la resistencia al rodamiento, se tiene un 3% del peso de la máquina, que sumado a la pendiente real tenemos una pendiente virtual de 8%.

Partiendo del peso total de la Motoescrapa cargada y para una pendiente de 8% obtenemos que puede transitar en 5a. velocidad a 16 Km/h.

Cuando la motoescropa transita vacía de regreso en bajada, la velocidad se limitará por el espacio a recorrer y las condiciones de seguridad de la obra. FACTORES DE VELOCIDAD, para el tránsito cargado.

Para una distancia de 250 mts., vehículo con velocidad inicial y condiciones medias el factor = 0.75

$$\therefore \text{Velocidad real } 16 \text{ km./h} \times 0.75 = 12 \text{ km/h.}$$

$$\text{De regreso podemos suponer } = 20 \text{ km./h.}$$

Velocidad Media de recorrido:

$$V_m = \frac{2 \times 20 \text{ Km/h.} \times 12 \text{ km/h.}}{20 \text{ km/h} + 12 \text{ km/h.}} = 15 \text{ Km./h.}$$

Tiempo de recorrido, ida y vuelta:

$$t = \frac{0.5 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ Km/h.}} = 2 \text{ min.}$$

Ciclo completo:

$$\text{Tiempos fijos} \text{ ————— } 1.5 \text{ minutos.}$$

$$\text{Tiempos variables} \text{ ————— } 2.0 \text{ minutos.}$$

$$\underline{\hspace{10em}} \\ 3.5 \text{ minutos.}$$

Número de Motoescrapas.

$$\frac{3.5}{1.5} = 2.3 \text{ Tomamos } 2 \text{ escrapas.}$$

Rendimiento con un tractor y 2 escrapas.

Para medir el rendimiento en el terraplén, consideremos la capacidad al ras de la Motoescreta y un coeficiente de reducción de volumen de 1.20

Rendimiento considerando un factor de eficiencia de 0.75.

Número de viajes por hora.

$$\frac{60}{3.5} = 17 \text{ Viajes.}$$

$$R = \frac{2 \times 17 \times 14 \text{ Yd}^3 \times 0.765 \times 0.75}{12} = 228 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Cargo por m³.

Costo Equipado por Hora.

2 x 258.35		516.70
1 x 243.86		243.86
		\$ 760.56/h.

$$\frac{\$ 760.56/\text{h.}}{228 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 3.29/\text{m}^3.$$

II).- CARGO POR AGUA.

La fuente de abastecimiento de agua está a 10 km. CARGA DE LA PIPA, con una bomba de 2" ϕ , esta bomba de un gasto de 10,000 galones por hora.

$$\text{Tiempo de Carga} = \frac{5000 \text{ lts.} \times 60 \text{ min/h.}}{10,000 \times 3.785 \text{ lts./h.}} = 8 \text{ minutos.}$$

Considerándole a la carga una eficiencia del 75% el tiempo de carga es = $\frac{8}{0.75} = 10.7$ minutos.

CARGO POR BOMBA.

$$\frac{10.7 \text{ min.} \times \$ 12.32/\text{h.}}{60 \text{ min/h.} \times 5 \text{ m}^3} = \$ 0.44/\text{m}^3. (\text{de agua})$$

CARGO POR CAMION PARADO DURANTE LA CARGA.

$$\frac{10.7 \text{ min.} \times \$ 23.97/\text{h.}}{60 \text{ min./hora} \times 5 \text{ m}^3} = \$ 0.85/\text{m}^3. (\text{de agua})$$

Acarreo y Descarga.

Ida a 20 km/h.

$$t \text{ ida} = \frac{10 \text{ km}}{20 \text{ Km/h.}} = 0.50 \text{ h.}$$

Regreso a 30 km/h.

$$t \text{ regreso} = \frac{10 \text{ km.}}{30 \text{ km/h.}} = 0.33 \text{ h.}$$

$$\text{Total Acarre:- } 0.83 \text{ h.}$$

Descarga en el banco de arcilla.- Una pipa de 5000 lt. se puede descargar en 15 minutos.

$$\text{Tiempo de descarga } \frac{15}{60} = 0.25 \text{ h.}$$

$$\text{Tiempo de acarreo y descarga } 1.08 \text{ h.}$$

Cargo por m3. de agua por acarreo y descarga:

$$\frac{1.08 \text{ h.} \times \$ 38.62/\text{h.}}{5 \text{ m3.}} = \$ 8.34/\text{m3.}$$

Costo total por m3. de agua: \$9.63/m3. (incluyendo cargo por bomba camión parado).

Cargo por m3. de terraplén.

Podemos considerar un consumo de 200 lts. por m3.

$$\$ 9.63/\text{m3.} \text{ agua} \times 0.20 \text{ m3} \text{ agua/m3} \text{ terraplén} = \$ 1.93/\text{m3.}$$

III).- CARGO POR COMPACTACION.

EQUIPO

COSTO HORARIO.

Tractor D-4 \$ 60.49/h.

Rodillo vibratorio liso \$ 37.07/h.

\$ 97.56/h.

Rendimiento:

Ancho del rodillo _____ 1.90 m.

Espesor de las capas ya compactadas.... 20 cm.

Velocidad de compactación _____ 4 km/h.

FACTORES..

Eficiencia _____ 0.75

Traslapes _____ 0.90

Consideramos que la compactación requerida es 95% y se especifican 10 pasadas para lograrla.

$$R = \frac{4000 \text{ m/h.} \times 1.90 \text{ m} \times 0.20 \times 0.75 \times 0.90}{10 \text{ pasadas}} = 102.6 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Cargo Por m3 Compactado.

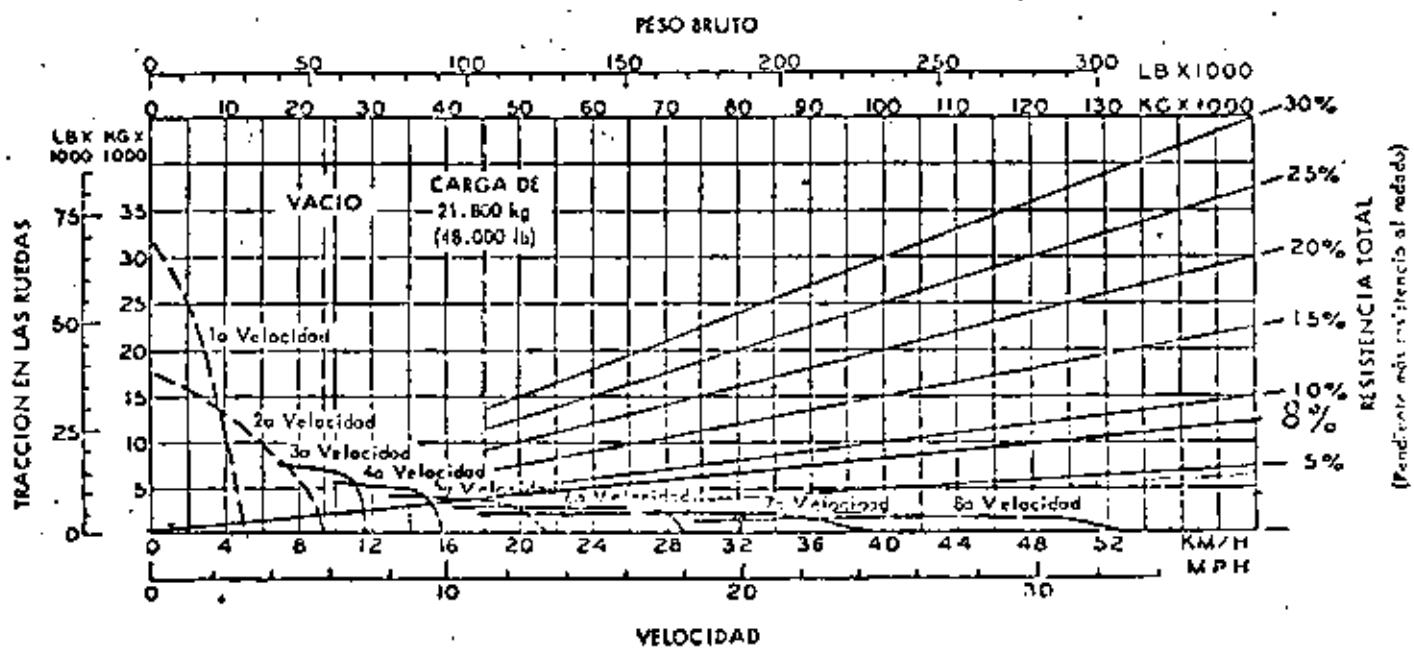
$$\frac{\$ 97.56/\text{hr.}}{102.6 \text{ m}^3/\text{h.}} = \underline{\$ 0.95/\text{m}^3.}$$

Suma de Cargos Directos _____ \$ 6.17/m3.

38% Indirectos y Utilidad _____ \$ 2.34/m3.

PRECIOS UNITARIO:- _____ \$ 8.51/m3.

PENDIENTE-VELOCIDAD-TRACCION



MANDO CON CONVERTIDOR DE TORCION

TRANSMISION DIRECTA

Cómo determinar el rendimiento en pendientes: A partir del peso bruto, descienda hasta el % de resistencia total. (La resistencia total es igual al % de la pendiente existente más el 1% por cada 10 kg/tonelada métrica al rodado -- 20 lb/tonelada.) Partiendo del punto peso-pendiente, avance horizontalmente hasta la curva con la gama de velocidad más alta obtenible, y luego descienda hasta la velocidad máxima. La tracción en las ruedas depende de las condiciones del suelo y del peso total sobre las ruedas propulsoras.

Los materiales y especificaciones están sujetos a cambios sin previo aviso.

CATERPILLAR

Caterpillar y Cat son marcas registradas de Caterpillar Tractor.

✓ Obtener el precio unitario por m3 de excavación de un canal, que va a ser revestido de concreto y se requiere el afine a mano de la sección y el producto de la excavación se deberá retirar en camiones, a una distancia de 1 Km.

DATOS DEL PROYECTO.

El material a excavar es arcilla dura y compacta.

La profundidad media de la excavación es de 1.70 m.

El volumen de excavación por metro lineal de canal es de ^{22.6}20 m3, el volumen de afine a mano por metro de canal es de 2.6 m3, considerando un espesor de excavación para afine de 0.20 mts.

El Giro que requiere ejecutar la draga para depositar el material en los camiones es de 150 grados.

Draga de 2 yd3	_____	\$ 173.34/h.
Camión volteo F-600 de 4 m3	_____	\$ 37.42/h.

1).- CARGO POR EXCAVACION CON DRAGA:

RENDIMIENTO DRAGA:

Para arcilla dura y compacta y draga con bote de 2 yd3, la profundidad óptima es de _____ 3.60 m.

El rendimiento optimo para Giro de 90 grados y profundidad optima es de _____ 195 yd3/h.

Factores .

- a) Por profundidad de corte y giro, para un porcentaje de la profundidad optima de $\frac{1.70}{3.60} = 0.47$ y giro de 150 grados el factor es _____ 0.79
- b) Por eficiencia 0.75
- c) Para pasar de yd3. a m3 _____ 0.765
- d) Por carga a camión _____ 0.90

$$R = 195 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.79 \times 0.75 \times 0.765 \times 0.90 = 79.5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Si en cada metro de canal tenemos ^{22.6} 20 m³. de excavación de los cuales 2.6 m³. son de afino, por cada m³. excavado tendremos.

a) $\frac{20}{22.6} = \text{-----} 88\%$ de excavación con Draga.

b) $\text{-----} 12\%$ de excavación a mano.

Cargo por m³. de excavación con draga.

$$\frac{\$ 173.34/\text{h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} \times 0.88 \text{ ----- } \$ 1.92/\text{m}^3.$$

II).- CARGO POR EXCAVACION A MANO.

a) Excavación

Cuadrilla para ejecutar la excavación.

	Salario.	S.S.	Total sin - 7o. día
1 Cabo	54.00	8.61	62.61
10 Peones	325.00	64.00	389.00
			<u>451.61/día.</u>

Cargo horario incluyendo 7o. día.

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 71.79/\text{hora.}$$

- Rendimiento de un peón excavando a mano.

Podemos suponer que un peón, excavando arcilla dura y compacta, arrojando el producto de la excavación a la plantilla del canal, para que previamente sea extraído con la Draga.

Rendimiento teórico = 5 m³/turno.

Como factor de corrección para las operaciones manuales es considerar que para cada hora de trabajo se trabaja efectivamente 50 minutos.

$$\frac{50}{60} = 0.83$$

Rendimiento efectivo por hora cuadrilla.

$$\frac{5 \text{ m}^3/\text{turno} \text{ peon} \times 10 \text{ peones} \times 0.833}{8 \text{ horas/turno}} = 5.2 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Cargo por m³. de excavación a mano.

$$\text{a) } \frac{\$ 71.79/\text{hora}}{5.2 \text{ m}^3/\text{hora}} \times 0.12 = \underline{\underline{1.66/\text{m}^3.}}$$

b) Cargo por herramientas.

Podemos considerar el 3% del cargo por mano de obra.

$$\$ 1.66/\text{m}^3. \times 0.03 = \underline{\underline{\$ 0.05/\text{m}^3.}}$$

c) Cargo por extracción del producto de la excavación a mano.

Se ejecutará con la misma draga y podemos considerar el mismo rendimiento que para la excavación, por ser un volumen pequeño y requerirse se ejecute con el cuidado suficiente para no maltratar la sección que ya está afinada (El rendimiento debía ser mayor ya que el material ya está aflojado).

$$\frac{\$ 173.34/\text{h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} \times 0.12 = \underline{\underline{\$ 0.26/\text{m}^3.}}$$

III).- ACARREO DEL MATERIAL A 1 KM.

Ciclo de los Camiones.

Capacidad del camión medido en banco.

El abudamiento de la arcilla dura y compactada lo podemos considerar de 1.3.

$$\frac{4 \text{ m}^3}{1.3} = 3.08 \text{ m}^3. \text{ en banco.}$$

Tiempo de Cargo.

$$\rightarrow \frac{3.08 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min./h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} = \underline{\underline{2.32 \text{ min.}}}$$

Acarreo de Ida a 15 km/h. cargado.

$$\frac{1 \text{ Km.} \times 60 \text{ min./h.}}{15 \text{ Km.}} = \underline{\underline{4.00 \text{ min.}}}$$

Regreso vacío a 30 Km/h.

$$\frac{1 \text{ Km.} \times 60 \text{ min/h.}}{30 \text{ Km/h.}} = 2.00 \text{ min.}$$

Acomodo y Descarga. 1.00 min.
9.32 min.

Número de Camiones.

$$\frac{\text{Ciclo total } 9.32 \text{ min.}}{\text{tiempo de carga } 2.32 \text{ min.}} = 4 \text{ Camiones.}$$

CARGO POR ACARREO.

$$\frac{4 \text{ Camiones} \times \$ 37.42/\text{h.}}{79.5 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.88/\text{m}^3.$$

Sumas Cargos Directos \$ 5.77/m³.

38% Indirecto y Utilidad \$ 2.19/m³.

PRECIO UNITARIO \$ 7.96/m³.

OBTENER EL PRECIO UNITARIO POR METRO CUBICO DE CONCRETO EN REVESTIMIENTO
DE CANALES, CON LOS SIGUIENTES DATOS:

Obtención de grava por trituración; del banco de roca a la trituradora y clasificadora 500 m. de aquí a la planta de concreto 9 km.

Arena.- Obtención de banco natural, acarreo a la planta cribadora 1 km.- de aquí al lugar de dosificación del concreto, 20 km.

Cemento de la Estación del Ferrocarril al lugar de dosificación, tenemos un acarreo de 40 km.

Agua.- El sitio de abastecimiento del agua, se tiene a 4 km. de la planta de concreto.

De la planta de concreto al centro de gravedad de la colocación de concreto es de 4 km.

EQUIPO NECESARIO

Compresor 500	\$ 111.52/h.
Perforadora con orugas Trac Drill 3100.....	\$ 91.07/h.
Pala mecánica de 3/4 yd ³	\$ 130.67/h.
Tractor D-8.....	\$ 243.86/h.
Camión F-600 Volteo, operando.....	\$ 37.42/h.
Camión F-600 Volteo, ocioso.....	\$ 22.59/h.
Planta trituradora.....	\$ 532.52/h.
Traxcavo Caterpillar 941 de 1½ yd ³	\$ 73.28/h.

///...

Camión F-600 redilas, operando.....	\$ 35.53/h.
Camión F-600 redilas, ocioso.....	\$ 20.88/h.
Dosificadora Torres T2GM.....	\$ 113.19/h.
Camión Revolvedora 6 yd ³	\$ 99.32/h.
Colocadora de concreto.....	\$ 354.19/h.

1).- OBTENCION DE AGREGADOS.-

a).- Grava:

Utilizaremos para la explotación del banco de roca, un Compresor 600 y un Trac Drill 3100. El consumo de aire del Trac Drill es de 525-550 p.c.m., por lo tanto usaremos una sola perforadora con el compresor.

El rendimiento efectivo de perforación, lo podemos considerar de 12 ml/h. Como usaremos barrenos de 2½" y el material a obtener debe ser de dimensiones pequeñas para la trituración, podemos considerar una separación entre barrenos de 1.60 m.

No se requiere despalma.

1.- Cargo por barrenación:

Compresor.....	\$ 111.52/h.
Trac Drill.....	\$ 91.07/h.
Suma:	\$ 202.59/h.

$$\frac{\$ 202.59/h}{12 \text{ ml/h} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{ml}} = \$ 5.21/\text{m}^3.$$

2.- Acero de barrenación y brocas:

El frente del banco lo suponemos de 6.5 m.

Utilizaremos barras de 1½" y de 3.65 de longitud (esta máquina puede operar con barras hasta de 4.47 m).

Costo acero de barrenación:

Barrenos de 1½" y 3.65 de largo.....	\$ 718.75/Pza.
Coples.....	\$ 162.50/Pza.
Zanco.....	\$ 368.75/Pza.

Cargo por coples y zanco.- Como usaremos 2 barras, necesitamos 1 -
cople únicamente, el zanco y el cople le podemos considerar una vida de
500 m.

Como barrenaremos 7.00 para lograr 6.50 efectivos, tenemos un fac-
tor de $\frac{7.00}{6.50}$ =

Cargo por m3 de roca en banco.-

Cople..... \$ 162.50/Pza.

Zanco..... \$ 368.75/Pza.

\$ 531.25/Pza.

$$\frac{\$ 531.25}{500 \times 3.24 \text{ m}^3/\text{h}} \times \frac{7.00}{6.50} = \$ 0.36/\text{m}^3.$$

Cargo por barrenos:

Vida útil teórica 250 m.

Factor de corrección para 2 barras.

$$K = \frac{1+2}{2} = 1.5$$

$$R \text{ efectivo} = \frac{250 \text{ m.}}{1.5} = 167 \text{ m.}$$

Cargo por m3 de roca en banco.

$$\frac{\$ 718.75/\text{Pza.}}{167 \text{ m.} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m.}} \times \frac{7.00}{6.50} = \$ 1.44/\text{m}^3.$$

Cargo por brocas.

Costo broca 2 1/2" ϕ \$ 662.50/Pza.

Rendimiento: 250 m.

Cargo por m3 de roca en banco.

$$\frac{\$ 662.50/\text{Pza.}}{250 \text{ m} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m}} \times \frac{7.00}{6.50} = \$ 0.89/\text{m}^3.$$

3.- Carga, Poblado y Tronado:

Cuadrilla para Poblado y Tronado

	Salario	S.S.	Total sin 7º. día
1 Poblador	\$ 47.00	\$ 7.49	\$ 54.49/día
1 Cargador	37.00	5.90	42.90/día
1 Ayudante	33.00	5.26	<u>38.26/día</u>
			S U M A 135.65/día

$$\frac{\$ 135.65/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 21.56/\text{hora}$$

Rendimiento cuadrilla 60 m³/h.

Cargo por m³.

$$\frac{\$ 21.56/\text{hora}}{60 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 0.36/\text{m}^3.$$

Explosivos y Accesorios:

Consumo de explosivos 0.4 k/m³.

25% de Dinamita.

75% de Mexamón.

Costo Materiales

Dinamita \$ 9.00/Kg.

Mexamón \$ 3.50/Kg.

Estopines \$ 5.00/Pza.

Alambre \$ 0.50/m.

Cargos por m³.

$$\text{Dinamita } 0.4 \times 0.25 \times 9.00 = \$ 0.90/\text{m}^3.$$

$$\text{Mexamón } 0.4 \times 0.75 \times 3.50 = \$ 1.05/\text{m}^3.$$

///...

Estopinos 1 por barreno:

$$\frac{\$ 5.00/Pza.}{6.50 \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m}} = \$ 0.24/\text{m}^3.$$

Alambre de conexión y conducción:

$$\frac{9 \text{ m}/\text{barreno}}{6.50 \text{ m} \times 3.24 \text{ m}^3/\text{m}} = \$ 0.43/\text{m}^3.$$

SUMA DE CARGOS POR BARRENACION, POBLADO Y TRONADO.

- 1.- Barrenación..... \$ 5.21/m³.
 - 2.- Acero de barrenación y brocas C 2.69/m³.
 - 3.- Carga, poblado y tronado..... \$ 2.98/m³.
- S u m a : \$ 10.88/m³.

Por ser material para trituración, podemos considerar que en el banco únicamente se desperdicia un 5%.

Costo de barrenación, poblado y tronado hasta la trituradora.

$$\$ 10.88/\text{m}^3. \times 1.05 = \$ 11.42/\text{m}^3.$$

4.- Carga y acarreo a la trituradora.

Para la carga utilizaremos una pala de 3/4 yd³, auxiliada por 1/3 de Tractor D-8, en selección y amontonamiento.

1 Pala 3/4 yd ³	130.67	\$ 130.67/h.
1/3 Tractor D-8	<u>243.85</u>	<u>\$ 81.29/h.</u>
	3	\$ 211.96/h.

Rendimiento Pala:

Por ser en banco podemos considerar profundidad óptima y giro de 90°.

$$R = 95 \text{ yd}^3/\text{h} \text{ (medido abundado).}$$

Si lo consideramos un abudamiento de 60% para medir un banco ya sin el factor 1.05 pues la carga es de material aprovechable.

$$R = \frac{95 \text{ yd}^3/\text{h}}{1.6} = 59.4 \text{ yd}^3/\text{h}.$$

20

Factores de corrección:

Eficiencia	0.75
Para pasar a m3	0.765

$$R = 59.4 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.765 \times 0.75 = 34.1 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Medido en banco original.

Cargo por selección y carga:

$$\frac{\$ 211.96/\text{h}}{34.1 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 6.22/\text{m}^3.$$

Acarreo a la trituradora.

Capacidad del camión medido en el banco original.

$$\frac{4 \text{ m}^3}{1.6} = 2.5 \text{ m}^3.$$

$$\text{Tiempo de carga} = \frac{2.5 \text{ m}^3}{34.1 \text{ m}^3/\text{h}} = .07 \text{ h}.$$

Acarreo, cargado 10 km/h.

$$\frac{0.5 \text{ km.}}{10 \text{ km/h.}} = .05 \text{ h}.$$

Regreso vacío 15 km/h

$$\frac{0.5 \text{ km.}}{15 \text{ km/h.}} = .03 \text{ h}.$$

Acomodo y descarga.

$$\frac{1 \text{ min.}}{60 \text{ min/h.}} = .02 \text{ h}.$$

$$\text{S u m a:} = .17 \text{ h}.$$

Cargo por m3.

7.-

$$\frac{0.17 \times \$37.42/h}{2.5 \text{ m}^3} = \$ 2.54/m^3$$

21

Cargo por suministro de roca en la trituradora:

1 a 3.- Barrenación, poblado y tronado\$ 11.42/m3

4.- Selección, carga y acarreo a la trituradora.....

$$\begin{array}{r} .8.76/m^3 \\ \text{Suma} \quad \$ 20.18/m^3 \text{ (en banco)} \end{array}$$

Para obtener el costo por m3 de grava podemos considerar un factor de:

$$\frac{2500 \text{ Kg/m}^3 \text{ de roca}}{1500 \text{ kg/m}^3 \text{ de grava}} = 1.56$$

Cargo por m3 de grava:

$$\frac{\$20.18/m^3}{1.56} =$$

\$ 12.94/m3

5.- Trituración y clasificación.

Las instalaciones y retiro de la planta trituradora y clasificadora, las podemos suponer en \$60 000.00, considerando que se produzcan 30 000 m3 de grava.

Por m3 de grava:

$$\frac{\$60 000.00}{30 000 \text{ m}^3} = \$ 2.00/m^3$$

Cargo por trituración:

Costo horario planta trituradora y clasificadora;

\$532.52/h.

Rendimiento de 40 a 50 m3/h.

Tomamos 45 m3/h.

Cargo por m3.

$$\frac{\$ 532.52/h}{45 \text{ m}^3/h} = 11.83/m^3$$

6.- Carga en los patios de almacenamiento y acarreo a la Dosificadora
9 km.

22

Carga con un tractor Caterpillar 941

Costo horario \$ 73.28/h.

Rendimiento en la carga.

Teórico. 86.5 m³/h.

Usaremos únicamente el factor de eficiencia = 0.75, ya que la carga es en banco.

$$R = 86.5 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.75 = 65 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Carga por carga:

$$\frac{\$ 73.28/\text{h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.13/\text{m}^3.$$

A c a r r e o:

Ciclo de los camiones:

T. de carga:

$$\frac{4 \text{ m}^3 \times 60}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = 3.7 \text{ min.}$$

Acarreo cargado 20 km/h.

$$T = \frac{9 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{20 \text{ km/h.}} = 27.0 \text{ min.}$$

Regreso vacío 30 km/h.

$$T = \frac{9 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{30 \text{ km/h.}} = 18.0 \text{ min.}$$

Descarga y maniobras: = 1.0 min.

Tiempo ciclo total: = 49.7 min.

///...

Carga por Acarreo:

$$\frac{\$ 37.42/h \times 49.7 \text{ min.}}{4 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min/h.}} = \$ 7.75/m^3.$$

23

Resumen costo grava puesta en la Planta de Concretos:

Consideramos un desperdicio en la trituración del 10%.

	FOR M3 DE PIEDRA	FOR M3 DE GRAVA
1 a 4.- Piedra puesta en la trituradora.....	\$ 12.94/m ³ x 1.10 =	\$ 14.23/m ³ .
5.- TRITURACION Y CLASIFICACION:		
Instalaciones.....		\$ 2.00/m ³ .
Trituración.....	\$ 11.83/m ³ x 1.10 =	\$ 13.00/m ³ .
6.- CARGA Y ACARREO A DOSIFICA- DORA:		
Carga.....		\$ 1.13/m ³ .
Acarreo		\$ <u>7.75/m³</u> .
	S U M A:	\$ 38.11/m ³ .

Carga de Grava por m³ de Concreto:Se requieren 0.85 m³ de grava/m³ de concreto.

$$\$ 38.11/m^3 \text{ grava} \times 0.85 \text{ m}^3 \text{ grava/m}^3 \text{ concreto} = \$ 32.39/m^3.$$

6.- A r e n a :

1).- Extracción con Tractor D-8.

Lo suponamos al tractor un acarreo de 40 mts.

R. teórico 375 yd³/h.

Factores:

Eficiencia	0.75
Por Angle	0.75
Paso a m ³ .	0.765

R. Efectivo 375 yd³/h x 0.75 x 0.765 x 0.75 = 151.36 m³/h.

Costo horario Tractor D-8 \$ 243.86/h.

Cargo por Extracción:

$\frac{\$ 243.86/h.}{151.36 m^3/h.} = \$ 1.51/m^3.$

2).- Carga con traxcavo Caterpillar 941.

R. teórico = 86.5 m³/h.

R. efectivo. = 86.5 m³/h x 0.75 = 65 m³/h.

Cargo por carga:

$\frac{\$ 73.28/h.}{65 m^3/h.} = \$ 1.13/m^3.$

3).- Acarreo a Planta Cribadora 1 km.

Ciclo camiones:

Tiempo de carga. $\frac{4 m^3 \times 60 min/h.}{65 m^3/h.} = 3.7 min.$

Acarreo cargado 15 km/h.

$t = \frac{1 km \times 60 min/h.}{15 km/h.} = 4.0 min.$

Regreso vacío 25 km/h.

$t = \frac{1 km \times 60 min/h.}{25 km/h.} = 2.4 min.$

Maniobras y descarga. = 1.0 min.

Tiempo ciclo total: = 11.1 min.

Cargo por m³.

$\frac{11.1 min \times \$ 37.42/h.}{60 min/h. \times 4 m^3.} = \$ 1.73/m^3.$

4).- Cribado.

Instalaciones:

Suponemos un costo de instalaciones de \$ 30,000.00 y que se requiera procesar 20,000 m³ de arena.

Cargo por m³.

$$\frac{\$ 30,000.00}{20,000 \text{ m}^3} = \$ 1.50/\text{m}^3.$$

Cargo por cribado:

Costo cribadora \$ 85.00/h.

Rendimiento 15 m³/h.

$$\frac{\$ 85.00/\text{h.}}{15 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 5.67/\text{m}^3.$$

5).- Carga y acarreo a Dosificadora 20 km.

Cargo por carga con traccavo 941.

Costo horario \$ 73.28/h.

R. efectivo 65 m³/h.

$$\frac{\$ 73.28/\text{h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = \$ 1.13/\text{m}^3.$$

A c a r r e o .

Ciclo de los camiones:

$$\text{tiempo de carga } \frac{4 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min/h.}}{65 \text{ m}^3/\text{h.}} = 3.7 \text{ min.}$$

Acarreo cargado a 20 km./h.

$$\text{Tiempo de acarreo } \frac{20 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h.}}{20 \text{ km/h.}} = 60.0 \text{ min.}$$

///...

Regreso vacío a 30 km./h.

$$\text{Tiempo de regreso} = \frac{20 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h}}{30 \text{ km/h.}} = 40.0 \text{ min.}$$

$$\text{Descarga y maniobras} = \underline{1.0 \text{ min.}}$$

$$104.7 \text{ min.}$$

Cargo por m³.

$$\frac{104.7 \text{ min.} \times \$ 37.42/\text{h.}}{60 \text{ min/h.} \times 4 \text{ m}^3} = \$ \text{16.32/m}^3.$$

Resumen costo arena puesta en la Planta de Concreto.

Podemos considerar para la arena un 15% de desperdicio en la cribada

1).- Extracción	\$ 1.51/m ³ .	x 1.15	= \$ 1.74/m ³ .
2).- Carga	\$ 1.13/m ³ .	x 1.15	= \$ 1.30/m ³ .
3).- Acarreo a cribadora	\$ 1.73/m ³ .	x 1.15	= \$ 1.99/m ³ .
4).- Cribado.			
Instalaciones	\$ 1.50/m ³ .		\$ 1.50/m ³ .
Cribado	\$ 5.57/m ³ .	x 1.15	= \$ 6.52/m ³ .
5).- Carga y acarreo a Dosificadora:			
Carga	\$ 1.13/m ³		\$ 1.13/m ³ .
Acarreo	\$ 16.32/m ³		\$ <u>16.32/m³</u> .

CARGO TOTAL POR M³ DE ARENA = \$ 30.50/m³.

Cargo de arena por m³ de Concreto.

Consumo 0.45 m³ arena/m³ concreto.

$$\$ 30.50/\text{m}^3 \text{ arena} \times 0.45 \text{ m}^3 \text{ arena}/\text{m}^3 \text{ concreto} = \$ \text{13.73/m}^3$$

II).- CEMENTO.

Se requiere de 2 maniobras de carga y 2 de descarga con un acarreo de 40 (cuarenta) kilómetros, para situar el cemento en la Dosificadora, pasando por la bodega.

	Salario	S. S.	Total sin 7º día
1 Cabo	54.00	8.61	\$ 62.61
10 Peones	325.00	64.00	\$ <u>389.00</u>
			S u m a : \$ 451.61/día

27

Incluyendo 7º día.

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 71.79/\text{h.}$$

Rendimiento de un paón.

Cargando cemento 1.1 ton/h.

Descargando cemento 1.7 ton/h.

Cargo por las 2 maniobras de carga:

$$\frac{2 \times \$ 71.79/\text{h.}}{1.1 \text{ ton/h} \times 10} = \$ 13.05/\text{ton.}$$

Cargo por las 2 maniobras de descarga:

$$\frac{2 \times \$ 71.79/\text{h.}}{1.7 \text{ ton/h} \times 10} = \$ 8.45/\text{ton.}$$

Camión parado en carga y descarga:

Tiempo de carga por maniobra.

$$\frac{5 \text{ ton.}}{1.1 \text{ t/h} \times 10} = 0.45 \text{ h/maniobra.}$$

Cargo por tonelada 2 maniobras:

$$\frac{2 \times 0.45 \text{ h} \times \$ 20.88/\text{h}}{5 \text{ ton.}} = \$ 3.76/\text{ton.}$$

Tiempo de descarga por maniobra:

$$\frac{5 \text{ ton.}}{1.7 \text{ t/h} \times 10} = 0.29 \text{ h/maniobra}$$

##...

Cargo por tonelada 2 maniobras:

$$\frac{2 \times 0.29 \text{ h} \times \$ 20.88/\text{h}}{5 \text{ ton.}} = \$ 2.42/\text{ton.}$$

Acarreo 40 km.

Velocidad cargada 25 km/h.

Velocidad vacío 40 km/h.

Tiempo de acarreo:

Ida

$$\frac{40 \text{ km.}}{25 \text{ km/h.}} = 1.6 \text{ h.}$$

Regreso

$$\frac{40 \text{ km.}}{40 \text{ km/h.}} = 1.0 \text{ h.}$$

$$\text{Tiempo total: } \underline{2.6 \text{ h.}}$$

Cargo por Acarreo:

$$\frac{2.6 \text{ h} \times \$ 35.53/\text{h}}{5 \text{ ton.}} = \$ 18.48/\text{ton.}$$

Cargo total por maniobras del cemento:

Cargas..... \$ 13.05/ton.

Descargas..... \$ 8.45/ton.

Camión parado en car-
gas..... \$ 3.75/ton.

Camión parado en des-
cargas..... \$ 2.42/ton.

Acarreo..... \$ 18.48/ton.

S u m a: \$ 46.16/ton.

###...

Carga por maniobras del cemento por m³ de concreto:

Le suponemos un consumo de cemento de 300 kg/m³.

29

$$\$ 46.16/\text{ton} \times 0.3 \text{ ton}/\text{m}^3. = \$ 13.85/\text{m}^3.$$

III). - A G U A. -

Carga de la pipa:

La bomba de 2" ϕ tiene un gasto de 10,000 galones por hora.

$$\text{Tiempo de carga } \frac{6000 \text{ lt} \times 60 \text{ min/h}}{10,000 \times 3.785 \text{ lt/h.}} = 8 \text{ min.}$$

Con una eficiencia de 0.75

$$\frac{8}{0.75} = 10.7 \text{ min.}$$

Carga por Bomba:

$$\frac{10.7 \text{ min.} \times \$ 12.32/\text{h.}}{60 \text{ min/h.} \times 5 \text{ m}^3.} = \$ 0.44/\text{m}^3.$$

Carga por camión parado durante la carga:

$$\frac{10.7 \text{ min} \times \$ 23.97/\text{h.}}{60 \text{ min/h} \times 5 \text{ m}^3} = \$ 0.85/\text{m}^3.$$

Acarreo y descarga:

Ida a 15 km/h.

$$\text{Tiempo ida: } \frac{4 \text{ km} \times 60 \text{ min/h.}}{15 \text{ km/h}} = 16.00 \text{ min.}$$

Regreso a 25 km/h.

$$\text{Tiempo regreso } \frac{4 \text{ km} \times 60 \text{ min/h}}{25 \text{ km/h}} = 9.60 \text{ min.}$$

$$\text{Descarga.} = \underline{15.00 \text{ min.}}$$

$$\text{Tiempo ciclo total:} = 40.60 \text{ min.}$$

Cargo por m3:

$$\frac{40.60 \text{ min} \times \$ 38.62/\text{h.}}{60 \text{ min/h.} \quad 5 \text{ m}^3} = \$ 5.23/\text{m}^3.$$

30

$$\text{CARGO TOTAL POR M3 DE AGUA} = \$ 5.67/\text{m}^3.$$

Por m3 de concreto, podemos considerar un consumo de 500 lts.

Cargo por m3 de concreto.

$$0.5 \text{ m}^3 \text{ agua}/\text{m}^3 \text{ concreto} \times \$ 5.67/\text{m}^3 \text{ agua} = \$ 2.84/\text{m}^3.$$

IV).- DOSIFICACION Y ACARREO.-

Equipo:

Dosificadora Torres T20M	\$ 113.19/h.
Rendimiento Dosificadora 20 m3/h.	
Traxcavo 941	\$ 73.28/h.
Camión Revolvedora 6 yd3	\$ 99.32/h.

Intalaciones:

Suponemos \$ 40,000.00 como costo de las instalaciones y se van a producir 60,000 m3 de concreto.

$$\frac{\$ 40,000.00}{60,000 \text{ m}^3} = \$ 0.67/\text{m}^3.$$

Ciclo del camión:

Tiempo de carga 10.00 min (2 min. en dosificación
8 min. en carga).

Ac a r r e o:

$$\text{Ida } 15 \text{ km.}/\text{h.}$$

$$\frac{4 \text{ km.} \times 50 \text{ min/h.}}{15 \text{ km.}/\text{h.}} = 16.00 \text{ min}$$

///...

Regreso 25 km./h.

$$\frac{4 \text{ km.} \times 60 \text{ min/h.}}{25 \text{ km./h.}} = 9.60 \text{ min.}$$

Descarga 5.00 min.

Acomodo y virajes 1.50 min.

Tiempo ciclo total: 42.10 min.

31

Número de Camiones:

$$\frac{42.10 \text{ min.}}{10.00 \text{ min.}} = 4.2 \text{ camiones.}$$

Usaremos 4 camiones.

Producción de los camiones:

Le consideramos un factor de eficiencia de 0.75 por la sincronización de los camiones con la Dosificadora y la Colocadora.

$$\frac{60 \text{ min/h} \times 6 \text{ yd}^3 \times 0.765 \times 4 \times 0.75}{42.1 \text{ min.}} = 19.5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Limitaremos la producción de los camiones a la capacidad de la Dosificadora (20 m³/h)

CARGO POR DOSIFICACION, MEZCLADO Y ACARREO.

Dosificadora \$ 113.19/h.

Traxcavo \$ 73.28/h.

4 Camiones revolvedora \$ 397.28/h.

S U M A: \$ 583.75/h.

\$ 583.75/h
20 m³/h.

\$ 29.19/m³.

///...

Resumen Dosificación, Mezclado y Acarreo:

Instalaciones.....	\$ 0.67/m3.
Dosificación, Mezclado y Acarreo....	\$ 29.19/m3.
	<u>\$ 29.86/m3</u>

32

V).- COLOCACION.-

Se usará una colocadora de concreto que tiene una producción de 40 yd3/h., considerando el mismo factor de 0.75 por eficiencia.

40 yd3/h x 0.765 x 0.75 = 22.95 m3/h.

Cargo por Colocación:

Ajustamos la colocación al volumen dosificado 20 m3/h.

Costo horario colocadora \$ 354.19/h.

$\frac{\$ 354.19/h.}{20 m3/h.}$

\$ 17.71/

VI).- RAYADO.-

El rayado transversal lo hacen 2 peones con una cercha y el longitudinal 4 peones que van sobre la colocadora.

	Salario	S. S.	TOTAL sin 7° día
6 Peones	\$ 195.00	\$ 38.40	\$ 233.40

Incluyendo 7° día:

$\frac{\$ 233.40/día \times 381.5}{2400} = \$ 37.10/h.$

Cargo por m3:

$\frac{\$ 37.10/h.}{20 m3/h.}$

\$ 1.86/

VII).- CURADO.-

19.-

Material:

Costo \$ 2.50/litro
 Rendimiento 4 m²/litro.
 Para un espesor de 0.10 mts.

33

Número de m² por litro:

$$4 \text{ m}^2/\text{litro} \times 0.10 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 0.4 \text{ m}^3/\text{litro}.$$

Cargo por m³.

$$\frac{\$ 2.50/\text{litro}}{0.4 \text{ m}^3/\text{litro}}$$

\$ 6.25/m³.

Mano de Obra:

1 Albañil de 2a. rinde 50 m²/h.

Cargo por Mano de Obra.

	Salario	S. S.	Total sin 7° día
Albañil	\$ 37.00	\$ 5.90	\$ 42.90

$$\frac{\$ 42.90/\text{día} \times 381.5}{2400} = \$ 6.82/\text{h}.$$

$$\frac{\$ 6.82/\text{h.}}{50 \text{ m}^2/\text{h} \times 0.1 \text{ m}^3/\text{m}^2}$$

\$ 1.36/m³.

VIII).- SOBRECULOCACION 5% DE CONCEPTOS I) A V).

$$.05 \times \$ 110.38/\text{m}^3.$$

\$ 5.52/m³.

IX).- CEMENTO EN SOBRECULOCACION.

Costo cemento \$ 300.00/ton.

Consumo 0.3 ton.cemento/m³ concreto.

$$\$ 300.00/\text{ton} \times 0.3 \text{ ton.cemento}/\text{m}^3 \text{ concreto} \times .05 = \$ 4.50/\text{m}^3.$$

///...

RESUMEN FINAL:

I).- AGREGADOS.

Grava.....	\$ 32.39/m3.	
Arena.....	13.73/m3.	\$ 46.12/m3

II).- CEMENTO		13.85/m3
---------------------	--	----------

III).- AGUA		2.84/m3
-------------------	--	---------

IV).- DOSIFICACION Y ACARREO		29.86/m3
------------------------------------	--	----------

V).- COLOCACION		17.71/m3
-----------------------	--	----------

VI).- RAYADO		1.86/m3
--------------------	--	---------

VII).- CURADO		7.61/m3
---------------------	--	---------

VIII).- SOBRECOCACION 5% I) A V)		5.52/m3
--	--	---------

IX).- CEMENTO DE SOBRECOCACION

0.3 t/m3 x \$300.00/ton. x 0.05.....		<u>4.50/m3</u>
--------------------------------------	--	----------------

SUMA CARGOS DIRECTOS:		\$ 129.87/m3
-----------------------------	--	--------------

38% INDIRECTOS Y UTILIDAD :		<u>49.35/m3</u>
-----------------------------------	--	-----------------

PRECIO UNITARIO :		\$ 179.22/m3
-------------------	--	--------------

Obtener el precio unitario por m³ de mampostería para revestimiento de un canal sin incluir el suministro del cemento.

La roca será producto de banco de préstamo, que requiere despallar un metro y el frente del banco es de 5 metros.

La arena será de banco natural cribado y cargado a mano, el banco se encuentra a 15 kms de la obra.

El banco de roca está a 5 kms de la obra

El abastecimiento de agua está a 3 kms.

Para las maniobras del cemento se considerará que la estación del ferrocarril está a 30 kms.

<u>EQUIPO</u>	<u>COSTO HORARIO</u>
Compresor 600 p.c.m.	\$ 111.52/h
Pistolas S58	\$ 16.37/h
Pala mecánica 3/4 yd ³	\$ 130.67/h
Camión F600 volteo operando.....	\$ 37.42/h
Camión F600 volteo ocioso	\$ 22.59/h
Camión Pipa 5 000 lts operando.....	\$ 38.62/h
Camión pipa 5 000 lts ocioso.....	\$ 23.97/h
Bomba de 2" ø	\$ 12.32/h
Tractor D-8	\$ 243.86/h
Camión redilas 5 ton. operando.....	\$ 35.53/h
Camión redilas 5 ton ocioso.....	\$ 20.88/h

1) OBTENCION DE ROCA

a) DESPALME

El material producto del despalme se deposita a una distancia de 40 metros del centro de gravedad del banco al sitio de tiro.

Lo ejecutaremos con un tractor D-8.

En la tabla de rendimiento de un tractor D-8 excavando y para una distancia de acarreo medio de 40 mts obtenemos un rendimiento teórico de:

$$R = 375 \text{ yd}^3.$$

Factores:

Eficiencia	0.75
Por Angle	0.75
Para pasar a m ³	0.765
Abundamiento	1.20

$$R \text{ efectivo} = \frac{375 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.75 \times 0.75 \times 0.765}{1.20} = 134 \text{ m}^3/\text{h}$$

Considerando un frente del banco de roca de 5 mts y que un m³ de roca en banco nos da un m³ de mampostería, ya que el 30% que ocupa el mortero se puede considerar al equivalente del desperdicio.

El cargo por m³ de mampostería por concepto de despalme es:

$$\frac{\$ 243.86/h}{134 \text{ m}^3/h \times 5 \text{ m}^3 \text{ de roca/m}^3 \text{ despalse}} = \$ 0.36/\text{m}^3$$

b) EXPLOTACION BANCO DE ROCA

1) Barrenación

Costo de los barrenos integrales de 1" y corte de 1 1/2" ϕ con longitudes de:

Long. en mts.	C o s t o
0.8	347.50
1.6	380.00
2.4	411.25
3.2	443.75
4.0	475.00
4.8	507.00
5.6	538.75

Usaremos para la perforación un compresor 600 y pistolas S.58, ya que cada una de estas consume poco menos de 100 p.c.m. cada una.

Velocidad de perforación:

Podemos considerar el valor consignado en la tabla de rendimientos promedio de barrenación por diámetro de 1 3/4" y para roca de dureza media.

$$R = 3.75 \text{ m/h}$$

Considerando para este diámetro una separación entre

barrenos de 1.20 m.

Cargo por m³

Por compresor

$$\frac{\$ 111.52/h}{6 \times 3.75 \text{ m} \times 1.2 \times 1.2} \times \frac{5.5 \text{ m barrenados}}{5.0 \text{ m efectivos}} = \$ 3.78/m^3$$

Por pistolas

$$\frac{\$ 16.65/h}{3.75 \text{ m} \times 1.2 \times 1.2} \times \frac{5.5}{5} = \$ 3.33/m^3$$

Acero de barrenación

Para aprovechar 5 mts de profundidad se necesita barrenar aproximadamente 5.5 mts., para esto usaremos barras desde 0.8 hasta 5.6 mts. necesitando hacerse 6 cambios.

Para el rendimiento teórico del acero de barrenación podemos considerar 250 mts.

Factor de corrección

$$K = \frac{6 + 1}{2} = 3.5$$

$$\text{Rendimiento efectivo} = \frac{250 \text{ mts}}{3.5} = 71.4 \text{ mts.}$$

Consideramos el valor de la barra de 4.0 mts por ser intermedio.

Cargo por m³

$$\frac{\$ 475.00}{71.4 \text{ mts} \times 1.2 \times 1.2} \times \frac{5}{5.0} = \$ 5.8/m^3$$

2) Poblado y tronado

Una cuadrilla compuesta de un poblador, un cargador y un ayudante, pueden preparar para tronar 50 m³/h.

Costo cuadrilla

	Salario	S.S.	Total sin 7° día
1 poblador_____	47.00 _____	7.49 _____	54.49
1 cargador_____	37.00 _____	5.90 _____	42.90
1 ayudante_____	33.00 _____	5.26 _____	38.26
			<u>135.65/día</u>

Considerando 7° día

$$\frac{\$ 135.65/\text{día} \times 381.5}{2\ 400} = \underline{\$ 21.56/\text{hora}}$$

Carga por m³

$$\frac{\$ 21.56/\text{hora}}{50\ \text{m}^3/\text{h}} = \underline{\$ 0.43/\text{m}^3}$$

3) Consumo de explosivos y accesorios

Podemos considerar un consumo de explosivos de 0.4 kg/m³, de los cuales 25% de dinamita y 75% de Mexamon.

Materiales por m³

Costo dinamita	\$ 9.00/kg
Costo mexamon	\$ 3.50/kg

Dinamita

0.4 x 0.25 x \$ 9.00/kg \$ 0.90/m³

Mexaamon

0.4 x 0.75 x \$ 3.50/kg \$ 1.05/m³

Estópinos uno por barreno

Costo estópinos \$ 5.00/pieza

\$ 5.00/pieza

5 m x 1.2 x 1.2 \$ 0.69/m³

Alambre de conexión y conducción

Costo por metro \$ 0.50/m

7 mts/barreno x \$ 0.50/m = \$ 0.48/m³
5 m x 1.2 x 1.2

C) CARGA Y ACARREO

Para seleccionar la roca, separar desperdicio y -
cargar, podemos utilizar:

1 Pala 3/4 yd ³	_____	\$ 130.67/h	_____	\$ 130.67/h
1/3 tractor D-8	_____	\$ 243.86/h	_____	\$ 81.29/h
				\$ 211.96/m ³

Rendimiento Pala

Rendimiento para roca bien tronada

Podemos considerar profundidad óptima y giro de -
90 grados

R = 95 yd³/h (de material medido en banco)

En este caso se considera como banco el material-ya tomado, abundado.

Factores de corrección

Eficiencia	0.75
Para pasar a m3	0.765
Para medir en la mampostería	0.85

Se considera que un m3 suelto o en camión nos da 0.85 m3 de mampostería.

Cargo por selección y carga

$$R \text{ efectivo} = 95 \text{ yd}^3/\text{h} \times 0.75 \times 0.765 \times 0.85 = 46 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\frac{211.96/\text{h}}{46 \text{ m}^3/\text{h}} \quad \$ \quad 4.61/\text{m}^3$$

Acarreo

Ciclo de camiones

$$4 \text{ m}^3 \times 0.85 = 3.40 \text{ m}^3$$

t. de carga

$$\frac{3.40 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min/h}}{46 \text{ m}^3/\text{h}} \quad 4.4 \text{ min}$$

Acarreo cargado a 20 km/h

$$\frac{5 \text{ km} \times 60}{20 \text{ km/h}} \quad 15.0 \text{ min}$$

Acarreo vacío a 30 km/h

$$\frac{5 \text{ km} \times 60}{30 \text{ km/h}} \quad 10.0 \text{ min.}$$

Acomodo y descarga 1.0 min
30.4 min

Costo por acarreo

$$\frac{30.4 \text{ min} \times \$ 37.42/h}{60 \text{ min/h} \times 3.40 \text{ m}^3} = \$ 5.57/m^3$$

RESUMEN PUNTO 1 OBTENCION Y ACARREO DE ROCA

a)	Despalme	\$ 0.36/m ³
b)	Explotación banco de roca	
1.	Barrenación	\$ 12.19/m ³
2.	Poblado y tronado	\$ 0.43/m ³
3.	Explosivos y accesorios	\$ 3.13/m ³
c)	Carga y acarreo	<u>\$ 10.18/m³</u>
		\$ 26.29/m ³

II) A R E N A

a) Extracción y paso por la criba, estas dos maniobras las podemos considerar dentro de una sola operación.

Estos los ejecutaremos a mano.

	Salarios	S.S.	Total sin 7° día
Cuadrilla			
1 Cabo	54.00	8.61	62.61
10 Peones	325.00	64.00	<u>389.00</u>
			\$ 351.61/día

Incluyendo 7° día

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2\ 400} = \$ 71.79/\text{hora}$$

Rendimiento de un peon, extrayendo arena y pasándola a través de la criba, lo podemos considerar de 0.80 m³/h, que -- aplicándole el coeficiente de eficiencia o corrección horario nos da un rendimiento efectivo de:

$$R = 0.80 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.833 = 0.67 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cargo por m³ de extracción y cribado

$$\frac{\$ 71.79/\text{h cuadrilla}}{0.67 \text{ m}^3/\text{h peon} \times 10 \text{ peones}} = 10.71/\text{m}^3 \text{ de arena}$$

b) Carga o camión

Rendimiento peon cargando camión = 1.15 m³/h, aplicando factor 0.83.

$$R = 1.15 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.83 = 0.96 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Cargo por carga

$$\frac{\$ 71.79/\text{h}}{0.96 \text{ m}^3/\text{h} \times 10} = \$ 7.48/\text{m}^3 \text{ de arena}$$

c) Camión parado durante la carga

Para el tiempo de carga suponemos que por limitaciones de espacio cada camión es cargado por 5 peones.

t de carga

$$\frac{4 \text{ m}^3}{5 \times 0.96/\text{m}^3/\text{h}} = 0.83 \text{ h}$$

Cargo por camión parado

$$\frac{\$ 22.59/h \times 0.83 h}{4 m^3} = \$ 4.69/m^3 \text{ arena}$$

d) Acarreo a 15 km

Velocidad cargado 20 km/h

Velocidad vacío 40 km/h.

Tiempo de ida

$$\frac{15 \text{ km}}{20 \text{ km/h}} = 0.75/h$$

Tiempo de regreso

$$\frac{15 \text{ km}}{40 \text{ km/h}} = 0.38; \quad 0.38 h + 0.75 h = 1.13 h.$$

Cargo por acarreo

$$\frac{1.13 h \times \$ 37.42/h}{4 m^3} = \$ 10.57/m^3 \text{ de arena}$$

RESUMEN COSTO ARENA

a) Extracción y cribado	\$ 10.71/m ³
b) Carga a camión	\$ 7.48/m ³
c) Camión parado en la carga	\$ 4.69/m ³
d) Acarreo	\$ 10.45/m ³
	<u>\$ 33.45/m³</u>

Cargo por m³ de mampostería

Se consumen 0.3 m³/arena por m³ de mampostería, podemos considerar un 5% de desperdicio.

$$\$ 33.45/m^3 \times 0.3 \times 1.05 = \$ 10.54/m^3$$

III) AGUA, OBTENCION Y ACARREO A 3 KM.

a) Carga con bomba de 2" ϕ

Rendimiento de la bomba de 2" : 10 000 galones por hora

Tiempo de carga

$$\frac{5\ 000\ \text{lbs} \times 60\ \text{min/h}}{10\ 000 \times 3.785\ \text{lbs/h}} = 8\ \text{min}$$

Considerando una eficiencia del 75%

$$\frac{8}{0.75} = 10.7\ \text{minutos}$$

Cargo por bomba

$$\frac{10.7\ \text{min} \times 12.32/\text{h}}{60\ \text{min/h} \times 5\ \text{m}^3} = \$\ 0.44/\text{m}^3$$

b) Camión parado durante la carga

$$\frac{10.7\ \text{min} \times \$\ 23.97/\text{h}}{60\ \text{min/h} \times 5\ \text{m}^3} = \$\ 0.85/\text{m}^3$$

c) Acarreo y descarga

Ida a 15 km/h

$$t\ \text{ida} \frac{3\ \text{km}}{15\ \text{km/h}} = 0.2\ \text{h}$$

Regreso a 25 km/h

$$t\ \text{regreso} \frac{3\ \text{km}}{25\ \text{km/h}} = 0.12\ \text{h}$$

Ida y regreso = 0.32 h

Descarga 15 minutos

$$\frac{15\ \text{min}}{60\ \text{min/h}} = \underline{\underline{0.25\ \text{h}}}$$

Tiempo total 0.57 h

Cargo por m³ de agua

$$\frac{0.57 \text{ h} \times \$ 38.62/\text{h}}{5 \text{ m}^3} = \$ 4.40/\text{m}^3 \text{ de agua}$$

RESUMEN AGUA

a) Carga	\$ 0.46/m ³
b) Camión parado en la carga	0.85/m ³
c) Acarreo y descarga	<u>4.40/m³</u>
	\$ 5.69 m ³ (de agua)

Un m³ de mampostería consume 0.5 m³ de agua incluyen do la necesaria para mojar las piedras y humedecer el talud.

Cargo por m³ de mampostería

$$\$ 5.69/\text{m}^3 \times 0.5 \quad \$ 2.85/\text{m}^3$$

IV) MANIOBRAS DEL CEMENTO

El cemento se entrega al contratista en la estación- L.A.B. los carros del ferrocarril, dentro del precio unitario de se incluir:

Descarga del FF.CC. al camión, acarreo a la bodega - de la obra, descarga en la bodega, carga de la bodega al camión, acarreo al sitio de utilización y descarga.

De acuerdo con lo anterior, tendremos dos maniobras- de carga y descarga y 30 km de acarreo total.

a) Maniobras de carga y descarga

Se ejecutarán con una cuadrilla de 1 cabo y 10 peones

Costo cuadrilla

	Salarios	S.S.	Total sin 7° día
1 cabo _____	54.00 _____	8.61 _____	62.61
10 peones _____	325.00 _____	64.00 _____	389.00
			\$ 451.61/h

Incluyendo 7° día

$$\frac{\$ 451.61/\text{día} \times 381.5}{2400} = 71.79/\text{hora}$$

Rendimiento de un peón

Cargando cemento 1.1 t/h

descargando cemento 1.7 t/h

Cargo por maniobras de carga

$$\frac{2 \times \$ 71.79/h}{1.1 \text{ t/h} \times 10} = 13.05/\text{ton}$$

Cargo por maniobras de descarga

$$\frac{2 \times \$ 71.79/h}{1.7 \text{ t/h} \times 10} = \$ 8.45/\text{ton.}$$

b) Camión parado en cargas y descargas

Tiempo de carga por maniobra

$$\frac{5 \text{ ton}}{1.1 \text{ t/h} \times 10} = 0.45 \text{ h/maniobra}$$

Cargo por tonelada (dos maniobras)

$$\frac{2 \times 0.45 \text{ h} \times \$ 20.88/h}{5 \text{ ton}} = \$ 3.76/\text{ton.}$$

Tiempo de descarga por maniobra

$$\frac{5 \text{ ton}}{1.7 \text{ t/h} \times 10} = 0.29/\text{h maniobra}$$

Cargo por tonelada (dos maniobras)

$$\frac{2 \times 0.29 \text{ h} \times \$ 20.88/\text{h}}{5 \text{ ton}} = \$ 2.42/\text{ton}$$

c) Acarreo

Velocidad cargado 25 km/h

Velocidad vacio 40 km/h

Tiempo de acarreo

Ida

$$\frac{30 \text{ km}}{25 \text{ km/h}} = 1.2 \text{ h}$$

Regreso

$$\frac{30 \text{ km}}{40 \text{ km/h}} = 0.75 \text{ h}$$

$$1.95 \text{ h}$$

Cargo por tonelada

$$\frac{1.95 \text{ h} \times \$ 35.53/\text{h}}{5 \text{ ton}} = \$ 13.86/\text{ton}$$

RESUMEN CEMENTO

a) Maniobras de carga y descarga	\$ 21.50/ton
b) Camión parado en cargas y descargas	\$ 6.18/ton
c) Acarreo	\$ 13.86/ton
	<hr/>
SUMA	\$ 41.54/ton

Consideramos un consumo de medio de 110 Kg/m³ de mampostería.

Cargo por m³ de mampostería

$$\$ 41.54/\text{ton} \times 0.110 \text{ ton}/\text{m}^3 = \$ 4.57/\text{m}^3$$

V) FABRICACION DE LA MAMPOSTERIA

La cuadrilla para la fabricación de la mampostería - la forman:

1 albañil

1.5 peones

El medio peon es para la fabricación del mortero, se considera que puede abastecer a 2 albañiles.

Costo Cuadrilla

	Salario	S.S.	Total sin 7° día
1 Albañil	43.00	6.85	\$ 49.85/día
1.5 peones	48.75	9.60	\$ 58.35/día
			\$ 108.20/día

Por 7° día

$$\frac{\$ 108.20/\text{día} \times 381.5}{300} = 137.59/\text{día}$$

Rendimiento cuadrilla

Podemos considerar que esta cuadrilla puede fabricar 2.5 m³/día (efectivo)

Cargo por m3

$$\frac{\$ 137.59/\text{día}}{2.5 \text{ m}^3/\text{día}} = \$ 55.04/\text{m}^3$$

R E S U M E N

I)	Obtención de roca	\$ 26.29/m3
II)	Arena	10.54/m3
III)	Agua	2.85/m3
IV)	Cemento	4.57/m3
V)	Fabricación	55.04/m3
	Suma cargos directos	\$ 99.29/m3
	Indirectos y utilidad 38%	<u>37.70/m3</u>
		\$ 136.99/m3

EL METODO DE LA RUTA CRITICA

Por el Ing. Civil *Carlos TERCERO BONIFAZ*.

INTRODUCCION

Estos apuntes tienen, como objeto principal, servir de guía a todas aquellas personas que estén aplicando el Método de la Ruta Crítica, o vayan a aplicarlo.

No se pretende que sea un libro de texto, sino más bien una herramienta de trabajo, sobre todo cuando se esté siguiendo el sistema manual.

Toda persona que desee ampliar sus conocimientos, tanto en la forma de funcionamiento del método, como en los fundamentos matemáticos, puede hacerlo por medio de la bibliografía que se presenta al final de los apuntes, por lo que no entraremos en detalle en los métodos matemáticos. Sólo trataremos de dejar clara la aplicación manual, que es de mucha utilidad sobre todo para aquellas personas que por encontrarse en las obras, no consiguen fácil acceso a la computadora electrónica, que facilita grandemente la aplicación del sistema.

1. *Qué es el Método de la Ruta Crítica.*

Es un sistema lógico y racional de planeación, programación y control, que permite a todas las personas que intervienen en la realización de un proyecto ver cuál es el modo más conveniente de ejecutarlo, programarlo en fechas de calendario y controlarlo más eficientemente que como se hacía con el sistema tradicional de barras.

Este método no modifica al sistema de programación, sino más bien da lugar a que se haga de una manera más ordenada y por consiguiente con mejores resultados. En él se planean simultáneamente y se programan todas las actividades que intervienen en la realización de un trabajo cualquiera, introduciendo actividades que normalmente se omiten en un programa de barras, como son proyectos,

adquisiciones, compras, etc., y que son indispensables para que pueda ejecutarse y terminarse la obra en el plazo fijado.

El método de la Ruta Crítica que también recibe el nombre de Camino Crítico, nos permite conocer cuáles actividades, dentro de todas las que forman un proyecto, son las que definen la duración total del proyecto. Estas actividades, encadenadas una después de la otra, son las que marcan la ruta crítica ya que cualquier adelanto o atraso en alguna de ellas, origina un adelanto o atraso en la terminación total del proyecto.

Por medio de un ejemplo se podrá comprender mejor cuál es esta Ruta Crítica.

Supóngase un viaje al extranjero, sea de placer o de negocios. Para poderlo realizar haremos primero un plan general que puede ser como sigue:

1. Conseguir el permiso en la dependencia a la que pertenecemos.
2. Conseguir dinero para realizar el viaje.
3. Mandar arreglar el coche.
4. Sacar el pasaporte.
5. Mandar hacer ropa.
6. Tiempo de traslado al sitio de destino.

Después de haber hecho nuestro plan general, vamos a programarlo por el Método de la Ruta Crítica para saber qué tiempo nos van a tomar todas estas actividades y por consiguiente cuándo vamos a llegar a nuestro sitio de destino.

Cada una de las actividades quedará representada por una flecha que nos indica el sentido en el que se va a desarrollar ésta. Hay que tomar muy en cuenta que esta flecha no es vector ni tiene dimensiones escalares, que puede tener cualquier sentido, ser recta o curva, hacia arriba o hacia abajo, o sea que nos representa gráficamente el desarrollo de nuestra actividad.

De acuerdo con este criterio nuestro plan a seguir quedará representado como se muestra en la Fig. 1.

Como se puede observar queda representada gráficamente nuestra planeación del viaje mostrando

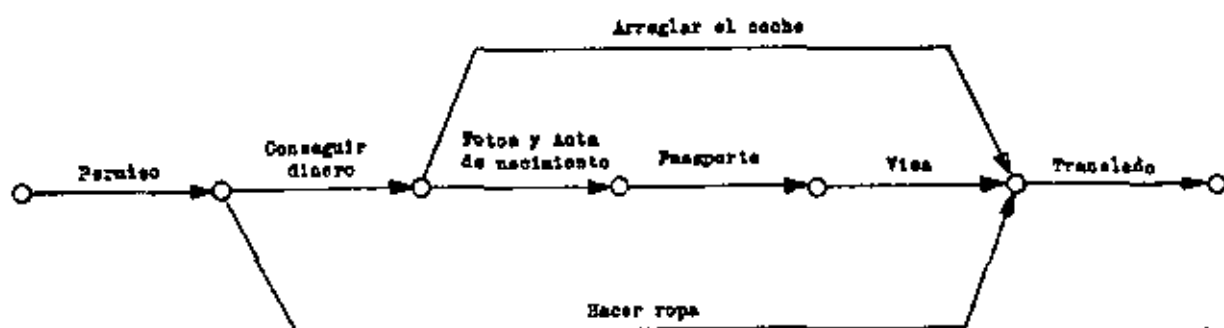


FIGURA 1.

las secuencias de cada una de las actividades, ya que no se podrá realizar una de ellas si antes no se han terminado aquellas que le anteceden y que son requisito indispensable para iniciar la que se está analizando.

Después de estar seguros de que el plan representado gráficamente como se indica es el correcto, pasamos a analizar y valorar cuánto tiempo es necesario emplear en cada una de esas actividades.

La actividad permiso nos toma	1 día
Conseguir dinero suficiente	2 días
Fotos y acta de nacimiento	2 días
Pasaporte	1 día
Visa	1 día
Arreglar el coche	7 días
Mandar hacer ropa	15 días
Traslado al sitio	4 días

Estas cantidades las ponemos arriba de sus flechas correspondientes y nos queda perfectamente bien definida la actividad y su duración.

Como siguiente paso vamos a determinar cuál es el tiempo necesario para llegar al sitio del viaje. Para esto basta con sumar el tiempo empleado en cada uno de los diferentes caminos a seguir y vemos que por el camino del arreglo del coche tardaremos 10 días para iniciar el traslado.

Por el camino del pasaporte, 7 días.

Por el camino de la ropa, 16 días.

Así es que como tardamos 4 días en el traslado llegaremos al sitio en 20 días.

El camino más largo es aquel que nos indica el

tiempo de duración de nuestro plan, este camino, permiso, ropa, traslado, es el que recibe el nombre de Camino, Trayectoria o Ruta Crítica.

Los otros 2 caminos: permiso-dinero-coche-traslado y permiso-dinero-pasaporte-traslado tienen

una duración menor; cualquier atraso en estos caminos mientras no pasa de 20 días no nos produce atraso en la duración total, por lo tanto tienen margen u holgura, o sea que no son críticos.

Si deseamos acortar la duración total nos bastará con acortar cualquiera de las actividades críticas para lograr disminuir el tiempo total, sin necesidad de cambiar para nada las duraciones de las actividades no críticas.

Los números encerrados en círculo nos indican la fecha de iniciación más próxima o primera, en que se pueden realizar las que nacen en los círculos que limitan las flechas que representan a cada actividad.

Haciendo un somero examen de estas fechas podemos concluir que las actividades dentro de la Ruta Crítica tienen forzosamente que iniciarse en esas fechas, si se desea realizar el proyecto en la fecha que nos marca el final del proceso; y que las no críticas pueden iniciarse posteriormente a esa fecha de iniciación primera sin afectar la duración total del proyecto.

De esta manera tan simple es como se trabaja con este sistema, pudiendo conocer de una manera sencilla qué actividades son críticas o claves, y cuáles no lo son y qué grado de importancia, por lo que respecta al tiempo, tienen con respecto a las que son críticas.

Las ventajas principales que se obtienen trabajando con este sistema, comparadas con el sistema tradicional de barras para programación, son innumerables, aquí sólo mencionaremos las principales:

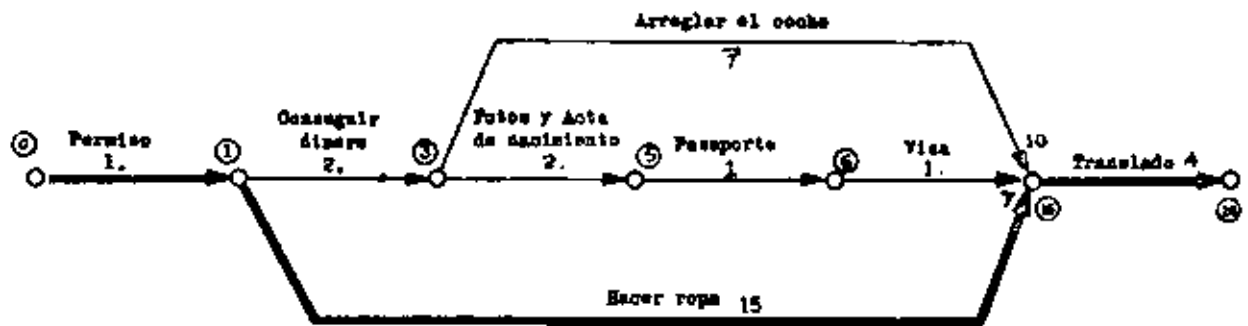


FIGURA 2.

1. El plan de trabajo queda representado gráficamente por medio del diagrama de flechas, que hace más fácil de interpretar el criterio que siguió la persona que trazó el plan, lo cual es bastante más difícil con el sistema de barras.

2. Al poder conocer cuáles actividades son críticas y cuáles no, se puede hacer una programación con fechas calendario, más racional, de acuerdo con las necesidades, recursos por utilizar, plan de inversiones, etc., que con el sistema de barras.

3. Por lo que respecta al control del trabajo, es más sencillo de ejecutar, ya que se ha observado que sólo un 10% del total de actividades son críticas, en la mayoría de los casos, por lo que éstas se vigilarán en primer grado de importancia. Los demás serán de segundo grado, aunque sin dejar por esto de ser también importantes. En el caso del diagrama de barras se tienen que vigilar todas las actividades.

4. Para los directivos de una obra es más fácil poder tomar una decisión, sobre todo en caso de atraso, concentrando la atención en las actividades críticas.

Estas son unas cuantas de las ventajas que se obtienen por medio del sistema de la Ruta Crítica. Posteriormente se irán analizando otras ventajas más, que hacen que este sistema sea superior, en cuanto a los resultados que de él se pueden obtener, a los métodos tradicionales de planeación, programación y control.

Significado de las iniciales C.P.M. y PERT.

El significado de las iniciales por las que se conoce al sistema son: *Critical Path Method* (Método de la Ruta Crítica), *Program Evaluation and Review Technique* (Técnica de Valuación y Revisión del Programa).

El origen de ambos sistemas data de 1957. En ese tiempo la Marina de los Estados Unidos estaba trabajando en el Proyecto Polaris, teniendo que controlar a 3,000 proveedores.

Por el lado de la Marina se originó el PERT que está basado en leyes de probabilidades para la valuación de los tiempos de ejecución de cada actividad. Por el lado de la Remington Rand y la DuPont, se originó el C.P.M., en el que el tiempo de ejecución está estimado de acuerdo con la experiencia.

Ambos sistemas son muy similares; se obtiene la ruta crítica y las holguras de las actividades no críticas por el mismo procedimiento, partiendo de un diagrama de flechas.

La Marina de los EE. UU. afirma que con el uso del sistema, se logró una ganancia de dos años en el plazo fijado. A la fecha se tiene noticia de las diversas aplicaciones del sistema, en actividades totalmente ajenas a la ingeniería, como son en una operación de corazón, en la fabricación del modelo 63 de una marca de automóviles, en una fábrica de pan, etc.

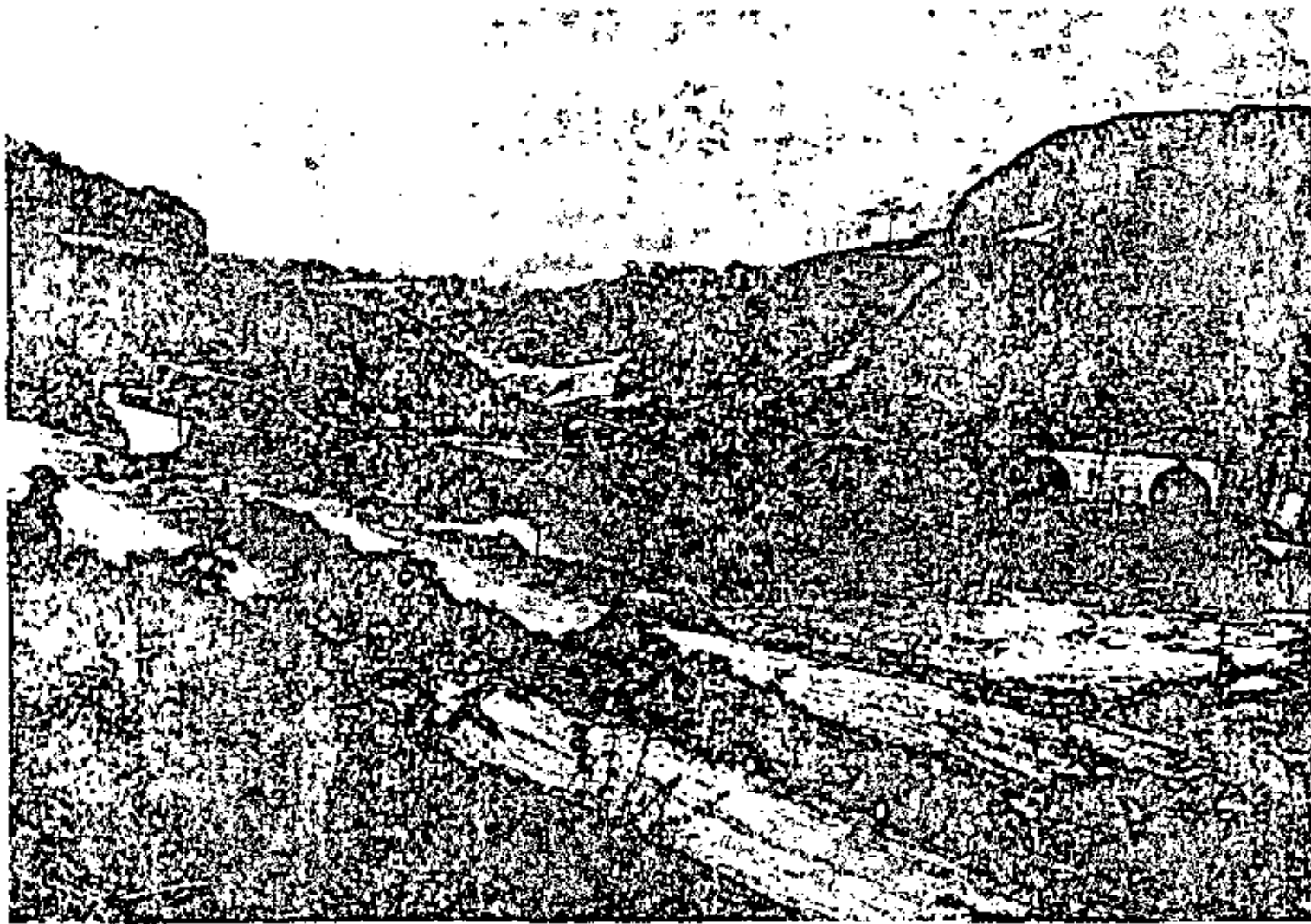
2. Forma de trabajo.

Para lograr buenos resultados con la aplicación del método, es necesario seguir una rutina con objeto de sistematizarlo.

El orden a seguir es el siguiente:

1. Lista de actividades. Se deben poner en forma de lista todas las actividades que forman un proyecto, no importando si están en orden o no.

2. Secuencias. Se analiza cada una de las actividades del punto N° 1 indicando la secuencia que deben seguir.



Presá Raudales de Malpasa. Ataguia de aguas abajo; a la derecha la solida de los túneles Núm. 2 y 1.

3. **Dibujó del diagrama.** Consiste en mostrar gráficamente por medio de flechas las secuencias antes analizadas.

4. **Valuación de tiempos.** Se calcula el tiempo de duración de cada actividad, independientemente de las secuencias.

5. **Obtención de Ruta Crítica y holgas.** Se obtienen de acuerdo con los datos de los puntos anteriores.

6. **Análisis.** Se estudia si el tiempo de duración total obtenido en el punto 5 es el deseado o si es necesario modificar secuencias o tiempo de duración de las actividades para obtener el tiempo especificado.

7. **Compresión del tiempo en función del costo.**

Cuando es necesario reducir el tiempo de duración de una o varias actividades con objeto de disminuir el tiempo total, se deberá hacer en función de la curva de costo directo de cada una de ellas.

8. **Revisión y control.** Un programa se debe mantener vivo mediante su revisión y control de ejecución periódica, para analizar qué sucede cuando se atrasa o se adelanta una actividad, y qué tan importante es este atraso o adelanto.

DESCRIPCION DE CADA CONCEPTO

1. **Lista de actividades.** Para poder ejecutar un proyecto es necesario conocer de qué actividades consta, y es muy conveniente colocarlas en una lis-

ta con objeto de no dejar a la memoria de una o varias personas los conceptos que forman el trabajo.

Esta lista de actividades se puede hacer a partir de conceptos generales, y ya definidos éstos se desglosarán en conceptos detallados tanto como se desee. Es muy importante hacer hincapié en que en esta lista deben estar incluidos todos los conceptos que forman el proyecto.

Los podemos dividir en tres grandes grupos:

1º Proyectos: generales, detallados, estudios, anteproyectos, etc.

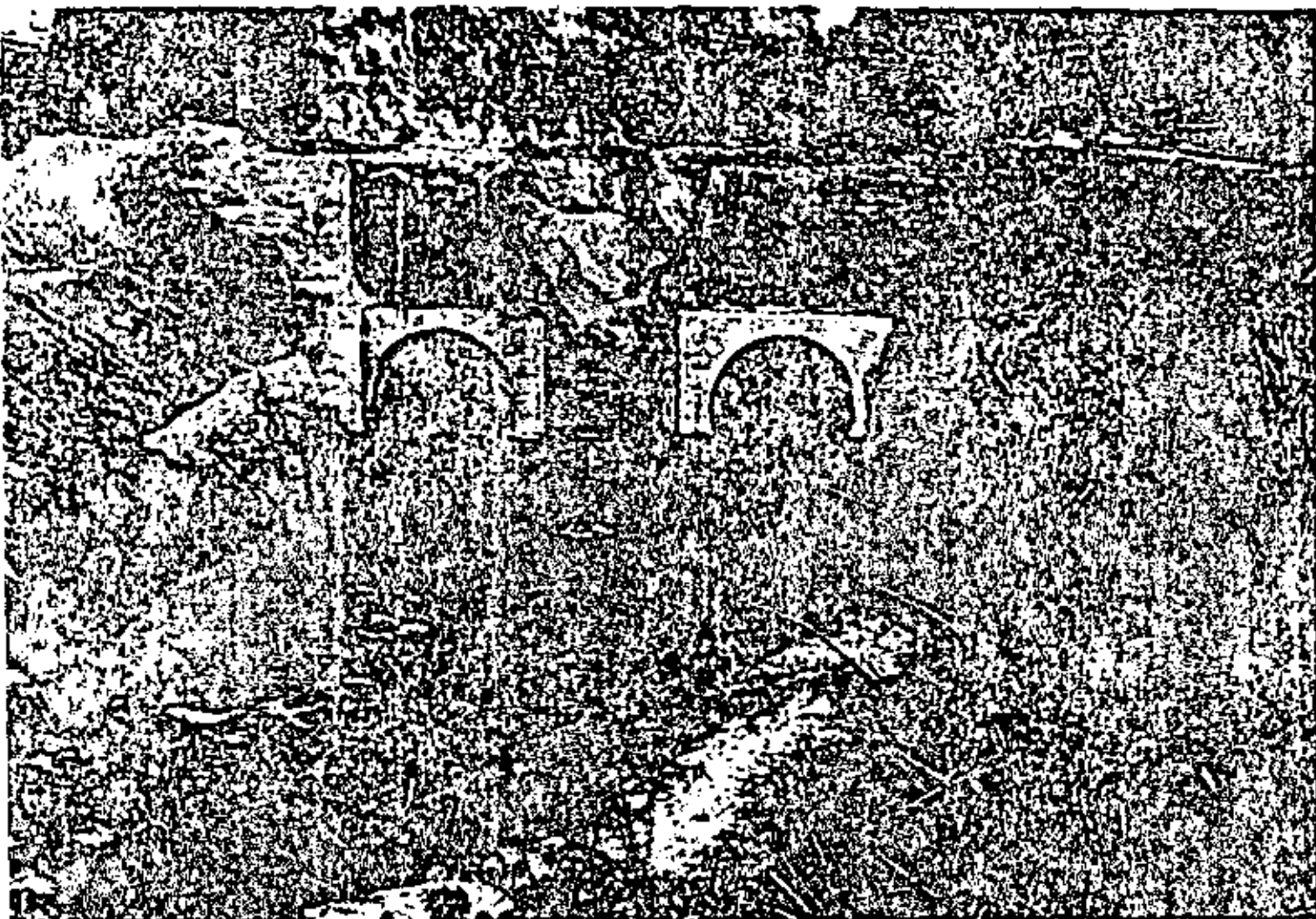
2º Trámites: administrativos, especificaciones, concursos, fabricaciones, adquisiciones, transportes a la obra, inspección, etc.

3º Ejecución: todas aquellas actividades que pertenecen directamente a la ejecución, como son levantamientos detallados, caminos de acceso, construcción de cada parte que forma el proyecto, etc. Si el proyecto no es netamente ingenieril, a este grupo pueden pertenecer todas las actividades que no estén comprendidas dentro de los 2 grupos anteriores.

Al hacer la lista de actividades no es necesario que se tome en cuenta ni la cantidad de trabajo por ejecutar ni el tiempo en el que se deban efectuar, bastará con contestar la siguiente pregunta:

¿Qué vamos a hacer?

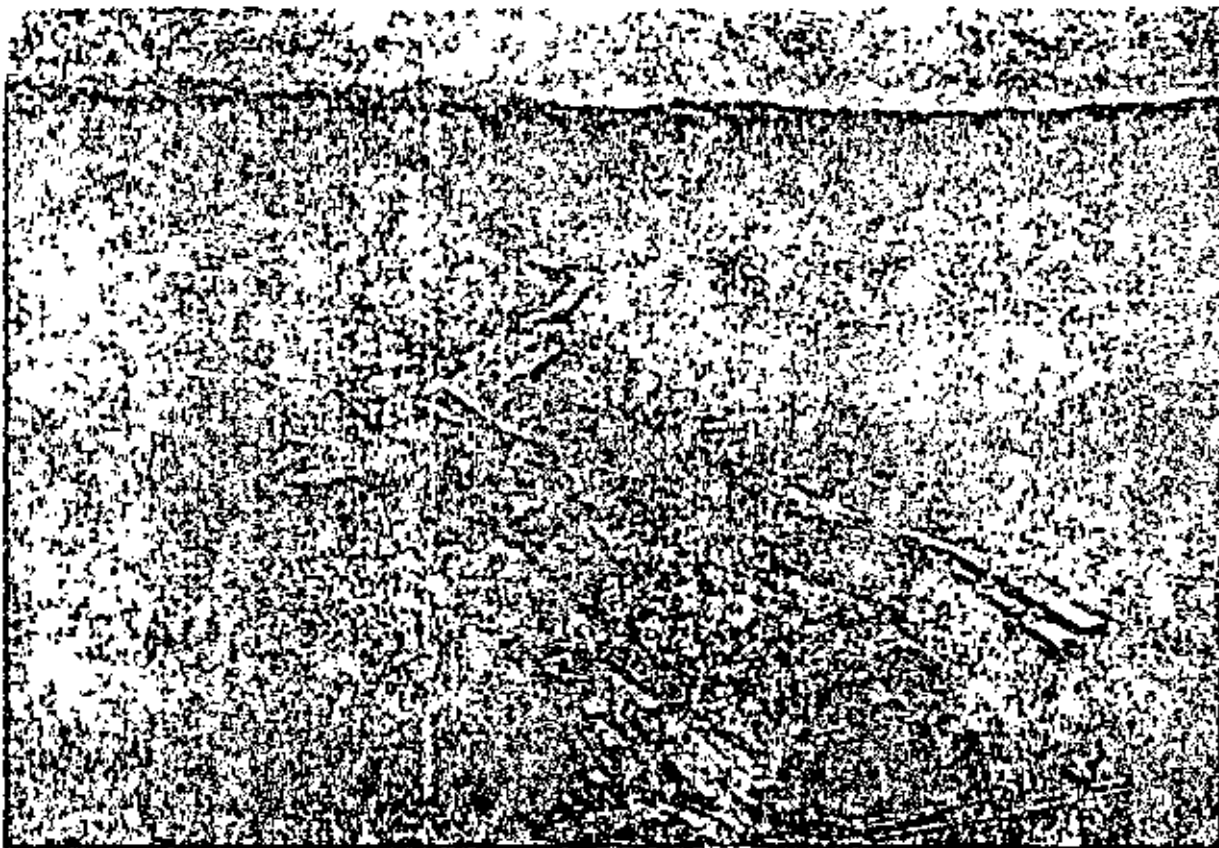
No es indispensable que la lista de actividades guarde un cierto orden, pero si es indispensable que en ella aparezcan todos los conceptos de que



Presa Raudales Túneles de desviación Núms. 1 y 2 a la entrada.



Preso Raudoltes. Sitio de la cortina, talud de la margen derecha, véase arriba el perfil trazado.



Vista general de la obra desde el punto de maniobras hasta la salida de los 3 túneles

conata el proyecto, dependiendo del grado de detalle con que se desee elaborar el programa, sea que se trate de un programa general, o que se trate de programas detallados de cada concepto que forma el programa general.

2. *Secuencias.* Después de haber elaborado la lista de actividades como se indica en párrafos anteriores y de tener la seguridad que no se ha pasado por alto ningún concepto, se debe hacer un análisis de las secuencias de cada una de las actividades para poder contestar la pregunta:

¿Cómo lo vamos a hacer?

Teniendo como base la lista de actividades, se debe hacer el análisis de cada una por separado, y para esto bastará con tomar en cuenta estas condiciones:

a) *¿Qué actividad antecede inmediatamente a la analizada?* Es decir, que para poder realizar la actividad de que se trata, es necesario que antes se hayan terminado alguna o algunas de las actividades de la lista, requisito indispensable para poder

iniciar la actividad en estudio. Así, para poder colocar la cimbra de un cimiento es necesario antes hacer la excavación en donde va a alojarse.

b) *¿Qué actividad sigue inmediatamente a la analizada?* O sea, después de haber realizado la actividad que estamos analizando, podrán empezar inmediatamente otras que tienen como requisito indispensable a la que está en estudio, así en el ejemplo anterior, después de haber colocado la cimbra, podremos colar el concreto del cimiento.

Estas dos condiciones son indispensables para poder establecer correctamente las secuencias de nuestro trabajo.

Es muy conveniente que se analicen las actividades una por una por separado, y que se coloque la secuencia de cada actividad en una lista, o en una tabla con objeto de no dejar a la memoria las secuencias, que nos servirán para hacer un buen diagrama de flechas, base fundamental del sistema.

Hay actividades que no son requisito indispensable anterior o posterior para la realización de una

determinada actividad. A éstas las podemos considerar como *simultáneas*.

Para elaborar estas secuencias tampoco es necesario tomar en cuenta el tiempo de ejecución de las actividades. Esta fase se puede considerar como la planeación integral del proyecto por ejecutar.

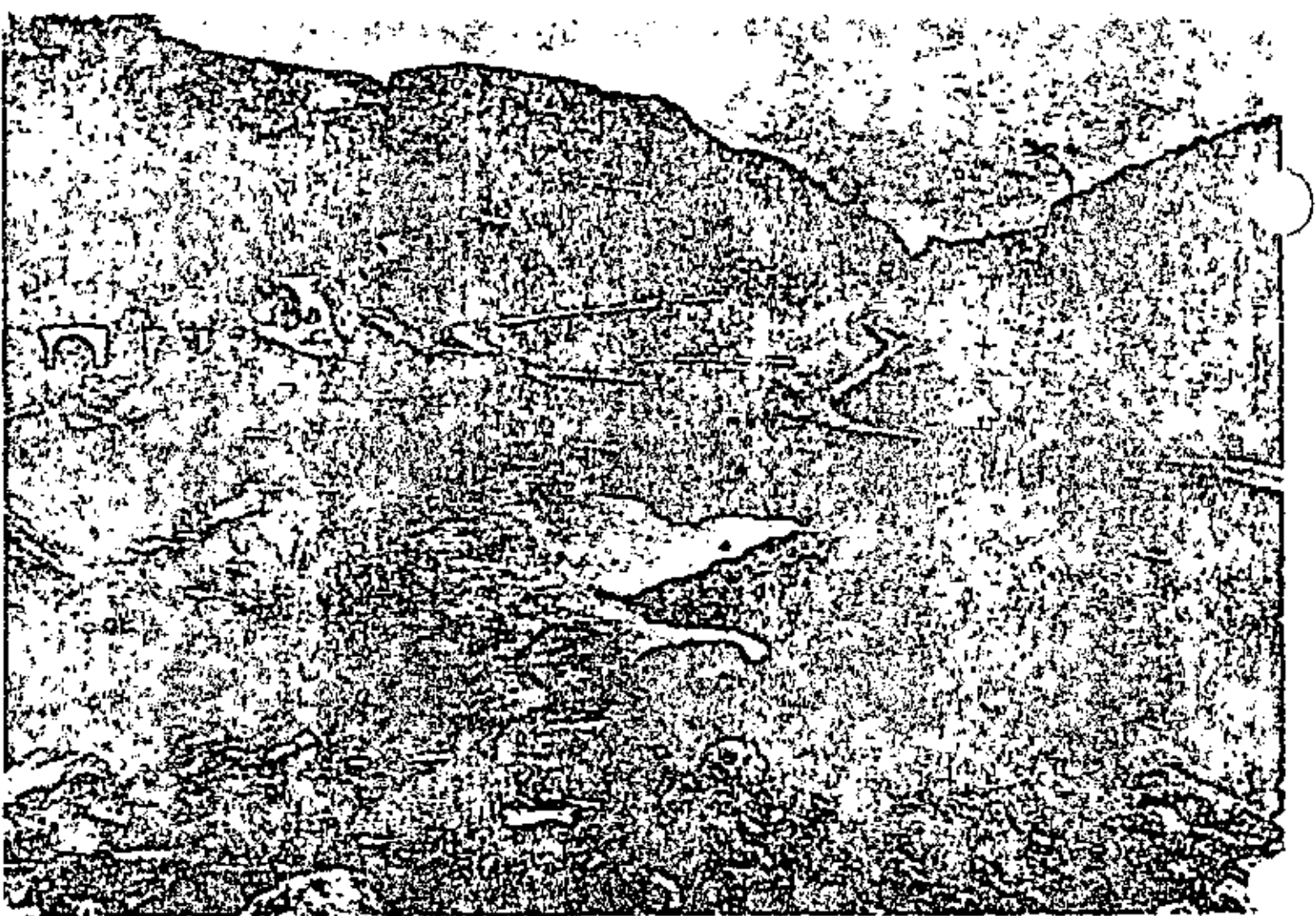
Al establecer las secuencias se deben tomar en cuenta las siguientes limitaciones:

1. Limitación física. Depende de la naturaleza del proyecto.
2. Limitaciones de recursos. Dependen de los recursos de que se disponga para realizar el trabajo, éstos pueden ser de personal, equipo, etc.
3. Limitación por decisiones del responsable del proyecto.

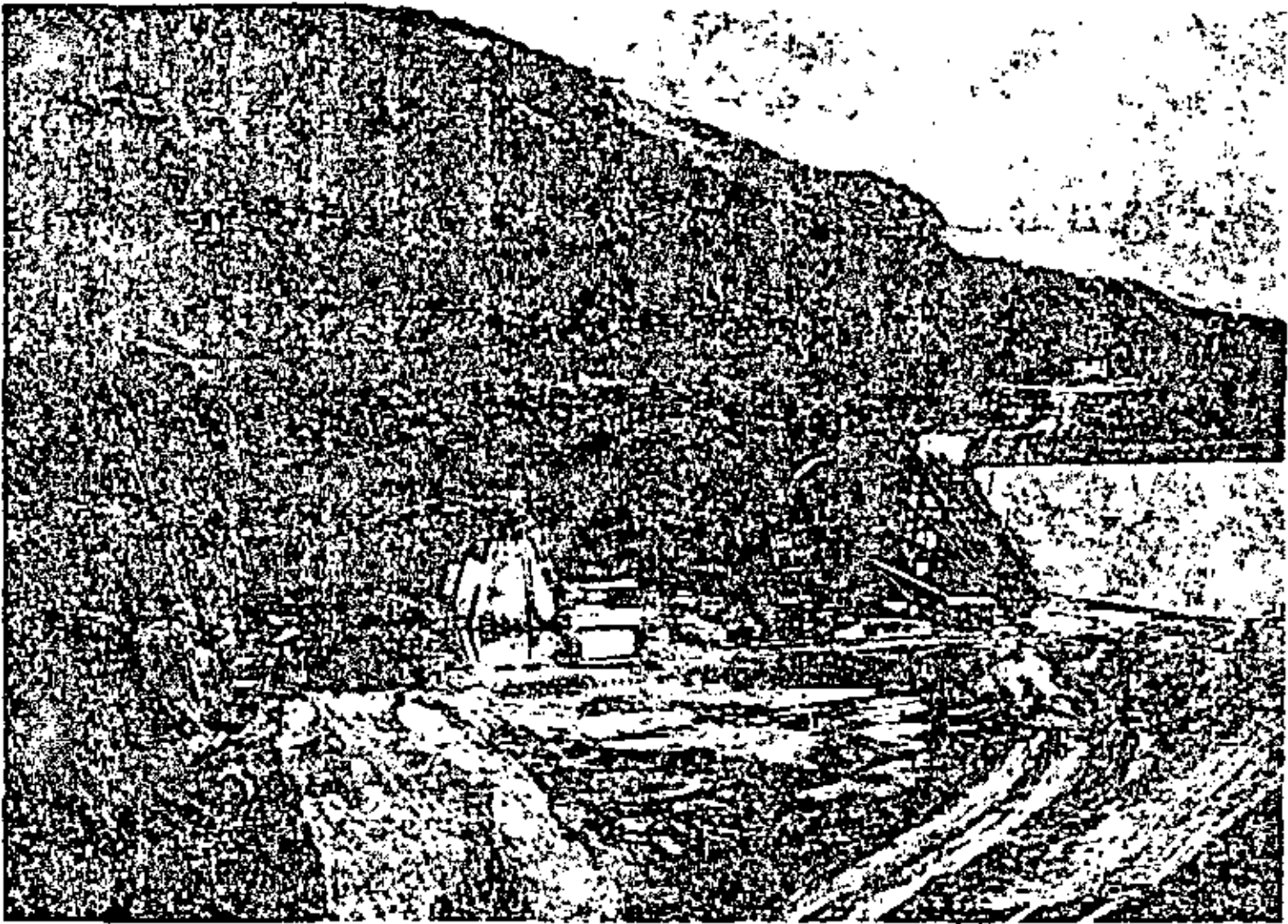
Como se puede observar, las secuencias sólo pueden darlas personas con experiencia, conocimiento y criterio suficientes en ese tipo de trabajo, con objeto de que los resultados que se obtengan sean satisfactorios. Sería absurdo pensar en lograr una planeación correcta, si está hecha por personas que desconocen la forma como se deba desarrollar el proyecto en estudio.

Es por eso que al elaborar las secuencias deben concurrir los responsables de cada actividad para que indiquen qué requisitos se deben satisfacer en el desarrollo de la que les corresponde.

En el siguiente capítulo se indican dos formas de dejar establecidas por escrito las secuencias, sea en forma de lista o sea en forma de tabla.



Presá Raudales. Ataque de aguas arriba que desvió el río hacia los túneles 1 y 2 desde aguas arriba.



Margen derecho. En proceso de preparación la cimbra del colado del túnel Núm. 3.

3. Dibujo del diagrama.

El diagrama de flechas o diagrama de actividades, es la representación gráfica de la planeación del proyecto.

El éxito del sistema radica en una buena elaboración del diagrama de actividades, que debe estar basado en la lista de éstas con sus secuencias correspondientes. Es por eso que en este capítulo vamos a sentar las bases para una correcta elaboración. Se puede afirmar con seguridad que esta parte es la que les ha costado más trabajo a aquellas personas que empiezan a tratar con el método.

Un diagrama debe estar formado por actividades, y por eventos o nudos.

Una actividad queda representada por una flecha cuya dirección indica el sentido en el que se des-

arrolla la actividad, así el principio de la flecha nos marca la iniciación, y la punta la terminación.

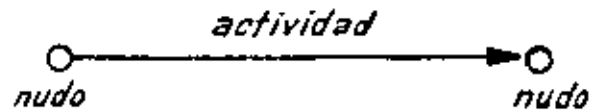
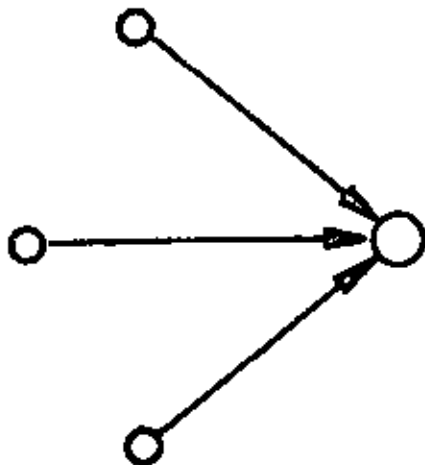


FIGURA 3

Las actividades quedan limitadas por nudos o eventos, que son acontecimientos que suceden cuando principian o terminan una o varias actividades que concurren a ese nudo o evento, en lo sucesivo lo denominaremos nudo.

Así a un nudo podrán llegar varias actividades y salir otras, que están limitadas por nudos.



Las flechas no deben tener medida, y no importa su forma, pueden ser rectas o curvas, ascendentes o descendentes, estar en una línea o ser quebradas, no están a escala ni son vectores, sirven sola-

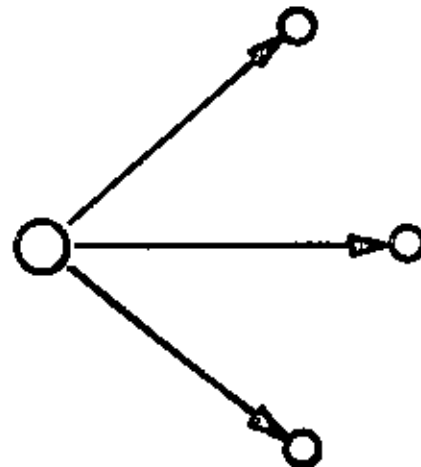
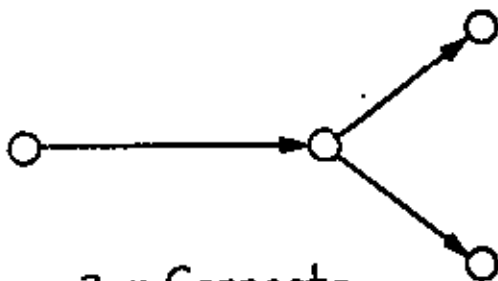
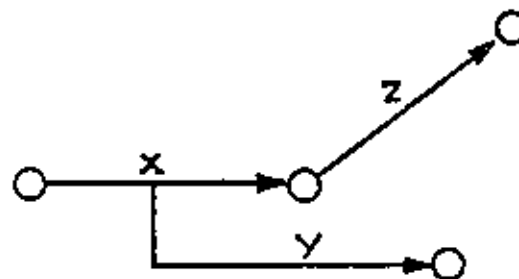


FIGURA 4

mente para representar tanto el sentido en que se desarrolla la actividad, como la secuencia o relación que tiene con otras.



a. - Correcto



b. - Incorrecto

FIGURA 5

La única condición que deben cumplir las flechas, es que representen fielmente nuestro plan, y que una actividad no puede empezar hasta que no esté terminada la que le antecede, no deben salir flechas a la mitad de otra, sólo pueden llegar o salir de los eventos o nudos.

El caso de la Fig. 5 b es muy común, nos indicaría que la actividad Y puede empezar cuando se ha ejecutado un cierto porcentaje de la actividad X. Para que quede correctamente interpretado, nos bastará con dividir a X en porcentajes, entonces se podría decir que Y puede empezar cuando se haya ejecutado, por ejemplo, un 60% de X.

Esta condición la podemos representar como se indica en la Fig. Núm. 6.

También muy frecuentemente sucede que una actividad es posterior a otras dos, y que una tercera sólo es posterior a una de ellas:

C es posterior a A y B.

D es posterior sólo a A.

Para poder hacer la representación correcta, es necesario hacer uso de un artificio que llamaremos:

Actividades de Liga o ficticias (*Dummy*) cuya duración es cero sirven para indicar la liga que

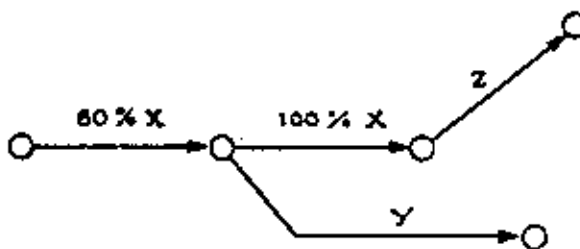


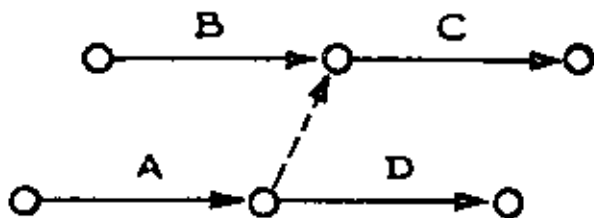
FIGURA 6

pueda existir entre dos actividades, de manera de conservar la secuencia del plan propuesto.



Actividad de Liga o ficticia

FIGURA 6 bis

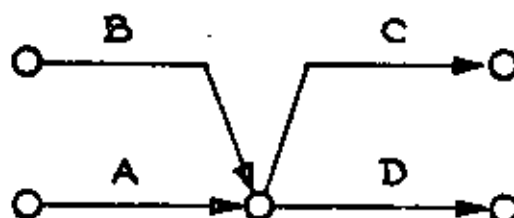


a) - Correcto

Estas actividades de liga quedan representadas por flechas punteadas.

Actividad de Liga o ficticia

Haciendo uso de las ligas el plan propuesto lo podemos representar de la siguiente forma:



b) - Incorrecto

FIGURA 7

La Fig. 7 b es incorrecta pues nos indica que C es posterior a A y B, pero D también es posterior a A y B, que no coincide con el plan de que D sólo sea posterior a A.

Para dejar en claro el uso correcto que se debe hacer de las ligas vemos el siguiente ejemplo:

Se tiene que levantar una columna metálica que está apoyada sobre un cimiento.

Lista de actividades:

1. Excavar cimiento.
2. Hacer cimiento.
3. Fabricar y transportar la columna al sitio de erección.
4. Colocar la columna en su sitio.
5. Rellenar la excavación del cimiento.

La secuencia será:

Concepto	Antes	Después
1. Excavación	2. Cimiento
2. Cimiento	1. Excavación	4. Colocar.
		5. Rellenar
3. Fab. y trans.	4. Colocar en su sitio
4. Colocar columna	2. Cimiento
.....	3. Fab. y trans.
5. Relleno	2. Cimiento

El diagrama de actividades queda:

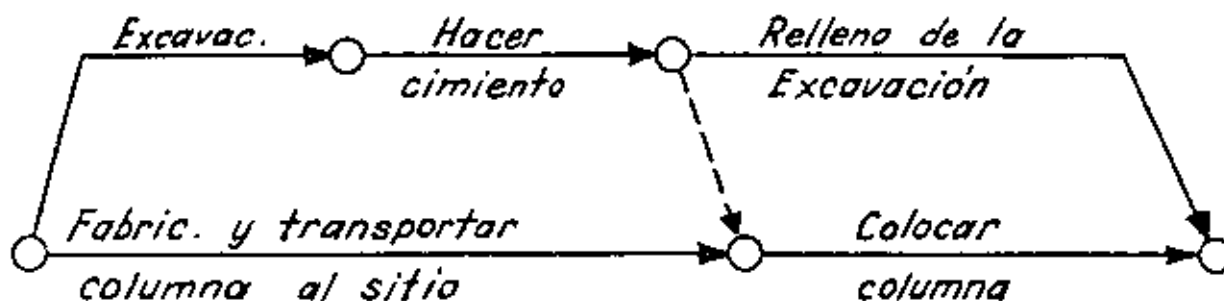


FIGURA 8

Revisando el diagrama vemos que está de acuerdo con la secuencia propuesta. De no haber hecho

uso de la actividad de liga se habría caído en el error de hacer depender el relleno, de la fabrica-

ción y transporte de la columna, además de la construcción del cimiento, lo que sería incorrecto, pues no cumple con las condiciones del plan.

En el uso correcto de las actividades de liga radica el éxito de la elaboración de un diagrama, que represente la realidad de nuestro proyecto estudiado con la lista de actividades, y sus secuencias correspondientes.

De la elaboración correcta del diagrama de actividades depende que los resultados que de él se obtengan sean satisfactorios. Por eso es muy importante que después de haberlo elaborado se revise concienzudamente, hasta que se tenga la seguridad de que está representando íntegramente la planeación del proyecto.

Es muy común, sobre todo al principio, que los diagramas estén mal trazados, pero con un poco de tiempo se adquiere la habilidad necesaria para ir corrigiendo los pequeños errores que se presentan. En donde estriba principalmente la dificultad, es en el uso correcto de las actividades de liga.

Como se dice en párrafos anteriores en muchas ocasiones no es conveniente ni necesario terminar totalmente una actividad, para poder iniciar la que

aconsejable ir colocando en cada actividad parcial la cantidad acumulada; así, si se trata de porcentaje y está dividido en 20% cada una, se pondrá 20%, 40%, 60%, 80%, 100%.

De esta manera para poder conocer la cantidad que corresponde a esta actividad, bastará con leer la inmediata anterior. De otra manera, para saber el total que se lleva hasta la actividad que se está leyendo, se tendría que sumar desde el principio, lo que puede ser muy laborioso, si se trata de un diagrama con un número considerable de actividades.

Para dejar en claro el uso de las actividades de liga veamos el siguiente ejemplo:

Se trata de hacer una excavación en donde irá alojado un cimiento.

Primer caso.

Cuando se termina toda la excavación antes de iniciar la cimbra, y el concreto se coloca después de terminar ésta.

Cuando se excava el 50%, para colocar el 50%

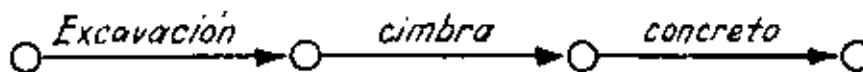


FIGURA 9

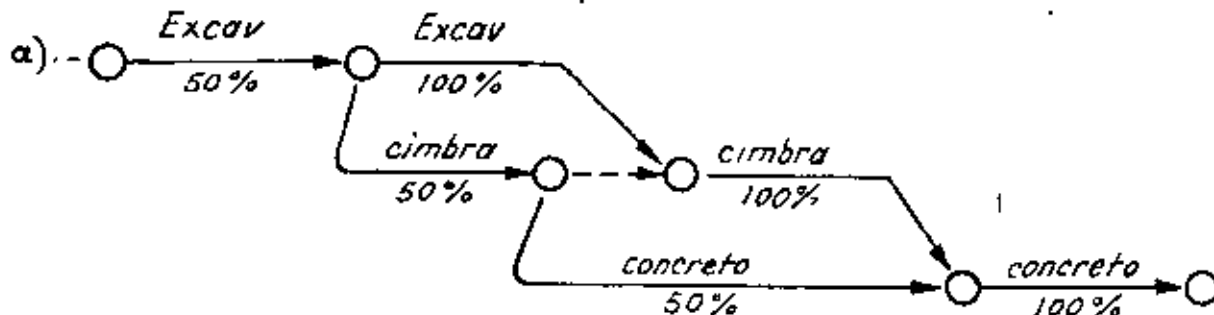


FIGURA 9 bis

sigue inmediatamente. Para representar esta condición se divide en partes proporcionales, sea que se use un por ciento de la actividad total o que una parte del total sea la unidad longitud, volumen, etc., o una parte de la cantidad de obra por hacer.

Para comodidad de lectura en el diagrama, es

de la cimbra, y posteriormente el 50% de concreto; ya terminados estos primeros 50% respectivos se harán los siguientes 50% para completar el trabajo.

Otra forma de representarlo:

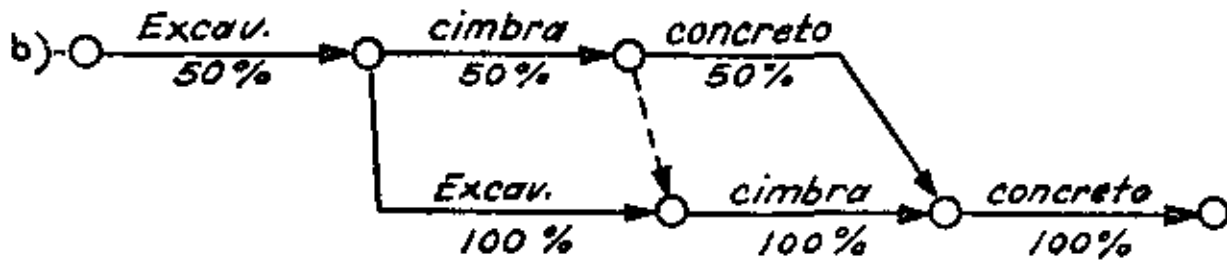


FIGURA 10

Segundo caso.

Cualquiera de estas dos formas es correcta. El caso *a)* tiene la ventaja de que en el mismo renglón está el concepto excavación, en el siguiente el concepto cimbra y en el último el de concreto. En el caso *b)* cada renglón muestra toda la secuela para cada parte parcial del trabajo completo. El usar una u otra forma dependerá de la conve-

Como regla para verificar si el diagrama se está elaborando correctamente, cuando a un nudo llegan 2 ó más actividades y de él salen 2 ó más actividades, se debe chequear si todas las que llegan al nudo son requisito anterior para las actividades que se originan en el nudo. Si alguna de las que llegan es requisito solamente para una de las que

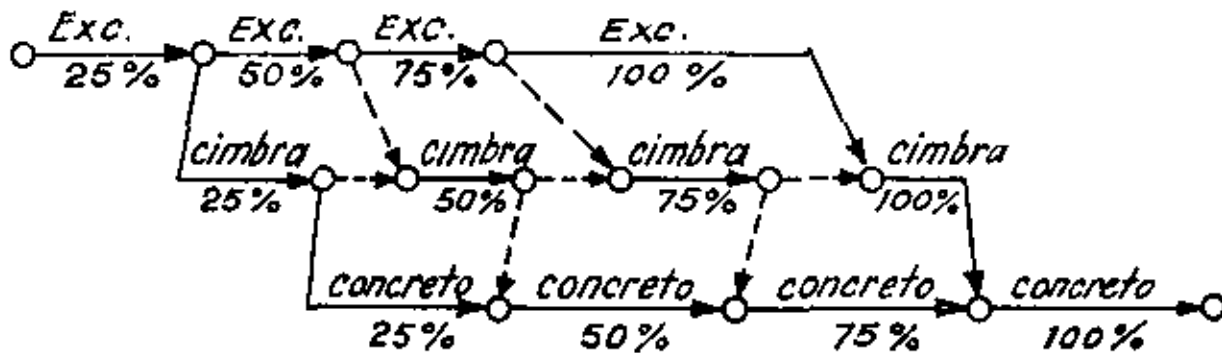


FIGURA 11

nencia de quien elabore el diagrama ya que de cualquier manera se obtiene el mismo resultado.

salen, se deberán separar por medio de actividades de liga, que dejen definida correctamente la secuencia, como se muestra en la Fig. 12.

Tercer caso.

Cada concepto se ejecuta en 25%.

De preferencia, la persona que establece las secuencias debe hacer el diagrama de actividades. En caso de que no suceda así, es necesario que esa persona sea la que revise cuidadosamente el

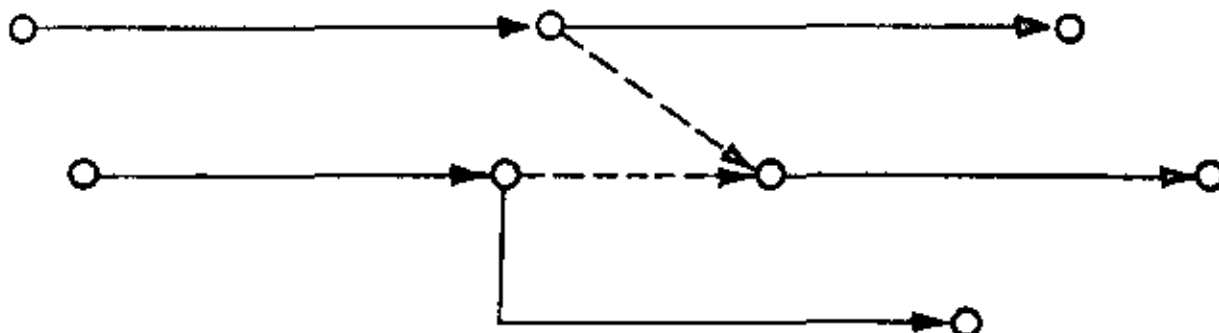


FIGURA 12

diagrama, con objeto de que represente correctamente la planeación propuesta.

En párrafos anteriores se ha hablado de subdividir las actividades en porcentos, en la práctica esta subdivisión se podrá hacer en fracciones de la cantidad total de obra por ejecutar, sea en volumen, longitud, superficie, etc.

Tabla de secuencias y lista de secuencias

Aun cuando muchas personas prefieren dibujar el diagrama a partir de la lista de actividades, estableciendo la secuencia al dibujar cada actividad,

Lista de actividades con secuencias

En la lista de actividades, elaboradas como se indicó en la parte primera de los apuntes, se dejan dos columnas para indicar en una "Antes", y en la otra "Después", de manera similar a como se hizo en el ejemplo de la Fig. 8. Bastará con colocar en seguida de cada actividad, el número de la que le sea posterior, en la columna "Después".

Ya establecidas las secuencias por medio de cualquiera de los dos sistemas antes descritos, es mucho más fácil dibujar el diagrama, que si se peaz

TABLA DE SECUENCIAS

	Después	1	2	3	4	5	6
Antes							
1				X		X	
2					X		
3							
4			X	X			
5							
6		X					

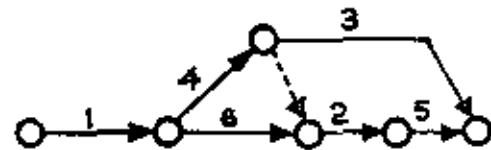


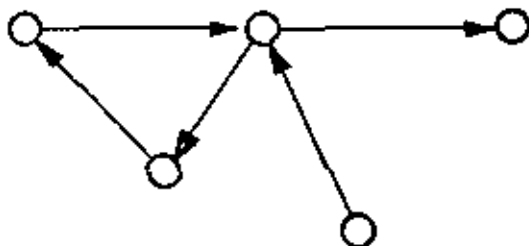
FIGURA 12 bis

es aconsejable hacer uso de cualquiera de estas dos formas para establecer la secuencia.

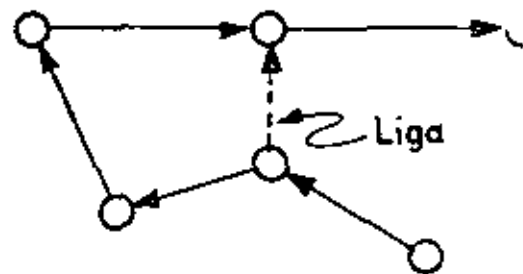
En esta tabla se indican con una cruz en los renglones, las actividades que siguen inmediatamente a la analizada; y en las columnas, las que inmediatamente anteceden. La numeración del primer renglón, es la misma que la de la primera columna, y corresponde a la numeración arbitraria que se le dé a la lista de actividades.

directamente de la lista, estableciendo secuencias al dibujar.

Al dibujar el diagrama se debe evitar que se produzcan circuitos cerrados o loops, ya que al hacer el cálculo de tiempos se establecería un círculo vicioso. La forma de evitar que esto suceda es separando por medio de actividades de liga las que producirían el circuito cerrado.



a) Incorrecto



b) Correcto

FIGURA 13

Ligas y nudos ficticios

Las ligas y nudos ficticios se presentan cuando dos actividades parten de un mismo nudo y llegan juntas a otro.

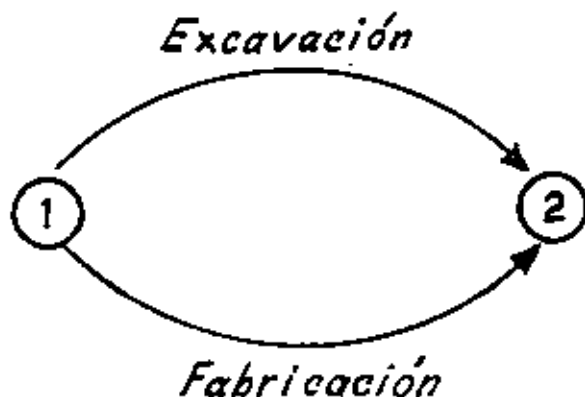


FIGURA 13 bis

Como los nudos quedan numerados para el cálculo, se prestaría a confusión el que dos actividades diferentes queden limitadas por los mismos números.

1-2 Excavación

1-2 Fabricación

Para evitar esta situación se introduce un nudo ficticio que separe a cada actividad. En la figura 14 el nudo 2 es ficticio.

1-2 Excavación

1-3 Fabricación

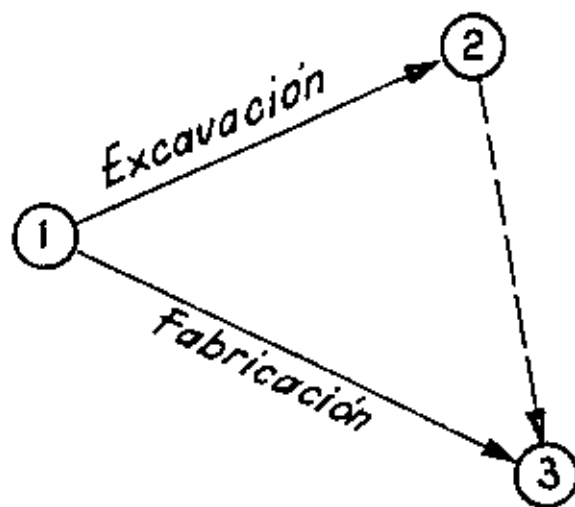


FIGURA 14

Al terminar de dibujar el diagrama, se debe hacer una revisión cuidadosa y si sobran actividades de liga se deben quitar, salvo en el caso de que se presenten nudos ficticios que deben dejarse por construcción.

Un diagrama siempre debe empezar en un nudo y terminar en un nudo, nunca deben quedar nudos sueltos, si esto sucede, significa que a la actividad que principia en el nudo suelto no le antecede ninguna otra y, por lo tanto, se debe unir con el nudo de origen. Si el nudo suelto está al final de una actividad, significa que no hay nada que sea posterior, por lo que se debe unir el nudo final del diagrama.

Hay que hacer notar que en el diagrama estamos mostrando solamente el plan de trabajo sin pensar en absoluto en fechas en las que se deban iniciar o terminar las actividades.

4. Valuación de tiempos.

Quién debe hacerla.

La valuación de los tiempos de duración de las actividades, la deben hacer las personas que tengan experiencia suficiente en el tipo de actividad a que se refiere cada concepto de la lista. Deberá estar de acuerdo con los recursos de que se disponga, así como las otras limitaciones que quedaron establecidas al hablar de las secuencias. De la correcta valuación de tiempos de duración dependerá que se puedan obtener resultados apegados a la realidad.

Esta valuación no debe hacerse tomando en cuenta las fechas probables en que se deseen ejecutar los trabajos con respecto al calendario sino en tiempo absoluto, estimando la cantidad de obra por ejecutar de acuerdo con los rendimientos del equipo o el procedimiento a seguir.

Importancia de una buena valuación.

La determinación del tiempo de duración es muy conveniente que se haga con duraciones normales, en jornadas de 8 horas de trabajo. El objeto de hacerlo de esta manera es el poder disponer de margen para hacer acortamientos en la duración de la actividad aumentando las horas de trabajo. En el capítulo correspondiente a la comprensión de tiempos en función del costo directo veremos con más detalle esta conveniencia de usar tiempos normales. En ocasiones, debido a que en ciertos tipos de trabajo las jornadas son de más de 8 horas, los tiempos de duración se deberán valorar de acuerdo con ese criterio.

Por lo tanto, la valuación de tiempos deberá ser hecha por los responsables de los trabajos, que son los que realmente conocen el problema. →

5. Obtención de la Ruta Crítica.

Hasta este punto el proceso se ha dedicado a hacer la planeación del proyecto. Con los datos obtenidos de dicha planeación ya se puede hacer fácilmente la programación con fechas de calendario, puesto que ya se tienen los datos necesarios, como son: el plan de trabajo mostrado gráficamente, mediante el diagrama de actividades, y los tiempos de duración de cada actividad por separado.

La forma de representar gráficamente estos dos conceptos es:

Sobre la flecha que representa a cada actividad se pondrá su descripción, y sobre ésta el tiempo de duración que le corresponde, en la unidad de tiempo, escogida previamente.

Es indispensable que los tiempos de duración se indiquen en la misma unidad de tiempo en todo el proceso.

También se puede indicar la cantidad de recursos empleados para poder ejecutar una actividad, ya sea equipo, brigadas de trabajo, costo directo, etcétera, aunque para el proceso sólo basta con conocer el tiempo de duración.

Como para que una actividad pueda realizarse es necesario que se hayan ejecutado todas las que son requisito inmediato anterior, pasaremos a determinar el tiempo de duración de un proceso cualquiera.

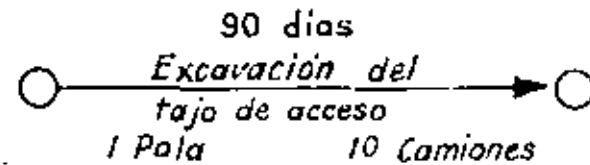


FIGURA 14 bis

Para esto y con objeto de auxiliarnos en el cálculo manual, es necesario numerar los nudos, de manera que las actividades queden definidas por su iniciación y su terminación.

Al nudo de iniciación lo denominaremos i

Al nudo de terminación lo denominaremos j

Al tiempo de duración de la actividad t_{ij}

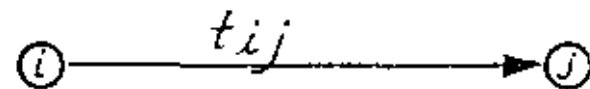


FIGURA 14 C

Hay que hacer notar que la i de una actividad es igual a la j de todas las que inmediatamente le anteceden, y que la j de esa actividad es igual a la i de todas las que se originan al terminar la actividad en estudio.

De acuerdo con lo antes expuesto nos bastará con ir determinando las fechas en que se irán realizando cada uno de los eventos de que consta el proyecto, para determinar el tiempo de duración total del proceso y las fechas de iniciación y terminación de los eventos.

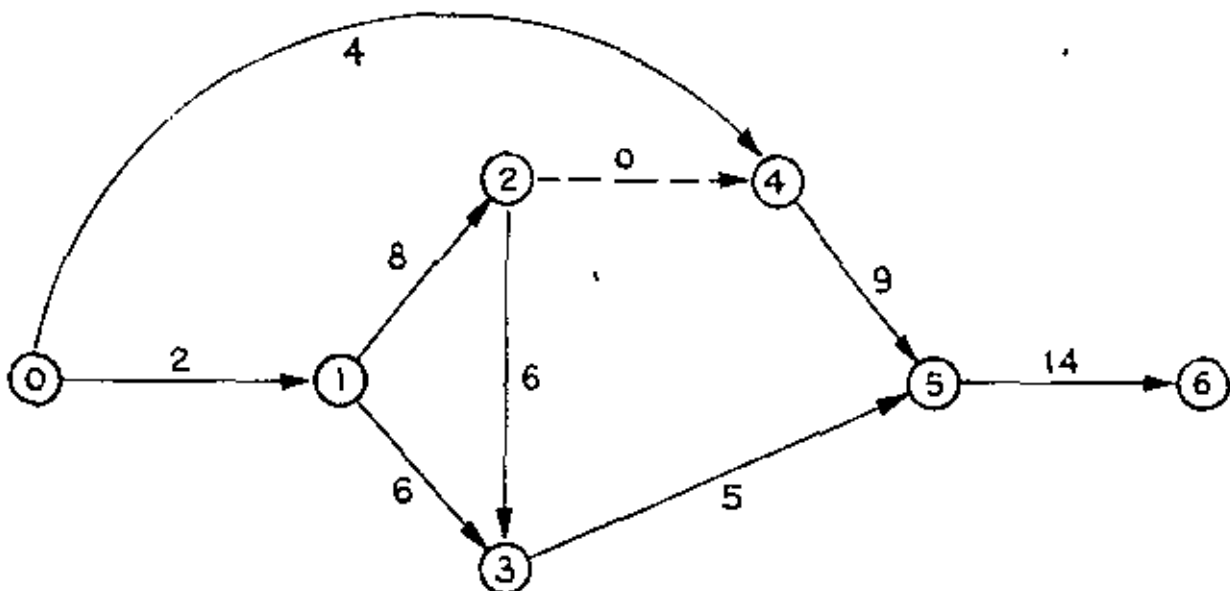


FIGURA 15

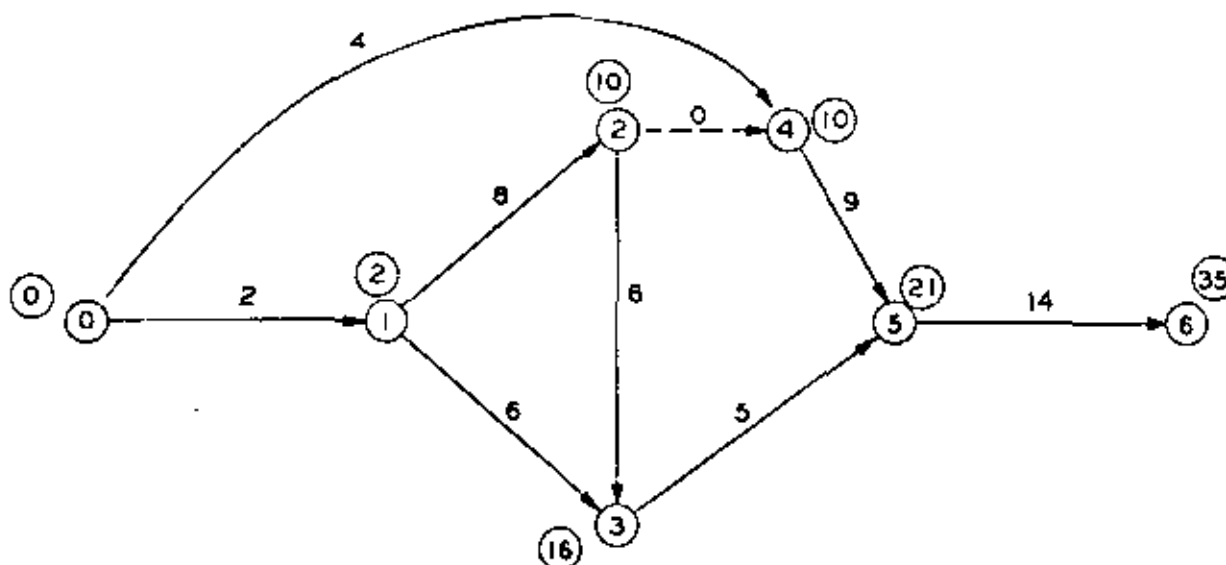


FIGURA 16

Con objeto de que quede suficientemente claro el sistema de trabajo, desarrollaremos un ejemplo cualquiera.

De acuerdo con el diagrama mostrado en la Fig. 15, el primer paso consistirá en averiguar cuál es la fecha primera o más próxima en que se puedan iniciar las actividades.

Para eso suponemos que el proceso que principia en el nudo 0, se inicia en la fecha cero, que por comodidad la encerramos dentro de un círculo colocado sobre el nudo. Si en el nudo 0 se inicia el proceso, la actividad 0-1 se terminará en la fecha 2 que se colocará sobre el nudo 1 encerrada en un círculo (Fig. 16). Como el nudo 1 es origen de las actividades 1-2 y 1-3, éstas terminarán el día 10 y 8 respectivamente, la primera se coloca sobre el nudo 2 encerrada en un círculo, ya que a este nudo llega solamente una actividad. Sobre el nudo 3 no se coloca la fecha 8 puesto que llegan a él dos actividades y hasta este momento no es posible saber si la realización del evento 3 se produce en esta fecha. Esta nos indicaría la iniciación primera de la actividad 3-5, que no puede comenzar hasta que se hayan terminado las actividades 2-3 y 1-3, requisito anterior para ésta.

Para averiguar la fecha primera de iniciación de la 3-5 vemos que la 2-6 termina en la fecha 16, para se inicia en la 10 y dura 6, así que la fecha primera del evento 3 será la fecha 16 la que nos marcará la actividad 1-3 y no la 8. Esa fecha 16 la colocamos sobre el nudo 3 encerrada en un círculo.

Haciendo estas consideraciones se observa que en el nudo 4 tenemos la misma condición, aun cuando la 2-4 tenga valor de cero, así es que sobre el nudo 4 se colocará la fecha 10 encerrada en un círculo. Lo mismo sucede en el nudo 5, el tiempo más largo llega a este nudo por la actividad 3-5 que es de 21 mientras que por la 4-5 sólo llega el tiempo 19; así que la actividad 5-6 se podrá iniciar hasta la fecha 21 para terminar el 35; y éste será el tiempo total de duración del proceso.

Como regla: Para obtener la fecha primera de realización de un evento se colocará la cantidad mayor que llegue a él por uno de los distintos caminos que concurren a ese nudo.

En la Fig. 16 se muestran encerradas en círculos las fechas primeras de iniciación de todas las actividades que salen de los nudos respectivas.

Suponiendo que el tiempo de duración total del proyecto, 35 unidades de tiempo, es el correcto, pasemos a obtener cuál es la fecha última o más tardía de realización de los eventos, con objeto de no retrasar la duración del proyecto.

Para esto seguiremos la misma secuela empleada en el proceso anterior, sólo que principiaremos a partir de la fecha 35 encerrada en un rectángulo sobre el nudo 6. Fig. 17.

Para que el proceso termine en la fecha 35 la actividad 5-6 deberá empezar cuando más tarde 14 unidades menos, o sea la fecha 21, que se coloca sobre el nudo 5 encerrada en un rectángulo. La fecha última en que se podrá realizar el evento 4 será 21 menos 9 o sea, la fecha 12. Esta es la fe-

cha más tardía o última en que deberán terminarse todas las actividades que llegan a este nudo 4 con objeto de no retrasar la terminación del proyecto.

La fecha última del evento 3 será la 16 puesto que la actividad 3-5 tiene 5 unidades de duración. Esta fecha se encierra en un rectángulo sobre el nudo 3. Al analizar el nudo 2 vemos que hay 2 caminos que salen de él, o sea las actividades 2-3 y 2-4, la fecha última en que se deberá realizar el nudo 2 para no retrasar el proyecto debe ser la fecha 10 encerrada en un rectángulo, sobre el nudo 2. No obstante que por el camino 2-4 se indica que la fecha última de iniciación de la liga (con duración cero) es la fecha 12, el evento 2 no podrá realizarse después de la fecha 10, pues retrasaría a la actividad 2-3 y por consiguiente a todo el proceso.

En el nudo 1 se presenta la misma situación debido a que de él salen las actividades 1-2 y 1-3. La fecha última del evento 1 nos la marca la actividad 1-2 que tiene duración 8; por lo tanto, esta fecha que es 2, la colocamos sobre el nudo 1 encerrada en un rectángulo. Finalmente la fecha última del evento 0, será cero, encerrado en un rectángulo.

Como regla: Para obtener la fecha última de realización de un evento se colocará la cantidad menor que llegue a él, por los distintos caminos que salen del nudo, cuando se está restando a partir del nudo final.

En la Fig. 17 se muestran las fechas primera y última de realización de los eventos encerradas en círculo y en cuadro respectivamente. El uso de esta

notación tiene la ventaja de poder localizar fácilmente de qué fecha se trata aunque se podría usar otra, si facilitara más la diferenciación.

Analizando la Fig. 17 vemos que hay eventos en los que las fechas primera y última coinciden o sea que son *Nudos Críticos* ya que sólo en esa fecha pueden realizarse si se desea que el proyecto no se retrase; en cambio hay nudos como el 4, que tiene fechas diferentes o sea que no son críticos.

Las actividades que marcan la fecha de realización de los *Nudos Críticos*, son *Actividades Críticas*, y el camino que se puede seguir a lo largo de las actividades críticas recibe el nombre de *Ruta Crítica* que en la Fig. 17 queda marcado con la línea más gruesa, siguiendo la ruta 0-1-2-3-5-6.

Las actividades 0-4, 1-3 y 4-5 son actividades *No Críticas*, ya que pueden retrasarse dentro de ciertos límites sin afectar la duración total del proyecto. También estas actividades no es necesario que principien en la fecha primera que marca el nudo de iniciación de ellas, pueden tener una fecha posterior de iniciación, con la única condición de que no retrasen la iniciación de las que inmediatamente le siguen, o sea que tienen un cierto margen u holgura, de retraso sin afectar el proyecto.

En la Fig. 17, si la actividad 1-3 empieza en la fecha 2 que marca el nudo 1 terminará en la fecha 8, puesto que su duración es 6, pero puede terminar cuando más tarde en la fecha 16 que marca el nudo 3, por lo tanto, se puede retrasar hasta 8 días sin modificar la iniciación de la 3-5, que inmediatamente le sigue, o también se podrá iniciar como fecha última el 10, en lugar del 2 y termi-

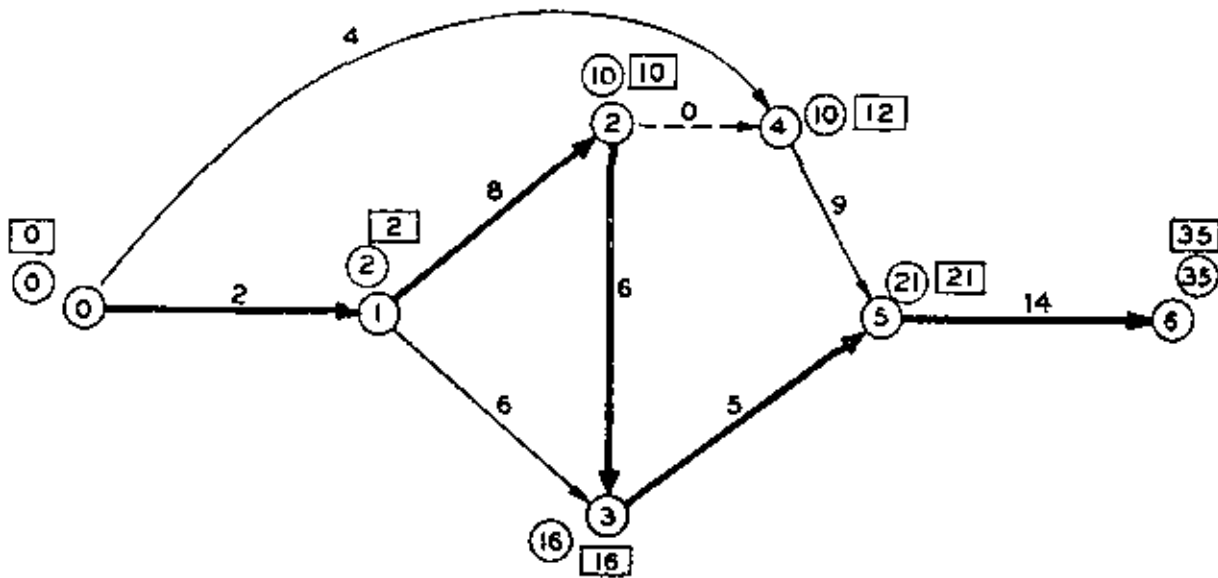


FIGURA 17

T A B L A D E T I E M P O S

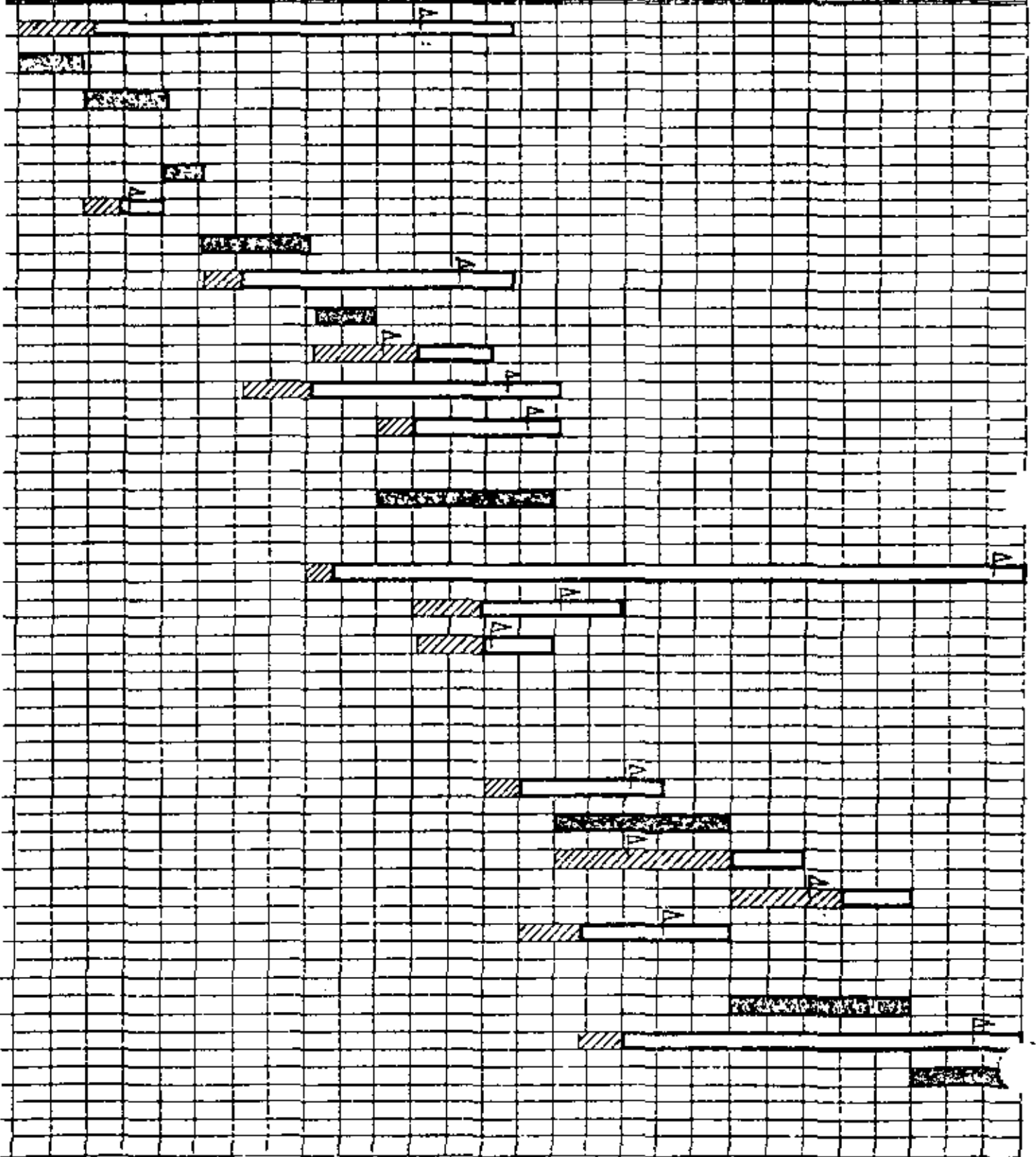
ACTIV.	DESCRIPCION	CANT. OBRAS	DURAC. DIAS	HT	HL	HI	Fecha Pri.		Fecha ult.		GDO. IMP.	R
							I	T	I	T		
1-7	Nivel Ligar Leut.		12	56	20	20	0	12	56	68	7°	
1-2	Brecha 3 mt.	45%	9	0	0	0	0	9	0	9	+	
2-3	"	100%	11	0	0	0	9	20	9	20	+	
3-4	Flecha de Liga		0	0	0	0	20	20	20	20	+	
4-5	Trazo Lin. Pal.	100%	6	0	0	0	20	26	20	26	+	
2-4	" " "	45%	5	6	6	6	9	14	15	20	1°	
5-6	Brecha 2 mt.	50%	15	0	0	0	26	41	26	41	+	
5-7	Mon. Lin. Sec.	100%	6	36	0	0	26	32	62	68	5°	
6-8	Trazo Lin. Sec.	50%	9	0	0	0	41	50	41	50	+	
6-11	Brecha 2 mt.	100%	15	10	0	0	41	56	51	66	2°	
7-9	Nivel Lineas Pales.		8	36	0	-36	32	40	68	76	5°	
8-10	Mon. Lineas Sec.	50%	5	21	0	0	50	55	71	76	4°	
8-11	Flecha de Liga		0	16	6	6	50	50	66	66	3°	
8-12	Brecha Int.	50%	25	0	0	0	50	75	50	75	+	
9-10	Flecha de Liga		0	36	15	-21	40	40	76	76	5°	
9-21	Grabar Placas Plas.		3	97	97	61	40	43	137	140	8°	
10-15	Nivel Lin. Sec.	50%	9	21	11	-10	55	64	76	85	4°	
11-13	Trazo Lin. Sec.	100%	9	10	0	-10	56	65	66	75	2°	
12-14	Flecha de Liga		0	0	0	0	75	75	75	75	+	
12-15	Flecha de Liga		0	10	0	0	75	75	85	85	2°	
13-14	Flecha de Liga		0	10	10	0	65	65	75	75	2°	
13-17	Mon. Lin. Sec.	100%	5	21	0	-10	65	70	86	91	4°	
14-19	Brecha Int.	100%	25	0	0	0	75	100	75	100	+	
15-16	Conf. Planch.	50%	25	10	0	-10	75	100	85	110	2°	
16-20	Dibujo	50%	15	10	10	10	100	115	110	125	2°	
17-18	Nivel Lin. Sec.	100%	9	21	21	21	70	79	91	100	4°	
18-19	Flecha de Liga		0	21	21	0	79	79	100	100	4°	
19-20	Conf. Planch.	100%	25	0	0	0	100	125	100	125	+	
18-21	Grabar Plac. Lin. Sec.	100%	6	55	55	34	79	85	134	140	6°	
20-21	Dibujo	100%	15	0	0	0	125	140	125	140	+	


+  Activ. critica.

 Activ. NO critica con holgura total

DIAGRAMA DE BARRAS

5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75 80 85 90 95 100 105 110 115 120 125 130 135 140



tal.  Fecha última de iniciación.

ará el 16, por lo que vemos que tiene 8 unidades de margen u holgura.

En las actividades no críticas podemos diferenciar tres grupos de holguras:

Sean: P = fecha primera del nudo

U = fecha última del nudo

t_{ij} = duración de la actividad

Entonces a) *Holgura total (Total float)*; es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la terminación del proyecto:

ción una cantidad igual a la que nos marca la holgura independiente, cosa que en muchas ocasiones es impracticable económicamente, pero no por eso deja de ser útil el conocimiento de este tipo de holgura.

De acuerdo con los datos del ejemplo de la Fig. 17, y con las definiciones de los tres diferentes tipos de holgura se puede elaborar la siguiente tabla en la que queden concentrados los datos del programa obtenido por medio del diagrama y los tiempos de duración de cada actividad.

Actividad	DESCRIPCION	Cantidad	Duración actividad	H. T.	H. I.	H. L.	FECHA PRIM.		FECHA ULTIM.		Grado de importancia	A cargo de
							Inic.	Term.	Inic.	Term.		
0-1			2	0	0	0	0	2	0	2	Crit.	
1-2			8	0	0	0	2	10	2	10	Crit.	
2-3			6	0	0	0	10	16	10	16	Crit.	
1-3			6	8	8	8	2	8	10	16	2*	
3-5			5	0	0	0	16	21	16	21	Crit.	
0-4			4	8	6	6	0	4	8	12	2*	
2-4			0	2	0	0	10	10	12	12	—	
4-5			9	2	2	0	10	19	12	21	1*	
5-6			14	0	0	0	21	35	21	35	Crit.	

b) *Holgura libre (Free float)*; es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la fecha primera de iniciación de las que inmediatamente le siguen:

c) *Holgura independiente (Independent float)*; es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la fecha última de las que le preceden, y la primera de las que le siguen:

Conviene observar que en la anotación americana se usa:

E = *Earliest*, en vez de fecha primera — P y

L = *Latest*, para la fecha última — U

Tanto la holgura libre como la independiente siempre deben ser menores o iguales a la holgura total.

En muchas ocasiones la holgura independiente puede ser negativa, esto nos indica que para conservar la fecha primera de iniciación de las que inmediatamente le siguen, si la actividad se inicia en su fecha última, tendremos que acortar la dura-

ción. Por lo que respecta al uso de las holguras es muy peligroso permitir que una actividad utilice toda la holgura total, ya que si así sucede todas las actividades que inmediatamente le siguen automáticamente se vuelven críticas. Esto no sucede en el caso de las holguras libres o independientes que se pueden usar completamente sin afectar la terminación total del proyecto, por definición.

Por lo que respecta a las actividades críticas, cualquier atraso afecta la terminación total, y cualquier adelanto produce una ganancia en la terminación. Cuando se trata de acortar la duración total, bastará con acortar alguna o algunas de las actividades críticas; hasta una cantidad igual a la holgura total más corta de las actividades no críticas.

En el ejemplo la ruta crítica hasta el nudo 5 se podrá acortar 2 unidades, sin afectar la duración de las actividades no críticas, logrando de esta manera una duración total de 33 unidades, pero se vuelve crítica la actividad 4-5 y la holgura total de la 0-4 se disminuye en dos unidades.

Si el acortamiento se hace en la actividad 3-5, la holgura total de la 1-3 no se afecta, pero si se hace antes del nudo 3, la holgura total de la 1-3 se disminuye una cantidad igual a la cantidad acortada hasta ese nudo.

Las holguras son para usarse, pero teniendo cuidado de no sobrepasarlas, ya que la innovación que presenta el método, es precisamente el conocer cuáles actividades son críticas, y cuáles no lo son, y el margen u holgura de que se puede disponer en estas últimas; de esta manera se podrá hacer una programación en fechas, lógica, racional, y sobre todo, económica, ya que se tiene la facilidad de poder hacer una repartición adecuada de los recursos disponibles. También el control del trabajo se podrá hacer más eficientemente, sabiendo que las actividades no críticas tienen un determinado margen de retraso sin afectar tanto la terminación total, como las iniciaciones de las que inmediatamente siguen, dependiendo de la holgura de que se quiera disponer. Así, si en el desarrollo del trabajo se prevé un atraso que afecte a la terminación se pueden tomar las providencias necesarias acortando alguna o algunas de las actividades que siguen, pudiendo escoger con bastante anticipación las más adecuadas.

6. Análisis de los resultados.

Después de haber obtenido el tiempo de duración total del proyecto se deberá analizar si está dentro del plazo prefijado para su ejecución; de no suceder así, se deberá modificar el plan de trabajo.

Esta modificación puede ser de dos formas:

- a) Modificación de secuencias.
- b) Modificación de la duración de las actividades.

La modificación no deberá ser forzosamente en todas las actividades, en muchas ocasiones bastará que se haga solamente en aquellas que están dentro de la ruta crítica, con una pequeña variación de la secuencia o de los tiempos, logrando de esta manera obtener la duración total deseada. Por consiguiente, se deberá volver a hacer el cálculo de la ruta crítica y sus holguras correspondientes, para poder establecer el nuevo programa de operación que deberá ser con el que se trabaje.

La forma más adecuada de hacer la reducción de tiempos, es referirla a su costo directo. Sabemos que al disminuir el tiempo de duración de una ac-

tividad que está realizándose en condiciones normales de trabajo, el costo directo aumenta, pues será necesario usar más equipo, trabajar tiempo extra, etc. Este acortamiento no lo podremos hacer de un modo indefinido, tendrá un límite cuando al tratar de disminuir más el tiempo, el costo directo tienda a ser infinito, y esto es lógico, pues el caso extremo sería tratar de hacer la actividad en un tiempo cero, lo que es totalmente imposible.

El costo directo con respecto al tiempo lo podemos representar por medio de la siguiente gráfica, que tiene los siguientes puntos característicos.

A un tiempo normal, o sea cuando se está trabajando en condiciones normales, le corresponderá un cierto costo normal; pero al ir disminuyendo el tiempo, el costo irá aumentando, hasta llegar a un cierto punto que es el tiempo límite, al cual le corresponde un costo mayor que el normal, llamado costo límite, a partir del cual tiende a hacerse infinito.

Al cociente que resulta de dividir la diferencia de costos entre la diferencia de tiempos lo llamaremos Pendiente de Costos.

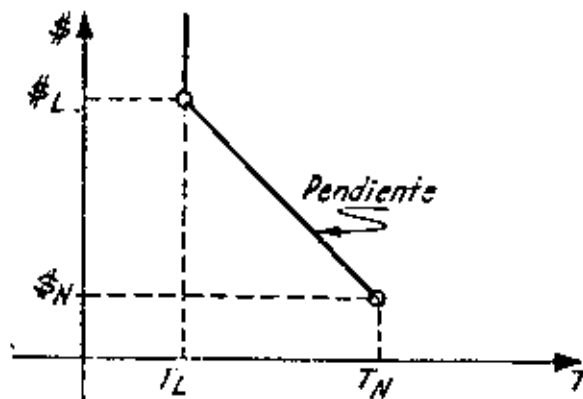


FIGURA 10

De acuerdo con las ideas antes expresadas, si tratamos de acortar la duración de alguna o algunas de las actividades, se deberá hacer en aquellas cuya pendiente de costos sea menor, ya que de esta manera podremos lograr un mayor acortamiento, con un menor incremento de costo. Así, si tenemos una actividad cuya pendiente de costos sea de \$1,000/día y otra de \$200/día, el acortamiento lo debemos hacer en la segunda, ya que por cada día de acortamiento de la primera, podremos acortar cinco días la segunda.

En el siguiente capítulo veremos un procedimiento que nos permita hacer el mayor acortamiento del tiempo, con el menor incremento del costo, basado en la teoría de Fulkerson para obtener el flujo a través de una red.

DIBUJO DEL DIAGRAMA DE BARRAS O DE GANTT

Con la tabla de tiempos obtenida conforme se indicó en el capítulo anterior, se puede fácilmente obtener el diagrama de barras usado comúnmen-

te para hacer la programación de trabajos; pero con la ventaja de que está obtenido de una planeación correctamente establecida, y representada gráficamente con el diagrama de flechas.

En este diagrama de barras quedarán representadas con barra llena las actividades críticas, y con barra aciurrada, las no críticas, las holguras se pueden representar con barras en blanco, a continuación de las actividades no críticas.

En seguida se muestra en diagrama de barras, el programa de la Fig. 17 que está de acuerdo con la tabla de la pág. 97.

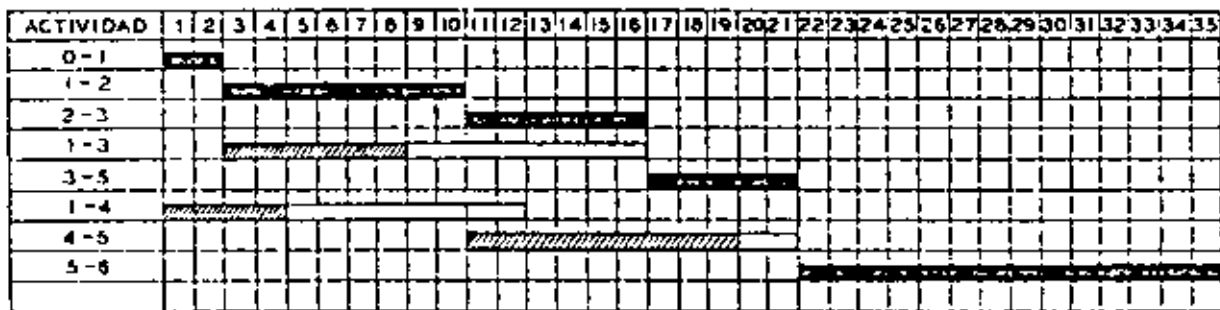


FIGURA 18 bis

Las actividades no críticas quedan dibujadas, en el diagrama de barras en su fecha primera de realización con objeto de mostrar gráficamente las holguras y poder disponer de ellas según se necesite, tomando en cuenta que al disponer de una parte de la holgura total, esta cantidad se disminuirá en las holguras totales de todas las actividades que inmediatamente le siguen, hasta llegar a un nudo crítico, a partir del cual la holgura total se vuelve cero.

Repartición de recursos, haciendo uso de las holguras

Para hacer una repartición de recursos, se debe hacer uso de las holguras de las actividades no críticas de tal manera que no se llegue a una solución desbalanceada de los recursos. Se deberá procurar por el contrario que los trabajos se inicien con re-

ursos bajos y posteriormente suban a un máximo, económicamente determinado, para volver a disminuir, al finalizar el proyecto.

El decir recursos, significa elementos de trabajo, ya sean obreros, equipo, inversiones, etc., que deberán estar de acuerdo con los ingresos y egresos a la obra. En muchas ocasiones se llegan a presentar situaciones de falta de fondos en un momento dado. Esto es debido principalmente a que se tienen concentraciones de inversiones muy fuertes, que sobrepasan a la cantidad presupuestada. Si se hace una repartición lógica de recursos de acuerdo con las holguras disponibles, es muy posible llegar a prever anticipadamente la cantidad de recursos requeridos, así como también cuando éstos sobran en la obra, sobre todo por lo que se refiere a equipos o gente.

Veamos un ejemplo con repartición de recursos haciendo uso de las holguras.

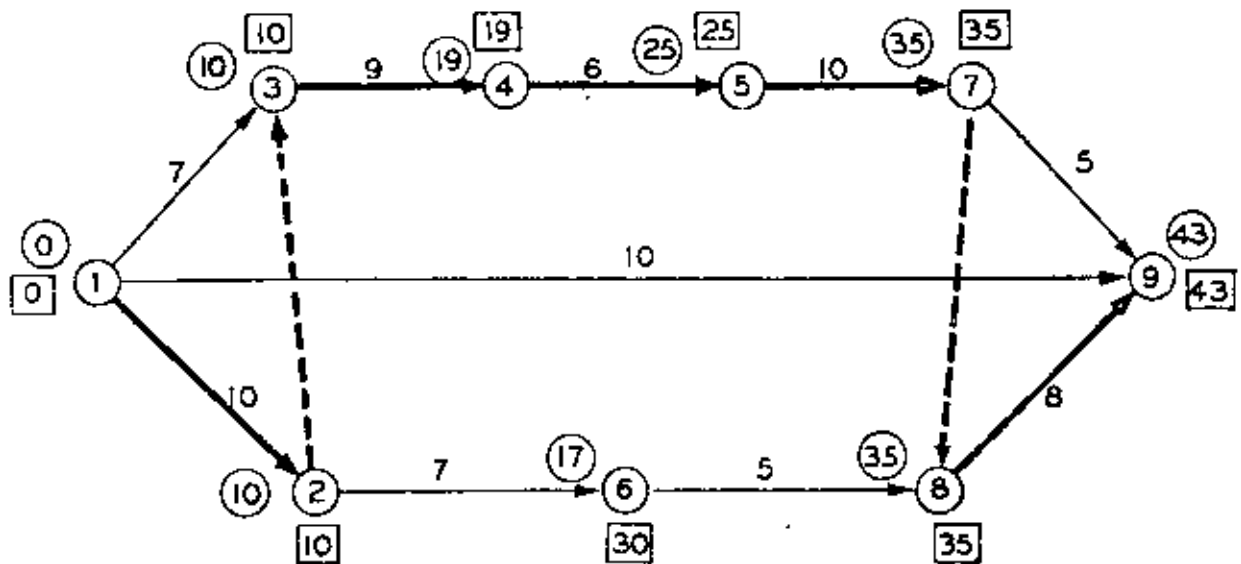


FIGURA 19

La tabla de tiempos quedará:

Actividad	EQUIPO	Personal	Duración	H. T.	FECHA PRIMERA		FECHA ULTIMA		Grado de importancia
					Inic.	Term.	Inic.	Term.	
1-2		5	10	0	10	0	10	1*	
1-3		4	7	3	7	3	10	1*	
3-4	Pala	2	9	0	10	10	19	1*	
4-5		7	6	0	19	19	25	1*	
2-6	Pala	2	7	13	10	17	23	2*	
5-7		4	10	0	25	25	35	1*	
6-8		3	5	13	17	22	30	2*	
7-9		4	5	3	35	38	43	1*	
8-9		5	8	0	35	43	43	1*	
1-9		7	10	33	0	10	33	3*	

Para hacer una repartición adecuada, se hará primero la programación de las actividades críticas y posteriormente las no críticas en orden de importancia o sea primero las que tengan una holgura total más pequeña y luego, sucesivamente según vayan creciendo las holguras.

Analizando la tabla de tiempos se ve que las actividades 3-4 y 2-6 requieren una pala cada una, y que principian en la misma fecha; pero la 3-4 es crítica y la 2-6 no es crítica.

Suponiendo que sólo se dispone de una pala, primero se utilizará en la 3-4 y se analizará si la actividad 2-6 se puede retrasar 9 días; como tiene una holgura total de 13 días, si es factible iniciarla el día 19 para terminarla el 26, quedándole todavía 4 días de holgura total; la holgura total de la que inmediatamente le sigue, la 6-8, se disminuirá también para quedar en 4 días.

La tabla de tiempos correspondientes a estas tres actividades quedará:

Act.	Equipo	Brigada	Durac. i	H. T.	Primera		Ultima	
					I	T	I	T
3-4	Pala	2	9	0	10	19	10	19
2-6	Pala	2	7	4	19	26	23	30
6-8		3	5	4	26	29	30	35

De acuerdo con estos datos, como equipo total se necesita sólo una pala, que hará primero el trabajo de la actividad 3-4 y luego se pasará a ejecutar la actividad 2-6 sin modificar la secuela ni los tiempos de duración de cada actividad.

Así como se hizo la repartición del trabajo para el caso particular de la pala en el ejemplo anterior, se puede hacer una distribución de las brigadas de obreros, de las inversiones mensuales, etcétera, con objeto de hacer una distribución más económica y racional.

Este sistema de repartición de recursos es igual al comúnmente usado, con el sistema tradicional de barras, pero con la ventaja de que ahora se puede disponer de la movilidad debida a las holguras en las actividades no críticas, y de que si en ocasiones se tuvieran fuertes concentraciones de recursos, se puede aumentar la duración de actividades no críticas, disminuyendo la cantidad de recursos en alguna de ellas, con el objeto de disminuir la concentración, siempre y cuando no se sobrepasen las holguras totales.

También puede suceder que al hacer repartición de recursos sea necesario que alguna actividad disponga de su holgura total convirtiéndose en crítica. En realidad esta situación no presenta ningún impedimento, solamente aumentará el número de actividades críticas que se deberán vigilar con el 100% de atención, por lo que respecta al tiempo, para no producir un atraso en la terminación total del proyecto. Asimismo todas las actividades que siguen a aquella que se volvió crítica serán también críticas pues la holgura total se anula; por lo que es muy conveniente, de ser posible, que se procure que esa actividad, de la que se dispuso de toda su holgura total, sea una de las que lleguen a un nudo crítico, de esta manera sólo ella se volverá crítica ya que no afecta a ninguna otra.

En el ejemplo anterior las actividades 6-8, ó 7-9 serán las más convenientes de pasarse a críticas, si la repartición de recursos así lo requiere, pues al

disponer de su holgura total no afectan a ninguna otra.

Forma de introducir los días no laborables y fechas límite al elaborar el programa con fechas calendario.

Una forma conveniente de introducir los días no laborables al programa con fechas de calendario, cuando la valuación de tiempos se ha hecho en tiempo efectivo de trabajo, es contar los días sucesivos sin los días no laborables; así si el trabajo se inicia en lunes, el sexto día efectivo será el sábado, y el séptimo día será el siguiente lunes, y así sucesivamente.

Cuando el programa abarca varios meses y aún más de un año, se puede considerar que en un mes de calendario, se trabaja un promedio de 25 días efectivos; eso dependerá de las condiciones propias de cada caso particular, pero para un primer programa general de trabajos, la aproximación que se puede obtener, es suficiente.

Cuando se tiene un límite de tiempo forzado para terminar una parte del proyecto, o cuando por condiciones especiales existe un cierto lapso de tiempo durante el año, en que no es posible trabajar en una parte del proyecto, como puede ser el caso de temporada de crecientes que impiden trabajar en el lecho de un río, se pueden tomar algunas de las siguientes decisiones si al elaborar el programa calendario ciertas actividades caen dentro de ese lapso:

a) Acortar esa parte del proyecto de tal manera que los trabajos se ejecuten antes del límite de tiempo como puede ser el caso de la terminación de un vertedor, en el que es factible que las crecientes pasen por él y no convenga que esto suceda cuando esté parcialmente terminado. Se deberán acelerar algunos trabajos de manera que se esté en posibilidad de cumplir esa restricción, o sea que se analizará una ruta crítica parcial limitada.

b) Posponer la fecha de iniciación de una parte de las actividades que no puedan suspenderse, para ejecutarlas tan pronto se termine el periodo de tiempo en que no sea posible trabajar.

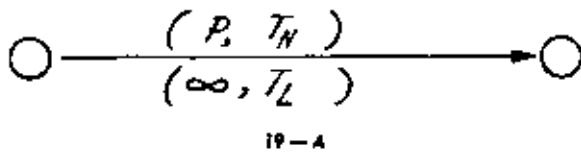
7. Compresión de Tiempos en Juncción del Costo.

Como se vio en el capítulo anterior cuando se trata de comprimir la duración total del proyecto, se deberán reducir las duraciones de las actividades críticas; y de éstas, las que tengan una pendiente de costo menor, pues de esta manera se logra

acortar la duración total, con un incremento de costo lo más bajo posible.

Existe un procedimiento que nos permite obtener el máximo acortamiento con el mínimo incremento en el costo, que está basado en la teoría para encontrar el flujo a través de una red, de D. R. Fulkerson. La teoría matemática es bastante complicada, pero en estos apuntes se indicará cuál es el procedimiento empleado para el cálculo manual.

Para esto, recordando que de la curva de costos mostrada en el capítulo anterior se puede obtener la pendiente de costos, en el diagrama de flechas se expresa de la siguiente manera:



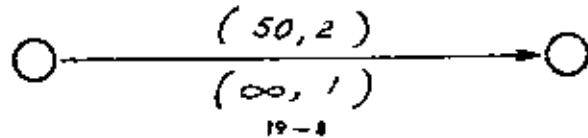
En la parte superior se indica que a partir del tiempo normal T_N , se inicia la curva con una determinada pendiente p , y en la parte inferior de la flecha se indica que a partir del tiempo límite T_L , la pendiente se convierte en infinita.

Así, si para una actividad tenemos:

- Tiempo Normal 2,
- Tiempo Límite 1
- Costo Normal 200
- Costo Límite 250

$$\text{Pendiente} = \frac{250 - 200}{2 - 1} = 50$$

Quedará representado como sigue:

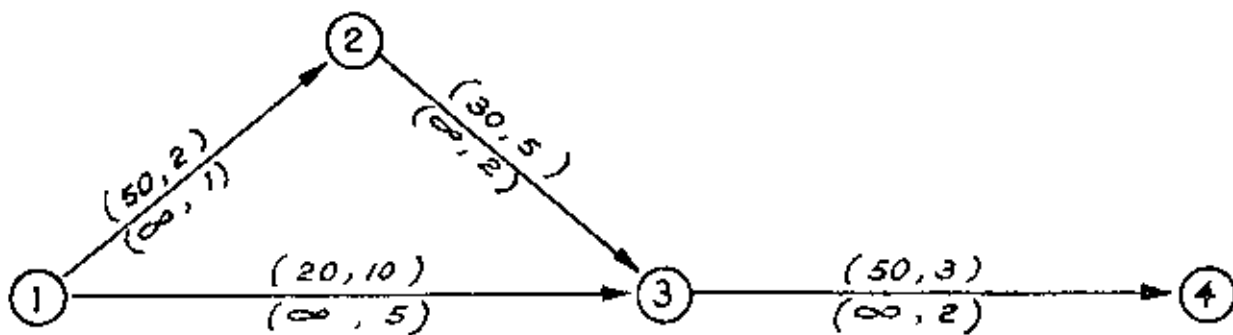


Para poder comprender el procedimiento se considera que la actividad está formada por dos tubos, el superior con una capacidad igual a su pendiente de costos y el inferior con una capacidad infinita, y que el flujo se efectúa primero por la rama superior hasta llegar a su capacidad, y posteriormente el flujo pasará por la rama inferior, con capacidad infinita. En el primer caso, el tiempo empleado será el correspondiente al tiempo normal, y en el segundo caso el tiempo empleado estará comprendido entre el tiempo normal y el tiempo límite.

Vamos a considerar el siguiente ejemplo:

	ACTIVIDAD	\$ _N	\$ _L	T _N	T _L	Pendiente
1-2	Excavar zanja.....	200	250	2	1	50
2-3	Preparar el fondo.....	500	500	5	2	30
1-3	Fabricación y transporte tubo.....	1 000	1 100	10	5	20
3-4	Colocar el tubo.....	300	350	3	2	50

En el diagrama siguiente quedan representadas sobre cada flecha las pendientes de costo correspondientes como se indica en la Fig. 20 A.



El problema consiste en obtener el flujo que pasa a través de la ruta más larga. Inicialmente el flujo se hará en el sentido de las flechas.

Para esto se coloca una etiqueta sobre cada nudo $T(i,p)$, siendo: T el tiempo primero de iniciación, de igual manera que cuando se obtiene ruta crítica, i el nudo de donde viene el flujo, p la pendiente o flujo que llega al nudo, del nudo anterior, que servirá para referencias futuras.

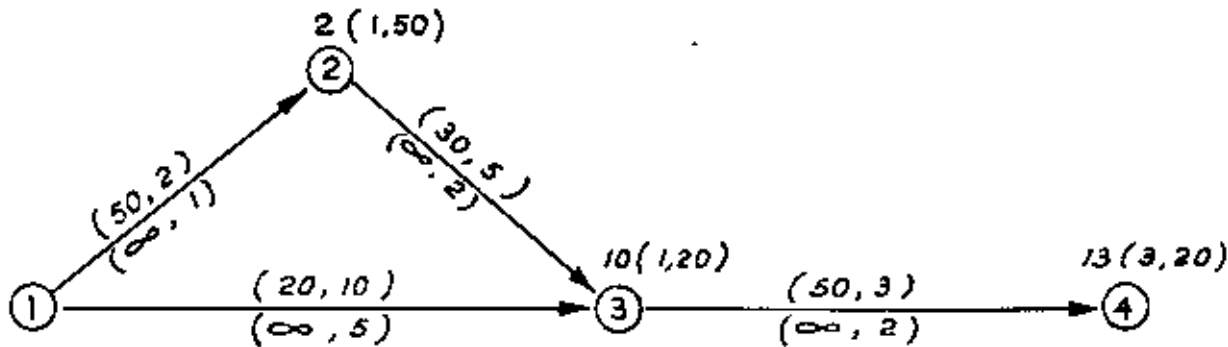
El nudo 1 es el de origen y se supone que sale de él un flujo infinito, el tiempo de iniciación será cero.

El nudo 2 quedará etiquetado como se indica en la Fig. 20 B, ya que primero se debe utilizar el

tiempo mayor. La etiqueta quedará $2(1,50)$ que se lee: a un tiempo de 2 viniendo del nudo 1 pasará un gasto de 50 que es la capacidad de la rama superior.

Al pasar al nudo 3 se ve que hay 2 caminos para llegar a él, pero el tiempo más largo llega por la actividad 1-3 que es de 10 días, por lo que la etiqueta será $10(1,20)$ siendo 20 la capacidad de la rama superior de la actividad 1-3.

Finalmente la etiqueta del nudo 4 será $13(3,20)$ ya que aun cuando la capacidad de la actividad 3-4 es de 50, sólo pueden pasar 20, que es la que sale del nudo 3.



20 - 6

Las etiquetas en los nudos nos indican de cuál nudo viene el flujo y cuál es el tiempo máximo de duración, o sea nos indica la ruta crítica que será la 1-3-4.

Las duraciones de las actividades que hacen que el proyecto tenga una duración total de 13 días, se colocan como se indica en la tabla al final del ejemplo. El flujo total que pasa a través de la red que es de 20 se coloca sobre las actividades que

marcan la duración total, así la etiqueta del nudo 4 indica que el flujo viene del nudo 3 con capacidad de 20 que se coloca en una entrada en un círculo, en la rama superior junto a la etiqueta de la actividad pues todavía no se satura su capacidad. La etiqueta del nudo 3 indica que el flujo de 20 viene del nudo 1, que se coloca junto a la etiqueta de la actividad 1-3 en círculo. Se borran las etiquetas de los nudos quedando el diagrama como se indica en la Fig. 21.

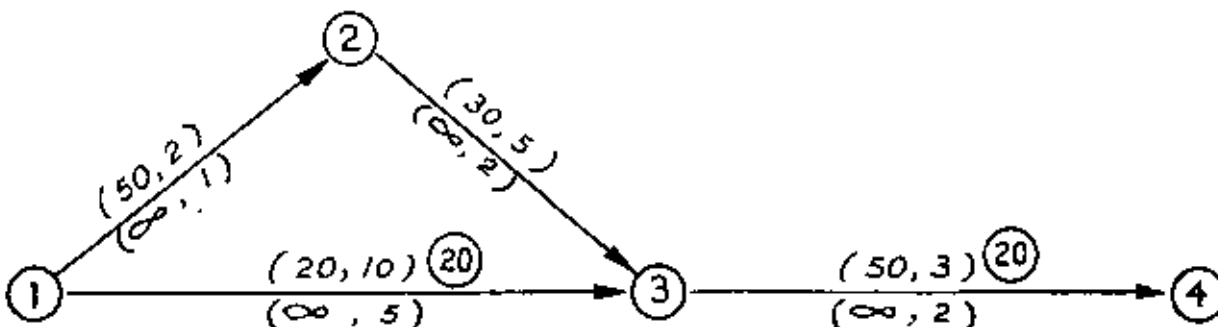


FIGURA 21

La capacidad del diagrama queda como sigue:

La actividad 1-3 podrá pasar un flujo de capacidad infinita en un tiempo de 5, pues ya se saturó su capacidad normal; la actividad 3-4 tendrá una capacidad de 50 menos 20, o sea 30 unidades de flujo en un tiempo de 3, más un flujo infinito en un tiempo de 2.

De acuerdo con estas nuevas capacidades, se vuelven a etiquetar los nudos como en el paso anterior. El nudo 2 queda etiquetado 2(1,50) como antes. El nudo 3 queda etiquetado 7(2,30), ya que la duración de la 1-3 es ahora de 5 por haberse saturado su capacidad normal. El nudo 4 por lo tanto queda etiquetado como 10(3,30). Las nuevas etiquetas quedan mostradas en la Fig. 22.

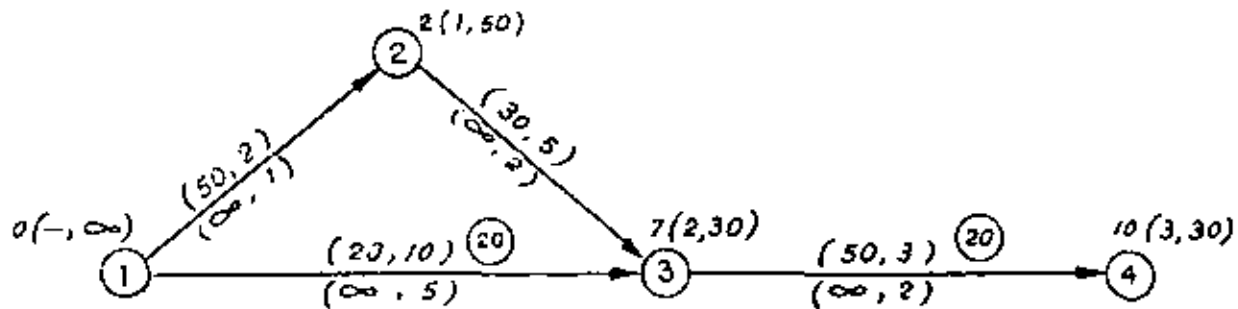


FIGURA 22

La Fig. 22 indica que la nueva duración total es de 10 días, y esto se logra haciendo que la actividad 1-3 tenga una duración de 7 días, quedando los demás con el mismo tiempo de duración normal, como aparece en la tabla; el flujo total que pasa por la red será de 50 ya que en el paso

anterior era de 20 y en este paso, de 30. Las etiquetas de los nudos indican de cuál viene el flujo, que se coloca en la rama correspondiente sumándole el flujo anterior en caso de que exista. El diagrama queda como se muestra en la Fig. 23, en la que se borran las etiquetas.

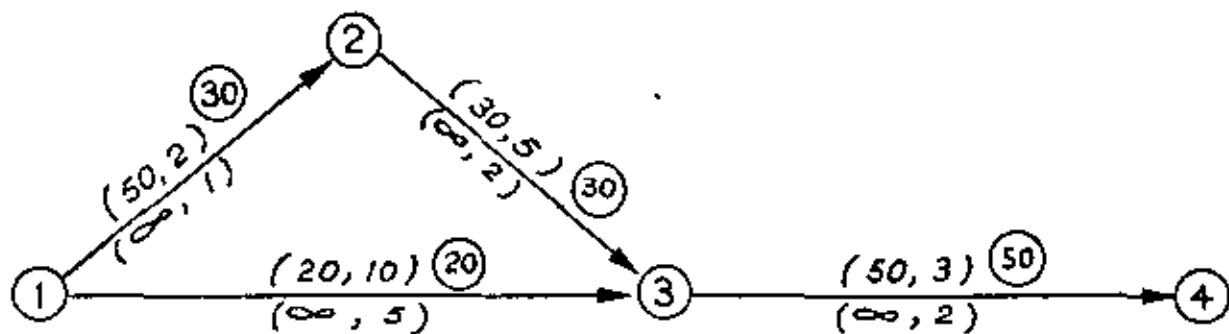


FIGURA 23

Etiquetando nuevamente los nudos, de acuerdo con la Fig. 23, el resultado queda representado en la Fig. 24.

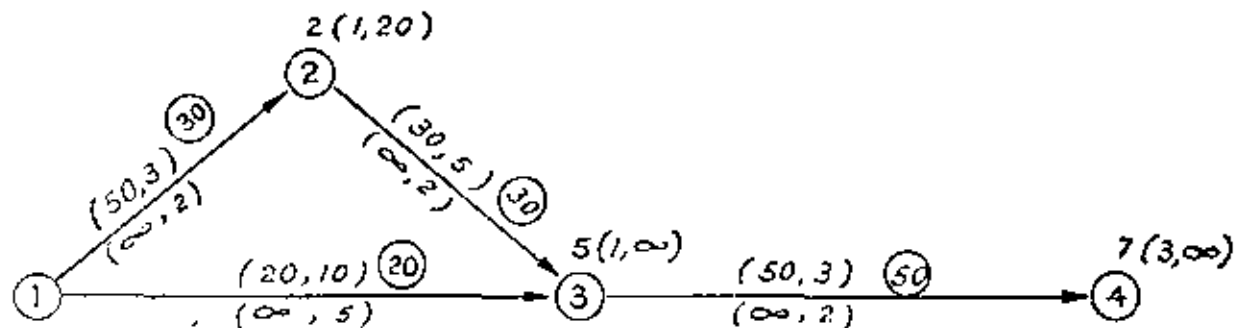


FIGURA 24

De la Fig. 24 se concluye que la duración total ahora es de 7 días, que se logrará de la manera más económica, haciendo la actividad 1-2 en 2 días, la actividad 1-3 en 5 días, la actividad 2-3 en 3 días y la actividad 3-4 en 2 días. Los resultados se muestran en la tabla. El proceso se termina cuando pasa un flujo infinito por toda la red, hasta el nudo final.

Tiempo Durac. Prop.			
Act.	13	10	7
1-2	2	2	2
2-3	5	5	3
1-3	10	7	5
3-4	3	3	2
FLUJO TOTAL	20	50	∞/∞

El costo total para 13 días será la suma de costos normales de todas las actividades que es de \$ 2,000. El costo por día de acortamiento de 13 a 10 días será igual al Flujo Total, para 13, que es de \$20/día por lo que el costo total aumentará a \$2,060. De 10 a 7 días se tiene un flujo de \$50/día, luego el costo total para 7 días será de \$ 2,210. Esto se puede comprobar sumándole al costo total para la duración normal, el costo de las actividades acortadas. Así, para 10 días de duración la actividad 1-3 se acortó de 10 a 7, o sea 3 días, la pendiente de costos de esta actividad es de \$ 20/día, o sea que habrá un incremento de \$ 60. Para 7 días de duración total, la actividad 2-3 se acortó 2 días, la 1-3, 5 días, y la 3-4, 1 día, lo que multiplicado por sus respectivos costos nos dará un incremento de \$ 210 en total.

La curva de costo directo queda representada en la Fig. 25.

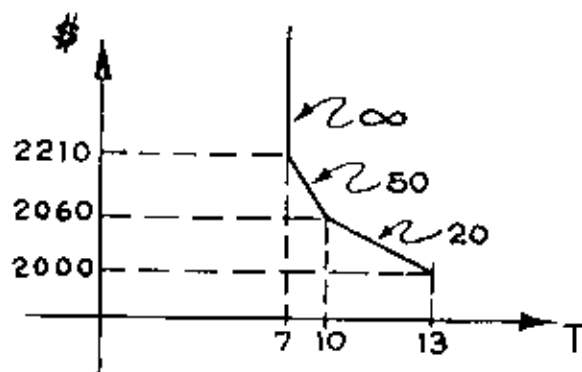


FIGURA 25

Si a esta curva de Costo Directo se le suma la de Costo Indirecto obtendremos la de Costo Total, que indica la duración para la cual el costo total es mínimo.

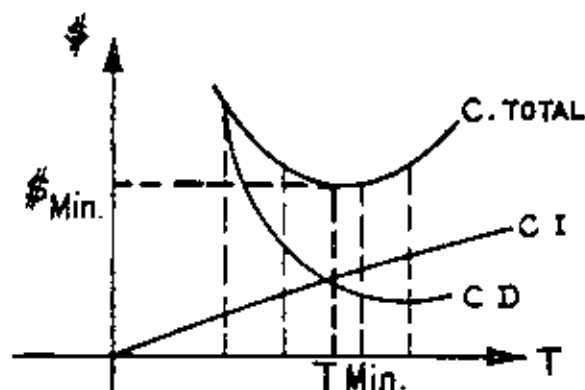


FIGURA 26

Las reglas a seguir en el cálculo manual del flujo a través de una red, para obtener el mínimo incremento de costo, se pueden resumir después de elaborar el diagrama, representando en cada flecha la pendiente de costo como se indica en párrafos anteriores, a saber:

1. Supóngase que el diagrama de flechas está constituido por tubos, con una determinada capacidad de gasto que se puede transportar en un determinado tiempo, indicado por las etiquetas en las flechas. Así (a, b) significa que una capacidad a se puede transportar en un cierto tiempo b .

2. Considérese cada nudo en turno, determinando el tiempo más largo para llegar a él, que transportara la capacidad que es acarreada en ese tiempo. Muéstrese esta información en el diagrama etiquetando el nudo, con el siguiente tipo de etiqueta:

$T(i, p)$: en donde T es el tiempo empleado para llegar al nudo, i es el nudo de donde proviene ese tiempo, y p es la capacidad acarreada en ese tiempo. Continúe de esta manera hasta llegar al nudo final etiquetándolo. En esta última etiqueta queda mostrado el tiempo de duración total que pasó a través de la red.

3. Colóquense en una tabla los tiempos de duración de cada actividad para que el proyecto tenga la duración total indicada en el último nudo.

4. Calcúlese el incremento de costo correspondiente al tiempo de terminación de las dos siguientes maneras:

a) El incremento de costo será igual: al flujo total correspondiente a la duración del paso anterior,

multiplicado por la diferencia de tiempos de la duración anterior menos el de la duración del paso analizado.

b) Como comprobación del punto a), el incremento de costo, correspondiente a la duración analizada, será igual a la suma de incremento de costo de cada actividad, que se obtiene multiplicando la diferencia de duraciones entre la duración normal y la duración necesaria de esa actividad para que el proceso tenga una duración igual a la total, por la pendiente de costo de cada actividad.

Si los pasos a) y b) no checan, se cometió un error al etiquetar los nudos, o al obtener la duración de cada actividad, por lo que se debe revisar el proceso.

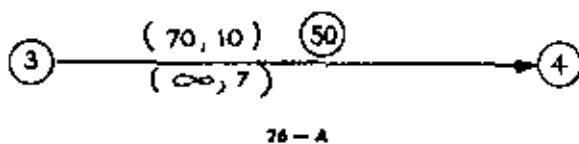
5. Redúzcase la capacidad de la red, en la misma cantidad que llega al nudo final. Esto se puede hacer fácilmente regresando desde el nudo final. El nudo final indica la capacidad total acarreada, y cada nudo indica de qué nudo anterior viene esa capacidad.

6. Bórrense las etiquetas de los nudos.

7. Repítase el proceso hasta que llegue al nudo final una capacidad infinita, con lo cual termina el proceso.

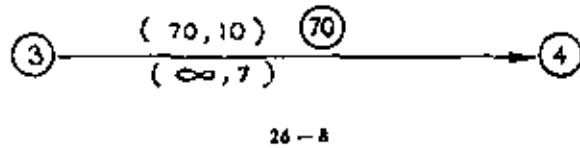
Se pueden presentar 3 casos al ejecutar el proceso.

a) Cuando la capacidad normal no ha sido agotada.



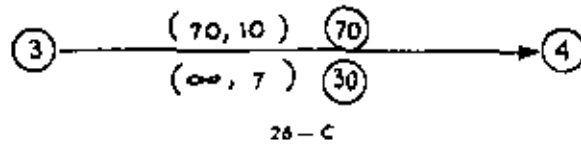
Todavía resta una capacidad normal de 20 en un tiempo de 10.

b) Cuando la capacidad total ha sido agotada.



El tiempo de duración puede estar comprendido entre 10 y 7.

c) La capacidad normal ha sido agotada y el flujo pasa por la rama inferior.



En este caso la duración de la actividad será de 7 días.

Cuando se presenta una situación similar al caso b), se puede hacer uso de un flujo invertido. La forma de hacerlo es que al etiquetar el nudo correspondiente a esa actividad, se pone una interrogación, y al llegar al nudo final, si el flujo que llega al final no pasa por esa actividad, se obtiene la duración que deba tener esa actividad para que toda la ruta tenga un tiempo igual a la duración total, o sea, que se obliga a que esa ruta sea también crítica.

Para comprenderlo mejor, considérese el siguiente ejemplo:

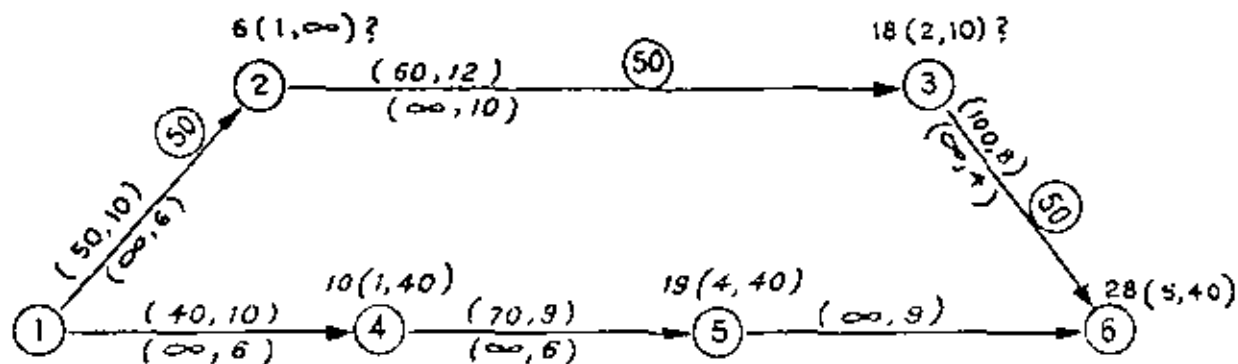
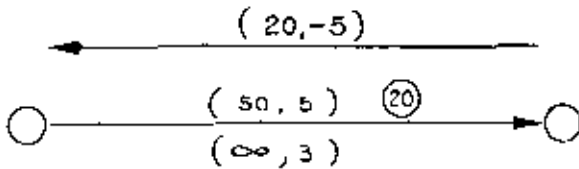


FIGURA 27

La única actividad del grupo *b*) en la Fig. 27 es la 1-2, la etiqueta del nudo 2 se pone con interrogación, así como la del nudo 3, puesto que 3 proviene de 2.

Checando con flujo contrario vemos que el nudo 3 puede etiquetarse 20(8,50) y que el nudo 2 queda 8(3,50). Si se sigue este procedimiento es muy fácil encontrar el resultado cuando ocurre un flujo contrario. Así vemos que la actividad 1-2 se puede hacer en 8 días, habiendo logrado un acortamiento sólo de 2 y no de 4, si la duración fuera de 6 como originalmente se había etiquetado.

Para poder ejecutar el flujo contrario hay que tener en cuenta que si una actividad ha tenido un flujo previo de *a* en un tiempo *b* podrá tener un flujo contrario de *a* en un tiempo *b*.



Con este procedimiento se puede presentar el flujo en ambos sentidos, con objeto de poder determinar el tiempo más largo que llega al nudo, independientemente del sentido de las flechas del diagrama. Bastará con hacer la consideración del párrafo anterior.

Así en la Fig. 27 el camino que nos determina el tiempo mayor del nudo 2 será el 1-4-5-6-3-2 y no el 1-2.

Para dejar en claro este concepto analizamos el siguiente ejemplo.

Nota: la etiqueta del nudo 2 en la Fig. 28.5 es incorrecta, debe decir 1(1,00), y no 4(1,00).

Nótese que en la Fig. 28.5 en el nudo 4 se tiene doble etiqueta, puesto que a él se llega en el mismo tiempo, por dos caminos, que son el 2-4, y el 13-4, por lo que el flujo total será la suma de los dos flujos, o sea, 20, así que al efectuar el regreso del flujo, se debe hacer por ambos caminos.

8. Revisión y Control del Programa.

Para muchas personas, la aplicación del método, consiste solamente en determinar la Ruta Crítica y definir las actividades no críticas, pero en realidad, se puede considerar que éste es solamente el primer paso del proceso, puesto que para obtener re-

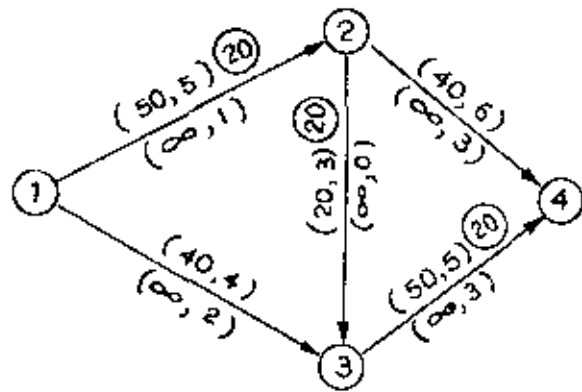


FIGURA 28

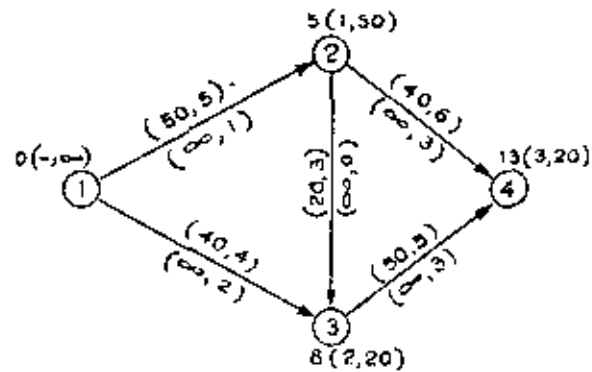


FIGURA 28.1-1er. Paso.

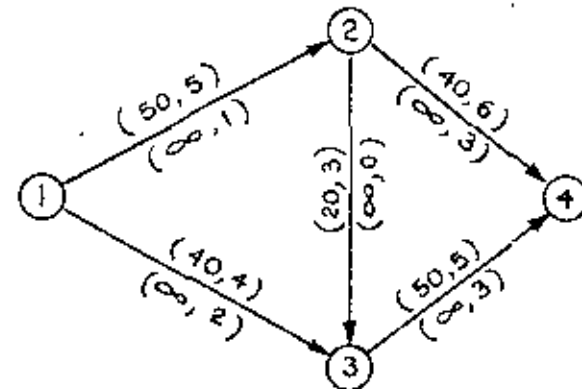


FIGURA 28.2-2º Paso.

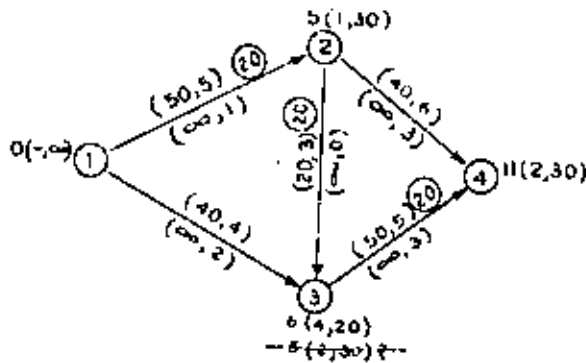


FIGURA 28.3.3er. Paso.

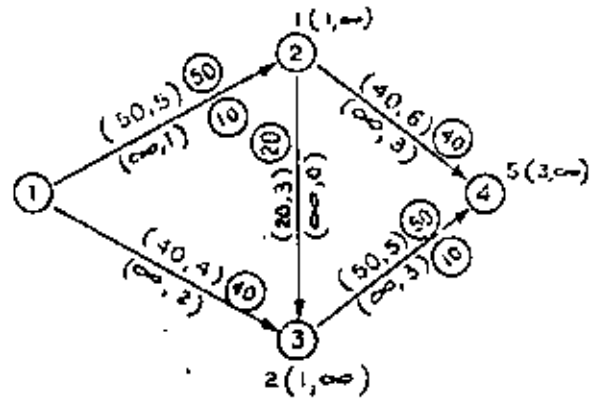


FIGURA 28.4.4º Paso final.

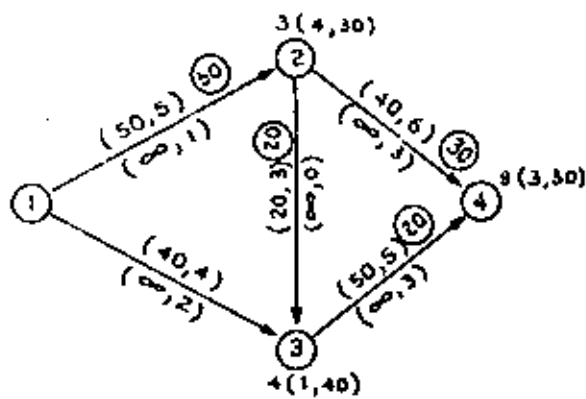


FIGURA 28.4.4º Paso

Act. \ Tiempo Durac. Proc.	13	11	9	7	5
1-2	5	5	3	1	1
2-3	3	1	1	3	1
1-3	4	4	4	4	4
2-4	6	6	6	6	4
3-4	5	5	5	3	3
FLUJO TOTAL	80	60	80	100	∞

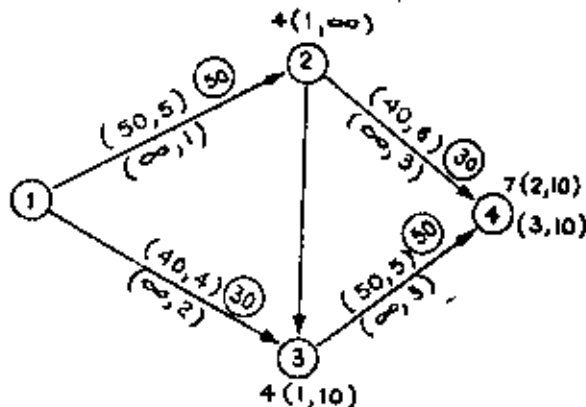


FIGURA 28.5.3º Paso.

sultados que sean realmente útiles, es necesario considerar que el sistema es y debe ser un método dinámico, o sea que siempre debe estar vivo, por medio de un control adecuado de su ejecución, ya que de esta manera se podrán checar las estimaciones que originalmente se hicieron, tanto al determinar las secuencias, como al valor los tiempos y costos correspondientes, para ir poniendo al día el programa, por medio de reportes elaborados adecuadamente.

Existen varios procedimientos para elaborar estos reportes, que dependerán básicamente del tipo de trabajo que se esté ejecutando. Aquí en seguida se expondrá uno de ellos que puede ser de utilidad.

Si se representa por medio de una gráfica la forma en que se desarrolla una actividad, se podrá observar que sigue una forma similar a la mostrada en la Fig. 29.

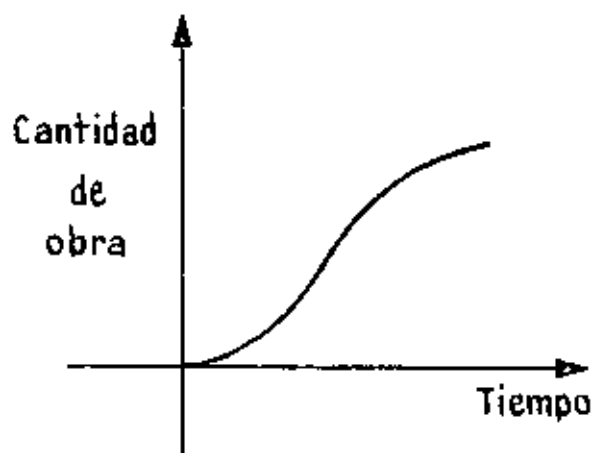


FIGURA 29

Al inicio, la pendiente es normalmente suave debido a los preparativos, entrenamiento de equipo, de personal, etc.

Al ir aumentando el tiempo la pendiente va creciendo hasta llegar a un determinado momento en que empieza a decrecer. Esto puede ser debido a muchos factores, como el retiro parcial de equipo o de gente.

Esta curva podrá ser variable, dependiendo del tipo de actividad de que se trate, en particular. En muchas ocasiones es difícil poder determinar con precisión la forma de esta curva, pues puede depender de una cantidad considerable de factores.

Cuando no sea posible determinar con cierta facilidad la forma de la curva de avance de trabajo, para efecto de control, se puede representar en una gráfica el avance medio propuesto, como se indica en la Fig. 30.

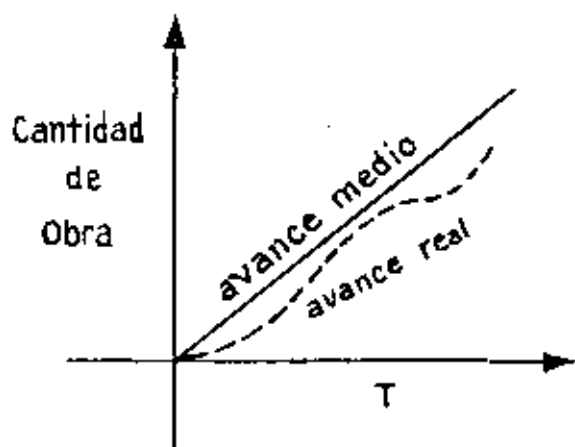


FIGURA 30

Para efectos de control, se llevará una gráfica de avances reales, superpuesta a esta gráfica de avances medios, que indicará la forma en que se está ejecutando el trabajo, ya en condiciones reales, y se puede por lo tanto, determinar en un momento dado si el avance está más o menos dentro de la previsión, teniendo en cuenta que se deberá obtener un curva similar a la indicada en la Fig. 29. De no suceder así, por ejemplo, si al 40% del tiempo la curva de avance real no tiende a subir sino que sigue con una pendiente suave, el trabajo está sufriendo un atraso, y es necesario investigar las causas por las que se está produciendo, para prever las medidas necesarias para remediarlo, con la ventaja de poder hacer una extrapolación, que aun cuando sea muy gruesa, puede dar una idea del tiempo de terminación, al seguir ejecutándose el trabajo, bajo esta condición de atraso.

Como con el método de la Ruta Crítica, se puede analizar la importancia que tiene cada actividad, con respecto al tiempo de duración total del proyecto, conociendo las holguras de cada trabajo se puede tomar una decisión adecuada, en cada caso en particular, cuando se producen atrasos, que pueden ser o no de trascendencia, de acuerdo con el grado de importancia de las actividades. Así, si una actividad sufre algún retraso, y se puede determinar de una manera gruesa, por extrapolación, el tiempo de terminación, si está dentro de su holgura bastará con verificar en cuánto se va a reducir ésta y cómo afecta esa reducción en las actividades que dependen de ella, aunque no sean inmediatas posteriores. Sabiendo cuánto afecta este retraso, se pueden tomar las medidas necesarias para remediarlo, y en caso de que no sea posible haberlo en la actividad retrasada, sí se puede prever lo que es necesario hacer en las actividades que siguen, con objeto de no volverlas críticas o semi-críticas.

Si el atraso se produce en actividades críticas, es más fácil poder tomar una decisión adecuada, disponiendo de recursos en actividades no críticas, de preferencia las de mayor holgura, para subsanar el atraso, si no en esa actividad, en cualquiera otra posterior, a la que la reducirá el tiempo de ejecución con un incremento de recursos. Aún más, si se conocen las curvas de costos directos, de las actividades que siguen, se procurará arrotar aquellas cuya pendiente de costos sea menor, aunque se aumente la duración de la actividad no crítica, de la cual se dispuso de una parte de sus recursos, sin sobrepasar la holgura total. Lo que se debe hacer, es de manera similar al caso mencionado en el párrafo anterior, o sea, se deben modificar las

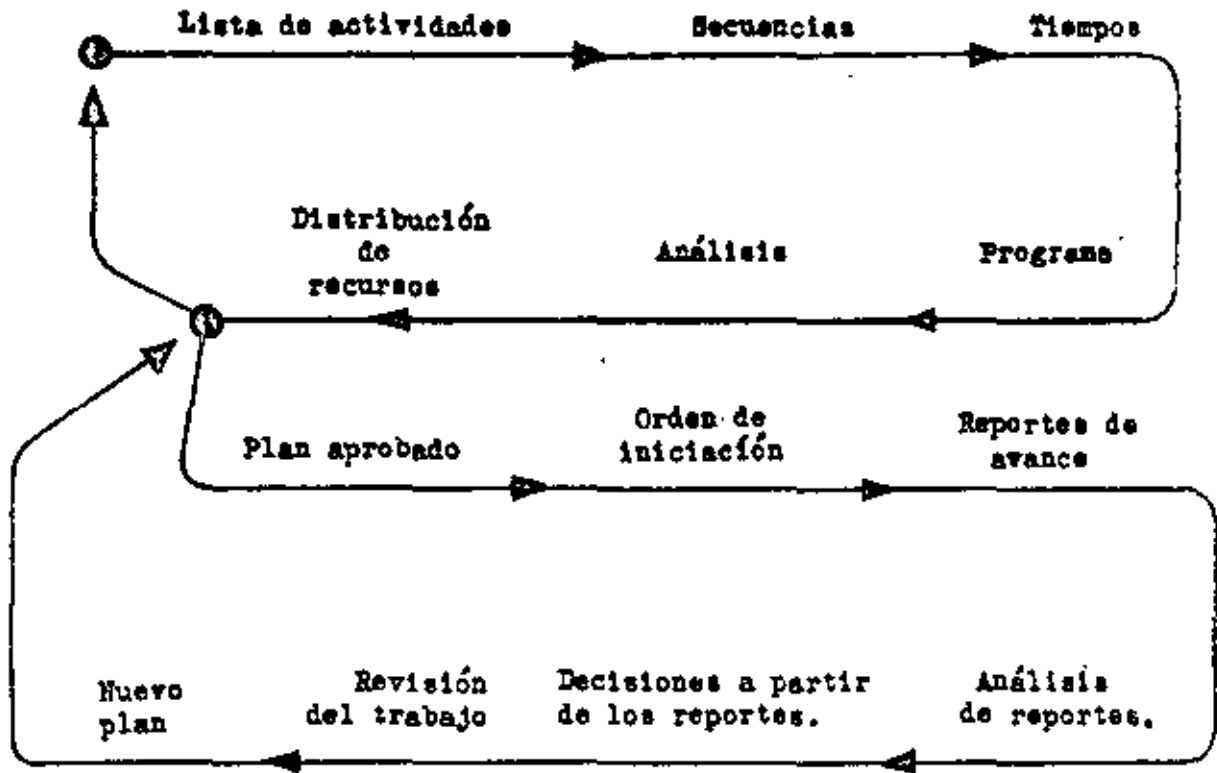
holguras de las actividades que resulten afectadas por el alargamiento en la actividad afectada.

De esta manera en muchas ocasiones se logra quitar el problema que puede provocar un atraso, sin necesidad de aumentar la cantidad de recursos disponibles en el proyecto, bastará con hacer una redistribución adecuada de los recursos disponibles, que en la mayoría de los casos son limitados, y que en caso necesario habría que importarlos a la obra dando ocasión a un atraso mayor, por la dificultad que se tendría en adquirirlos con urgencia. Esto se puede evitar haciendo un uso correcto

y racional de las holguras, y por consiguiente de los recursos disponibles.

Como se menciona al principio, para lograr resultados realmente satisfactorios, el método de la Trayectoria Crítica debe ser empleado para Planificación, Programación y Control de todas las actividades que intervienen en la realización de un proyecto, sin descuidar ninguno de estos tres aspectos que acabamos de analizar.

Este método lo podemos representar gráficamente mediante el ciclo dinámico siguiente:



9. Breve explicación del método PERT.

Como se menciona al final del Capítulo Primero existe otro método similar al de la Ruta Crítica (CMP) que tuvo su origen en la Marina de los Estados Unidos de América. Este método recibe el nombre de PERT (*Program Evaluation and Review Technique*).

La diferencia básica con el método de CPM radica en la forma de valorar los tiempos de ejecución de las actividades.

Para el CPM el tiempo de duración es uno solo, que está obtenido de la experiencia de las personas que hacen la estimación.

Para el PERT, la valuación del tiempo de ejecución de cada actividad, se hace utilizando la teoría de leyes de probabilidades. Es por lo tanto un procedimiento más realista que el CPM.

Para obtener el tiempo más probable de ejecución de cada actividad y por lo tanto, el tiempo más probable de ejecución total del proceso, se estiman, de acuerdo con datos estadísticos 3 tiempos:

El tiempo optimista es aquel tiempo más corto posible en el que la actividad puede ejecutarse.

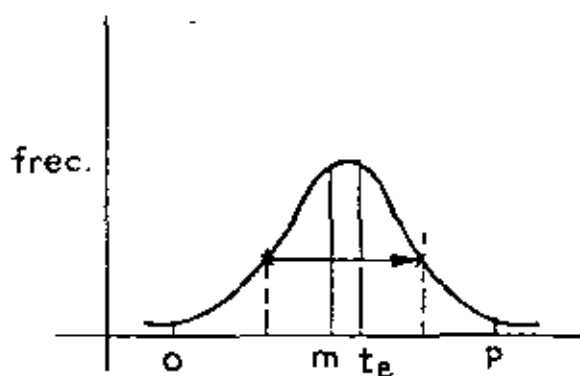
El tiempo medio, es aquel tiempo que puede ocurrir más a menudo, si la actividad se ejecuta varias

veces, exactamente en las mismas condiciones de trabajo.

Y el tiempo pesimista, es el tiempo más largo en que una actividad puede ejecutarse; puede ser aquel que se presenta una vez cada cien.

Estos tres tiempos pueden quedar representados por medio de una gráfica de frecuencias que recibe el nombre de Campana de Gauss.

En el diagrama de actividades, se deberán dibujar sobre cada flecha los tres tiempos estimados.



El tiempo más probable de ejecución de las actividades se puede obtener mediante la expresión:

$$te = \frac{o + 4m + p}{6}$$

Este es el tiempo con el que se trabaja para obtener los mismos resultados analizados en capítulos anteriores, o sea ruta crítica, y actividades no críticas con sus respectivas holguras, sólo hay que tomar muy en cuenta que los datos obtenidos corresponden a tiempos más probables de ejecución, que están sujetos a variación. Esta variación deberá estar dentro de ciertos límites dados por la expresión.

$$S = \frac{p-o}{6}$$

Que recibe el nombre de dispersión (*standard deviation*).

Si el valor de S es muy grande indicará que la estimación de los tiempos optimista y pesimista ha sido muy sobrada, y que es posible lograr un acortamiento en la duración de la actividad. Si por el contrario el valor de S es pequeño significará que

las estimaciones han sido hechas dentro de valores reales, y que no es factible hacer acortamientos de tiempo de consideración.

Por lo tanto, las actividades críticas, y las actividades no críticas producirán unas determinadas fechas, primera y última, de realización de los eventos, que serán las más probables dentro de los límites que marca la dispersión de aquellas actividades que determinan la fecha de aquéllas.

Para el método PERT es indispensable el control minucioso de la ejecución de cada actividad, así como la revisión continua del programa de trabajo.

10. Uso de computadoras electrónicas. Ventajas sobre el cálculo manual.

Como se ha visto, en el Método de la Ruta Crítica la técnica matemática no presenta problema para su manejo, pues aun cuando está basado en teorías perfectamente analizadas, se reduce a un sistema de sumas y restas que deben seguir una determinada rutina, ya sea para el análisis de Ruta Crítica, como para resolver el problema de Costos.

El problema, por lo tanto, se reduce a un problema mecánico. El cálculo manual es conveniente sin gran dificultad o posibilidad de error, en proyectos del orden de 150 a 200 actividades, o cuando por lejanía del proyecto sea difícil tener fácil acceso a computadoras electrónicas de cálculo, que solucionan el problema a grandes velocidades con la seguridad de no cometer errores.

Para tener una idea del tiempo de procesamiento, después de elaborar el diagrama y hacer las estimaciones de tiempo correspondientes, que es, y debe ser una labor netamente humana, el cálculo del programa, sin llegar a obtener el diagrama de barras, de un proyecto de 400 actividades podrá ejecutarse en unas 4 a 6 horas efectivas, con grandes posibilidades de error. En una computadora electrónica adecuada, el problema podrá ser resuelto en unos 4 minutos, y el programa de barras dado por la computadora en otros 3 o 4 minutos más.

El uso de computadoras electrónicas, para resolver problemas de Ruta Crítica, es bastante simple, ya que no es necesario elaborar las instrucciones a la máquina, pues en la mayor parte de las computadoras comerciales, existentes en México, se tienen ya las instrucciones propias, sea que se trate de CPM o de PERT.

BIBLIOGRAFIA

Las instrucciones de máquina para CPM, de las computadoras IBM recibe el nombre LESS.

Con esta gran ventaja bastará sólo con dar los siguientes datos, para perforar tarjetas o grabar cinta, de acuerdo con el tipo de computadora existente.

Los datos deberán ser:

- i) nudo inicial de la actividad.
- j) nudo final de la actividad.
- z tiempo de duración de la actividad.

Si se desea se puede dar la descripción de la actividad.

Con estos datos basta para que la computadora pueda analizarlos, y dar resultados en forma de tabla, similar a la usada en el cálculo manual.

La gran ventaja que se tiene con el uso de computadoras, es la de poder hacer el análisis de varias alternativas, hasta llegar a la solución adecuada, empleando un mínimo de tiempo, siempre y cuando las secuencias mostradas en el diagrama y los tiempos de ejecución estén correctamente estimados.

¹ KELLEY, J. E. JR. y WALKER, M. R. *Critical Path Planning and Scheduling*. Proc. Eastern Joint Computer Conference, 160-173, Boston. Diciembre 1-3, 1959.

² FULKERSON, D. R. *A Network Flow Computation for Project Cost Control Management Science*, Vol. 7, N° 2. Enero, 1961.

³ KELLEY, J. E. JR. *Critical Path Planning and Scheduling*; *Mathematical Basis Operation Research*, Vol. 9, N° 3. Mayo-Junio, 1961.

⁴ *GE 225 and CPM for Precise Project Planning*. General Electric Computer Dept. Phoenix, Arizona. Christensen Borge M.

⁵ *Publicaciones PERT*. Superintendencia de Documentos, Government Printing Office, Washington 25, D. C.

⁶ *Manual de Información General de PERT*. IBM.

⁷ *Aplicando el CPM*. R. L. Martino. Revista Control Engineering, Febrero, 1963.

⁸ *A non-computer approach to the CPM for the Construction Industry*. Depto. de Ingeniería Civil, Stanford University, Calif.

⁹ *Notas de lectura sobre CPM*. Lloyd Cutcliffe. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge 39, Massachusetts.

A P E N D I C E

ESTUDIO POR MEDIO DE LA TRAYECTORIA CRITICA PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE UNA ZONA DE RIEGO

Con el fin de programar y planear las actividades que intervienen en el levantamiento topográfico de una zona de riego según las especificaciones que señala el Instructivo para Levantamientos Topográficos de la Dirección de Estudios y Proyectos, se empleó el Método de la Trayectoria Crítica.

Las condiciones de trabajo que se consideraron para esta programación, son las que generalmente se presentan en esta clase de trabajos, es decir, terrenos con vegetación exuberante, personal con experiencia suficiente, equipo necesario para la atención debida de los trabajos y el avance de éstos, el que normalmente se logra en la actualidad en las Brigadas de Estudios. Para la organización de las brigadas de brecha, trazo, nivelación y plan-

cheta, se consideraron formadas adecuadamente para el avance óptimo con el mínimo de personal.

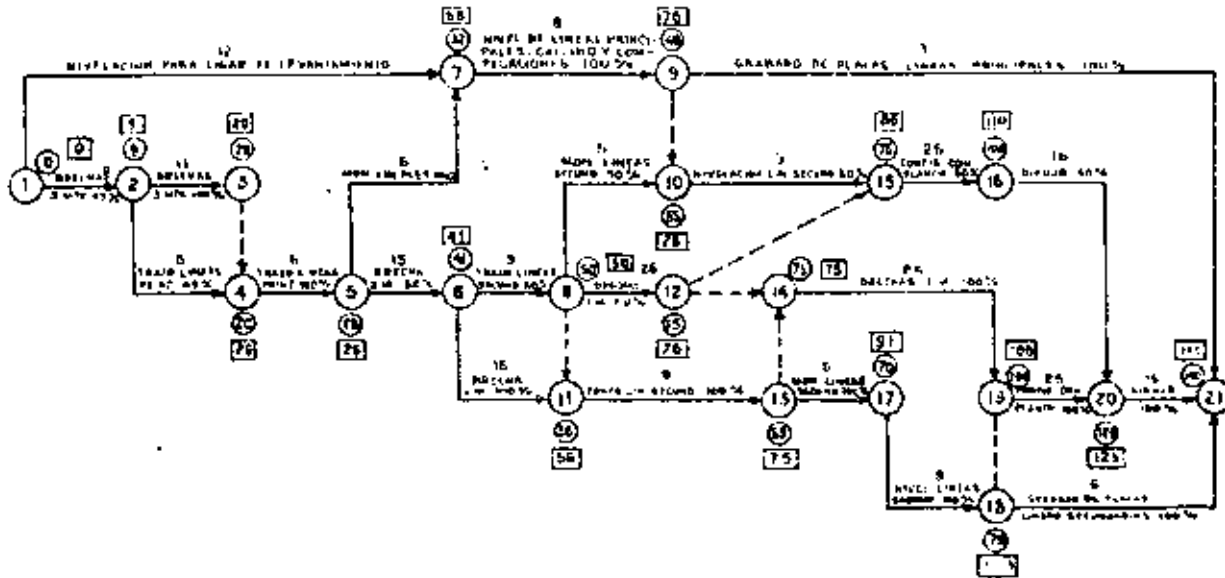
El sistema para el levantamiento tiene como apoyo principal una cuadrícula rectangular topográfica establecida con tránsito y cinta, formada por cuadros de 5 X 5 kilómetros con líneas intermedias paralelas cada kilómetro; estas líneas forman la cuadrícula, se monumentan cada kilómetro y después se nivelan de perfil con nivel fijo.

La configuración del terreno y la fijación de detalles se realiza por medio de la plancheta o tránsito y estadía, a escala 1:5 000, mediante brechas de anteojo apoyadas en la cuadrícula que permitan el acceso al configurador y estadaleros.

LISTA DE SECUENCIAS PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE UNA ZONA DE RIEGO DE 10.000 HA.

Número de la actividad	DESCRIPCIÓN	SECUENCIAS INMEDIATAS		DURACION EN DIAS
		Antes	Después	
1	Nivelación diferencial para liga del levantamiento.....	—	9	12
2	Apertura de brechas principales de 3 m. de ancho en 45 %.....	—	6-3	9
3	Apertura de brechas principales de 3 m. de ancho en 100 %.....	2	7	11
4	Apertura de brechas secundarias de 2 m. de ancho en 50 %.....	7	10	15
5	Apertura de brechas secundarias de 2 m. de ancho en 100 %.....	4	11	15
6	Trazo de líneas principales en 45 %.....	2	7	5
7	Trazo de líneas principales en 100 %.....	2-6	8-4	6
8	Monumentación de líneas principales en 100 %.....	7	9	6
9	Nivelación de líneas principales, su cálculo y compensación en 100 %.....	1-8	16-20	8
10	Trazo de líneas secundarias en 50 %.....	4	5-14-12	9
11	Trazo de líneas secundarias en 100 %.....	5-10	15-13	9
12	Apertura de brechas de 1 m. de ancho para el levantamiento con plancheta en 50 %.....	10	13-18	25
13	Apertura de brechas de 1 m. de ancho para el levantamiento con plancheta en 100 %.....	11-12	19	25
14	Monumentación de líneas secundarias en 50 %.....	10	16	5
15	Monumentación de líneas secundarias en 100 %.....	11	17	5
16	Nivelación de líneas secundarias, su cálculo y compensación, y preparación de hojas de plancheta en 50 %.....	14	18	9
17	Nivelación de líneas secundarias, su cálculo y compensación, y preparación de hojas para plancheta en 100 %.....	15	19-21	9
18	Configuración y levantamiento de detalles con plancheta en 50 %.....	12-16	19-22	25
19	Configuración y levantamiento de detalles con plancheta en 100 %.....	13-17	23	25
20	Grabado placas de monumentos de líneas principales en 100 %.....	9	—	3
21	Grabado placas de monumentos de líneas secundarias en 100 %.....	17	—	6
22	Dibujo de planos en 50 %.....	18	23	15
23	Dibujo de planos en 100 %.....	18-19	—	15

DIAGRAMA DE FLECHAS



FECHAS

Actividad Lógica	LISTA DE ACTIVIDADES	NUMERO DE ACTIVIDAD		Duración	Inicio		Terminación		Holgura	
		i	f		Primera	Última	Primera	Última	Total	Libre
XX	Brecha 3 m. 45%	001	002	009	000000	000009	000009	000009	000000	000000
XX	Brecha 3 m. 100%	002	003	011	000009	000020	000020	000020	000000	000000
	Trazo líneas principales 45%	003	004	005	000009	000015	000015	000020	000005	000000
XX	Virtual	003	004	000	000020	000020	000020	000020	000000	000000
XX	Trazo líneas principales 100%	004	005	005	000020	000020	000020	000020	000000	000000
XX	Brecha 2 m. 50%	005	006	015	000020	000035	000041	000041	000000	000000
XX	Nivelación para ligar Lev.	006	007	012	000000	000012	000012	000032	000020	000020
XX	Mon. de líneas Sec. 100%	005	007	006	000020	000026	000032	000032	000000	000000
XX	Trazo líneas Secund. 50%	006	008	009	000041	000051	000050	000050	000000	000000
XX	Nivel líneas principales	007	009	008	000032	000032	000040	000040	000000	000000
XX	Mon. líneas Secund. 50%	008	010	005	000050	000050	000055	000055	000000	000000
XX	Virtual	009	010	009	000040	000055	000040	000055	000015	000015
XX	Brecha 2 m. 100%	006	011	015	000041	000041	000050	000050	000000	000000
XX	Virtual	008	012	000	000050	000050	000050	000050	000000	000000
XX	Brecha 1 m. 50%	008	012	025	000050	000050	000075	000075	000000	000000
XX	Trazo líneas Secund. 100%	011	013	009	000050	000050	000065	000065	000000	000000
XX	Virtual	012	014	000	000060	000075	000060	000075	000015	000015
XX	Virtual	013	014	000	000065	000075	000065	000075	000010	000010
XX	Nivel líneas Secund. 50%	010	015	001	000055	000065	000064	000075	000011	000000
XX	Virtual	012	015	000	000060	000075	000060	000075	000015	000015
XX	Configuración Planch. 50%	015	016	025	000064	000075	000069	000070	000001	000000
XX	Mon. líneas Secund. 100%	013	017	005	000065	000065	000070	000070	000000	000000
XX	Nivel líneas Secund. 100%	017	018	009	000070	000070	000079	000079	000000	000000
XX	Brecha 1 m. 100%	014	019	025	000065	000075	000060	000080	000020	000010
XX	Virtual	018	019	000	000079	000100	000079	000100	000021	000000
XX	Dibujo 50%	018	020	015	000089	000100	000104	000125	000035	000000
XX	Configuración Planch. 100%	016	020	025	000079	000100	000104	000125	000045	000000
XX	Grab. Plac. Lib. Princ. 100%	009	021	003	000100	000100	000100	000140	000040	000000
XX	Grab. Plac. Lib. Sec. 100%	018	021	006	000079	000100	000100	000140	000040	000000
XX	Dibujo 100%	020	021	015	000104	000125	000110	000140	000026	000000

TEMA D.- PRECIOS UNITARIOS

d.1 DEFINICION

Se denomina "precio unitario" al precio resultante de dividir el monto total de las erogaciones que deba ejercer un Contratista para la ejecución de un cierto volumen de trabajo de acuerdo con las especificaciones y procedimientos de construcción más adecuado, más sus utilidades legítimas y los intereses del capital invertido, todo ello entre el volumen de trabajo ejecutado.

CARGOS QUE INTEGRAN UN PRECIO UNITARIO

- a) Cargos Directos
- b) Indirectos y utilidad

Cargos Directos son aquellos que intervienen directamente en la ejecución de un concepto de obra específico, como son

Salarios

Equipo

Herramientas

Materiales

Combustibles y lubricantes

Cargos Indirectos son aquellos que no se pueden aplicar a un concepto específico:

Personal Técnico

Personal Administrativo

Personal de vigilancia

Transportes de equipo y personal

Campamento

Bodegas

Caminos de construcción (construcción y conservación).

Financiamiento, Fianzas, etc.

Es práctica generalizada que en el análisis de precios-unitarios únicamente se calculen los cargos directos. Los indirectos se expresan como un porcentaje (20%) de los cargos directos. A su vez, la utilidad del Contratista se calcula como un porcentaje (15%) del monto de los cargos directos más los indirectos.

SALARIOS

La República está dividida en zonas, con salarios mínimos diferentes, que se toman como base para obtener los salarios-correspondientes de todo el personal que interviene en forma directa en la ejecución de un concepto de obra, ya sea como operadores de los equipos de construcción o con la aplicación de la mano de obra.

Al salario diario por turno de 8 horas, se le agrega - la cuota para el pago del Seguro Social que es de 19.6875% sobre el salario mínimo y de 15.9375% para el salario del personal especializado, obteniéndose así el salario nominal que paga el Contratista.

Para obtener el coeficiente que hay que multiplicar -- por el salario nominal para obtener el salario real se consideraron de acuerdo con la Ley Federal del Trabajo:

Días pagados al año	365
Días pagados por aguinaldo anual	15
Más 25% sobre los 6 días de vacaciones	<u>1.5</u>
SUMA:	381.5

Para obtener los días laborables en el año, se descontaron a los 365 días del año los días no laborables que de acuerdo con la -- Ley Federal del Trabajo son:

Domingos	52
Vacaciones	6
Días festivos	<u>7</u>
	65

Por lo que los días laborables en el año serán 300 y - las horas laborables que de acuerdo con la Ley Federal del Trabajo serán: $300 \times 8 \text{ h/trno} = 2\,400 \text{ h}$.

El cargo horario por concepto de salarios es:

$$\frac{S \times 381.5}{2400 \text{ h}}$$

En el que S es el salario diario nominal

Obtención del cargo directo por salarios

Para que sea más claro lo haremos por medio de un ejemplo:

Obtener el costo por hora y por día de una cuadrilla formada por un cabo y 20 peones que van a ejecutar un trabajo de excavación.

La obra está en la Zona 33 (Sinaloa Sur, Pág. 85 Salarios Minimos) que tiene un salario mínimo de 32.50.

Salario cabo	54.00
Salario peón	32.50
Cuota S.S. cabo	$54.00 \times 0.159375 = 8.61$
Cuota S.S. peón	$32.50 \times 0.196875 = 6.40$

Salarios incluyendo S. S.

Cabo	\$ 62.51/día
Peón	\$ 38.90/día

Costo cuadrilla

Cabo	1 x 62.61	\$ 62.61/día
Peones	20 x 38.90	\$ 778.00/día
		<hr/>
		\$ 840.61/día

Cargo horario por concepto de salarios

$$\frac{\$ 840.61/\text{día} \times 381.5 \text{ días}}{2\ 400 \text{ h.}} = \$ 133.62/\text{h. cuadrilla}$$

Cargo diario por concepto de salarios

$$\frac{\$ 840.61/\text{día} \times 381.5 \text{ días}}{300 \text{ días}} = \$ 1\ 068.98/\text{día cuadrilla}$$

EQUIPO

Costo por hora de operación de una máquina

La práctica sugiere la conveniencia de estructurar todos los análisis de precios unitarios sobre la base del costo de operación por hora de las máquinas.

Cargos que integran un costo horario de una máquina.

a) Cargos fijos

- 1) Depreciación, que depende de la vida económica.
- 2) Intereses, impuestos y seguros.
- 3) Reparaciones.

La depreciación ocurre de acuerdo a una trayectoria de función lineal proporcional a la vida de la máquina. Si el valor original de una máquina es de \$ 100 000.00 y su vida económica es de 5 años, la depreciación ocurrirá como se indica:

A iniciación del año	Valor de la máquina	Depreciación acumulativa	Fondo de amortización
Primero	\$ 100 000.00	\$ 0.00	\$ 0.00
Segundo	80 000.00	20 000.00	20 000.00
Tercero	60 000.00	40 000.00	40 000.00
Cuarto	40 000.00	60 000.00	60 000.00
Quinto	20 000.00	80 000.00	80 000.00
Sexto	0.00	100 000.00	100 000.00

Para la máquina de referencia de este ejemplo, se tendrá una inversión promedio durante el período de su vida económica con valor de:

Suma de las cantidades de la columna segunda: \$ 300 000.00

Valor promedio de la máquina $\frac{\$ 300\,000.00}{5} = \$60\,000.00$

Valor promedio expresado como un porcentaje del costo original -- de adquisición:

$$\frac{\$ 60\,000.00 \times 100}{\$ 100\,000.00} = 60\%$$

Para la determinación de la inversión media anual de cualquier máquina, bastará emplear la fórmula siguiente:

Valor promedio anual de la máquina:

$$\frac{(n + 1)}{2n} \times 100 = \% \text{ del costo original de la misma.}$$

Fórmula en la cual "n" es el número de años de vida económica correspondiente a la máquina de que se trate.

De gran interés resulta conocer el promedio de inversión anual --

de una máquina, ya que lógicamente, los impuestos, intereses y seguros correspondientes a la misma se pagarán sobre la base de tal valor medio.

El cargo de Intereses, Impuestos y Seguros se tasa en 10% aplicable sobre la inversión media anual correspondiente al equipo de construcción.

Por lo que toca a reparaciones, este cargo se calcula como porcentaje anual con respecto al costo de adquisición de la maquinaria y varía con el tipo de la misma.

b) Consumos

Considerando:

1. Que el consumo de combustible de una máquina de combustión interna es uno de los elementos que se toman en cuenta para la determinación de los costos de hora máquina.
2. Que el consumo de combustible horario es función de gran número de factores no fácilmente mensurables entre los que pueden citarse: potencia de la máquina, ciclo de trabajo efectivo, experiencia de los operadores, condiciones mecánicas de diseño y operación; altura sobre el nivel del mar a la que opera, etc.
3. Que de acuerdo a lo expuesto en el considerando 2 es deseable obtener el consumo de combustible horario mediante medi-

ción directa del mismo, lo cual es muy difícil que lo puedan hacer las personas físicas que van a determinar costo de la hora, siendo sin embargo el proceso ideal.

4. Que existen grupos de máquinas cuyos ciclos de trabajo efectivo se pueden considerar cuantitativamente del mismo orden.

De lo expresado en los párrafos anteriores se deduce - que la forma precisa de obtener el consumo de combustible es por medición directa, pero como en la práctica, para efectos de análisis de precios unitarios este procedimiento es inoperante.

Para conocer previamente los consumos, se pueden utilizar la tabla de GRUPOS DE EQUIPOS, para obtener el grupo de máquina a la que pertenece la considerada.

A partir del grupo seleccionado y con la POTENCIA NOMINAL de la máquina considerada; expresada en Caballos de Potencia (H.P.), el consumo de combustible horario, en litros/hora estará dado por la ecuación que aparece en la siguiente tabla:

GRUPOS DE EQUIPOS.

I.	II	III	IV
- Autoarmanes	1.- Bombas autoceb.	1.- Bandas transportadoras portátiles y fijas.	1.- Camiones de tiras en adelante.
- Motores fuera de - borda.	2.- Camiones estacas hasta - de 6.5 ton.	2.- Pavimentadora	2.- Locomotoras
- Plantas eléctricas hasta 5 KW.	3.- Camiones tanque hasta - 5 m ³ .	3.- Bombas concreto	3.- Motoescrapas.
-	4.- Camiones volteo hasta - 6.5 ton.	4.- Camiones de volteo y estacas 6.5- a 12 ton.	4.- Perforadoras de pozo profundo.
-	5.- Compresoras, hasta - - - 1,200 p.c.m.	5.- Camiones tanque - de más de 5 m ³ .	5.- Palas.
-	6.- Mezcladoras concreto - portátiles hasta 165.	6.- Dragas.	6.- Retroexcavadora.
-	7.- Máquinas de soldar	7.- Grúas	7.- Tractores de arrastre y empuje.
-	8.- Motor estacionario hasta 100 H.P.	8.- Mezcladoras de concreto estacionarias o montadas a camión.	8.- Rezagadoras.
-	9.- Motores marinos	9.- Motocompactor.	9.- Cargadores frontales.
-	10.- Petrolizadora hasta 10 m ³	10.- Motoconformadora	
-	11.- Camioneta (Pick-Up) hasta 1 ton.	11.- Plantas eléctricas mayores de 5 KW.	
-	12.- Vibradores	12.- Motores estacionarios de más de 100 H.P.	
-	13.- Pisones	13.- Compresoras de más de 1,200 p.c.m.	

COMBUSTIBLE UTILIZADO

GRUPO	GASOLINA		DIESEL	
	G en lts/hr.	Nn. en H.P.	D en lts/hr.	Nn en H.P.
I	G = 0.1020	x H.P. nom.	D = 0.0688	x H.P. nom.
II	G = 0.0893	x H.P. nom.	D = 0.0620	x H.P. nom.
III	G = 0.1108	x H.P. nom.	D = 0.0774	x H.P. nom.
IV	G = 0.153	x H.P. nom.	D = 0.1032	x H.P. nom.

CONSIDERANDO:

1. Que el consumo de aceite lubricante horario es uno de los elementos que se toman en cuenta para la determinación del costo de hora máquina.
2. Que de acuerdo con observaciones efectuadas tanto en laboratorios como en el campo de la Ingeniería, el consumo de horario de aceite lubricante total es función de: a). La capacidad del carter de la máquina. b). Del tipo T de operación de la máquina entre dos cambios sucesivos de aceite. c). Del consumo del combustible utilizado.

SE PROPONE:

1. Para obtener el consumo horario de aceite lubricante total expresado como L_{gt} cuando el combustible utilizado sea gasolina y como L_{dt} cuando el combustible empleado sea Diesel y dados en litros/hora se utilicen una de las dos ecuaciones -

siguientes:

$$L_{gt} = \frac{C}{T} + 0.0075 G \quad \text{litros/hora para motores a Gasolina}$$

$$L_{dt} = \frac{C}{T} + 0.0095 D \quad \text{litros/hora para motores a Diesel}$$

en donde:

C = Capacidad del carter en litros

T = Tiempo de operación de la máquina entre dos cambios sucesivos de aceite lubricante en horas.

G = Consumo horario de gasolina en litros/hora

D = Consumo horario de diesel en litros/hora

Obteniéndose G o D como se indicó en el apartado correspondiente a consumo de combustible horario.

El cargo por consumo horario de llantas se obtiene dividiendo el costo de las mismas entre el número de horas de vida, que dependen de:

- a) Tipo de vehículo
- b) Velocidad
- c) Superficie de rodamiento
- d) Carga de operación
- e) Grado de las curvas
- f) Pendiente del camino
- g) Mantenimiento

Se deben calcular cargos en llantas por depreciación, intereses, seguros, impuestos y talleres.

c) Salarios

Se calcula este cargo como ya se indicó anteriormente -
monte.

ANALISIS DEL COSTO HORARIO DE UN TRACTOR D-8

DATOS:

Valor de Adquisición.....	1'146,840.00
Valor de rescato.....	10%
Vida Económica.....	5 años de 2000 h/año
Motor (Por el tipo de combustible).....	Diesel
Potencia Nominal.....	270 H.P.
Salario del operador (de acuerdo con el Salario mínimo de la Zona).....	\$ 70.00/día (Para salario mínimo = 32.50)
Costo de Gasolina.....	0.85
Costo de Diesel.....	0.32
Costo de Aceite.....	6.00
Porcentaje anual por intereses seguros y almacenaje.....	6.8i
Porcentaje anual por mantenimiento y reparaciones.....	15.00
Capacidad del Carter.....	33.1 Lts.

Para el consumo de gasolina para el arranque del motor se pueden utilizar los valores de la tabla siguiente:

Potencia Nominal del Motor en H.P.	Consumo de Gasolina en Lt./h.
0 - 50	0.5
50 - 100	0.75
100 - 150	1.00
150 - 200	1.25
200 - 250	1.50
250 - 300	1.75
300 - 350	2.00
350 - 400	2.25
400 - 450.....	2.50
450 - 500.....	2.75

Cuando la potencia coincide con los números 50, 100, 150, etc. se debe tomar el consumo de gasolina con el límite superior.

S . R . H . DIRECCION DE CONSTRUCCION.	OBRA:	HOJA No.	DE
	UBICACION:	CALCULO	
		REVISO	1.1
		FECHA	

CLASE Y MODELO DE MAQUINA	TRACTOR D-8 CON CUCHILLA ANGULABLE		
	VALOR DE ADQUISICION		\$ 1'146,840.00
EQUIPO ADICIONAL			\$
	SUMA		\$ 1'146,840.00
MENOS VALOR DE LLANTAS			\$
	VALOR A CONSIDERAR		\$ 1'146,840.00
MENOS 10 % VALOR DE RESCATE (VR)	114,684.00		\$ 114,684.00
	VALOR POR DEPRECIAR (VD)		\$ 1'032,156.00
VIDA ECONOMICA 5 AÑOS. HORAS DE TRABAJO POR AÑO	2000		
MOTOR Diesel	POTENCIA AL VOLANTE 270		HP

I. - CARGOS FIJOS SOBRE EL VALOR POR DEPRECIAR POR AÑO:

e) DEPRECIACION	20.00	%
b) INTERESES, SEGUROS Y ALMACENAJE	6.81	%
c) MANTENIMIENTO Y REPARACIONES	15.00	%
	SUMA	41.81 %

41.81 % x \$ 1'032,156.00 = \$ 215.77 /a

2000 HORAS / AÑO

II. - CONSUMOS POR HORA

COMBUSTIBLES	H P MOTOR	FACTOR	CONSUMO LT.	PRECIO/LT.	
a) GASOLINA	x	=	x \$	=	\$
b) DIESEL	270	x 0.1032	= 27.86	x \$ 0.32	= \$ 8.92
c) GASOLINA PARA MOTOR DE ARRANQUE			1.75	x \$ 0.85	= \$ 1.49
LUBRICANTES					
d) ACEITE CAMBIO CARTER	33.10	LT.	0.331	x \$ 6.00	= \$ 1.99
ACEITE MOTOR					
CONSUMO COMB. LT.					
e) 0.0075 x		GASOLINA =		x \$	\$
f) 0.0095 x	27.86	DIESEL =	0.26	x \$ 6.00	= \$ 1.56
SUMA COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES					\$ 13.96
LLANTAS					
g) LLANTAS POR RE. VALOR ADQUISICION \$					\$
NS. DE VIDA					
SUMA CONSUMOS					\$ 13.96 /a

PERSONAL	SAL. DIARIO	COSTA SEM. S. S.	TOTAL
	\$	7 días	\$
OPERADOR	\$ 70.00	\$ 11.16	\$ 81.16
	\$	\$	\$
	\$	\$	\$
	\$	\$	\$
SUMAN LOS SALARIOS POR DIA \$			81.16

SALARIOS POR HORA:

\$ 81.16	SALARIOS/DIA X 31.5 DIAS/AÑO	\$ 15.48 /h
2000	HORAS POR AÑO DE LA MÁQUINA	

RESUMEN DE CARGOS DIRECTOS POR HORA

I.- CARGOS FIJOS	\$ 215.77
II.- CONSUMOS	\$ 13.96
III.- SALARIOS	\$ 15.48
Suman los cargos directos por hora	\$ 245.21
MAS 38 % Por administración y utilidad	93.18
Total por hora efectiva de trabajo	\$ 338.39 /h



S. Gerardo Tena Orozco.-

MOTODESCREPAS:

Para una Motoescropa con las características que se indican a continuación, — encontrar:

a).- La máxima velocidad en que puede subir una pendiente física de 9% y con el camino con una resistencia al rodamiento de 50 kg/tonelada.

I).- Máxima velocidad cargada.

II).- Máxima velocidad vacía.

b).- Si se tiene un acarreo de 500 mts. y las motoescrapas tienen velocidad — inicial, para un camino en condiciones de conservación medias, obtener las velocidades reales a que puedan transitar.

I).- Velocidad real cargada.

II).- Velocidad real vacía.

DATOS MOTDESCREPA:

Vacía.- Peso total.....	21.9 ton.
Capacidad de carga.....	<u>19.0 ton.</u>
Peso total	40.9 ton.

///...

S O L U C I O N

a).- Con el peso total 40.9 ton. y una pendiente virtual de 10% (5% de pendiente real y 5% equivalente a resistencia al rodamiento) obtenemos:

I).- Máxima velocidad cargada = 14 Km/h en 2a. velocidad.

Con peso de 21.9 ton. y pendiente virtual de 10%.

II).- Podrá transitar en 2a. a 20 km/h.
y en 3a. en sobre marcha a 32 km/h.

b).- Para un acarreo de 500 mts. y condiciones medias, el factor es 0.78.

I).- $14 \text{ km/h} \times 0.78 = 10.92 \text{ km/h.}$

II).- $20 \text{ km/h} \times 0.78 = 15.60 \text{ km/h.}$

$32 \text{ km/h} \times 0.78 = 24.96 \text{ km/h.}$

Tenemos una draga excavando un dren en arcilla dura y el producto de la Excavación lo está depositando en camiones, la posición de la Draga en relación con los camiones obliga a que se tenga un Giro de 180 grados, la profundidad media de la excavación está a dos metros, las condiciones de la dirección de la obra son buenas y las condiciones del trabajo son también buenas, la capacidad del bote de la draga es de 1 3/4 Yd³.

Obtener para este trabajo los rendimientos efectivos con las que trabajará la -- Draga.

a). - Aplicando la fórmula teórica.

b). - Utilizando las tablas de rendimientos.

a).

$$R = \frac{3600 \times V \times K \times E}{C_a \times t.}$$

$$V = 1.34 \text{ m}^3 \text{ (teoría)} - 1.50 \text{ (práctica)}$$

$$K = 1.045$$

$$E = 0.75$$

$$C_a = \text{Tomamos el valor medio consignado para arcilla sin contaminaciones} = 1.45$$

$$t = \text{Para arcilla dura compactada, Giro de 180 grados y cargando camiones tenemos:}$$

$$45 \text{ seg.} \times 1.10 = 49.5 \text{ seg.}$$

$$R = \frac{3600 \times 1.5 \text{ m}^3 \times 1.045 \times 0.75}{1.45 \times 49.5 \text{ Seg.}} = 58.97 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Adicionalmente debemos hacer la corrección por profundidad de corte ya que la -- corrección por giro se incluya en el ciclo.

Porcentaje de la profundidad optima de cortes: profundidad optima de corte (o carrera optima de corte) para arcilla dura y compacto y cucharón de 1 3/4 Yd³. -- (11.3 pies) = 3.44 mts.

$$\frac{2.00 \text{ mts.}}{3.44 \text{ mts.}} = 0.58$$

4
4
Con este valor y ángulo correspondiente a 90 grados (ya que la corrección por Giro ya se efectuó) obtenemos un factor de:

$$= 0.97$$

Aplicándole este factor al rendimiento obtenido tendremos el rendimiento real:

$$R = 58.97 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.97 = \underline{57.2 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

b) utilizando las tablas de rendimientos obtenemos que el rendimiento teórico de una draga de 13/4 Yd³., de capacidad excavando arcilla dura y compactada es de:

$$R = 180 \text{ Yd}^3/\text{h.} \text{ (medido en banco)}$$

Factores a aplicar:

$$\text{Por carga a camión} = 0.9$$

$$\text{Por profundidad de corte y Giro para un porcentaje de la carrera optima de 0.58, ...} = 0.74$$

$$\text{Por eficiencia en el trabajo, ...} = 0.75$$

$$\text{Por cambio a m}^3, \dots = 0.765$$

$$R = 180 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.765 \text{ m}^3/\text{Yd}^3. \times 0.74 \times 0.75 \times 0.9 =$$

$$R = \underline{68.76 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

1) Obtener el rendimiento de una Pala Mecánica excavando en un Banco de arena y grava.

a) Utilizando la fórmula

b) Utilizando la gráfica de rendimientos.

Datos:

Pala con cucharón de 2 Yd³.

Factor de rendimiento o eficiencia en el trabajo para condiciones de Dirección Buenas y condiciones del trabajo regulares.

Coeficiente de abundamiento 1.10.- Angulo de Giro = 90 grados.

$$a) \quad R = \frac{3600 \times V \times K \times E}{C_a \times t.}$$

$$V = 1.53 \text{ m}^3.$$

$$K = 0.96$$

$$E = 0.69$$

$$C_a = 1.10$$

$$t = 21 \text{ Seg.}$$

$$R = \frac{3600 \times 1.53 \text{ m}^3 \times 0.96 \times 0.69}{1.10 \times 21 \text{ Seg.}} = 157.9 \text{ m}^3/\text{h.}$$

b) Aplicando la gráfica de rendimiento.

R teórico = 330 Yd³/h. para Giro de 90 grados y carrera optima

$$R = \frac{330 \text{ Yd}^3/\text{h.} \times 0.765 \text{ m}^3/\text{Yd}^3. \times 0.69}{1.1} = 158.4 \text{ m}^3/\text{h.}$$

II) Con los datos obtenidos en el ejemplo anterior, obtener los rendimientos para un Giro de 120 grados y carrera de corte de 2.00 mts.

De la tabla de carrera óptima obtenemos que para arena y grava y cucharón de 2 Yd³, la carrera óptima de corte es de 7,8 pies = 2,38 mts.

Porcentaje de la carrera óptima:

$$\frac{2.00 \text{ mts.}}{2.38 \text{ mts.}} = 0.84$$

Para un porcentaje de la carrera óptima de 0.84 y Giro de 120 grados obtenemos un factor de corrección = 0.865.

Rendimientos:

- a) $157.9 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.865 = 136.58 \text{ m}^3/\text{h.}$
- b) $158.4 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.865 = 137.02 \text{ m}^3/\text{h.}$

Rendimiento de una motoconformadora extendiendo en capas material previamente excavado y amontonado por un tractor con objeto de formar un terraplén.

7

Suponemos que el material se está colocando en capas de 30 cm. (abundado) y que se requiere de 4 pasadas de la motoconformadora para cada capa.

Para este ejemplo usaremos una motoconformadora HUBER 1700 que tiene una cuchilla de 3.96 mts. de largo.

Tiempo total requerido por la motoconformadora en extender una capa del ancho de la cuchilla de la máquina y de un kilómetro de longitud.

$$t = \frac{N \times D}{V \times E}$$

$$N = 4$$

$$D = 1 \text{ Km.}$$

V = Tomando el valor medio correspondiente a extendido y nivelación de materiales, utilizando un modelo pesado, de 2.5 a 4 Km/h. -- Promedio = 3.25 Km/h., consideramos la velocidad constante en las tres pasadas.

$$E = 0.75$$

$$T = \frac{4 \times 1 \text{ Km.}}{3.25 \text{ Km/h.} \times 0.75} = 1.64 \text{ hr.}$$

Volumen de la franja conformada.

$$1000 \text{ m} \times 3.96 \text{ m.} \times 0.30 \text{ m.} \times 0.80 = 950 \text{ m}^3.$$

El factor 0.80, es por traslape de las capas conformada y que la cuchilla generalmente no se lleva normal al eje del camino.

Rendimiento horario:

$$R = \frac{950 \text{ m}^3.}{1.64 \text{ h.}} = 579 \text{ m}^3/\text{h.} \text{ (abundados)}$$

TRASCAVO

Obtener el rendimiento de una pala cargadora con cucharón de $1\frac{3}{4}$ Yd³. extra - yendo material de un banco de préstamo y cargando a camión.

- a).- Aplicando la fórmula
 b).- Aplicando la tabla de rendimientos.

Datos:

El material excavado es: Arcilla cohesiva húmeda con un abudamiento de 30%.

$$a).- \quad R = \frac{V \times K \times 60}{Ca \times t} \times E$$

$$V = 1.75 \text{ Yd}^3. \times 0.765 \text{ m}^3/\text{Yd}^3. = 1.34 \text{ m}^3.$$

$$K = \text{para } 1\frac{3}{4} \text{ tomamos el valor medio entre } 1\frac{1}{2} \text{ y } 2 \text{ Yd}^3. = 1.11$$

$$Ca = 1.3$$

$$t = 0.45$$

$$E = 0.75$$

$$R = \frac{1.34 \text{ m}^3. \times 1.11 \times 60 \text{ min./h.} \times 0.75}{1.3 \times 0.45 \text{ min.}}$$

$$R = 114.4 \text{ m}^3/\text{h. (medido en banco)}$$

$$b).- \quad R \text{ teoria} = 185 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$\frac{185 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.75}{1.3} = 106.7 \text{ m}^3/\text{h. (medido en banco)}$$

Desmante utilizando Tractor D-8

Tiempo requerido por un tractor, desmontando y retirando el producto a 40 mts. fuera de la zona desmontada.

a).- Arboles de 60 cm. ϕ

14.5 min/árbol

b).- Arboles de 50 cm. ϕ

6.67 min/árbol

c).- Arboles de 20 cm. ϕ

1.9 min/árbol

Utilizando la gráfica.

a).- 15 min.

b).- 8 min.

c).- 2.5 min.

de un Tractor excavando un préstamo lateral para formar un -

3-3 con S.T.

de acarreo 100 pies.

utilizando:

- a).- Angledozer
- b).- Bulldozer

$R = 460 \text{ yd}^3/\text{h.}$

eficiencia de trabajo = 0.75

- a).- Angledozer

$R = 460 \times 0.765 \text{ m}^3/\text{yd}^3 \times 0.75 \text{ (Eficiencia)} \times 0.75 \text{ (Angle)}$

$R = 197.94 \text{ m}^3/\text{h.} \text{ (Abundado)}$

- b).- Bulldozer

$R = 460 \times 0.765 \text{ m}^3/\text{yd}^3 \times 0.75 \text{ (Eficiencia)}$

$R = 263.92 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (Abundado)}$

Rendimientos aflojando materiales, utilizando Arado No. 8 y Tractor D-8

a).- Cuando se tiene como dato la velocidad de las ondas sísmicas.

Para un material con una velocidad de 900 m/seg.

Utilizando la gráfica obtenemos un rendimiento teórico de:

$$R = 500 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Para obtener el rendimiento práctico, aplicamos un factor de eficiencia de 0.75.

$$R = 500 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.75 = 375 \text{ m}^3/\text{h.}$$



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

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.**

ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES

NOVIEMBRE 12, 1981.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. This is essential for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail.

2. The second part of the document outlines the various methods used to collect and analyze data. These methods include interviews, surveys, and focus groups, each of which has its own strengths and limitations.

3. The third part of the document describes the process of data analysis, from the initial cleaning and organization of the data to the final interpretation of the results. This process is often iterative and requires a high degree of flexibility and creativity.

4. The fourth part of the document discusses the importance of communicating the results of the research in a clear and concise manner. This involves the use of both written and oral communication skills, as well as the ability to create effective visual aids.

ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES

ROLANDO SPRINGALL *

●* INVESTIGADOR, INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM

12. 1999年10月1日以后, 凡在我国境内销售货物的单位和个人, 凡符合下列条件的, 均属于增值税一般纳税人: (1) 从事货物生产或者提供应税劳务的纳税人, 以及从事货物批发或者零售的个体经营者, 年应征增值税销售额(以下简称应税销售额)超过规定标准的; (2) 从事货物生产或者提供应税劳务的纳税人, 以及从事货物批发或者零售的个体经营者, 年应税销售额虽未超过规定标准, 但会计核算健全, 能够提供准确税务资料的。

13. 年应税销售额超过规定标准的其他个人不属于一般纳税人, 只能按照小规模纳税人纳税。

14. 小规模纳税人的认定标准由财政部和国家税务总局另行规定。

15. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

16. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

17. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

18. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

19. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

20. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

21. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

22. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

23. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

24. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

25. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

26. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

27. 小规模纳税人销售货物或者应税劳务, 实行按照销售额和征收率计算应纳税额, 不得抵扣进项税额, 也不得开具增值税专用发票。

RESUMEN

1.	INTRODUCCION	1
2.	ASPECTOS GENERALES	1
2.1	<u>Análisis de hidrogramas</u>	2
2.2	<u>Infiltración y pérdidas</u>	3
3.	RELACIONES PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO	4
3.1	<u>Correlación entre la precipitación y el escurrimiento</u>	4
3.2	<u>Hidrograma unitario</u>	5
3.3	<u>Hidrograma unitario instantáneo</u>	6
4.	DETERMINACION DE LA AVENIDA MAXIMA	7
4.1	<u>Antecedentes</u>	7
4.2	<u>Métodos empíricos</u>	9
4.3	<u>Métodos estadísticos</u>	10
4.4	<u>Método del hidrograma unitario</u>	16
5.	EJEMPLOS NUMERICOS	17
5.1	<u>Cálculo del histograma de una tormenta y su capacidad de infiltración</u>	17
5.2	<u>Obtención del hidrograma unitario de una tormenta</u>	18
5.3	<u>Obtención del hidrograma unitario a partir de la curva S</u>	19
5.4	<u>Cálculo del gasto máximo por métodos estadísticos</u>	20
6.	AGRADECIMIENTO	30
7.	REFERENCIAS	30
	FIGURAS	35

RESUMEN

Se hace una breve descripción del ciclo del escurrimiento y de los factores de que depende su interrelación con la precipitación. Se presentan los principales modelos de relación lluvia-escurrimiento en cuencas grandes y los criterios que hay para valorar el gasto o la avenida máxima ligados a un periodo de retorno, con base en los registros de escurrimiento. Se indica también cómo valorar el periodo de retorno para seleccionar la avenida de diseño.

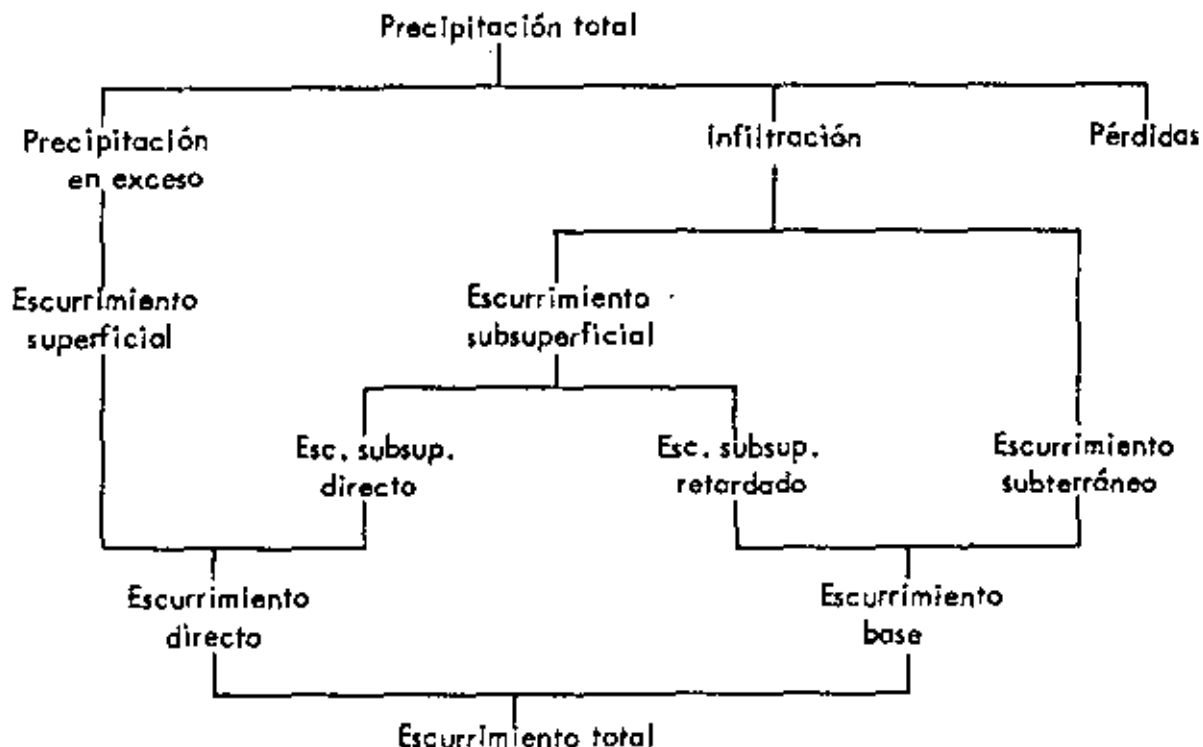
1. INTRODUCCION

Uno de los problemas más importantes que se presentan al diseñar un puente es determinar el hidrograma de la avenida máxima, o su gasto máximo, que con una determinada frecuencia puede presentarse en el sitio del cruce.

El objeto de este trabajo es proporcionar diversos métodos para calcular el gasto máximo, y en algunos casos, la avenida máxima que se puede presentar en cuencas grandes. Cabe aclarar que como los métodos aquí expuestos también son aplicables a cuencas pequeñas, no se hará una clasificación que defina qué se entiende por cuenca grande y pequeña.

2. ASPECTOS GENERALES

El agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proveniente de la atmósfera, se llama precipitación; esta origina lo que se conoce como escurrimiento. La relación entre precipitación y escurrimiento se puede esquematizar de la siguiente manera².

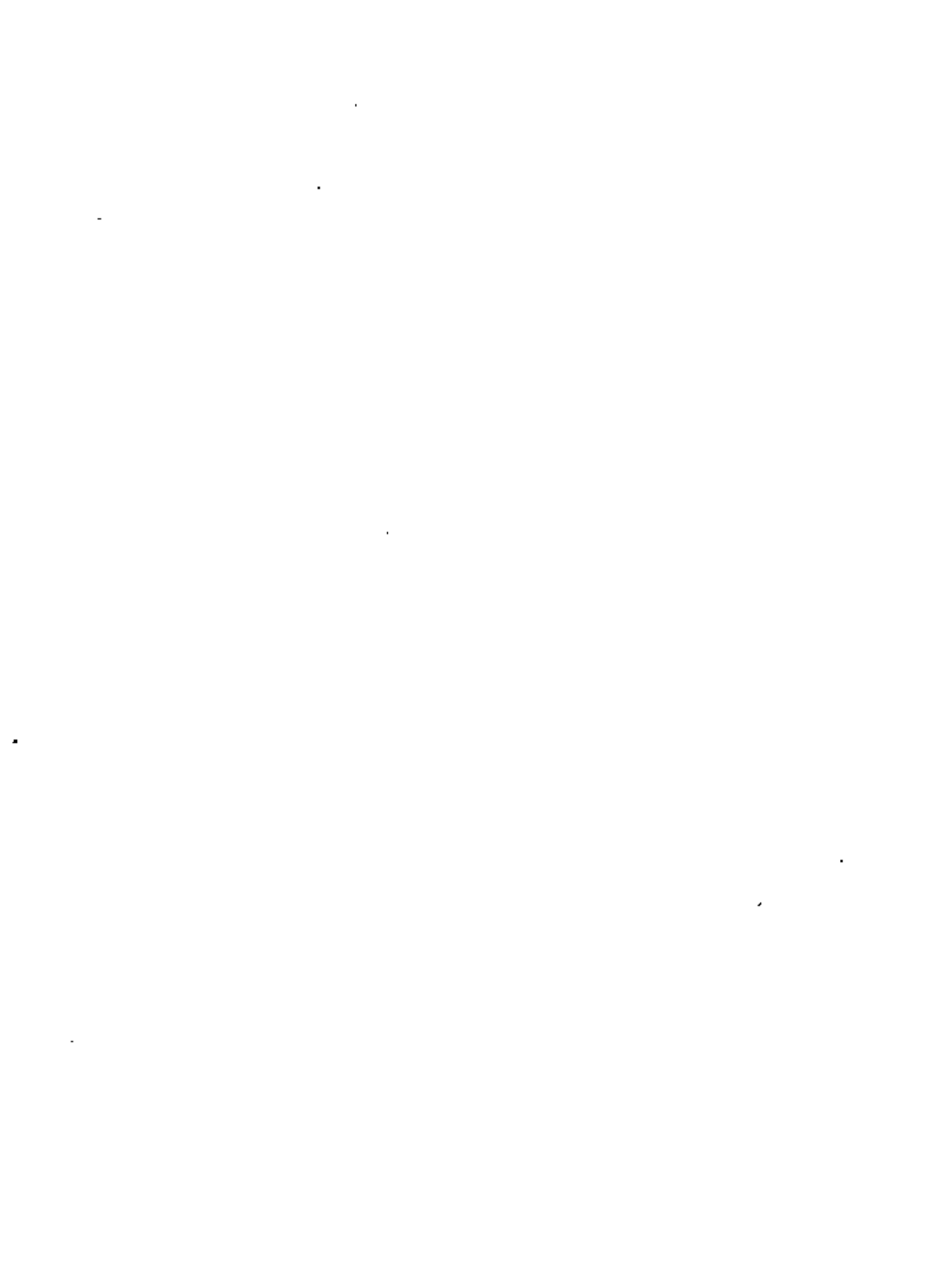


De este esquema se deduce que el escurrimiento total está compuesto principalmente del superficial o directo y del subterráneo o base. En época de estiaje, solo el escurrimiento base contribuye al escurrimiento del río. El escurrimiento directo aparece siempre que la intensidad de la tormenta sea mayor que la capacidad de infiltración del terreno, y representa el mayor porcentaje de volumen en una avenida.

El escurrimiento total origina, en las corrientes que drenan las cuencas, fluctuaciones de gasto, las cuales pueden registrarse por medio de un hidrograma, o sea la representación gráfica de la variación del gasto respecto al tiempo (fig 1).

2.1. Análisis de hidrogramas

Para relacionar la precipitación con el escurrimiento se necesita separar del hidrograma el escurrimiento directo y el escurrimiento base. El inicio del escurrimiento directo es muy fácil de determinar pues el hidrograma sufre un incremento muy marcado (fig 1). El problema es conocer dónde termina el escurrimiento directo y la frontera con el escurri-



miento base. En una aproximación inicial puede considerarse como frontera una línea recta horizontal partiendo del punto de inflexión que indica el inicio del escurrimiento directo.

Un análisis más detallado requerirá del conocimiento de la curva de vaciado de la cuenca, que es la variación del gasto base respecto al tiempo, y que permitirá conocer el punto aproximado donde termina el escurrimiento directo en una tormenta. La curva de vaciado se puede obtener superponiendo una serie de hidrogramas en épocas de secas; así, se tendrá conocimiento de una variación bastante completa de esta¹.

Cuando se tenga un hidrograma de tormentas consecutivas y se desee separar los escurrimientos, se necesitará también conocer la curva de abatimiento del escurrimiento directo³.

2.2 Infiltración y pérdidas

El flujo de agua a través de la superficie del suelo se llama infiltración. Esta agua, al reabastecer la deficiencia de humedad del suelo, se mueve hacia abajo convirtiéndose en agua subterránea. La máxima cantidad de agua que un terreno en cualquier condición es capaz de absorber en la unidad de tiempo se llama capacidad de infiltración.

En el proceso del escurrimiento se consideran como pérdidas toda el agua retenida por las depresiones y vegetación de la superficie del terreno, y aquella que aunque se infiltra, sirve para satisfacer las condiciones de humedad del suelo.

Si se analiza el esquema que relaciona la precipitación con el escurrimiento, se ve que conociendo la precipitación ocasionada por una tormenta y su escurrimiento directo, se pueden calcular la infiltración y las pérdidas. Para obtener el volumen de precipitación* se

* Generalmente se expresa en altura de lámina de agua, que es el volumen entre el área drenada.

1. Introduction

2. Background

3. Methodology

4. Results

5. Discussion

6. Conclusion

7. References

8. Appendix

9. Index

10. Summary

11. Notes

12. Footnotes

13. Tables

14. Figures

15. Equations

16. Formulas

17. Diagrams

18. Flowcharts

19. Charts

20. Graphs

21. Tables

22. Figures

23. Equations

24. Formulas

25. Diagrams

26. Flowcharts

27. Charts

28. Graphs

29. Tables

30. Figures

31. Equations

32. Formulas

33. Diagrams

34. Flowcharts

35. Charts

36. Graphs

37. Tables

38. Figures

39. Equations

40. Formulas

41. Diagrams

42. Flowcharts

43. Charts

44. Graphs

45. Tables

46. Figures

47. Equations

48. Formulas

49. Diagrams

50. Flowcharts

51. Charts

52. Graphs

53. Tables

54. Figures

55. Equations

56. Formulas

57. Diagrams

58. Flowcharts

59. Charts

60. Graphs

61. Tables

62. Figures

63. Equations

64. Formulas

65. Diagrams

66. Flowcharts

67. Charts

68. Graphs

69. Tables

70. Figures

71. Equations

72. Formulas

73. Diagrams

74. Flowcharts

75. Charts

76. Graphs

77. Tables

78. Figures

79. Equations

80. Formulas

81. Diagrams

82. Flowcharts

83. Charts

84. Graphs

85. Tables

86. Figures

87. Equations

88. Formulas

89. Diagrams

90. Flowcharts

91. Charts

92. Graphs

93. Tables

94. Figures

95. Equations

96. Formulas

97. Diagrams

98. Flowcharts

99. Charts

100. Graphs

calcula el histograma de la precipitación media del área drenada de la tormenta en estudio. El histograma es la representación de la variación de la intensidad de lluvia a intervalos de tiempo constante¹; su área proporciona la altura de lluvia total durante toda la tormenta. Esta altura se supone distribuida uniformemente en toda el área drenada. Se pueden usar, para construir el histograma, en lugar de intensidades de lluvia, alturas de lluvia.

Del hidrógrama producido por la tormenta, de la cual se conoce la precipitación total, se puede calcular el escurrimiento directo. La diferencia entre la precipitación total y el escurrimiento directo proporciona el valor medio de la infiltración y las pérdidas (ver 5.1).

Este método es aproximado, ya que en realidad la infiltración es función del tiempo, la que será mayor al iniciarse la tormenta e irá disminuyendo exponencialmente con respecto al tiempo.

3. RELACIONES PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es de gran importancia pues permite inferir uno a partir del otro; además, se puede conocer la tormenta de diseño optimizando los registros de precipitación y, si se conoce la liga entre la precipitación y el escurrimiento, se podrá calcular la avenida máxima.

3.1 Correlación entre la precipitación y el escurrimiento

Si se trata de hacer una correlación entre la precipitación y el escurrimiento deben tomarse en cuenta parámetros tales como: la condición de humedad del suelo antes de la precipitación, duración de la tormenta, época del año, etc. Cuanto mayor sea el intervalo de relación, menos parámetros se requerirán. La liga entre los volúmenes de precipitación y escurrimiento, tomando en cuenta diversos parámetros, se puede hacer con base en una correlación coaxial gráfica³.

3.2 Hidrograma unitario

Tomando como base la teoría del hidrograma unitario² se puede relacionar la precipitación con el escurrimiento, teniendo en cuenta su distribución respecto al tiempo. El hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de un centímetro de lluvia en exceso*, generada uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad también uniforme durante un periodo específico de tiempo o duración en exceso**.

La teoría del hidrograma unitario se basa en las siguientes hipótesis:

- a) La lluvia en exceso está distribuida uniformemente en toda su duración y sobre el área de la cuenca
- b) El tiempo base de duración del hidrograma del escurrimiento directo debido a una lluvia en exceso de duración unitaria es constante
- c) Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimientos directos de un tiempo base común son directamente proporcionales a la cantidad total de escurrimiento directo representado por cada hidrograma
- d) Para una cuenca dada, en la forma de su hidrograma unitario se integrarán todas las características físicas de la misma.

Con base en lo anterior, para calcular el hidrograma unitario de una tormenta aislada, se hace lo siguiente (ver 5.2).

1. Se separa del hidrograma de la tormenta el gasto base y se calcula el volumen del escurrimiento directo

* La lluvia en exceso es la parte de la precipitación que origina el escurrimiento directo (fig 2).

** La duración en exceso es el tiempo que dura la lluvia en exceso (fig 2).



2. Para obtener las ordenadas del hidrograma unitario se dividen las ordenadas del hidrograma del escurrimiento directo entre su volumen expresado en lámina de agua
3. Para calcular la duración efectiva de la lluvia en exceso que produjo el escurrimiento para el cual se calculó el hidrograma unitario, se deben conocer el hidrograma de las precipitaciones medias de esa tormenta y el índice de infiltración.

El hidrograma unitario así deducido solo servirá para tormentas que tengan la misma duración en exceso. Cuando se necesite determinar el hidrograma del escurrimiento directo para una tormenta con duración en exceso, diferente de la que se dedujo el hidrograma unitario disponible, deberá ajustarse el hidrograma unitario mediante el método de la curva S^* (fig 5).

La teoría del hidrograma unitario ha originado las técnicas del hidrograma unitario sintético³ y del hidrograma unitario triangular⁴.

3.3 Hidrograma unitario instantáneo

Si la duración de la lluvia tiende a cero, al hidrograma unitario resultante² se le llama hidrograma unitario instantáneo. Esto origina que dicho hidrograma sea independiente de la duración de la lluvia en exceso, por lo que se elimina una de las variables en el análisis de hidrogramas.

Usando la hipótesis c del hidrograma unitario, si se tiene una lluvia en exceso de función $I(\tau)$, de duración t_0 y el hidrograma unitario instantáneo se expresa como $u(t - \tau)$, la ordenada del hidrograma resultante para un tiempo t , es

* Véase 5.3.

$$Q(t) = \int_0^{t \leq t_0} u(t - \tau) I(\tau) d\tau \quad (1)$$

lo que se llama integral de la convolución, en donde $u(t - \tau)$ es la función de núcleo, $I(\tau)$ la función de entrada y $t' = t$ cuando $t \leq t_0$ y $t' = t_0$ cuando $t \geq t_0$ (fig 3).

La teoría del hidrograma unitario instantáneo ha dado origen a investigaciones teóricas sobre relaciones de lluvias y escurrimientos.

Si se tienen datos de lluvia y escurrimiento, resolviendo la ecuación integral 1 se podrá determinar la función $u(t - \tau)$, o sea, el hidrograma unitario instantáneo. Existen diversos métodos para resolver la ecuación integral²; uno de ellos es transformarla a un sistema de ecuaciones lineales considerando incrementos finitos de tiempo. Procedimientos de este tipo han creado técnicas nuevas, tanto para calcular el hidrograma unitario instantáneo, como para obtener a posteriori los registros de escurrimiento con base en los de lluvia, o viceversa⁵.

4. DETERMINACION DE LA AVENIDA MAXIMA

4.1 Antecedentes

Para el diseño de puentes es de gran importancia conocer el gasto máximo producto de una avenida y en muchas ocasiones la distribución de esta avenida respecto al tiempo.

La magnitud de la avenida es función directa del periodo de retorno que se le asigna, el que a su vez dependerá de la importancia de la obra y de la vida útil de esta. El periodo de retorno de una avenida es el intervalo de recurrencia promedio de que esa avenida sea igual



lada o superada en un determinado lapso de tiempo.

Para escoger el periodo de retorno que se le debe asignar a una tormenta se puede aplicar la fórmula

$$P = 1 - (1 - q)^n \quad (2)$$

donde

$$q = \frac{1}{T_r} \quad (3)$$

siendo

- n vida útil de la obra, en años
- P probabilidad de que ocurra esa avenida o una mayor, durante la vida útil de la obra
- q probabilidad de que ocurra la avenida en un año en particular
- T_r periodo de retorno de la avenida, en años

Asignando un valor a T_r y conociendo la vida útil de la obra, se podrá conocer la probabilidad de incidencia de la avenida correspondiente a ese T_r con base en la ec 2, durante la vida útil de la obra.

Para la selección de la avenida de diseño se requiere de un análisis hidrológico y económico del problema. Conforme se incrementa el tamaño de la avenida de diseño, el costo de la obra crece y al mismo tiempo, la probabilidad de riesgo disminuye⁶. Se podrá construir una gráfica de avenidas de diseño contra costo total anual tanto de la obra en sí como de los daños que ocasionaría su falla. Se escogerá la avenida a la que corresponda el costo total anual mínimo.

Una manera práctica de apreciar lo anterior resulta al simplificar la ec 2, que de acuerdo con Gumbel⁷ se puede expresar como



$$T_r = \frac{n}{P} \quad (4)$$

donde P es la probabilidad de que ocurra la avenida con periodo de retorno T_r durante los n años de vida útil de la obra. Esta ecuación es válida para valores de $1/T_r$ menores de uno.

4.2 Métodos empíricos

Existe una gran variedad de ellos, y aunque en general se puede decir que solo se requiere del conocimiento del área de la cuenca y de su coeficiente de escurrimiento, pueden conducir a errores muy grandes y solo proporcionar el gasto máximo instantáneo. Se recomienda usarlos solo cuando no sea posible utilizar algunos de los métodos que se mencionan después. En general todos los métodos empíricos se derivan de la "fórmula racional"². Uno de los más conocidos es el desarrollado por Creager, que conduce a la ecuación

$$Q = 1.303 C (0.386 A)^\alpha \quad (5)$$

donde

$$\alpha = \frac{0.936}{A}$$

A área de la cuenca, en km^2

C coeficiente de escurrimiento

Q gasto máximo, en m^3/seg

La Secretaría de Recursos Hidráulicos ha efectuado un estudio para valorar el coeficiente C en toda la República Mexicana⁸.

Debido a su sencillez, los métodos empíricos tienen gran difusión, pero como se hizo la salvedad, pueden involucrar grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento es mucho más complejo como para resumirlo que en una fórmula de tipo directo, en la que solo intervienen el área de la

cuencia y un coeficiente de escurrimiento.

4.3 Métodos estadísticos

Para aplicarlos se requiere conocer los gastos máximos anuales. Cuantos más datos se tengan, mayor será la aproximación. Permiten conocer el gasto máximo para un periodo de retorno considerado.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. En general, se cuenta con pocos años de registro, por lo que la curva de distribución de probabilidades de los gastos máximos se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un gasto mayor a los registrados. El problema se origina en que existen muchos tipos de distribuciones que se apegan a los datos y que sin embargo, difieren en los extremos. Esto ha dado lugar a diversos métodos estadísticos dependiendo del tipo de distribución que se considera. Gumbel⁷ y Nash⁹ consideran una distribución de valores extremos, con la única diferencia que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel, pues permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. Por otra parte, Lebediev considera una distribución del tipo III de Pearson. Moran¹⁰ sugiere escoger varias distribuciones y ver cuál se ajusta mejor; esto requiere que se tengan los datos necesarios para poder aplicar alguna prueba estadística.

4.3.1 Método de Gumbel

Para calcular el gasto máximo para un periodo de retorno determinado se usa la ecuación

$$Q_{\text{máx}} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \log_e T_r) \quad (6)$$



$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - NQ_m^2}{N-1}} \quad (7)$$

donde

- N número de años de registro
- Q_i gastos máximos anuales registrados, en m^3/seg
- $Q_m = \sum_{i=1}^N Q_i / N$, gasto medio, en m^3/seg
- $Q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en m^3/seg
- T_r periodo de retorno (ec 2 ó 4)
- σ_N, \bar{Y}_N constantes función de N, tabla 1
- σ_Q desviación estándar de los gastos

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar $Q_{m\acute{a}x}$ dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si $\phi = 1 - 1/T_r$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_m \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \quad (8a)$$

donde

- N número de años de registro
- $\sqrt{N} \alpha \sigma_m$ constante función de ϕ , tabla 2
- σ_N constante función de N, tabla 1
- σ_Q desviación estándar de los gastos, ec 7

Si ϕ es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como



$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_H} \quad (8b)$$

La zona de β comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde ΔQ es proporcional al calculado con las expresiones de a y b, dependiendo del valor de β .

El gasto máximo de diseño para un cierto periodo de retorno será igual al gasto máximo calculado con la ec 6, más o menos el intervalo de confianza, ec 8a o b.

Una aplicación del método se muestra en 5.4.1

4.3.2 Método de Nash

Considera que el valor del gasto para un determinado periodo de retorno se puede calcular de la ecuación

$$Q_{\text{máx}} = a + c \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (9)$$

donde

a, c	constantes función del registro de gastos máximos anuales
$Q_{\text{máx}}$	gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en m^3/seg
T_r	periodo de retorno (ec 2 ó 4)

Las constantes a y c se valúan de los registros en la forma siguiente

$$a = Q_m - c X_m \quad (10)$$



y

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \quad (11)$$

siendo

$$X_i = \log \log \frac{\tau}{\tau - 1} \quad (12)$$

donde

- i número de años de registro
 Q_i gastos máximos anuales registrados, en m^3 /seg
 $Q_m = \sum_{i=1}^N Q_i / N$, gasto medio, en m^3 /seg
 X_i constante para cada gasto Q registrado, función de su periodo de retorno correspondiente
 $X_m = \sum_{i=1}^N X_i / N$, valor medio de las X

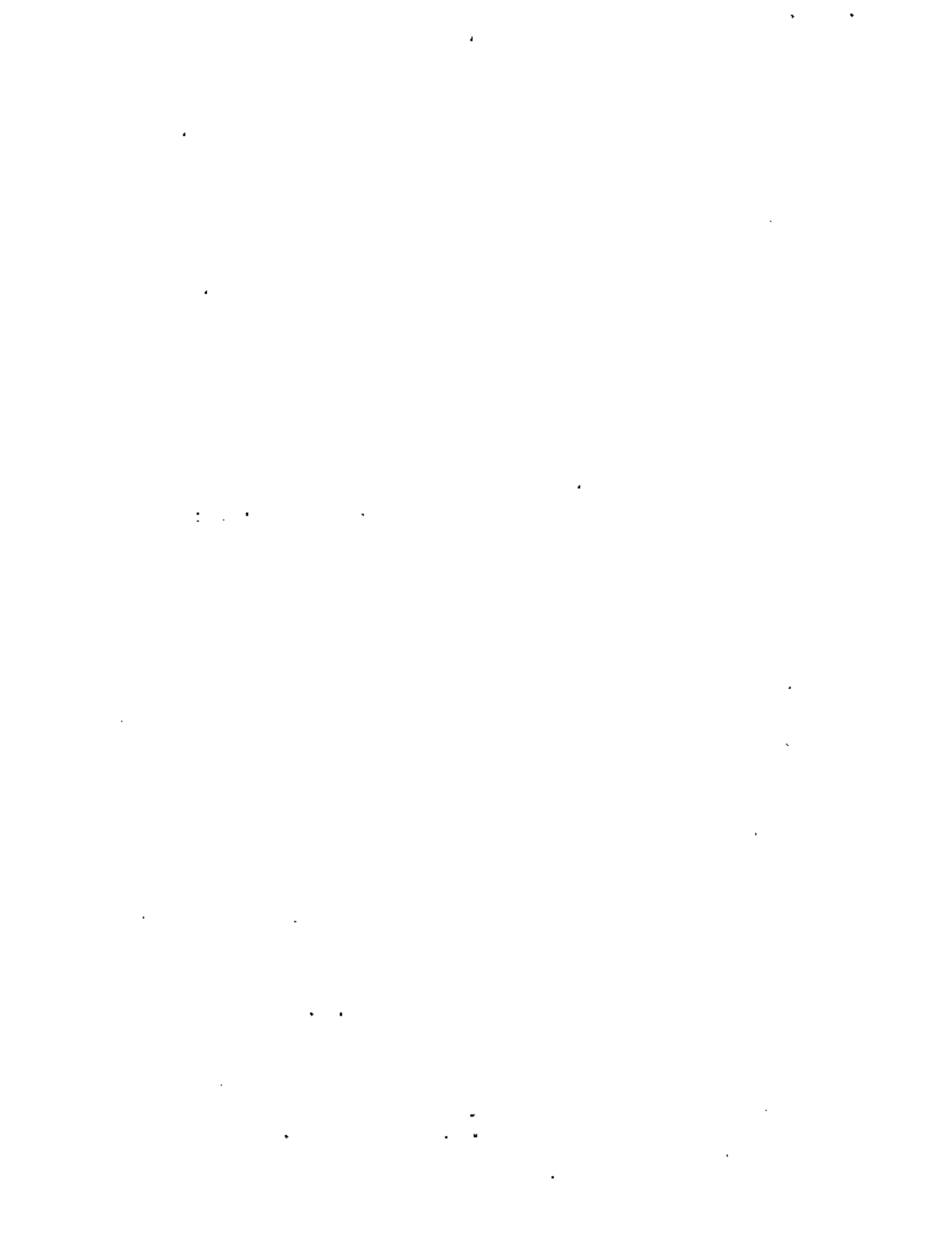
Para calcular los valores de X_i correspondientes a los Q_i , se ordenan estos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m_i ; el Q_i máximo le corresponderá el valor uno, al inmediato siguiente dos, etc. Entonces, el valor del periodo de retorno para cada Q_i se calculará como

$$\tau_r = \frac{N+1}{m_i} \quad (13)$$

Finalmente, el valor de cada X_i se obtiene sustituyendo el valor de 13 en 12.

El intervalo dentro del cual pueda variar el $Q_{máx}$ calculado por la ec 9, se obtiene como

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left(S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)} \quad (14)$$



siendo

$$S_{xx} = N \sum x_1^2 - (\sum x_1)^2$$

$$S_{qq} = N \sum q_1^2 - (\sum q_1)^2$$

$$S_{xq} = N \sum q_1 x_1 - (\sum q_1)(\sum x_1)$$

De la ec 14 se ve que ΔQ solo varía con x , la cual se calcula de la ec 12 sustituyendo el valor del periodo de retorno para el cual se calculó el $Q_{\text{máx}}$. Todos los demás términos que intervienen en la ec 14 se obtienen de los datos.

El gasto máximo de diseño correspondiente a un determinado periodo de retorno será igual al gasto máximo obtenido de la ec 9, más o menos el intervalo de confianza calculado según la ec 14.

Una aplicación del método de Nash se muestra en 5.4.2.

4.3.5 Método de Lebediev

El gasto máximo se obtiene a partir de la fórmula

$$Q_d = Q_{\text{máx}} + \Delta Q \quad (15)$$

donde

$$Q_{\text{máx}} = Q_m (K C_v + 1) \quad (16)$$

$$\Delta Q = \pm \frac{A E_r Q_{\text{máx}}}{\sqrt{N}} \quad (17)$$

[The text in this section is extremely faint and illegible. It appears to be a list of items or a table with multiple columns and rows. Some faint words like "Name", "Address", and "City" are visible, suggesting a directory or a list of records.]

Los términos que aparecen en las ecuaciones anteriores tienen el siguiente significado

A coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro. Cuantos más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si N es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7

C_s coeficiente de asimetría. Se calcula de

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3} \quad (18)$$

Por otra parte, Lebediev recomienda tomar los valores siguientes

$C_s = 2 C_v$ para avenidas producidas por deshielo

$C_s = 3 C_v$ para avenidas producidas por tormentas

$C_s = 5 C_v$ para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas

Entre estos valores y el que se obtiene de la ec 18 se escoge el mayor.

C_v coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación

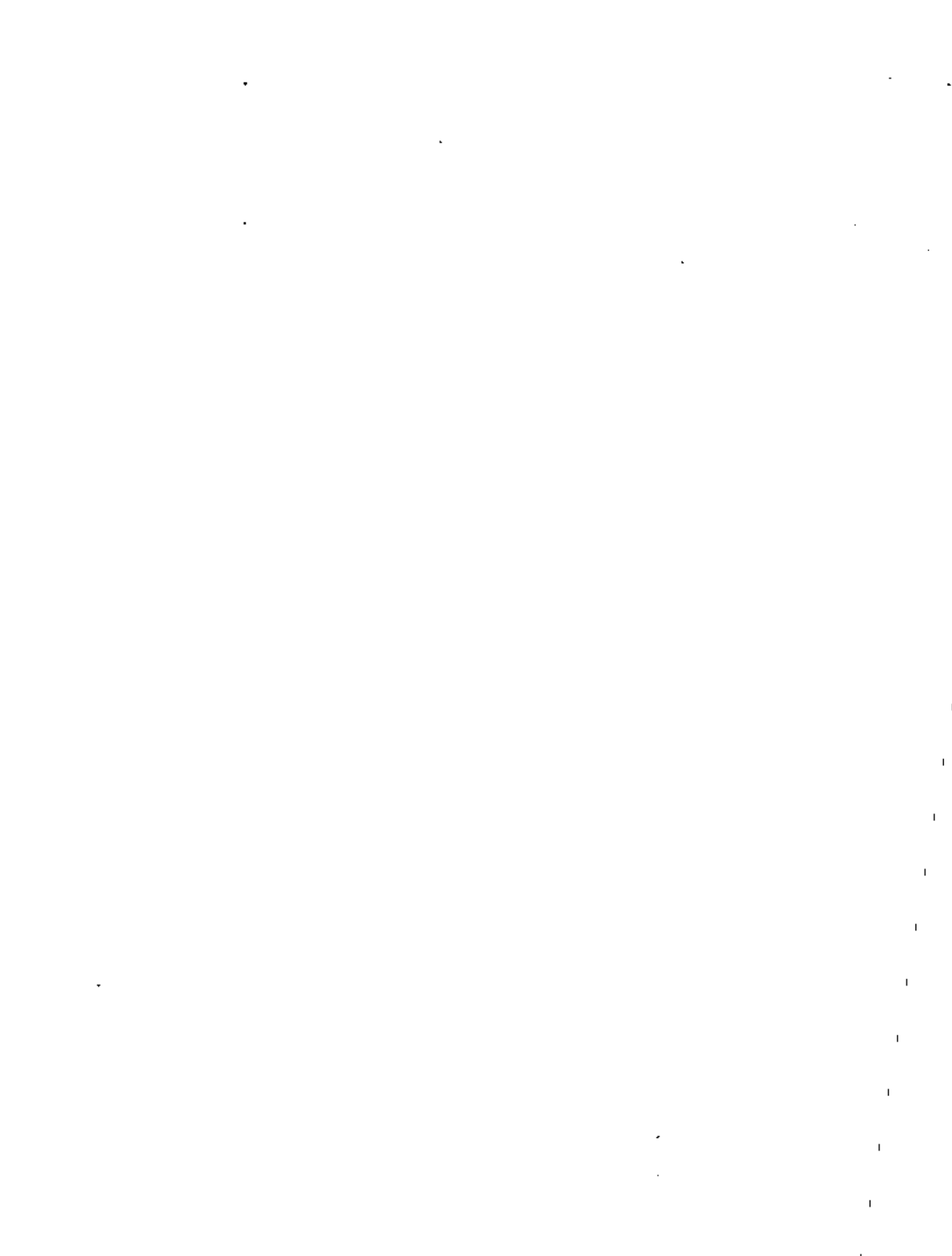
$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}} \quad (19)$$

E_r coeficiente que depende de los valores de C_v (ec 19) y de la probabilidad p (ec 3). Se encuentra en forma de gráfica en la fig 7

K coeficiente que depende de la probabilidad p, ec 3, expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño y del coeficiente de asimetría C_s (tabla 3)

N años de observación

Q intervalo de confianza, en m^3/seg



Q_d	gasto total de diseño, en m^3/seg
Q_i	gastos máximos anuales observados, en m^3/seg
Q_m	gasto medio, en m^3/seg , el cual se obtiene de

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \quad (20)$$

$Q_{\text{máx}}$	gasto máximo probable obtenido para un periodo de retorno determinado, en m^3/seg
------------------	--

En 5.4.3 se encuentra una aplicación del método de Lebediev.

4.4 Método del hidrograma unitario

Es de los métodos que requiere mayor cantidad de datos. Si bien necesita tener registros continuos de escurrimiento y de precipitación de la cuenca en estudio, tiene la ventaja respecto a los métodos anteriores que permite conocer el hidrograma de la avenida así como su gasto máximo.

Para aplicar este método se requiere procesar los datos de lluvia y escurrimiento en la siguiente forma

Cálculo de curvas de intensidad-duración-frecuencia¹ para la cuenca en estudio

Determinación del coeficiente de infiltración para cada avenida registrada (ver 5.1) y trazo de una gráfica de variación de capacidad de infiltración respecto al tiempo en el que se presentó dicha avenida

Obtención de hidrogramas unitarios para diferentes duraciones de lluvia en exceso (ver 5.2 y 5.3).

Una vez procesados los datos de acuerdo con los pasos anteriores, para aplicar el método se hace lo siguiente¹

- Se escoge el periodo de retorno de la tormenta de diseño (ec 3)
- Se supone una duración de tormenta
- Con el periodo escogido en g y la duración supuesta de b , se calcula la altura de precipitación con base en las curvas de intensidad-duración-frecuencia de la cuenca en estudio



d) Se calcula el histograma de la tormenta para la altura de precipitación obtenida en g (ver 5.1)

e) Con el histograma deducido en el paso anterior y escogiendo el valor del coeficiente de infiltración más desfavorable, se calcula la altura de la lluvia en exceso y la duración en exceso de la tormenta

f) Conocida la duración de lluvia en exceso se ve a que hidrograma unitario de los procesados corresponde. Escogido el hidrograma unitario, como se conoce la altura de la lluvia en exceso del paso anterior, se podrá determinar la avenida, multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la altura de lluvia. La avenida así deducida corresponde a una tormenta cuya duración se supuso en h . Si no se tiene conocimiento de la duración de la tormenta más desfavorable, se puede repetir el proceso a partir de h , suponiendo diversas duraciones de tormenta, hasta obtener la avenida más desfavorable.

5. EJEMPLOS NUMERICOS

5.1 Cálculo del histograma de una tormenta y su capacidad de infiltración

Datos

Del hidrograma de una tormenta aislada se calculó un volumen de escurrimiento directo igual a $11.5 \times 10^4 \text{ m}^3$.

Area de la cuenca, 500 ha

La distribución de la tormenta, así como su intensidad se encuentran en las primeras dos columnas de la tabla 5.1

Solución

a) Como se conoce el volumen de escurrimiento directo, se puede calcular la altura de lluvia en exceso

$$h_e = \frac{\text{Vol. esc. dir.}}{\text{Area drenada}} = \frac{11.5 \times 10^4}{500 \times 10^4} = 2.3 \text{ cm}$$

b) Cálculo del histograma de la tormenta



T A B L A 5.1

Datos		Precip Acumulada (cm)	Incr. tiempo (min)	Precip. en el Δt (cm)	Intensidad en el Δt (cm/hr)
Duración (min)	Intensidad (cm/hr)				
0					
30	5.0	2.5	30	2.5	5
60	4.0	4.0	30	1.5	3
90	3.0	4.5	0	0.5	1.0
120	2.4	4.8	30	0.3	0.6

De la tabla 5.1 se obtiene el histograma de la tormenta (fig 2), ordenando los valores de la última columna.

c) Cálculo del coeficiente de infiltración

1er. tanteo: $\phi = 1.5 \text{ cm/h}$

$$U_B = (5 - 1.5)0.5 + (3 - 1.5)0.5 = 2.50 > 2.3$$

2o. tanteo $\phi = 1.7 \text{ cm/h}$

$$U_B = (5 - 1.7)0.5 + (3 - 1.7)0.5 = 2.3 \text{ (correcto)}$$

Entonces, $\phi = 1.7 \text{ cm/h}$ es el coeficiente de infiltración

medio

5.2 Obtención del hidrograma unitario de una tormenta

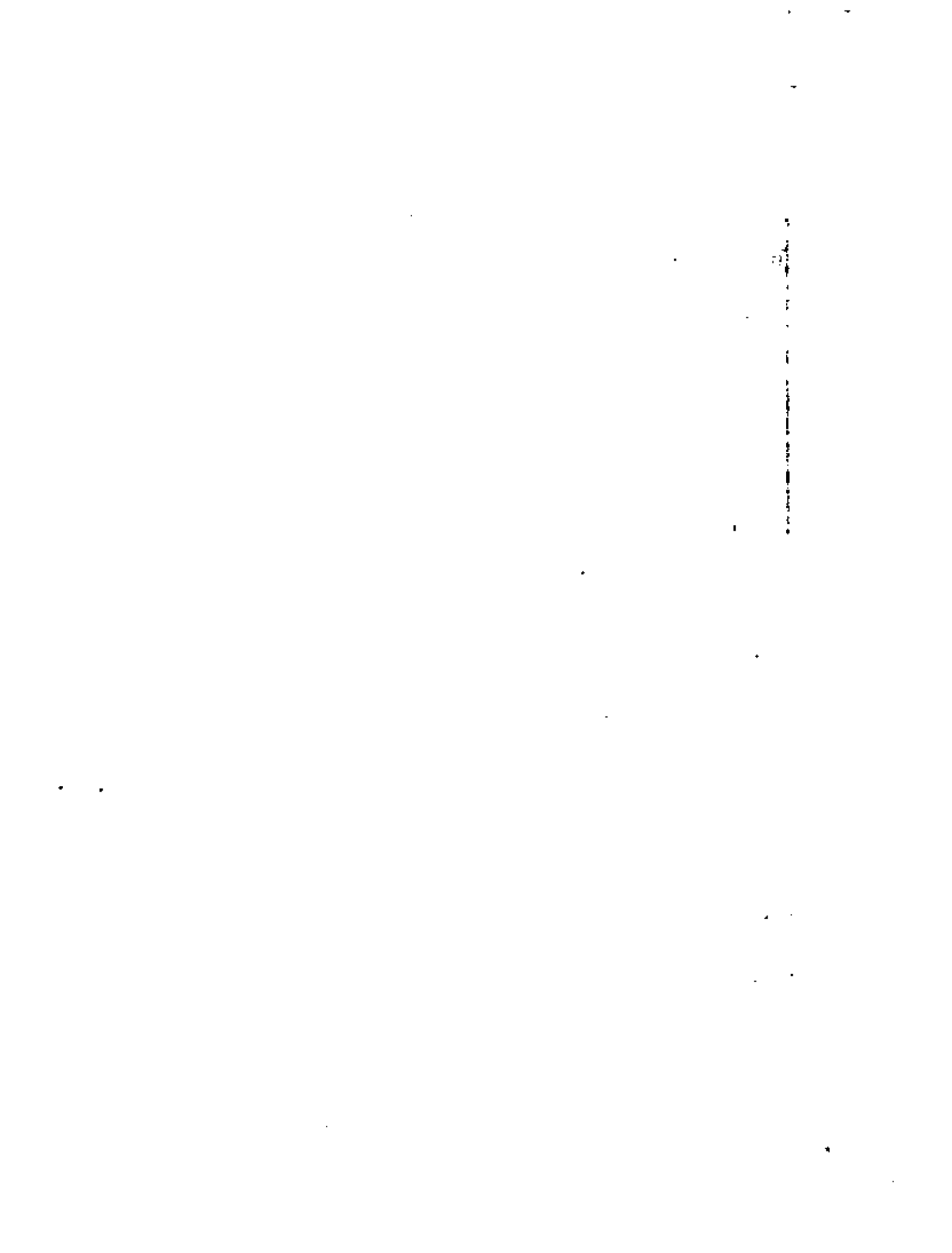
Datos

Area drenada, $2,894 \text{ km}^2$

Precipitación media, 6.73 cm

Duración lluvia en exceso, 12 h

Histograma de la tormenta (tabla 5.2, col 2)



Solución

En la tabla 5.2 se indica el proceso para obtener el hidrograma unitario. En la col 4 se obtiene el escurrimiento directo, restándole al gasto observado (col 2) el gasto base estimado (col 3).

Para calcular el volumen de escurrimiento directo se suman los valores de la col 4, y como los gastos se obtuvieron a un intervalo constante de tiempo (3 h igual a 1.08×10^4 seg), la suma total se multiplica por ese intervalo, es decir:

$$V_e = 9,532.10 \times 1.08 \times 10^4 = 102.95 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Como el área drenada es de $2,894 \text{ km}^2$, la altura de lluvia en exceso será

$$h = \frac{V_e}{A} = \frac{102.95 \times 10^6}{2,894 \times 10^6} = 0.0356 \text{ m} = 3.56 \text{ cm}$$

Las ordenadas del H.U. (col 5) se obtienen dividiendo las ordenadas del escurrimiento directo (col 4) entre 3.56. Este H.U. servirá para una duración de lluvia en exceso de 12 h, según datos obtenidos del hidrograma de la tormenta.

Todo el proceso se presenta en la fig 4.

5.3 Obtención del hidrograma unitario a partir de la curva S

La tabla 5.3 ilustra la aplicación de la curva S para la obtención de los hidrogramas unitarios para duraciones de lluvia en exceso de 12 h (col 2).

Con base en las ordenadas del hidrograma unitario (H.U.) para una $D_e = 12 \text{ h}$ (col 2) se construye la curva S (col 4), sumando las ordenadas del H.U. desplazado sucesivamente 12 h, que es el tiempo de lluvia en exceso para el que fue deducido.

Una vez conocida la curva S, para calcular el H.U. para una



$D_e = 6$ h, se desplaza la curva S esa duración (col 5) y se calcula la diferencia de ordenadas (col 6). Como la duración para la cual se calcula el H.U. es de la mitad de la del H.U. para el cual se calculó la curva S, a fin de obtener las ordenadas del nuevo H.U., las diferencias deberán multiplicarse por 2 (col 7).

Para un H.U. de 24 h, se desplaza la curva S 24 h (col 8) y se calcula la diferencia de ordenadas entre la curva S original y la desplazada (col 9). Para obtener las ordenadas del H.U. para $D_e = 24$ h, se multiplica la col 9 por 0.5, ya que la duración del H.U. que sirvió para la curva S es de la mitad del calculado.

Lo anterior se muestra en la fig 6.

5.4 Cálculo del gasto máximo por métodos estadísticos

Como ejemplo de aplicación de los métodos de Gumbel, Nash y Lebediev a continuación se calcula el gasto máximo que con un periodo de retorno de 50 y 100 años se puede presentar en la estación hidrométrica de Salvatierra, Gto., sobre el río Lerma.

Se recomienda formar una tabla de cálculo (tabla 5.4), don de las dos primeras columnas se integran con datos registrados en la estación en estudio, los que a su vez se obtienen de los boletines hidrológicos. Si se aplica el método de Gumbel solo se requieren las columnas uno a tres; para el método de Lebediev se usan todas las columnas, excepto la tres. Para el método de Nash se utiliza la tabla 5.5

5.4.1 Método de Gumbel

a) Cálculo del gasto medio anual registrado

De la tabla 5.4, si se suma la col 2 y se divide entre el número de años de registro, se obtiene

$$Q_m = \frac{2,243.00}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

100
101
102

103

104

105

106

107

108

109

110

T A B L A 5.2 Obtención del Hidrograma Unitario

Tiempo, en horas	Gasto observa- do, en m ³ /seg	Gasto base estimado, en m ³ /seg	Escurrimiento directo, en m ³ /seg	H. U. Oe = 12 en m ³ /seg
1	2	3	4	5
1, 0	42.5	42.5	0	0
3	45.3	41.1	4.2	1.2
6	53.8	39.6	14.2	4.0
9	85.0	39.6	45.4	12.8
12	178.4	39.1	139.3	39.1
15	342.7	31.5	304.2	85.4
18	577.7	37.9	539.8	151.6
21	761.8	33.4	728.4	204.6
24	818.4	33.4	785.0	220.5
2, 27	812.8	39.6	773.2	217.2
30	777.4	41.1	736.3	206.8
33	732.1	41.9	690.2	193.9
36	676.8	43.3	633.5	178.0
39	614.5	44.7	569.8	160.1
42	543.7	46.7	497.0	139.6
45	478.6	48.1	430.5	120.9
48	413.5	49.6	363.9	102.2
3, 51	362.5	51.0	311.5	87.1
54	317.2	52.4	264.8	74.4
57	287.4	53.8	233.6	65.6
60	257.7	55.2	202.5	56.9
63	235.0	55.8	179.2	50.3
66	215.2	56.6	158.6	44.6
69	192.4	57.8	134.6	37.8
72	179.8	58.9	120.9	34.0
4, 75	161.4	61.7	99.7	28.0
78	148.7	63.2	85.5	24.0
81	138.8	64.9	73.9	20.8
84	133.1	66.6	66.5	18.7
87	127.4	68.0	59.4	16.7
90	121.8	69.4	52.4	14.7
93	118.9	70.8	48.1	13.5
96	113.3	72.2	41.1	11.5
5, 99	110.4	73.6	36.8	10.3
102	106.2	75.0	31.2	8.8
105	103.4	76.4	27.0	7.6
108	99.1	77.8	21.3	6.0
111	96.3	79.2	17.1	4.8
114	93.5	80.6	12.9	3.6
117	90.6	82.0	8.6	2.4
Suma			9 542.1	

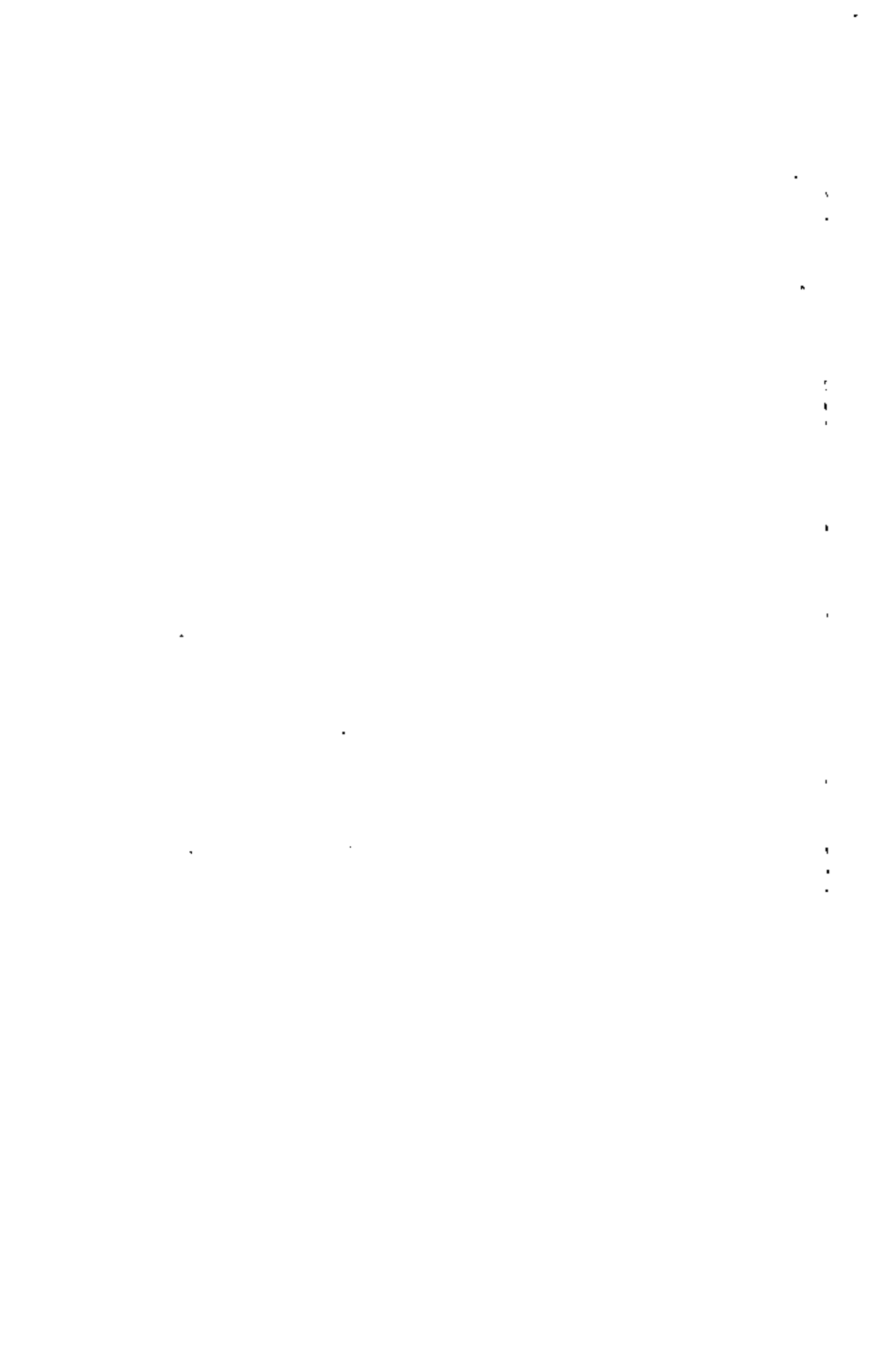


Tabla 5.3 Relación de Hidrogramas Unitarios e Hidrogramas Curva S

Tiempo, en horas	Cálculo de la Curva S, a partir de un H. U. para $D_e = 12$ horas			Cálculo del H. U. con $D_e = 6$ horas		Cálculo del H. U. con $D_e = 24$ horas			
	H. U. $D_e = 12$ horas		Curva S horas	Curva S desplaza da 6 h		H. U. $D_e = 6$ horas	Curva S despla zada 24 horas		H. U. $D_e = 24$ horas
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0		0		0	0		0	0
6	26		26	0	26	52		26	13
12	96		96	26	70	140		96	48
18	196		222	96	126	252		222	111
24	286	26	382	222	160	320	0	382	191
30	347	96	569	382	187	374	26	543	271.5
36	385	222	767	569	198	396	96	671	335.5
42	394	382	963	767	196	392	222	741	370.5
48	374	569	1141	963	170	356	382	759	379.5
54	334	767	1297	1141	156	312	569	728	364
60	292	963	1433	1297	136	272	767	666	333
66	254	1141	1551	1433	118	236	963	588	294
72	216	1297	1649	1551	98	196	1141	508	254
78	181	1433	1732	1649	83	166	1297	435	217.5
84	148	1551	1797	1732	65	130	1433	364	182
90	117	1649	1849	1797	52	104	1551	298	149
96	91	1732	1888	1849	39	78	1649	239	119.5
102	65	1849	1914	1888	26	52	1732	182	91
108	45	1888	1933	1914	19	38	1797	136	68
114	31	1914	1945	1933	12	24	1849	96	48
120	21	1933	1954	1945	9	18	1888	66	33
126	14	1945	1955	1954	5	10	1914	45	22.5
132	8	1954	1962	1959	3	6	1933	29	14.5
138	4	1959	1963	1962	1	2	1954	18	9
144	1	1963	1963	1963	0	0	1959	9	4.5
150	0	1963	1963	1963			1962	4	2
156			1963	1963			1963	1	0.5
162			1963	1963			1963	0	0

b) Cálculo de la desviación estándar

Tomando en cuenta el valor de Q_m y la suma de la col 3, tabla 5.4 sustituyendo en la ec 7, se obtiene

$$\sigma_q = \sqrt{\frac{36.59 \times 10^4 - 20 (112.44)^2}{19}} = 77.20$$

c) Cálculo de los coeficientes \bar{Y}_n y σ_n

De la tabla 1, para $N = 20$ se obtiene $\bar{Y}_n = 0.52355$

$$\text{y } \sigma_n = 1.06283$$

d) Obtención de la ecuación del gasto máximo

Sustituyendo los valores calculados en los pasos anteriores en la ec 6, se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.44 - \frac{77.20}{1.06283} (0.52355 - \log_{10} T_r)$$

$$Q_{\text{máx}} = 74.44 + 72.7 \log_{10} T_r$$

e) Gasto máximo para diferentes T_r

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 358 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 408 \text{ m}^3/\text{seg}$$

f) Intervalo de confianza

Como $\beta = 1 - \frac{1}{T_r}$ en los dos casos es mayor de 0.90, el intervalo de confianza se calcula aplicando la ec 8b; así

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \times 77.20}{1.06283} = \pm 83$$

g) Gasto máximo de diseño

El gasto máximo de diseño es la suma del gasto máximo más el intervalo de confianza, por lo que

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_d = 358 + 83 = 441 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_d = 408 + 83 = 491 \text{ m}^3/\text{seg}$$

5.4.2 Método de Nash

a) Cálculos preliminares

Para la aplicación de este método los gastos máximos anuales se ordenan en forma decreciente como se indica en la col 1, tabla 6.5. La col 2 es el número de orden que va de 1 a 20, pues es este el número de datos. La col 3 se calcula empleando la ec 13, que en este caso se transforma en

$$T_r = \frac{20 + 1}{m_i} = \frac{21}{m_i}$$

Las X_i se obtienen sustituyendo en la ec 12 los valores de la col 4.

b) Cálculo de Q_m y X_m

Sumando las cols 1 y 2, y dividiéndolas entre el número de años de registro, se obtiene

$$Q_m = \frac{2,248.8}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$X_m = \frac{-11.79}{20} = -0.59$$

c) Cálculo de las constantes a y c

De la ec 11 se obtiene

$$c = \frac{-1,998.60 - 20(-0.59)(112.44)}{11.18 - 20(0.59)^2} = \frac{-571.80}{4.18} = -160.7$$

y de la ec 10

$$a = 112.44 - (-160.7)(-0.59) = 17.63$$

d) Gasto máximo

Sustituyendo los valores de las constantes a y c en la ec 9, se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 17.63 - 160.70 \log \log \frac{T_r}{T_r - 1}$$



y entonces

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 348 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 397 \text{ m}^3/\text{seg}$$

e) Intervalo de confianza

Para calcular este intervalo se emplea la ec 14. Antes de aplicarla conviene calcular

$$S_{xx} = 20 \times 11.20 (11.79)^2 = 85$$

$$S_{qq} = 20 \times 36.59 \times 10^4 - (2,248.8)^2 = 224 \times 10^4$$

$$S_{xq} = 20 (-1,998.6) - (2,248.8) (-11.79) = 13,491$$

Sustituyendo en la ec 14, se obtiene

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{295 + [x - (-0.59)]^2} 71.90$$

El valor de x se calcula de la ec 12 para cada T_r

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } x = -2.056, \Delta Q = 42$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } x = -2.355 \text{ y } \Delta Q = 46$$

f) Cálculo del gasto de diseño

Se obtiene sumando al $Q_{\text{máx}}$ el valor de ΔQ

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_d = 348 + 42 = 390 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_d = 397 + 46 = 443 \text{ m}^3/\text{seg}$$

5.4.3 Método de Lebediev

a) Obtención del gasto medio Q_m

Se logra aplicando la ec 18, que es la suma de la col 2, de la tabla 5.4, dividida entre el número de años de registro, entonces

$$Q_m = \frac{2,248.8}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

b) Obtención del coeficiente de variación C_v

Teniendo en cuenta la tabla 5.4, la ec 19 se reduce a sumar la col 6 y dividirla entre el número de años de registro. Ese valor, al sacarle raíz cuadrada, queda

$$C_v = \sqrt{\frac{8.94}{20}} = 0.67.$$

c) Obtención del coeficiente de asimetría C_s

Como el número de años de registros es pequeño no es necesario aplicar la ec 18, ya que es lógico que se obtenga un valor más pequeño que el recomendado por Lebediev. Considerando que la avenida es producida por tormentas, el coeficiente toma el valor

$$C_s = 3 C_v = 3 \times 0.67 = 2.01$$

d) Obtención del coeficiente K

Para el periodo de retorno de 50 años, de la ec 3 se obtiene $p = 2$ por ciento. Con $p = 2$ y $C_s = 2.01$, de la tabla 3b se obtiene $K = 2.91$.

Para el periodo de retorno de 100 años, de la ec 3 se obtiene $p = 1$ por ciento. Con $p = 1$ y $C_s = 2.01$, de la tabla 3b se obtiene $K = 3.60$.

e) Obtención de E_r

De la fig 7, para $p = 2$ y $C_v = 0.67$, se obtiene $E_r = 0.95$.
Para $p = 1$ y $C_v = 0.67$, se obtiene $E_r = 1.00$

f) Obtención del gasto máximo

Para el periodo de retorno de 50 años, de la ec 16 se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.44 (2.91 \times 0.67 + 1) = 334 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para el periodo de retorno de 100 años, de la ec 16 se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.44 (3.60 \times 0.67 + 1) = 384 \text{ m}^3/\text{seg}$$



g) Obtención del intervalo de confianza ΔQ

Se escogerá $A = 1.0$. De la ec 17, se obtiene para $T_r = 50$ años

$$\Delta Q = \pm \frac{1 \times 0.95 \times 334}{\sqrt{20}} = 72$$

Para $T_r = 100$ años

$$\Delta Q = \pm \frac{1 \times 1.00 \times 388}{\sqrt{20}} = 87$$

n) Obtención del gasto de diseño

Para $T_r = 50$ años

$$Q_d = 334 + 72 = 406 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para $T_r = 100$ años

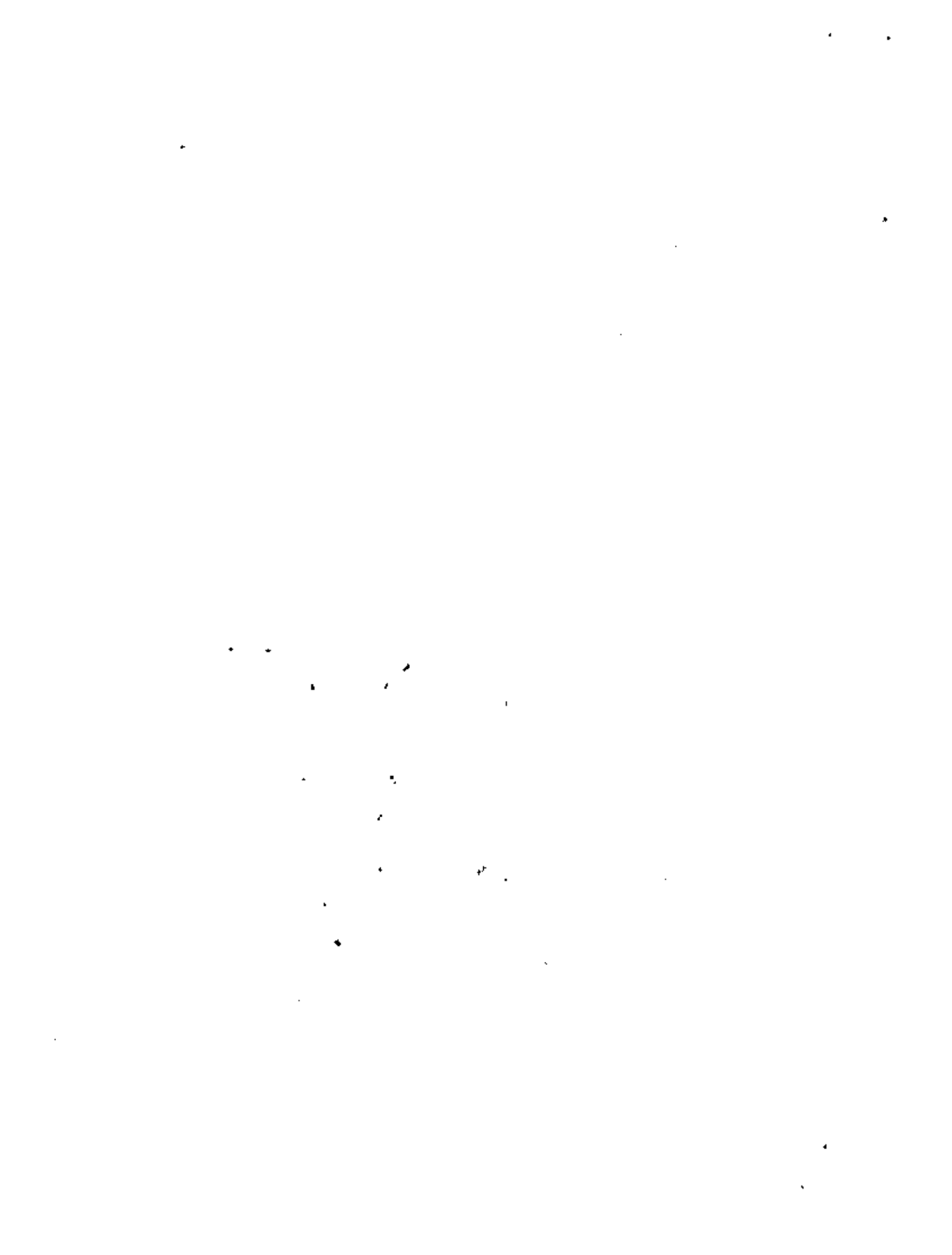
$$Q_d = 388 + 87 = 475 \text{ m}^3/\text{seg}$$

T A B L A 5.4

1	2	3	4	5	6
Año de observación	Gasto máximo anual (Q_i)	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$\frac{Q_i}{Q_m}$	$\frac{Q_i}{Q_m} - 1$	$\left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right]^2$
1943	300	9	2.67	1.67	2.79
44	188	3.53	1.67	0.67	0.45
45	147	2.16	1.31	0.31	0.09
46	105	1.10	0.93	-0.07	0.00
47	165	2.72	1.47	0.47	0.22
48	203	4.12	1.81	0.81	0.65
49	48.8	0.24	0.43	-0.57	0.32
1950	36.2	0.13	0.32	-0.68	0.46
51	56.3	0.32	0.50	-0.50	0.25
52	56.8	0.32	0.51	-0.50	0.25
53	45.2	0.20	0.40	-0.60	0.36
54	47.9	0.23	0.43	-0.57	0.32
55	141	1.99	1.25	0.25	0.06
56	98.2	0.96	0.87	-0.13	0.02
57	53.6	0.29	0.48	-0.52	0.27
58	246	6.05	2.19	1.19	1.41
59	156	2.43	1.39	0.39	0.15
1960	47.9	0.23	0.43	-0.57	0.32
61	54.9	0.30	0.49	-0.51	0.26
62	52.	0.27	0.46	-0.54	0.29
SUMA	2248.8	36.59			8.94

T A B L A 5.5

Q_i	m	T_r	$\frac{T_r}{T_r - 1}$	X_i	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$Q_i X_i$	X_i^2
300	1	21	1.050	-1.67	9.00	-501	2.79
246	2	10.5	1.105	-1.36	6.05	-334.5	1.85
203	3	7	1.166	-1.18	4.12	-239.5	1.40
188	4	5.25	1.233	-1.04	3.53	-195.5	1.08
165	5	4.20	1.313	-0.93	2.72	-153.4	0.87
156	6	3.50	1.400	-0.84	2.43	-131	0.71
147	7	3	1.500	-0.75	2.16	-110	0.56
141	8	2.63	1.615	-0.68	1.99	-96	0.46
105	9	2.33	1.750	-0.61	1.10	-64	0.37
98.2	10	2.10	1.910	-0.55	0.96	-54	0.30
56.8	11	1.91	2.100	-0.49	0.32	-28	0.24
56.3	12	1.75	2.335	-0.43	0.32	-24.2	0.19
54.9	13	1.62	2.610	-0.38	0.30	-20.8	0.14
53.6	14	1.50	3.000	-0.32	0.29	-17.2	0.10
52.0	15	1.40	3.500	-0.26	0.27	-13.5	0.07
48.8	16	1.31	4.225	-0.20	0.24	-9.8	0.04
47.9	17	1.24	5.170	-0.15	0.23	-7.1	0.02
47.9	18	1.17	6.880	-0.07	0.23	-3.4	
45.2	19	1.11	10.091	0.00	0.20		
36.2	20	1.05	21.000	0.12	0.13	4.3	0.01
Σ 248.8				-11.79	36.59	-1998.6	11.18



6. AGRADECIMIENTO

-El Ing. José Luis Sánchez Bribiesca hizo la revisión crítica del manuscrito.

7. REFERENCIAS

1. Ch. O. Wister, y E. F. Brater, "Hydrology", John Wiley & Sons, Inc. (1963)
2. Ven te Crow, "Handbook of Applied Hydrology", Mc Graw-Hill, Inc. (1964)
3. R. K. Linsley, M. A. Kohler, y J. L. Paulhus, "Applied Hydrology", Mc Graw-Hill, Inc., International Student Edition
4. "Design of Small Dams", United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation
5. A. Capella y J. L. Sánchez B., "Método Estadístico para determinar la relación precipitación-escurrimiento", Publicación del Instituto de Ingeniería, 145 (sep 1967)
6. L. E. Borgman, "Risk Criteria", Journal of the Water Ways and Harbor Division, A.S.C.E (Ago 1963)
7. E. Gumbel, "Statistics of Extremes", Columbia University Press
8. "Gastos máximos en las corrientes de la República Mexicana", Secretaría de Recursos Hidráulicos (1961)
9. R. B. Thorn, "River Engineering and Water Conservation Works", Butterworths (1966)
10. P. A. P. Moran, "The Statistical Treatment of Flood Flows", Trans., American Geophysical Union, Vol 38, No 4 (ago 1957)

TABLA 1

N	y_N	σ_N	N	y_N	σ_N
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

TABLA 2

ϕ	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)



TABLA 30

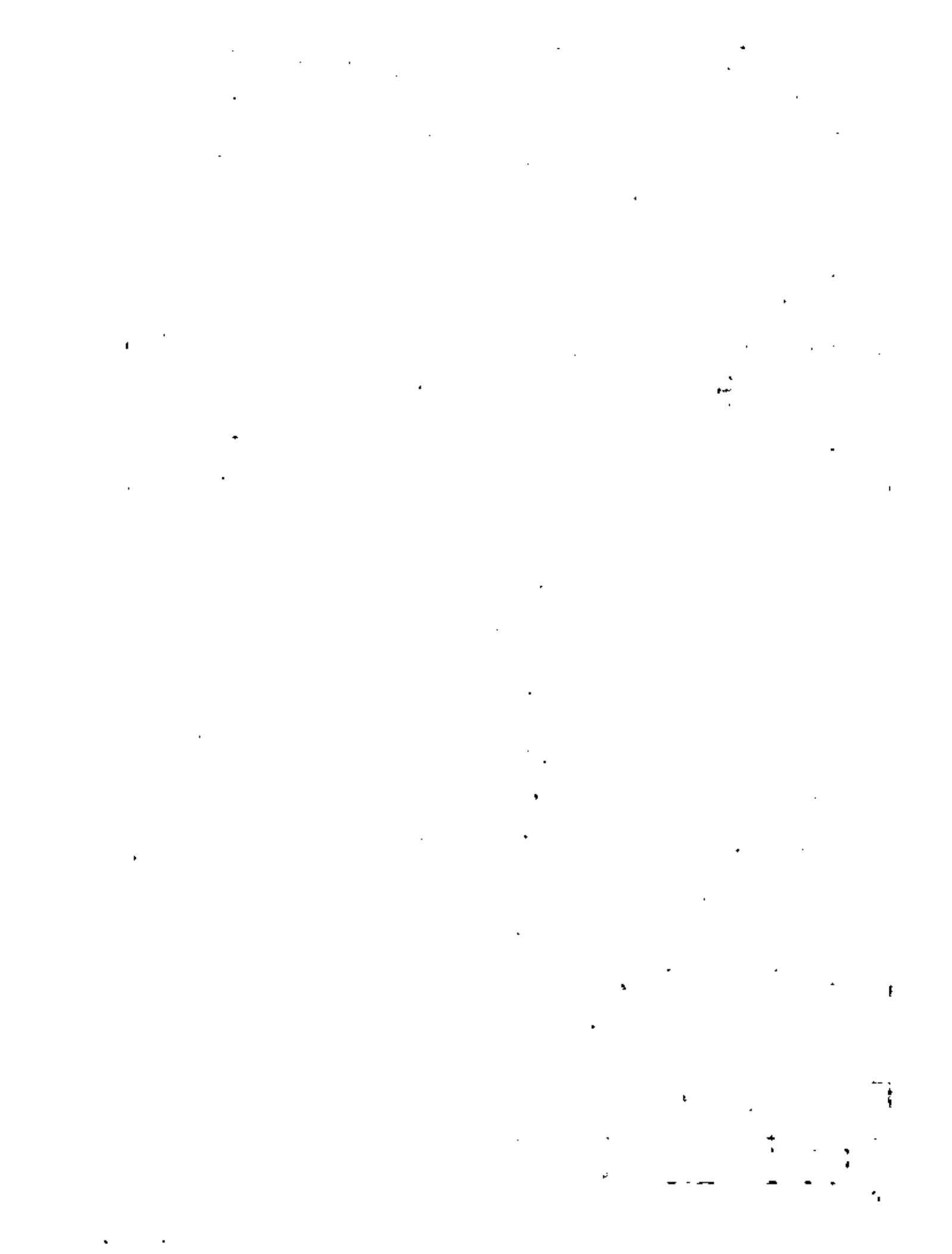
VALORES DE K

C _s	P en %																					C _s	
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99		99.9
0.0	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	0.0
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.28	-3.02	0.05
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95	0.1
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.98	0.15
0.2	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.2
0.25	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	0.25
0.3	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.3
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.60	0.35
0.4	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	0.4
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
0.5	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	-2.40	0.5
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.6	5.05	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27	0.6
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
0.7	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.7
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.76	-2.08	0.75
0.8	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.8
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.68	-1.90	0.9
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.0	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58	1.2
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.3	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.3
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.26	-1.36	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.4
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.5
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.7
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

TABL. 3b

VALORES DE K

C _s	P en %																				C _s		
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
1.8	7.76	5.64	4.15	3.50	2.85	2.48	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.67	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.06	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.0
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.95	-0.967	-0.976	2.05
2.1		6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.1
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.2		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.910	2.2
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.886	-0.890	2.25
2.3		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.3
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.4		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.4
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.5		6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.5
2.55		6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	-0.780	-0.785	-0.785	2.55
2.6		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.6
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.7		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.7
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.063	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75
2.8		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.9		7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.689	-0.690	-0.698	-0.690	2.9
2.95		7.05	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.678	-0.678	2.95
3.0		7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.1		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1
3.15		7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.636	-0.636	-0.636	3.15
3.2		7.35	5.08	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.2
3.25		7.39	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.3		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.596	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.4		7.54	5.19	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.589	-0.589	-0.589	3.4
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	-0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45
3.5		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.5





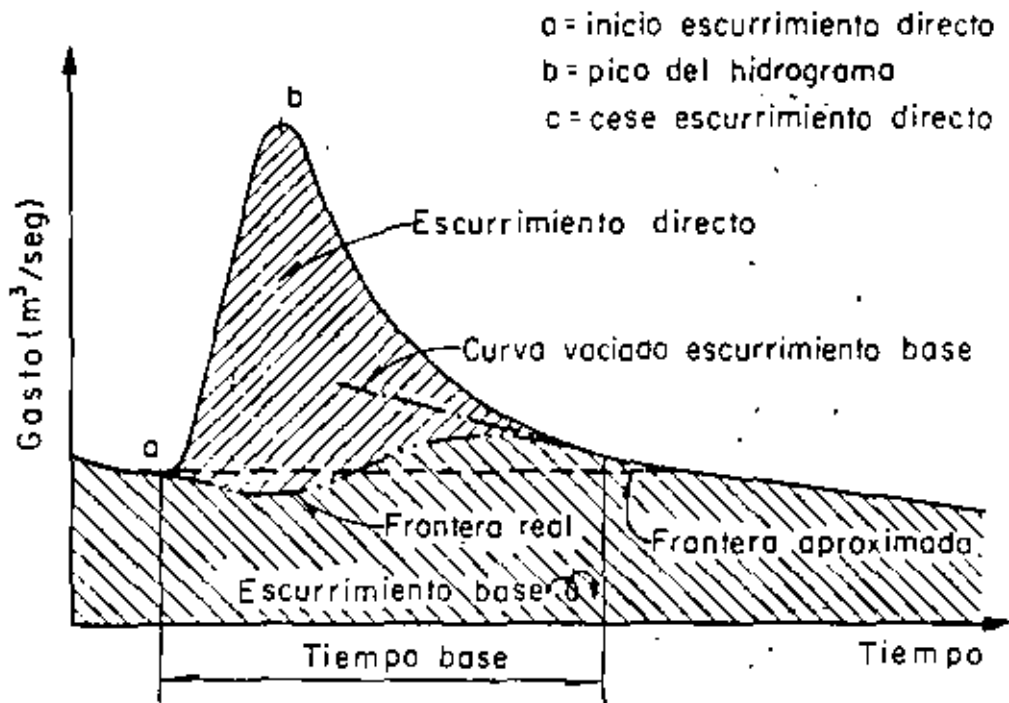


Fig. 1 Hidrograma

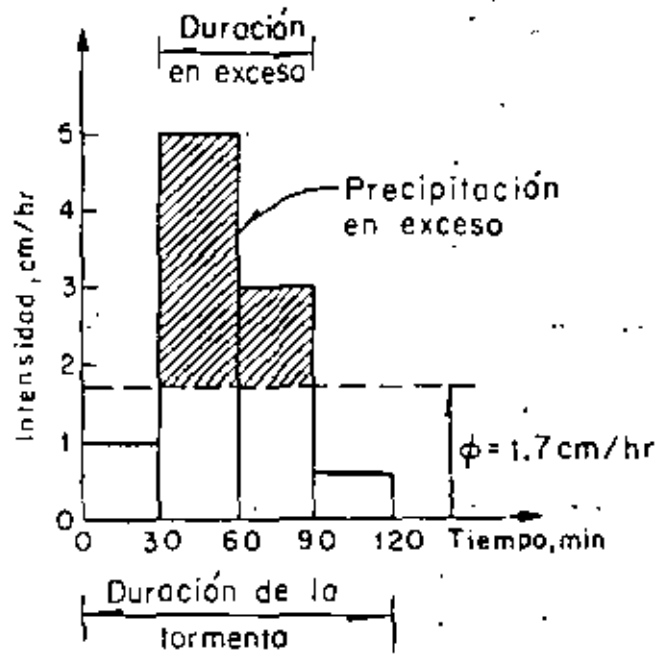


Fig. 2 Hietograma

—

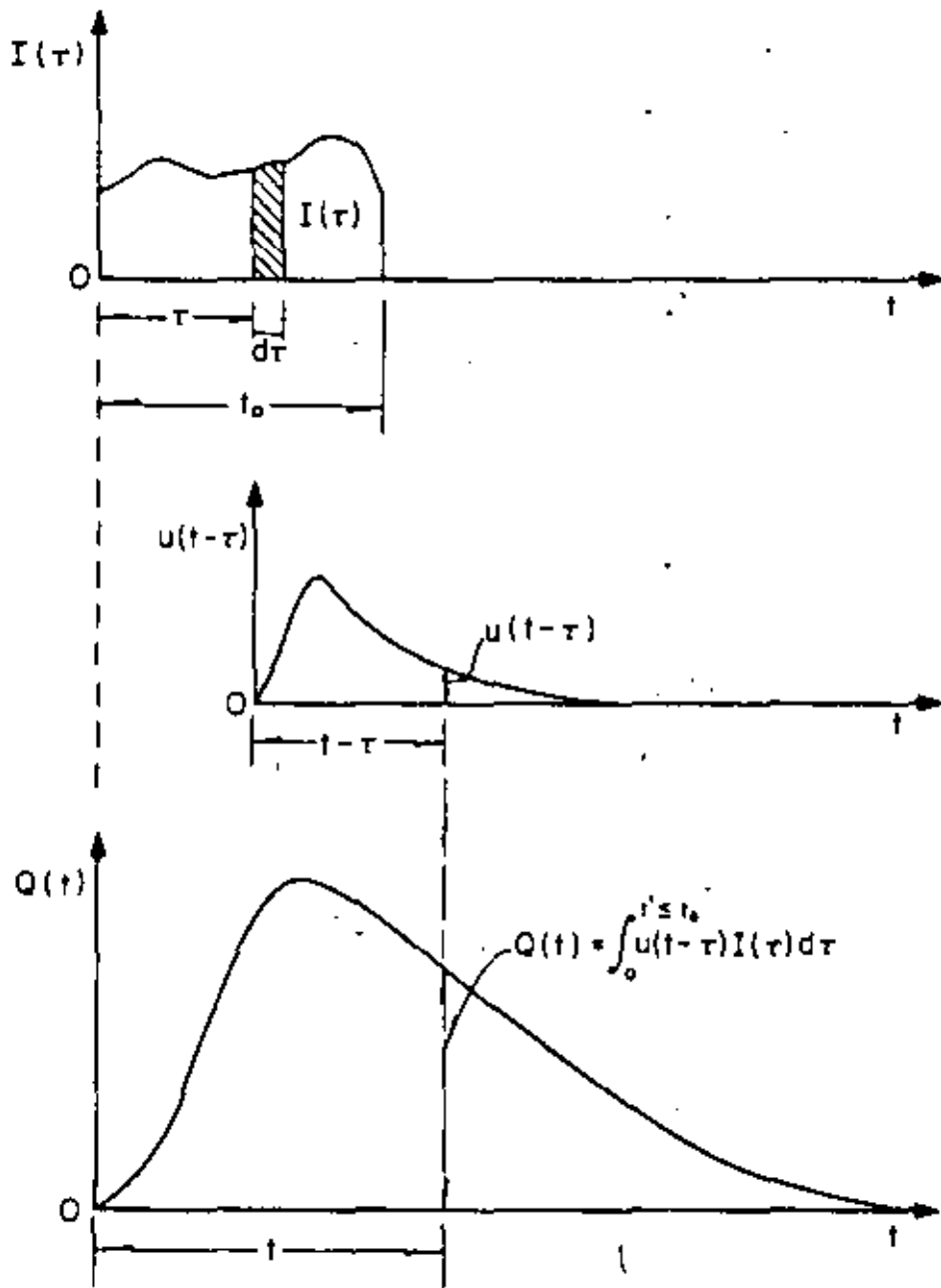


Fig. 3 Relación de $I(\tau)$ y el hidrograma unitario instantáneo



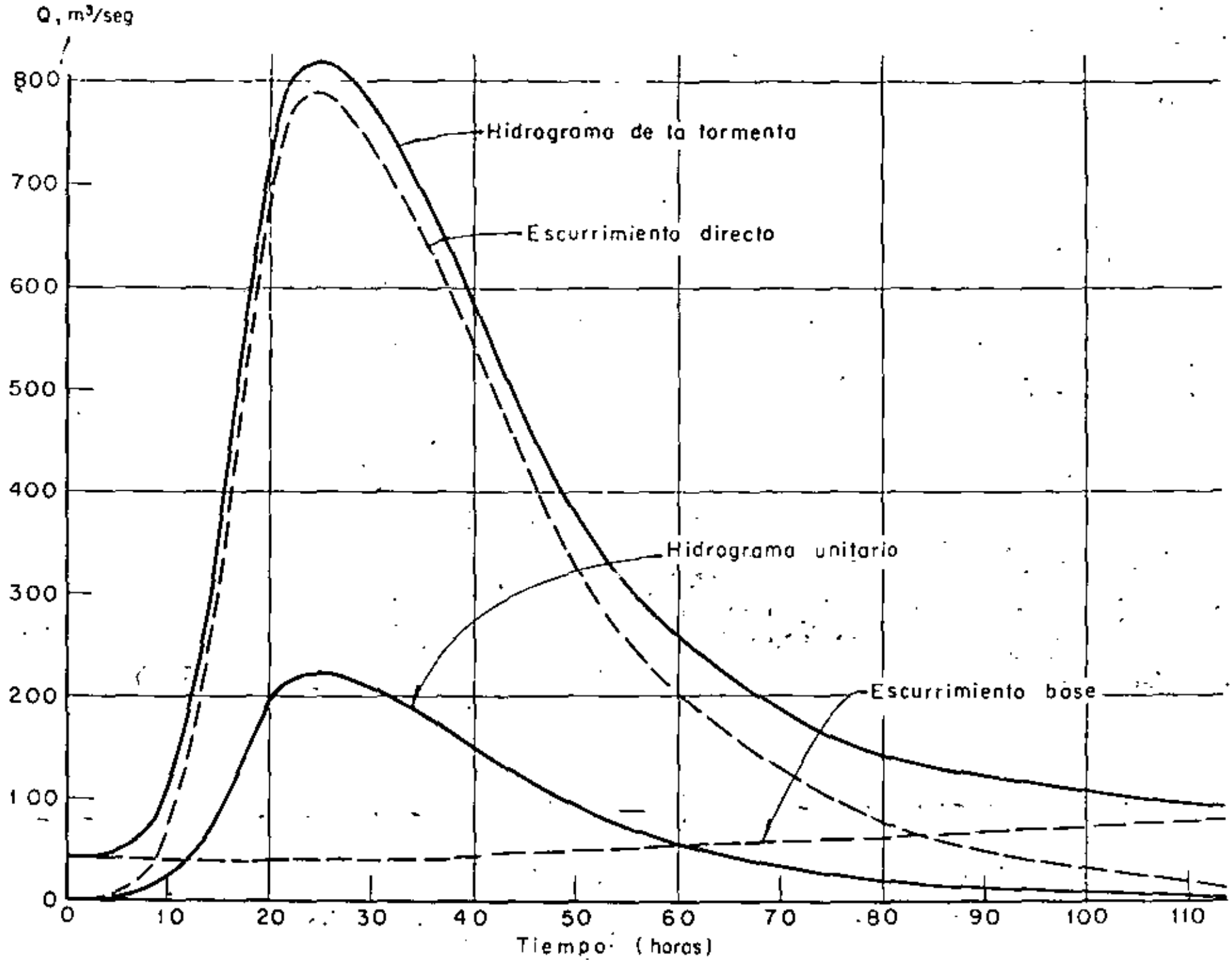


Fig. 4

Handwritten text, possibly bleed-through from the reverse side of the page. The text is extremely faint and illegible due to the quality of the scan. It appears to be a list or a set of notes, but the specific content cannot be discerned.

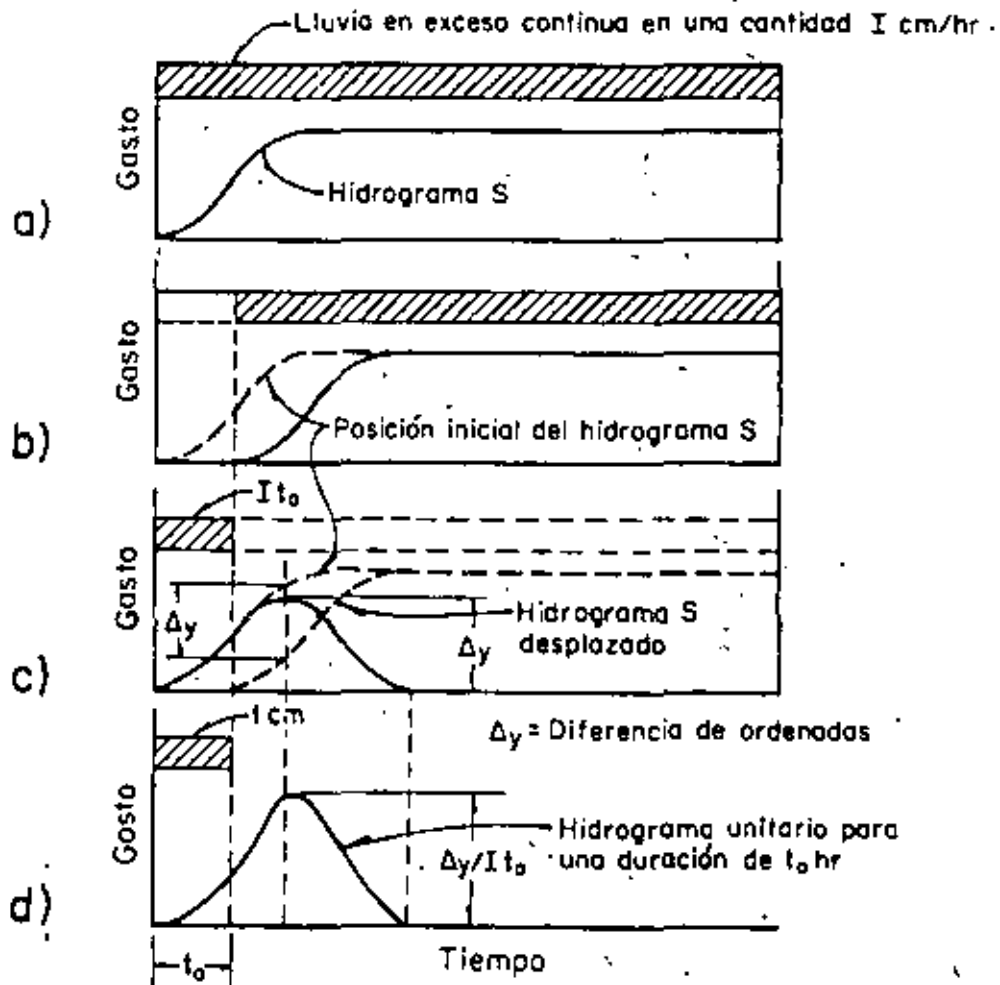
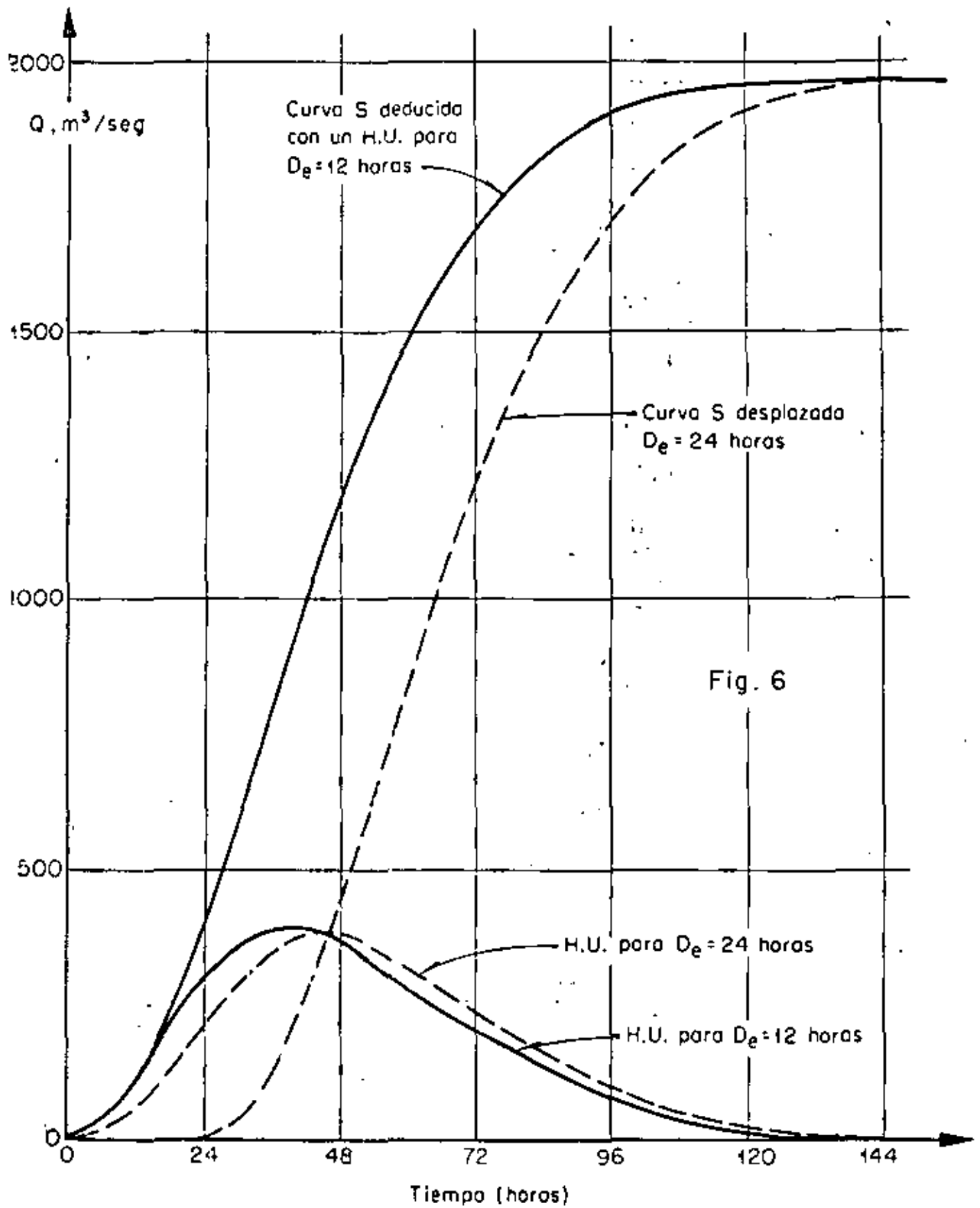


Fig. 5 Dedución de un hidrograma unitario por medio del método del hidrograma S





METODO DE LEBEDIEV

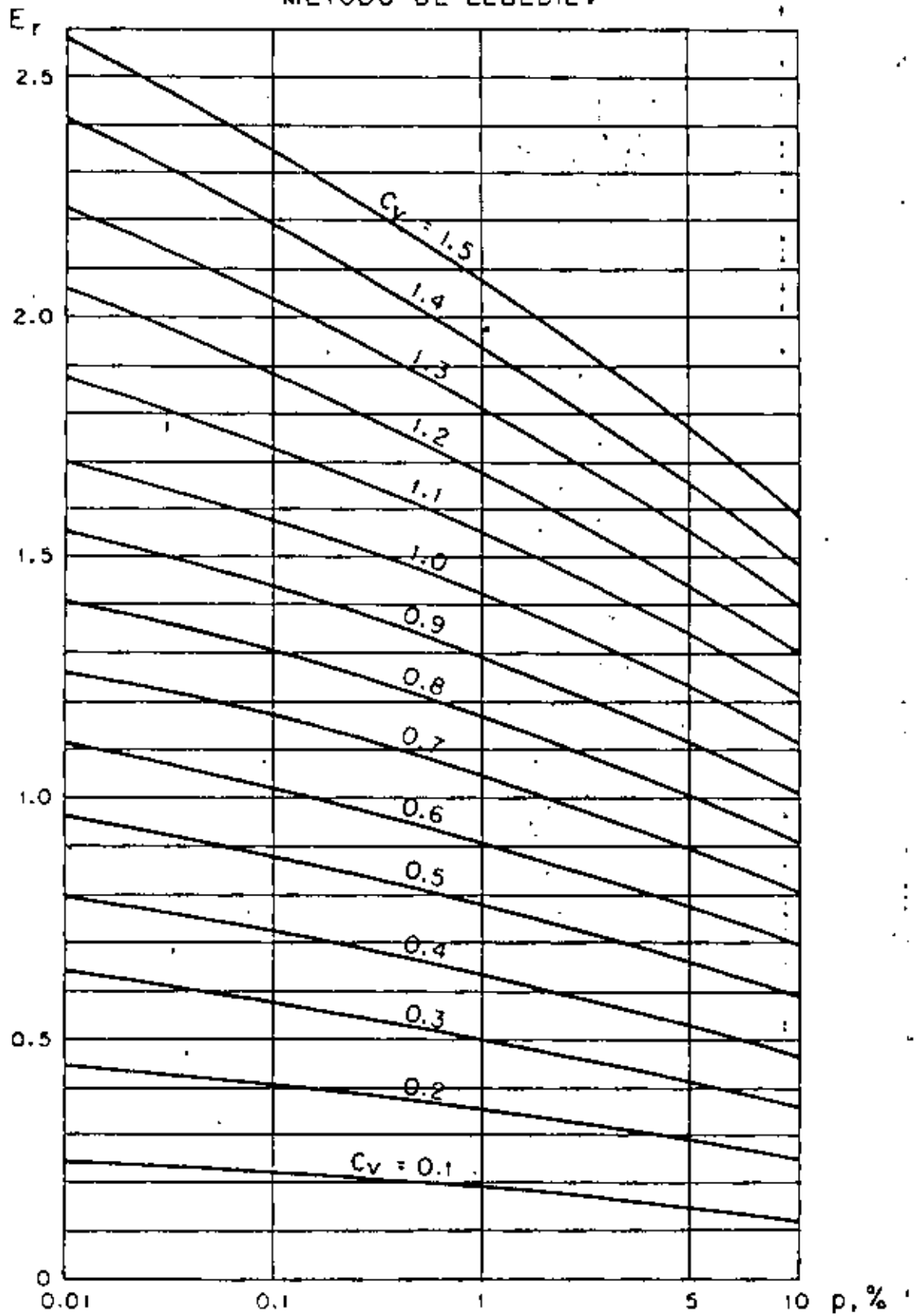


Fig. 7 VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y p EN PORCENTAJE

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

101

1.- Las bases de partida para que estos funcionamientos sean validos se describen a continuación.

a).- Revestimiento de canales principales y Red de Distribución en todo el Distrito para aumentar la eficiencia de conducción, (Ec).

b).- Tecnificar lo mejor posible a usuarios y personal encargado de los aforos y repartición de agua en las zonas virgenes e incrementarlas en zonas existentes (eficiencia parcelaria Ep).

c).- Cumpliendo con a) y b) aumentaremos la eficiencia de distrito $Ed = Ep \times Ec$.

d).- Construcción equilibrada de Rehabilitación y Ampliación de tal manera que se entregue el agua a la ampliación según sea el avance de construcción en rehabilitación y de acuerdo a la disponibilidad de agua en las presas.

2.- Para el Estudio de Funcionamiento se tomo un periodo de 12 años (1969 - 1980).

3.- Se hizo una simulación de los funcionamientos para conocer como se hubieran comportado las presas de acuerdo a una ley de extracciones estudiada entre personal del Distrito, Residencia y en base a los siguientes estudios:

a).- Se calculó la ley de demandas según el plan de cultivos propuesto por el Distrito, ver tablas 1 y 2, se consideró la superficie total 81 370 ha y 15 000 ha, de dobles cultivos ver Tabla 3 y Fig 1.

b).- Se determinaron los volúmenes necesarios para: Cultivos, usos domésticos, auxilios de Boquilla y pérdidas de este volumen, volúmenes derivados entre Boquilla y Ojo Caliente y margen derecha del Rio Conchos, además sus pérdidas respectivas ver Tabla Nos. 4 y 5 y Fig-No.1

c).- Para este estudio se tomó una eficiencia de Distrito $Ed = 0.7$ tomando como base de los datos reales que se tiene en la zona ya revestida, ver tabla No.6 de eficiencias actuales y obtenidas & esperadas.

d).- Los datos de aportaciones fueron tomadas al 100% para calcular los funcionamientos de la residencia, ver tabla No. (7 en Fco.I.Madero) y (7' en Boquilla).

e).- Las evaporaciones y precipitaciones se tomaron de acuerdo a los datos reales y aplicando la Metodología convencional, ver hoja de cálculo y tabla No. (8 y 9 en Fco.I. Madero) y (8' y 9' en Boquilla).

4.- De acuerdo al estudio de funcionamientos de vasos se tiene lo siguiente:

Periodo 1950 - 1980 (31 años de Datos)

PRESA FCO. I. MADERO

Volúmen de Deficiencias en el periodo	=	$892.82 \times 10^6 \text{ M}^3$	(-)
Volúmen de Derrames en el periodo	=	$2360.40 \times 10^6 \text{ M}^3$	(-)
SOBRANTE (+)	=	$1467.58 \times 10^6 \text{ M}^3$	

PRESA LA BOQUILLA:

Volúmen de Deficiencias en el periodo	=	$5672.22 \times 10^6 \text{ M}^3$	(-)
Volúmen de Derrames en el periodo	=	$0.00 \times 10^6 \text{ M}^3$	(-)
FALTANTE (-)	=	$5672.22 \times 10^6 \text{ M}^3$	

VOLUMEN FALTANTE EN LAS FUENTES SUPERFICIALES EN EL PERIODO = V_f

$$V_f = (5672.22 - 1467.58) \times 10^6 = 4204.64 \times 10^6 \text{ M}^3$$

$$V_f \text{ por año} = \frac{4204.64 \times 10^6}{31} = 135.6 \times 10^6 \text{ M}^3$$

Este volúmen faltante medio por año implica la perforación de pozos, considerando pozos de $q = 70$ lts/seg/pozo y trabajando durante 10 meses se tiene:

$$\text{No. de pozos} = \frac{135.6 \times 10^6}{0.070 \times 10 \times 30 \times 24 \times 60 \times 60} \approx 75 \text{ Pozos}$$

Además de la construcción de 75 pozos es necesario la construcción de la presa Villalba para aprovechar los derrames de la Presa Fco.I.Madero y dar equilibrio a la ecuación de entradas y salidas.

NOTA:

Se anexan volúmenes de Derrames reales según datos del Distrito, tabla No. 10

5.- CONCLUSION:

Según el estudio de funcionamiento de vasos se llegó a lo siguiente:

De acuerdo a los datos estadísticos se observó que es necesario que las presas trabajen en conjunto y no se utilice la Fco. 1. Madero únicamente como presa reguladora; los derrames en dicha Presa podrían auxiliar a la Presa La Boquilla en sus periodos de deficiencia. Para lograr esto es necesario mayor capacidad útil en la Fco. 1. Madero, lo cual no es posible pues existe desequilibrio entre aportaciones, Ley de extracciones y de área de embalse muy limitada, esto hace que se comporte más bien como Presa Reguladora y como consecuencia se tenga un mal aprovechamiento en la ley de extracciones, además se provocan problemas socioeconómicos debido a los percances que causan las avenidas aguas abajo de esta; se ha visto en años anteriores algunos problemas en los cruces de caminos, inundación de campos de cultivos (Ojinaga), la erosión causada por los vertederos en la Presa etc.

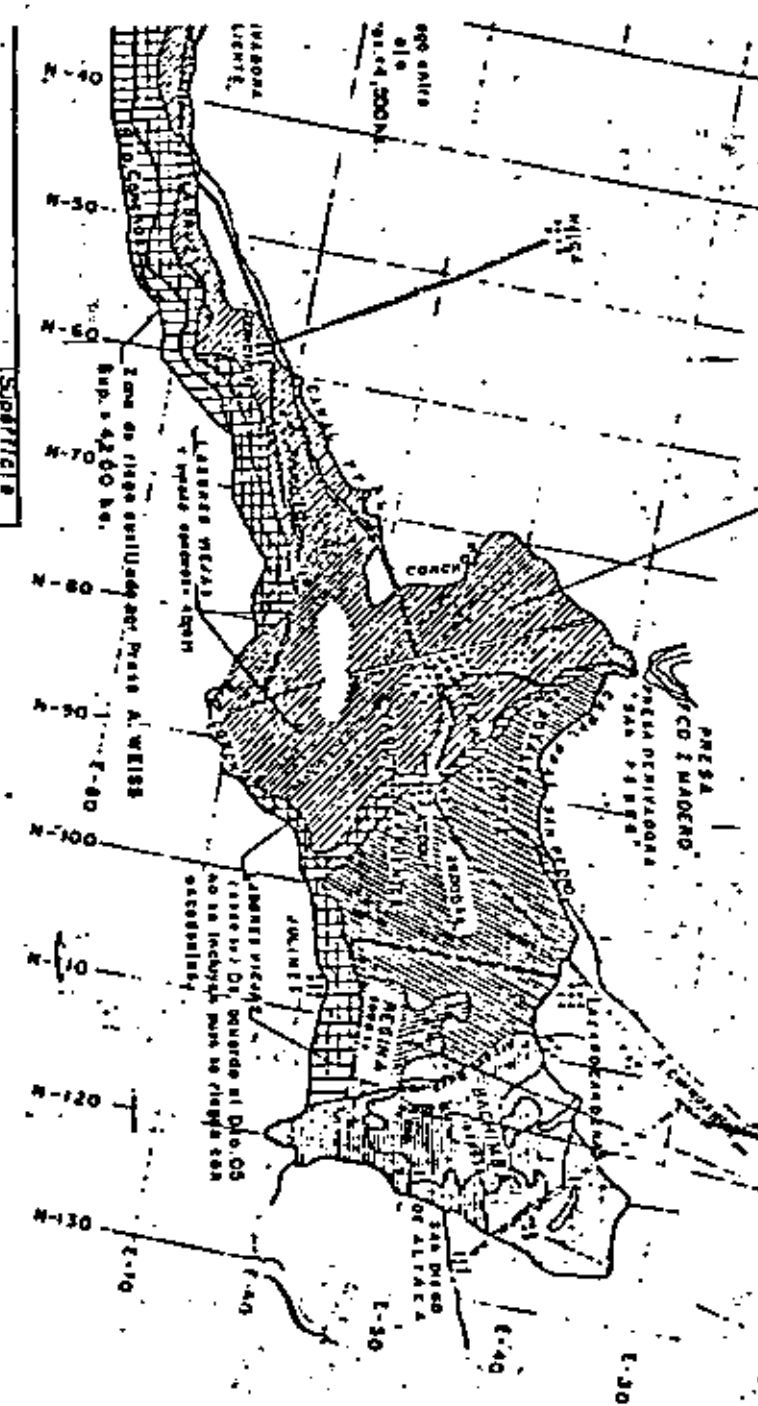
Otro problema que se tiene según el Distrito es la disminución de la capacidad útil debido al azolvamiento.

Debido a esta serie de problemas y de acuerdo al estudio de funcionamientos de vaso en el cual se muestra la necesidad de aprovechar los derrames de la Presa Fco. 1. Madero; se propone la construcción de la Presa Villalba así como 75 pozos adicionales para compensar el volumen faltante y así tratar de equilibrar el aprovechamiento de las fuentes disponibles.

ZONA	Superficie Brújula
N DEL DEL CANAL PPAAL. Y IES VIEJAS (U CONCHOS)	40811
IN DEL DEL CANAL PPAAL. Y	28000
N.A.	5000
INBA	18800
SUMA	90,411

PROYECTO DE AMPLIACION DEL SISTEMA DE REGADNO DE CD DEL DISTRITO DE OJINAGA
PLANO DE LOCALIZACION
ESCALA 1:50,000

FIG. No 1



UNIDAD "SAN PEDRO" SUP = 44,820 Has:

T.A.

Nº 1

5

CULTIVOS	SUP. FISICA HAS.	LAMINA NETA CM	VOLUMEN NETO x10 ³	LAMINA BRUTA ACTUAL	LAMINA BRUTA ESPERADA	VOLUMEN BRUTO ACTUAL	VOLUMEN BRUTO ESPERADO	EFICIENCIA ACTUAL	EFICIENCIA ESPERADA	No. DE RIEGOS
INVIERNO										
Varios	160	82	1 312	136	117	2 166	1 870	0.60	0.70	4.9
Trigo	21 000	90	169 000	145	128	304 838	269 586	0.62	0.70	6.3
Cebolla	880	124	10 912	200	177	17 599	15 587	0.62	0.70	8.5
Avena	800	80	6 400	133	114	10 322	9 142	0.60	0.70	5.2
SUB-TOTAL	22 840	53	207 624	145	130	334 945	296 589	0.60	0.70	6.4
PRIMAVERA										
Algodón	4 720	92	43 424	158	131	74 342	62 031	0.584	0.70	5.3
Cacahueta	2 400	91	21 840	156	129	37 390	31 198	0.584	0.70	4.6
Maíz	640	67	4 288	115	96	7 341	6 125	0.584	0.70	3.8
Varios	720	74	5 328	126	106	9 122	7 611	0.584	0.70	4.8
Sorgo	80	76	608	130	108	1 041	868	0.584	0.70	4.5
Soya	1 920	100	19 200	162	143	31 158	27 427	0.584	0.70	5.7
Chile	800	151	12 080	258	215	20 681	17 256	0.584	0.70	9.1
Frijol	112	69	772	117	98	1 321	1 103	0.584	0.70	3.9
Cebolla	150	120	1 520	205	171	3 287	2 743	0.584	0.70	3.3
SUB-TOTAL	11 522	95	129 453	161	135	185 683	156 362	0.584	0.70	3.3
VERANO										
Sorgo	400	32	1 280	56	46	2 230	1 828	0.574	0.70	2.0
Maíz	440	36	1 584	63	51	2 759	2 262	0.574	0.70	1.9
Cacahueta	800	37	2 960	64	53	5 156	4 228	0.574	0.70	3.7
Varios	220	39	858	68	56	1 495	1 225	0.574	0.70	2.2
Soya	580	63	3 654	109	90	6 365	5 219	0.574	0.70	3.6
Frijol	180	24	432	42	34	752	617	0.574	0.70	1.4
SUB-TOTAL	2 620	42	10 768	72	59	18 757	15 379	0.574	0.70	3.0
PERENNES										
Alfalfa	4 992	205	102 336	370	293	185 023	146 187	0.553	0.70	11.8
Vid	256	128	3 277	231	183	5 925	4 681	0.553	0.70	7.2
Nopal	2 550	116	30 208	213	169	54 652	43 152	0.553	0.70	7.6
SUB-TOTAL	7 828	125	135 821	316	249	245 500	194 020	0.553	0.70	10.3
T O T A L	44 820	108	453 673	175	148	784 983	682 350	0.70	0.70	6.6
SECCOS CULTIVOS										
Sorgo	500	30	1 500	55	43	2 742	2 142	0.574	0.70	3.5
Maíz	1 500	35	5 250	64	50	19 597	7 499	0.574	0.70	3.5
Cacahueta	1 900	35	6 650	64	50	12 157	9 499	0.574	0.70	3.5
Soya	3 300	55	18 450	102	80	33 728	26 353	0.574	0.70	3.5
Frijol	500	33	1 650	36	28	1 796	1 357	0.574	0.70	3.5
SUB-TOTAL	7 700	43	33 450	75	59	94 020	66 751	0.574	0.70	3.5
GRAN TOTAL	52 520	55	456 123	161	143	840 003	749 101	0.553	0.70	6.7

UNIDAD "CONCHOS" SUP. = 36,550 Hqs.

6 TABLA N° 2

CULTIVO	SUP. FISICA	LAMINA NETA	VOLUMEN NETO	LAMINA BRUTA ACTUAL	LAMINA BRUTA ESPERADA	VOLUMEN BRUTO ACTUAL	VOLUMEN BRUTO ESPERADO	EFICIENCIA ACTUAL	EFICIENCIA ESPERADA	IND. REND.
INVIERNO										
Varios	36	81	293	135	116	486.0	419.0	0.60	0.70	5.1
Trigo	18000	90	162000	145	129	261290.0	231433.0	0.62	0.70	6.6
Cebolla	180	124	2232	200	177	3600.0	3189.0	0.62	0.70	8.5
Avena	600	80	4800	133	114	8000.0	6857.0	0.60	0.70	5.0
Sub-total:	18816	90	169325	145	129	272378.0	241299.0	0.61	0.70	6.6
PRIMAVERA										
Algodón	3660	92	33672	157	131	57857.0	49104.0	0.584	0.70	5.3
Cacahuete	1200	41	4920	70	59	6425.0	7029.0	0.554	0.70	4.6
Maíz	480	67	3216	115	96	9507.0	4594.0	0.584	0.70	3.8
Varios	300	73	2130	125	104	1750.0	3129.0	0.584	0.70	3.8
Sorgo	60	76	456	130	109	791.0	652.0	0.584	0.70	4.5
Soya	2160	100	21600	171	143	36986.0	30658.0	0.584	0.70	5.7
Chile	1200	139	16680	238	199	28562.0	23829.0	0.584	0.70	9.1
Frijol	72	69	497	116	99	851.0	710.0	0.584	0.70	3.9
Cebolla	120	120	1440	205	171	2466.0	2057.0	0.584	0.70	3.3
Sub-total:	9252	92	84671	157	131	144985.0	121561.0	0.584	0.70	5.6
VERANO										
Sorgo	60	31	186	54	44	324.0	266.0	0.574	0.70	2.0
Maíz	180	36	648	63	51	1129.0	926.0	0.574	0.70	1.9
Cacahuete	240	53	1272	92	76	2216.0	1817.0	0.574	0.70	2.9
Varios	30	39	117	68	56	204.0	167.0	0.574	0.70	2.2
Soya	240	62	1488	108	89	2592.0	2126.0	0.574	0.70	3.6
Frijol	60	24	144	42	34	251.0	206.0	0.574	0.70	2.9
Sub-total:	810	48	3855	63	58	6716.0	5508.0	0.574	0.70	2.8
PERENNES										
Alfalfa	5184	206	106780	372	284	193110.0	152560.0	0.553	0.70	11.8
Trébol	568	129	7327	233	184	13249.0	10467.0	0.553	0.70	7.2
Total	1920	118	22656	213	169	40569.0	32366.0	0.553	0.70	7.6
Sub-total:	7672	178	136773	322	255	247329.0	195393.0	0.553	0.70	10.4
Total	36550	108	394624	184	154	672402.0	563760.0	0.584	0.70	7.0
SEBADOS CULTIVOS										
Sorgo	500	30	1500	52	43	2613.0	2143.0	0.574	0.70	3.5
Maíz	1500	35	5250	61	50	9146.0	7500.0	0.574	0.70	3.5
Cacahuete	1900	36	5850	61	50	11565.0	9500.0	0.574	0.70	3.5
Varios	3500	55	19150	96	79	11520.0	25925.0	0.574	0.70	3.5
Frijol	300	20	600	35	29	1046.0	857.0	0.574	0.70	3.5
Sub-total:	7500	43	32150	75	61	56009.0	45325.0	0.574	0.70	3.5
Total	44050	57	426774	185	138	728411.0	609085.0	0.59	0.70	6.9

609,629 m³

DATOS GENERALES

TABLA No. 3.-

CONCEPTO	SUPERFICIE EN HA.		DOBLES CULTIVOS
	SUP. BRUTA	SUP. NETA (DE RIEGO)	
UNIDAD CONCHOS	34,504		
LABORES VIEJAS DE U. CONCHOS	6,107		
S U M A :	40,611	36,550	7,500
UNIDAD SAN PEDRO	28,000		
AMPLIACION	21,800		
S U M A :	49,800	44,820	7,500
SUMA TOTAL :	90,411	81,370 Ha.	15,000

VOLUMEN TOTAL NECESARIO ALTERNATIVA No. 1

RIO CONCHOS $1'126,213.2 \times 10^3 M^3$
 RIO SAN PEDRO + $243,150.0 \times 10^3 M^3$

TOTAL RIO CONCHOS Y
 SAN PEDRO $1'369,363.2 \times 10^3 M^3$

ALTERNATIVA No. 2

$1'084,700.1 \times 10^3 M^3$
 + $278,383.0 \times 10^3 M^3$

$1'363,083.1 \times 10^3 M^3$

SARH

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION
 DISTRITO DE RIEGO N° 05, CD. DELICIAS, CHIH.
 DEMANDAS, USOS AUXILIOS PERDIDAS MENSUALES EN MILES DE M³

8

H y E

UNIDAD CONCHOS

ALTERNATIVA N° 2

CONCEPTO	MESES	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE
TOTAL DE CULTIVOS UNIDAD CONCHOS		17,475	18,754	---	11,714	26,376	78,926	25,839	78,926	74,211	46,948	70,425	14,249
USOS DOMESTICOS		125	125	---	125	125	125	125	230	125	125	125	125
AUXILIOS A 2a y 3a UNIDADES		11,957	9,215.4	---	24,775	27,105.4	13,777.3	16,026.4	10,174.4	43,772	16,461.2	13,829.3	5,676
PERDIDAS DE ESTE VOLUMEN		1,759.1	1,322.3	---	3,716.3	4,640.8	2,424.8	2,724.5	2,035.00	9,154.4	3,252.2	2,717.5	908.2
VOL. DERIVADO CANAL PRAL CONCHOS		11,359.1	24,818.7	---	70,334.3	90,147.2	95,233.1	114,714.9	91,365.9	129,722.4	44,126.4	86,636.8	41,457.2
VOL. DERIVADO ENTRE BOQUILLA - OJO		3,054.5	728.2	---	4,211.8	6,777.9	8,345.2	11,840.7	12,104.5	11,496.7	14,004.7	11,601.2	5,002.0
DESFOQUE PARA RIEGO PRESA A WEISS		---	---	---	2,678.4	23,419.2	---	8,125.3	6,125.3	6,125.5	6,125.5	6,125.5	6,125.5
PERDIDAS DEL TRAMO BOQUILLA - OJO		3,429.4	1,629.6	---	11,454.5	12,730.1	15,190.5	9,324.8	7,533.4	9,533.9	5,674.5	8,841.1	4,025.7
VOLUMEN NECESARIO RIO CONCHOS		38,257.4	27,172.3	---	28,022.8	135,417.4	116,884.8	141,645.9	117,160.3	156,447.5	92,051.1	111,374.6	56,670.4
GASTO DE EXTRACCION PROMEDIO		14.3	10.49	---	31.19	58.93	44.42	54.65	43.77	40.16	34.60	41.56	21.82

TABLAN°4

TOTAL
147,402.0
177,372.3
11,077.5
947,604.5
94,997.01
66,030.87
93,047.5
7008,730.1

CONCEPTO	MESES	UNIDAD SAN PEDRO											ALTERNATIVA
		OCTUBRE	NOVIEMBRE	DIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	
TOTAL DE CULTIVOS		19,870	18,234	-----	210	66,864	91,729	112,589	92,729	76,075.0	57,648	81,961.0	35.6
USOS DOMESTICOS		125	125	-----	125	125	125	125	240	125	125	125	1
VOL NECESARIO RIO SAN PEDRO		19,995.0	5,374	-----	51,125	69,009	92,608.0	112,724.0	72,779.9	75,130	47,774.0	84,076.0	35.7
AUXILIO DE UNIDAD CONCHOS		11,990	9,215.4	-----	24,775	29,405.4	13,772.3	16,026.4	10,174.9	45,772	14,461.2	11,878.3	2.6
EXTRACCION PRESA FCO. I MADERO		-----	-----	-----	3,900	11,400	50,120	66,709	56,090	6,800	12,300	41,300	17.9
GASTO DE EXTRACCION PROMEDIO MADERO		-----	-----	-----	7.2	4.9	18.7	26.5	20.9	3.4	6.8	13.4	
APORTACIONES DE POZOS PROFUNDOS		7,928	6,141.6	-----	20,440.0	27,603.4	26,926.7	27,993.6	26,754.1	23,508	23,612.8	26,926.7	12.1

H y E

TABLA 103

TOTAL
10,274.0
1,500.0
722,729.0 = 9
167,330.9 = 1
272,351.0 = 1 A 1
234,057.1

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y FUENTES HIDRAULICAS
 CON SERVICIOS DE OPERACION
 DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS DE TIEMPO
 DISTRITO DE TIEMPO SA. COJ., CA. ESTADAL, OJIA.
 DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA Y ESTADISTICA.

LISTADO DE PRECIPITACIONES DE LA ESTACION "LAS TIERRAS"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1943	4.0	0.0	0.0	4.1	0.0	7.5	95.9	1.4	0.3	47.1	0.0	0.3	160.5
1944	19.1	0.0	3.8	4.7	0.7	11.4	71.8	119.3	43.3	71.9	0.0	16.0	770.0
1947	18.0	0.0	0.0	0.0	1.4	13.7	84.4	184.4	11.3	12.0	10.5	22.2	380.3
1948	1.0	0.0	0.0	7.6	8.0	23.1	17.4	14.5	11.5	20.7	8.9	1.7	121.6
1949	14.3	1.5	0.0	3.1	1.0	3.0	93.3	47.7	73.3	34.9	0.0	13.4	287.5
1950	4.7	0.0	4.8	8.0	3.1	48.8	20.4	13.5	72.3	0.4	0.0	0.0	185.3
1951	0.0	0.1	4.4	0.0	1.3	34.0	41.7	6.2	3.3	0.3	0.0	4.4	78.3
1952	0.0	0.0	0.0	47.0	14.4	30.7	89.4	5.4	17.3	0.0	3.3	3.4	202.9
1953	0.0	0.0	0.0	0.2	5.7	14.1	48.9	10.9	58.6	17.0	0.0	1.1	174.5
1954	0.0	0.3	0.0	4.7	1.8	4.1	51.5	112.1	13.5	7.7	0.0	0.5	200.4
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	19.4	32.1	92.9	10.7	7.1	2.1	0.0	206.9
1956	17.7	0.7	0.0	0.0	9.5	29.7	50.3	13.8	71.1	0.4	8.8	8.1	147.2
1957	1.4	5.7	2.0	2.5	11.4	1.0	37.4	73.7	13.0	14.8	0.5	0.2	203.4
1958	41.4	10.8	0.5	0.2	12.0	20.2	44.7	34.7	222.4	98.8	2.8	10.0	500.9
1959	0.0	0.4	0.0	12.7	7.5	21.3	19.9	72.9	18.1	3.0	24.5	21.1	241.5
1960	15.2	1.0	0.0	0.0	0.0	7.0	68.1	130.4	3.7	14.3	77.4	12.1	289.5
1961	19.8	3.5	0.0	2.5	12.0	71.8	51.5	39.0	18.4	27.0	2.3	0.0	250.4
1962	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	108.7	14.1	68.5	57.4	0.0	6.7	233.2
1963	0.5	0.0	0.0	8.8	11.7	24.4	73.6	49.5	19.5	71.5	11.5	0.0	213.2
1964	0.0	0.0	0.0	3.4	50.7	43.4	13.5	97.1	128.2	3.3	0.0	29.9	348.4
1965	4.0	14.5	0.5	0.0	9.7	14.7	4.9	41.5	54.5	0.5	0.0	27.7	175.0
1966	0.0	0.0	0.0	21.0	10.3	50.4	13.7	123.2	47.4	14.3	11.5	0.0	303.4
1967	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	34.5	28.3	47.1	73.4	3.9	1.7	4.9	241.0
1968	4.1	14.8	7.3	14.5	0.0	19.7	250.7	183.0	89.9	8.0	1.4	0.0	611.4
1969	1.5	3.1	0.0	0.0	1.5	7.3	44.8	43.8	10.8	10.7	1.7	5.2	200.1
1970	1.0	14.1	6.0	4.9	2.3	62.0	51.5	24.5	134.0	0.0	0.0	1.7	308.0
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	24.0	19.7	18.5	93.2	10.7	93.0	0.0	2.4	207.5
1972	1.0	0.0	0.0	0.0	33.5	11.3	20.1	107.8	163.2	7.8	27.0	0.0	391.7
1973	3.0	28.0	0.0	0.0	9.0	0.0	171.3	119.9	5.7	5.3	0.0	0.0	412.4
1974	0.0	0.0	1.0	2.0	2.0	0.0	83.0	81.0	194.1	14.0	13.0	18.0	415.2
1975	2.3	7.0	0.0	0.0	0.0	3.3	115.2	23.3	13.0	0.0	0.0	3.0	209.5
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	28.5	14.0	141.1	37.5	82.0	14.0	11.4	19.1	389.4
1977	4.0	0.0	0.0	4.0	3.0	63.0	194.0	24.5	15.5	44.2	0.0	0.0	400.7
1978	3.3	0.0	2.1	3.8	4.2	50.3	34.2	138.9	164.3	40.0	0.0	4.0	467.4
1979	13.0	3.5	4.0	10.0	28.8	17.1	24.8	114.8	16.3	0.0	0.8	8.8	278.4
1980	0.0	0.5	1.4	0.0	0.0	13.9	20.0	120.7	193.0	19.5	22.0	45.5	457.4
1981	18.3	4.7	17.7	35.3									

TABLA N° 9

DERRAMES PRESA FCC. I. MADERO

TABLA N.º 10

N.º	DURACION DIAS	NIVEL MACHO ALCANZADO	GASTO MAX. INSI. M3/Seg.	INSI. FECHA	LARGA PROL. M.	VOLUMEN DERRAMADO MILES M3.
5/ X / 55	58	1 237.63 M.S.N.M.	96.2	6/ X / 55	0.10	52 341.1
21/IX / 58	37	1-238.35	552.0	30/IX / 58	0.31	257 359.8
21/VIII / 59	12	1 238.33	320.0	30/VIII / 59	0.25	82 611.3
19/VIII / 60	23	1 238.05	127.0	21/VIII / 60	0.25	157 891.1
24/VIII / 66	35	1 238.54	640.6	25/VIII / 66	0.35	375 531.1
1/IX / 68	41	1 238.37	425.8	2/ IX / 68	0.22	238 256.8
12/IX / 72	22	1 238.02	197.1	14/ IX / 72	0.17	133 868.3
1/IX / 74	109	1 239.95	2 017.4	24/ IX / 74	0.54	325 975.2
8/IX / 78	43	1 239.71	1 773.8	26/ IX / 78	0.19	320 617.3
SUMA.						1'974 222.0

1 mgs.

Volumen promedio derramado en millones de m³ $V = \frac{1'974.222 \cdot 10^3}{24} = 82.3 \times 10^6$ m

FUNCIONAMIENTO DE VASO PRESA FRANCISCO I. MADERO

[Período 1950 a 1980] ALTERNATIVA No. 2

CAPACIDAD MUERTA	25.5 x 10 ⁶ M ³
CAPACIDAD ÚTIL	398.6 x 10 ⁶ M ³
CAPACIDAD TOTAL	424.1 x 10 ⁶ M ³
SUPERFICIE REGADA (UNICAMENTE DE EXTRACCION DE MADERO)	18810.0 Ha.
EXTRACCION ANUAL NECESARIA (Ex)	278.36 x 10 ⁶ M ³
APORTACIONES EN EL PERIODO (Az)	11324.3 x 10 ⁶ M ³
DERRAMES EN EL PERIODO (D)	2360.4 x 10 ⁶ M ³
EVAPORACIONES EN EL PERIODO (Ev)	1229.7 x 10 ⁶ M ³
EXTRACCION NECESARIA EN EL PERIODO (Ec)	4429.8 x 10 ⁶ M ³
EXTRACCION NETA EN EL PERIODO (Ea)	7736.95 x 10 ⁶ M ³
AÑOS CON DEFICIENCIA	12 años
DEFICIENCIA EN EL PERIODO (Fz)	692.82 x 10 ⁶ M ³
DEFICIENCIA MAXIMA MENSUAL (F)	65.97 x 10 ⁶ M ³
DEFICIENCIA MAXIMA MEDIA MENSUAL (F)	45.90 x 10 ⁶ M ³
APROVECHAMIENTO DE LA APORTACION TOTAL (% Aa)	62.50 %
DERRAMES (% D)	26.84 %
EVAPORACIONES (% Ev)	10.66 %

F = VOLUMEN EN EL MES CON MAX. DEFICIENCIA EN EL PERIODO

F = VOLUMEN DEL AÑO CON EL MES DE MAXIMA DEFICIENCIA
 No. de meses con deficiencia en el año

$$\% Aa = \frac{Az - D - Ev}{Az} \times 100 = 62.50 \%$$

$$\% D = \frac{D}{Az} \times 100 = 26.84 \%$$

$$\% Ev = \frac{Ev}{Az} \times 100 = 10.66 \%$$

$$\text{COMPROBACION} = 424.1 + 11324.3 - 2360.4 - 1229.7 - 7736.95 = 421.35 = 0$$

ALC	MILLONES DE M ³								MILLONES DE M ³														
	INICIAL	DESAL VASO	ECION	FINAL SIN EVAP. &	MEDIO	MEDIA EXPUESTA	MENOS LLUVIA	EVAP.	DERRAME	EN VOL	EN %	INICIAL	DESAL VASO	ECION	FINAL SIN EVAP. &	MEDIO	MEDIA EXPUESTA	MENOS LLUVIA	EVAP.	DERRAME	EN VOL	EN %	
V A S O	E	422.0	5.8	5.9	421.10	421.55	1822	69.22	2.616			E	92.43	3.4	5.9	92.33	92.48	2268	128.90	1.609			
	F	418.45	3.3	11.8	409.95	414.20	3245	94.86	3.553			F	90.22	3.0	11.8	81.92	86.32	1187	135.83	1.804			
	M	406.40	2.9	50.15	359.15	382.24	3267	161.44	5.276			M	80.32	2.7	50.15	32.22	56.20	292	219.60	1.739			
	A	353.84	1.5	68.70	286.64	320.28	2717	248.55	6.590			A	30.53	2.4	10.43	25.50	28.07	349	240.74	0.959			
	M	246.09	1.9	56.65	225.94	235.01	2294	320.37	11.958			M	24.54	2.5	2.94	25.50	25.02	354	307.92	1.090			
	J	213.94	2.9	8.65	214.05	214.00	2057	261.03	5.369			J	24.41	2.3	8.21	25.50	24.95	353	279.06	1.027			
	J	208.66	3.5	17.70	186.46	187.56	1867	214.83	4.258			J	14.47	3.3	17.70	39.07	31.72	451	231.54	1.044			
	A	197.20	31.7	41.30	182.60	187.40	1866	217.22	4.847			A	16.03	17.7	29.63	25.50	37.26	451	190.95	0.867			
	S	178.50	53.8	17.93	214.37	196.44	1944	160.74	5.503			S	24.64	50.0	17.93	56.27	40.67	526	177.87	1.025			
	D	210.17	17.1	-	227.97	219.42	2092	159.93	3.346			D	55.60	64.5	-	120.78	87.93	1127	157.34	1.866			
N	324.63	3.3	-	227.95	226.24	2134	90.09	1.973			N	118.30	5.7	-	124.00	121.15	1469	175.50	1.697				
D	226.00	3.7	-	229.70	227.85	2144	700.25	2.149			D	122.30	4.2	-	126.50	124.40	1492	47.87	1.460				
SUMA	138.6	278.34						54.668			SUMA	199.7	153.49						76.807			225.094	
S A T	E	227.55	4.6	5.9	226.25	226.90	2139	128.90	2.757			E	125.04	4.4	5.9	123.54	124.29	2491	81.16	1.210			
	F	223.50	3.7	17.8	215.40	219.45	2092	144.45	3.022			F	122.33	3.2	11.8	123.73	118.03	1447	131.57	1.903			
	M	217.37	6.6	50.15	166.67	190.60	1907	193.35	3.682			M	117.83	3.5	50.15	65.28	21.50	2203	274.83	2.584			
	A	165.14	1.6	68.70	91.04	131.59	1542	274.19	4.239			A	62.59	2.5	39.50	25.50	44.85	623	278.89	1.773			
	M	93.10	4.2	56.05	41.95	67.87	954	370.31	2.960			M	83.29	1.6	0	25.50	25.50	263	322.25	1.170			
	J	31.99	2.0	0.65	32.74	35.56	508	378.47	1.601			J	24.22	2.8	1.50	25.50	24.86	353	321.09	1.130			
	J	30.54	15.4	17.70	28.24	29.39	418	269.73	1.727			J	24.37	24.7	17.70	20.72	52.52	242	212.44	1.574			
	A	27.11	11.6	13.21	25.50	26.30	373	224.38	0.837			A	29.20	14.7	41.30	100.60	130.90	2537	171.24	2.641			
	S	24.66	6.5	5.66	25.50	25.08	355	162.49	0.648			S	179.95	91.3	17.43	254.32	216.44	2074	150.15	2.174			
	Q	24.85	2.4	-	27.65	26.25	372	140.83	0.524			Q	250.27	172.5	-	362.51	306.34	2630	145.67	2.830			
N	22.23	1.2	-	28.83	27.98	394	131.67	0.524			N	158.88	7.5	-	165.92	162.33	1008	176.29	1.101				
D	22.30	2.5	-	30.10	29.55	420	-	0.800			D	161.84	4.0	-	168.71	164.55	1025	87.87	1.261				
SUMA	63.2	138.07						21.927		40.357		SUMA	452.6	285.29						27.931			92.49
S A T	E	30.80	4.3	5.9	29.20	30.00	277	138.45	0.597			E	363.87	4.8	5.9	362.22	363.27	3015	105.03	3.167			
	F	28.61	2.8	5.31	25.50	27.05	344	151.84	0.523			F	359.55	4.5	17.8	352.25	355.90	2968	145.15	4.296			
	M	24.92	2.3	1.72	25.50	25.21	357	274.83	0.267			M	347.86	2.8	50.15	300.81	324.28	2743	219.60	6.674			
	A	24.75	3.5	4.73	25.50	25.11	355	247.17	0.877			A	294.58	1.7	68.70	227.58	261.08	2347	256.47	6.078			
	M	24.67	3.8	2.92	25.50	25.04	355	370.31	1.101			M	221.56	1.4	58.09	166.91	194.24	1930	284.05	5.462			
	J	24.40	2.4	8.65	44.25	34.32	464	238.19	1.521			J	241.43	6.4	8.65	258.41	160.21	2714	279.37	4.291			
	J	22.91	212.0	17.70	236.11	140.51	1594	233.93	3.724			J	154.19	3.7	17.70	140.18	147.19	1633	315.08	5.145			
	A	231.32	14.5	41.30	207.54	220.94	2101	269.73	5.667			A	135.05	49.8	41.30	195.55	184.30	1739	222.34	3.902			
	S	201.97	12.8	17.93	196.74	199.35	1962	210.27	4.124			S	186.64	32.7	17.93	204.41	197.03	1948	180.18	3.510			
	D	197.66	54.2	-	236.26	109.21	1024	176.64	3.584			D	180.90	2.2	-	205.10	202.00	1978	161.47	3.548			
N	223.27	2.8	-	225.37	224.27	2122	175.50	2.431			N	229.51	2.3	-	221.87	200.66	1928	175.50	2.275				
D	222.92	3.0	-	225.92	224.42	2122	102.64	2.171			D	199.54	2.7	-	207.24	200.89	1971	90.71	1.788				
SUMA	326.7	106.36						26.995		177.02		SUMA	165.0	278.34						49.988			
S A T	E	273.79	3.0	5.9	270.85	272.30	2710	126.51	2.689			E	200.45	3.4	5.9	197.95	199.20	1961	112.19	1.700			
	F	218.78	2.6	17.8	208.94	213.58	2054	90.55	1.808			F	145.75	2.2	17.8	146.15	140.95	1409	144.45	2.258			
	M	207.18	3.1	50.15	160.07	183.60	1662	210.06	3.911			M	183.39	2.7	50.15	135.94	159.67	1770	207.90	5.470			
	A	156.16	1.0	68.70	88.48	122.37	1474	304.92	4.507			A	132.47	1.1	68.70	64.27	48.67	1295	267.48	3.470			
	M	83.45	1.0	56.05	28.90	56.43	794	343.23	2.329			M	67.44	3.1	39.0	25.50	43.45	615	244.05	1.747			
	J	24.13	2.4	3.47	25.50	25.14	366	321.09	1.175			J	23.24	2.0	0	24.25	24.25	343	311.71	1.093			
	J	24.32	70.1	17.70	26.72	20.57	712	260.71	1.852			J	21.66	24.4	17.70	22.56	24.11	400	243.47	0.974			
	A	24.83	47.4	47.34	10.97	72.92	1091	224.34	2.448			A	21.58	53.1	41.34	45.32	57.48	532	212.44	1.130			
	S	21.53	31.0	17.93	92.59	85.06	1166	177.87	0.874			S	42.24	33.0	17.93	57.92	49.49	703	203.24	1.429			
	D	21.52	3.0	-	94.32	91.42	1230	162.32	1.492			D	56.05	44.4	-	150.49	101.89	1334	136.66	1.275			
N	21.32	3.0	-	94.32	92.62	1243	175.50	1.436			N	148.68	2.0	-	157.28	149.92	1850	122.87	1.244				
D	22.14	3.0	-	95.89	94.39	1258	700.85	1.259			D	149.33	3.8	-	152.53	150.93	1656	90.71	1.509				
SUMA	171.8	273.8						27.92		5.36		SUMA	226.6	252.46						23.532			25.90

PRESA FRANCISCO T. MADRO
ALTERNATIVA No. 2

62594 2.5 = 65.09 Sa. vacacion
CA = 29.50
35.59
Def. 29.11
Si 62.7 = 29.11
100 X
x = 42.5

ANO	MES	MEANTO INICIAL	DASAL VASO	CCION	FINAL SIN EVAP. A	MEDIO	MEDIA EXPUESTA	MEANS LLUVIA	EVAP.	DERRAMES	EN VOL	EN %
		VOL. EA	MILLONES	DE M ³	Hg	MILLONES	DE M ³					
1951	E	157.03	5.2	5.9	150.93	150.98	1650	72.0	7.221			
1951	F	149.71	3.4	11.8	141.37	145.51	1622	122.58	7.993			
1951	M	139.37	1.9	50.15	97.08	115.19	1427	141.47	2.549			
1951	A	81.47	0.9	63.87	75.30	56.99	862	221.55	7.943		4.43	7.02
1951	M	23.55	1.3	-	24.85	24.70	342	257.80	0.812		56.05	100
1951	J	23.97	2.3	0.67	15.50	24.73	350	261.82	0.960		2.74	92.45
1951	J	24.57	25.7	17.70	12.51	28.51	406	269.73	7.095			
1951	A	37.42	25.7	47.30	65.42	41.82	645	238.70	7.423			
1951	S	64.18	259.2	17.93	424.10	244.14	2245	138.60	3.122	81.35		
1951	N	420.99	24.9	-	424.10	422.51	3835	81.18	3.177	224.56		
1951	N	420.99	24.9	-	424.10	422.51	3835	81.18	3.177	224.56		
1951	D	420.97	10.3	-	424.10	422.51	3835	69.22	2.633	7.31		
SUMA		837.2	209.31					24.474	327.945	87.057		
1952	E	171.45	6.7	5.9	421.75	421.80	3824	95.41	3.651			
1952	F	174.70	4.6	11.8	410.90	414.50	3747	112.17	4.201			
1952	M	406.67	3.6	50.15	340.14	383.41	3776	188.57	6.771			
1952	A	353.97	7.4	68.70	292.67	323.37	2754	187.17	5.719			
1952	M	187.35	2.7	56.05	234.20	260.87	2346	266.44	6.720			
1952	J	227.43	9.9	8.65	228.53	228.00	2144	254.70	5.441			
1952	J	223.01	19.7	27.70	224.58	223.82	2120	207.67	4.403			
1952	A	226.24	242.0	41.30	420.81	320.52	2219	179.03	4.841			
1952	S	416.07	25.1	17.95	423.88	419.94	3806	160.18	6.854			
1952	O	477.02	5.0	-	422.02	419.50	3802	138.45	5.568			
1952	N	416.26	5.5	-	422.26	419.50	3802	103.95	3.957			
1952	D	421.37	6.9	-	424.10	421.20	3619	69.22	2.444	1.21		
SUMA		331.1	278.31					59.30	1.71			
1953	E	421.46	10.9	5.9	424.10	422.70	3834	81.16	3.122	2.56		
1953	F	420.99	3.9	11.8	413.09	417.04	3775	140.68	5.311			
1953	M	407.74	3.4	50.15	361.03	384.40	3293	210.06	6.917			
1953	M	354.27	7.7	68.70	287.11	320.61	2719	272.58	7.411			
1953	A	279.70	4.3	56.05	227.95	253.82	2303	317.47	7.311			
1953	J	226.64	0.7	8.65	218.49	216.50	2074	293.37	6.014			
1953	J	226.24	240.0	17.70	420.81	320.52	2219	224.38	5.260			
1953	A	323.44	256.4	47.30	424.7	373.27	3115	167.09	5.205	115.74		
1953	S	414.90	45.7	17.95	424.7	421.50	3622	142.49	6.975	22.57		
1953	O	477.13	6.1	-	423.43	420.28	3807	164.70	6.270			
1953	N	477.76	9.4	-	424.10	420.63	3813	94.71	2.334	2.46		
1953	D	421.23	6.1	-	424.10	422.62	3634	54.90	2.105	3.75		
SUMA		490.1	278.31					64.976	146.77			
1954	E	422.00	6.1	5.9	422.40	422.43	3832	54.90	2.104			
1954	F	420.74	3.4	11.8	414.30	417.54	3774	127.20	4.407			
1954	M	409.58	4.1	50.15	363.53	386.58	3331	236.31	7.177			
1954	A	353.68	1.9	68.70	288.86	322.28	2730	265.65	7.232			
1954	M	281.61	3.9	56.05	229.06	253.54	2312	317.47	7.340			
1954	J	221.70	9.7	8.65	222.07	221.90	2107	261.03	5.560			
1954	J	226.53	40.6	17.70	219.47	221.03	2124	235.28	4.407			
1954	A	233.03	48.0	47.30	247.77	230.42	2209	195.73	4.324			
1954	S	237.45	30.2	17.95	249.22	243.54	2240	175.58	3.933			
1954	O	245.21	6.7	-	232.48	249.13	2274	157.54	3.562			
1954	N	248.92	6.4	-	233.50	251.20	2227	99.55	2.222			
1954	D	251.11	4.1	-	255.33	253.22	2300	105.03	2.416			
SUMA		145.1	278.31					55.801				

ANO	MES	MEANTO INICIAL	DASAL VASO	CCION	FINAL SIN EVAP. A	MEDIO	MEDIA EXPUESTA	MEANS LLUVIA	EVAP.	DERRAMES	EN VOL	EN %
		VOL. EA	MILLONES	DE M ³	Hg	MILLONES	DE M ³					
1955	E	252.97	4.7	5.9	252.21	252.06	2283	109.25	2.229			
1955	F	248.91	4.5	11.8	241.67	245.76	2151	141.70	3.640			
1955	M	237.98	3.7	50.15	191.53	214.75	2247	265.28	4.233			
1955	A	187.29	7.5	68.70	170.09	153.69	1673	254.10	4.251			
1955	M	135.84	0.7	56.05	80.49	87.17	1700	360.44	4.325			
1955	J	56.77	0.7	8.65	41.02	57.09	733	214.73	2.263			
1955	J	45.93	41.6	17.70	28.13	47.34	863	217.22	1.275			
1955	A	74.86	8.8	47.30	42.46	58.77	124	245.80	2.021			
1955	S	40.43	24.8	17.95	46.10	68.67	944	177.87	7.725			
1955	O	95.08	55.4	-	130.48	112.78	1408	153.67	7.882			
1955	N	128.40	5.5	-	134.70	137.35	1540	203.95	7.401			
1955	D	132.50	4.6	-	137.10	134.40	1560	69.22	7.060			
SUMA		122.5	278.31					37.073				
1956	E	136.02	4.3	5.9	134.42	135.22	1562	97.87	7.529			
1956	F	132.84	3.4	11.8	124.89	128.89	1524	229.36	1.971			
1956	M	122.07	3.0	50.15	73.77	99.35	1302	257.80	5.357			
1956	A	72.47	1.7	46.11	25.5	41.96	640	281.82	7.445			29.59
1956	M	33.56	3.4	7.64	23.5	24.53	347	281.67	0.977			54.19
1956	J	24.57	6.5	7.5	25.5	25.01	354	287.99	1.055			7.33
1956	J	24.45	35.4	17.70	41.15	33.30	474	228.15	1.216			
1956	A	41.86	25.9	47.30	25.68	31.56	221	202.90	1.666			
1956	S	73.99	102.7	17.95	151.56	116.38	1415	254.77	2.221			
1956	O	156.54	40.4	-	156.94	124.24	1819	233.67	2.431			
1956	N	121.57	28.3	-	204.81	199.66	2044	222.43	7.405			
1956	D	202.41	7.2	-	209.61	206.01	2205	74.77	7.529			
SUMA		296.5	202.27					22.222				76.708
1957	E	206.03	3.7	5.9	202.23	202.63	2016	205.03	2.217			
1957	F	205.77	3.8	11.8	197.11	201.71	1974	148.91	2.821			
1957	M	194.24	3.0	50.15	124.24	171.72	1327	219.60	3.924			
1957	A	145.22	1.9	68.70	71.42	217.82	1401	272.58	3.219			
1957	M	74.60	7.9	56.05	24.45	50.52	712	295.90	2.107			
1957	J	24.34	8.8	7.64	25.50	24.92	353	233.31	0.424			1.27
1957	J	24.68	31.9	17.08	25.5	25.09	355	245.86	0.475			6.67
1957	A	24.83	33.9	32.33	25.5	25.06	355	211.99	0.266			8.47
1957	S	24.77	35.6	17.93	42.38	33.55	477	247.84	0.205			
1957	O	41.64	3.5	-	47.18	44.43	627	140.83	0.683			
1957	N	46.24	2.6	-	46.89	47.59	627	156.29	0.935			
1957	D	47.90	5.1	-	53.06	50.53	712	83.55	0.595			
SUMA		126.4	267.57					20.377				16.405
1958	E	57.48	4.7	5.9	50.64	51.34	775	109.25	0.229			
1958	F	49.95	3.6	11.8	41.75	45.85	644	105.64	0.685			
1958	M	47.07	2.6	11.7	25.50	33.24	473	198.77	0.937			31.41
1958	A	44.56	1.3	68.70	25.50	25.03	354	265.65	0.940			61.34
1958	M	24.56	2.7	7.64	25.50	25.03	354	224.63	7.149			54.89
1958	J	24.35	9.0	7.64	25.50	24.93	353	284.73	1.003			1.00
1958	J	24.50	9.7	17.08	25.50	25.00	354	262.96	0.936			9.50
1958	A	24.56	68.7	47.30	51.26	57.96	539	212.44	1.145			
1958	S	50.27	74.8	17.93	102.02	78.65	1014	170.94	1.862			
1958	O	105.22	5.1	-	111.03	104.73	1373	187.09	2.294			
1958	N	102.23	5.7	-	112.43	110.52	1391	120.72	1.677			
1958	D	110.26	5.6	-	116.36	113.56	1474	69.22	0.979			
SUMA		169.9	112.67					74.352				165.71

PRESA FRANCISCO T. MADERO
ALTERNATIVA No. 2

AÑO	MES	INICIATO INICIAL	DEBIL VASO	EFICIA	FINAL SIN EXP. P.	MEDIO	MEDIA EXPUESTA	MINOS LLUVIA	EVAP.	DERRAMES		EN VOL.	EN %
										20	EN VOL.		
VOL EN MILLONES DE M ³													
MILLONES DE M ³													
1966	E	115.34	5.4	5.9	113.28	114.83	1471	90.71	1.889				
	F	117.99	5.4	11.8	105.79	107.49	1330	105.64	1.447				
	M	102.35	2.6	50.15	54.60	71.57	1091	155.76	1.703				
	A	58.04	5.0	32.59	25.52	39.30	557	251.79	1.401		36.17	57.50	
	M	24.10	11.4	10.0	25.50	24.80	351	241.25	0.877		46.05	22.70	
	J	24.63	12.3	1.85	203.02	125.65	1475	167.96	3.792				
	J	190.29	57.2	17.20	231.89	219.09	2049	231.54	4.837				
	A	228.05	361.3	41.30	424.10	329.01	7775	174.75	4.432	150.95			
	S	419.27	200.6	17.93	424.70	427.68	3823	127.05	4.657	177.84			
	O	419.24	15.9	--	424.70	421.67	3493	128.90	4.924	17.04			
	N	419.17	10.1	--	424.70	421.64	3623	97.02	3.709	5.17			
	D	270.39	4.5	--	424.70	423.75	3830	90.71	3.474	1.79			
SUMA			472.5	248.22				37.342	333.70		12.161		
1967	E	470.63	5.4	5.9	470.63	470.63	3813	90.71	3.459				
	F	477.17	4.7	11.8	470.07	473.67	3734	117.71	4.191				
	M	405.84	4.2	50.15	359.93	382.90	3262	207.67	6.737				
	A	353.14	1.8	62.70	286.24	319.64	2774	261.03	7.024				
	M	279.76	1.3	56.05	224.41	251.76	2291	231.27	6.672				
	J	217.73	15.7	1.85	224.58	221.76	1103	224.69	4.109				
	J	219.77	10.5	17.20	272.57	276.77	2077	229.60	4.541				
	A	208.03	42.2	41.30	202.93	201.48	2027	161.80	3.715				
	S	205.91	151.6	17.94	338.88	272.05	2416	127.05	3.070				
	O	205.81	76.3	--	354.07	346.97	2175	136.06	3.912				
	N	150.72	6.4	--	354.50	353.30	2860	210.88	3.260				
	D	153.24	5.4	--	354.74	355.24	2454	21.09	2.211				
SUMA			276.5	274.38				54.262					
1968	E	355.49	5.0	5.9	354.50	355.04	2852	54.90	1.627				
	F	357.97	5.9	11.8	347.07	350.02	2974	91.25	2.663				
	M	344.27	4.3	50.15	286.16	311.16	2723	731.45	3.720				
	A	294.39	5.1	62.70	210.79	262.59	2357	205.59	4.844				
	M	223.94	7.2	56.05	171.59	198.77	1959	262.57	5.744				
	J	166.45	3.3	4.45	168.90	163.67	1735	274.49	4.269				
	J	156.73	297.1	17.20	424.10	246.37	2530	177.56	4.344	11.25			
	A	419.75	155.6	41.30	424.10	421.93	3747	135.76	5.438	110.15			
	S	414.16	295.9	17.93	424.10	421.13	3619	115.19	4.323	272.05			
	O	419.78	24.7	--	424.10	421.94	3827	136.06	5.207	19.81			
	N	418.49	9.6	--	424.10	421.50	3822	17.78	3.355	4.39			
	D	420.75	1.0	--	424.10	421.47	3832	67.76	3.778	4.63			
SUMA			415.7	273.38				49.295	422.53				

AÑO	MES	ALMACENAMIENTO INICIAL	ENTRADA AL VASO	EXTRACCIÓN	ALM. FINAL SIN EVAP.	ALM. MEDIO	AREA MEDIA EXPUESTA	EVAP. MENOS LLUVIA	VOLUMEN EVAP.	DERRAMES	DEFICIENCIAS	
											EN VOL.	EN %
VOL EN MILLONES DE M ³												
MILLONES DE M ³												
1966	E	222.7	6.7	5.90	424.9	421.5	1650	93.093	1.562	0.1		
	F	420.32	5.2	11.80	423.92	427.72	3277	129.360	4.224			
	M	409.01	3.9	50.15	362.74	365.20	3719	167.600	5.564			
	A	352.73	2.6	62.70	297.15	324.11	2742	231.000	6.334			
	M	244.40	1.6	56.05	230.35	257.51	2324	255.022	5.885			
	J	224.46	1.7	4.85	217.31	220.49	2709	293.370	6.161			
	J	211.75	50.3	17.20	251.75	231.45	2163	231.530	5.013			
	A	246.74	16.4	41.30	221.64	224.29	2164	272.443	6.410			
	S	217.70	74.7	17.93	213.97	215.59	2067	212.570	4.393			
	O	209.54	7.7	--	216.71	213.18	2051	234.476	2.740			
	N	213.94	4.1	--	216.04	215.99	2070	13.740	7.721			
	D	216.32	5.1	--	221.42	216.67	2082	76.771	1.645			
SUMA			227.5	228.36				57.65	0.8			
1967	E	219.77	3.4	5.90	277.47	274.67	2027	83.345	7.244			
	F	215.72	3.5	11.80	209.43	212.50	2023	94.464	7.992			
	M	207.48	3.3	50.15	160.63	184.06	1844	152.760	2.844			
	A	157.79	1.6	62.70	90.69	124.44	1427	164.630	2.514			
	M	118.77	1.8	56.05	33.32	60.65	855	260.703	2.719			
	J	30.99	6.7	4.85	22.75	24.83	424	285.050	1.724			
	J	27.63	41.4	17.20	57.53	39.46	559	186.186	1.021			
	A	50.29	55.4	41.30	64.59	57.44	402	195.234	1.527			
	S	63.89	99.0	17.93	144.07	103.50	1334	124.460	1.667			
	O	142.41	51.4	--	196.27	168.31	1764	121.737	2.147			
	N	192.06	7.4	--	199.46	195.74	1930	110.880	2.150			
	D	202.57	5.4	--	203.11	200.77	1948	107.475	2.214			
SUMA			217.7	228.36				23.093				
1968	E	201.00	4.5	5.90	199.80	200.3	1969	97.867	7.227			
	F	197.67	3.7	11.80	182.32	192.62	1926	92.202	7.226			
	M	187.76	3.2	50.15	140.33	164.37	1739	226.765	3.943			
	A	136.29	1.9	62.70	70.09	102.49	1234	224.820	2.224			
	M	67.10	1.4	43.00	25.50	46.30	654	250.435	1.638			
	J	25.66	2.8	0.24	25.50	24.62	349	242.550	0.846			
	J	24.65	27.6	17.20	34.75	21.70	422	279.804	0.927			
	A	33.83	123.0	41.30	105.55	68.62	429	152.230	1.266			
	S	102.96	36.2	17.93	122.53	123.15	1417	152.460	2.157			
	O	120.18	740.1	--	260.28	190.23	1904	174.510	2.727			
	N	254.10	11.2	--	269.30	263.70	2364	210.820	2.621			
	D	268.61	2.1	--	274.78	270.79	2400	64.820	2.127			
SUMA			353.0	256.84				27.781				
1972	E	222.45	4.7	5.90	223.45	224.45	2023	82.320	2.740			
	F	221.97	5.0	11.80	264.51	267.97	2592	118.350	1.829			
	M	261.60	5.6	50.15	215.23	238.41	2209	186.190	4.175			
	A	271.07	7.9	62.70	164.22	177.61	1824	256.070	4.677			
	M	139.54	1.5	56.05	45.99	77.27	1401	277.220	3.051			
	J	27.93	46.9	4.85	120.96	101.95	1324	277.740	1.175			
	J	218.10	712.6	17.20	272.01	165.02	1744	193.350	3.222			
	A	202.44	241.1	41.30	204.44	308.59	2644	159.950	4.229			
	S	406.78	180.1	17.93	424.10	414.15	3243	140.910	5.274	142.28		
	O	424.15	15.6	--	424.10	421.46	3222	212.190	4.286	10.53		
	N	419.44	12.5	--	424.10	421.98	3227	94.710	3.625	8.27		
	D	420.44	8.5	--	424.10	422.25	3230	88.320	3.383	4.84		
SUMA			656.7	274.26				43.862	165.89			

422+6529.7 - 4478.13 - 681.026 - 7230.43 - 420.40

PRESA " FRANCISCO I. MAMERO ALTERNATIVA No. 2.

AÑO	MES	ALMACENAMIENTO		EXTRA-DASAL		EXTRA-CCION		ALM. FINAL SIN EVAP. B		ALM. MEDIO		AREA MEDIA		EVAP. MENOS		VOLUMEN		DEFICIENCIAS				
		INICIAL	FINAL	VASO	DESON	FINAL	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	
		VOL. EN MILLONES DE M ³										HO		mm		MILLONES DE M ³		%				
1973	E	422.72	6.7	5.90	471.07	471.07	370.87	3714	74.77	9.001												
	F	418.07	5.8	11.80	418.07	418.07	3252	42.88	9.877													
	M	409.57	4.6	50.75	368.82	368.82	3388	262.67	6.824													
	A	351.0	3.6	61.70	289.30	289.30	2750	20.97	6.527													
	M	267.37	1.8	56.05	211.32	211.32	2303	278.89	6.481													
	J	226.63	23.2	6.85	249.88	249.88	233.87	2781	202.90	4.581												
	J	256.45	57.7	17.70	273.75	273.75	2377	190.96	4.423													
	A	277.47	13.5	41.30	246.17	246.17	2326	191.77	4.604													
	S	239.01	7.7	17.93	271.18	271.18	235.60	179.94	3.725													
	O	228.48	54.9	-	253.58	247.91	2231	157.54	3.575													
	N	255.85	5.7	-	261.55	258.70	2333	103.95	3.475													
	D	259.17	9.1	-	264.27	261.67	2375	93.08	3.179													
	SUMA		169.0										178.38		50.31							
1974	E	376.82	5.0	5.90	375.58	375.58	376.03	3758	0.00	0.0												
	F	325.52	4.8	11.80	362.72	362.72	321.68	3080	278.89	3.785												
	M	304.0	3.9	50.75	312.25	312.25	340.87	2886	266.19	3.299												
	A	312.65	7.0	61.70	245.75	245.75	278.10	2487	228.58	3.571												
	M	240.18	1.0	56.05	185.13	185.13	212.65	2048	268.57	3.577												
	J	179.75	1.0	6.85	171.90	171.90	1813	263.34	4.724													
	J	242.17	25.4	17.70	125.03	125.03	171.08	1778	278.78	4.833												
	A	270.18	76.5	41.50	128.39	127.39	1819	195.73	3.697													
	S	201.70	47.8	17.93	124.10	112.90	2670	170.72	3.207	378.77												
	O	170.18	35.4	-	124.10	122.50	3833	119.33	4.573	32.19												
	N	118.83	12.9	-	124.10	121.41	3824	80.45	3.093	1.33												
	D	121.61	9.6	-	124.10	122.55	3833	62.06	2.878	6.51												
	SUMA		195.5										278.38		46.591		425.29					
1975	E	421.72	7.7	5.90	423.52	423.52	3638	78.77	3.020													
	F	470.50	6.7	11.80	416.90	416.90	3781	102.80	4.074													
	M	410.82	5.7	50.75	365.77	365.77	3382	212.44	7.187													
	A	358.63	3.9	61.70	293.83	293.83	2755	248.48	6.871													
	M	288.86	2.3	56.05	233.21	233.21	2341	274.57	6.476													
	J	226.78	3.9	6.85	221.83	221.83	2123	231.00	4.904													
	J	278.93	158.0	17.70	352.23	342.08	1512	271.86	4.317													
	A	352.97	106.6	47.30	318.21	315.56	3515	262.37	5.381													
	S	472.83	86.4	17.93	428.70	418.47	3290	318.60	5.253	57.70												
	O	478.25	10.7	-	428.70	421.47	3822	243.77	5.824	5.45												
	N	418.65	6.9	-	428.70	421.58	3820	224.74	4.765	1.43												
	D	419.33	6.9	-	428.70	421.72	3824	78.77	3.012	7.73												
	SUMA		404.5										278.38		60.844		68.208					
1976	E	421.69	6.0	5.90	421.19	421.19	3818	64.85	2.867													
	F	418.73	4.2	11.80	411.13	414.93	3752	22.82	4.608													
	M	408.52	3.9	50.75	360.27	363.40	3276	190.96	6.256													
	A	354.02	3.0	61.70	288.32	281.37	2723	196.35	5.347													
	M	282.97	3.6	56.05	230.57	228.74	2321	272.44	4.957													
	J	223.59	6.9	6.85	221.64	224.61	2124	223.28	4.328													
	J	278.92	94.4	17.70	286.02	287.87	2828	250.38	3.482													
	A	292.52	47.1	47.30	282.32	282.42	2345	176.64	4.495													
	S	387.83	203.6	17.93	374.10	355.96	2980	113.19	3.350	49.40												
	O	420.25	15.1	-	428.70	422.42	3822	105.03	4.025	17.75												
	N	420.88	9.7	-	428.70	422.08	3828	68.68	2.424	3.08												
	D	421.82	73.0	-	428.70	422.66	3832	54.90	2.107	10.57												
	SUMA		403.9										278.38		47.871		76.75					

AÑO	MES	ALMACENAMIENTO		EXTRA-DASAL		EXTRA-CCION		ALM. FINAL SIN EVAP. B		ALM. MEDIO		AREA MEDIA		EVAP. MENOS		VOLUMEN		DEFICIENCIAS		
		INICIAL	FINAL	VASO	DESON	FINAL	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	DESON	SIN EVAP. B	
		VOL. EN MILLONES DE M ³										HO		mm		MILLONES DE M ³		%		
1977	E	421.98	7.7	5.9	421.29	421.29	3711	81.16	3.117											
	F	420.18	5.2	11.8	418.58	418.58	3722	207.80	4.068											
	M	409.57	4.6	50.75	363.82	363.82	3337	178.03	5.963											
	A	351.0	3.6	61.70	289.30	289.30	2750	20.97	5.527											
	M	267.37	1.8	56.05	211.32	211.32	2303	278.89	6.481											
	J	226.63	23.2	6.85	249.88	249.88	233.87	2781	202.90	4.581										
	J	256.45	57.7	17.70	273.75	273.75	2377	190.96	4.423											
	A	277.47	13.5	41.30	246.17	246.17	2326	191.77	4.604											
	S	239.01	7.7	17.93	271.18	271.18	235.60	179.94	3.725											
	O	228.48	54.9	-	253.58	247.91	2231	157.54	3.575											
	N	255.85	5.7	-	261.55	258.70	2333	103.95	3.475											
	D	259.17	9.1	-	264.27	261.67	2375	93.08	3.179											
	SUMA		169.0										178.38		50.31					
1978	E	262.03	4.4	5.9	260.53	261.28	2347	87.16	1.405											
	F	258.63	3.7	11.8	258.53	257.58	2308	105.64	2.438											
	M	248.09	3.4	50.75	201.34	204.71	2174	155.16	3.186											
	A	198.09	1.6	61.70	131.14	134.59	1748	233.31	4.084											
	M	127.04	2.3	56.05	73.33	100.70	1510	277.72	3.553											
	J	69.74	28.7	6.8	69.81	79.89	1777	257.74	2.797											
	J	16.82	18.9	17.7																

UNITED STATES DEPARTMENT OF COMMERCE

OFFICE OF THE DIRECTOR

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

WASHINGTON, D. C. 20543

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO. DEL 17 DE AGOSTO AL 18 DE DICIEMBRE DE 1981. DECFI-SARH.

NOMBRE Y DIRECCION:

EMPRESA Y DIRECCION:

- 1.- MIGUEL AGUILAR ZARAGOZA
GRAL. GERTRUDIS SANCHEZ # 94
COL. LAZARO CARDENAS
CD. APATZINGAN, MICH.
 - 2.- JESUS ALVAREZ HERNANDEZ
DR. BALMIS # 66-24
COL. DOCTORES
MEXICO 7, D.F.
TEL: 761 35 97
 - 3.- RUBEN ALVAREZ ROMO
OJINAGA # 207
CD. CAMARGO, CHIH.
TEL: 2 06 95
 - 4.- JUAN N. AMARAL PADILLA
BELISARIO DOMINGUEZ # 402 - OTE
CD. ESCUINAPA, SIN.
TEL: 3 05 09
 - 5.- MIGUEL ANDRADE ZAMUDIO
15 DE MAYO # 41
CD. QUERETARO, QRO.
TEL: 4 34 82
 - 6.- URIEL BUCIO VAZQUEZ
JUAN ESCUTIA # 81
COL. RAMIREZ
CD. ZAMORA
TEL: 2 4.
 - 7.- LUIS FERNANDO CUEVAS VILLANUEVA GALVAN
LAGUNA # 815
COL. LAS ROSAS
CD. IRAPUATO, GTO.
TEL: 7 03 80
 - 8.- CARLOS CRUZ MORALES
URUGUAY # 2126
COL. DEL SUR
CD. GUADALAJARA, JAL
TEL: 11 88 08
- S.A.R.H.
RESIDENTE DE TRAMO
CD. NUEVA ITALIA, MICH.
CD. APATZINGAN MICHOACAN.
- S.A.R.H.
RESIDENCIA DE PROYECTOS EN
ALFAJAYUCAN, HIDALGO
- S.A.R.H.
PROYECTISTA
CALLE 2a. NORTE # 309 PISO 3,
CD. DELICIAS, CHIH.
TEL; 220 34
- S.A.R.H.
JEFE DE PROYECTOS
GABRIEL LEYVA # 46 SUR
CD. ESCUINAPA, SIN.
TEL: 3 09 -53
- S.A.R.H.
PROYECTISTA
COLON 2 DESP. 101-105
QUERETARO, QRO.
TEL: 4 03 59
- S.A.R.H.
ENC. DEPTO. DE PROYECTOS
BENITO DIAZ DE GAMARRA # 8
COL. LA LUNETA
CD. ZAMORA, MICH.
Tel: 2 67 65
- S.A.R.H.
PROYECTISTA
FRANCISCO SARABIA #
COL. MODERNA
CD. IRAPUATO, GTO.
TEL: 6 53 82
- S.A.R.H.
PROYECTISTA
URBANO ROSALES # 130
CD. EL GRULLO, JAL.
TEL: 7 21 33

21-
22-
23-
24-
25-
26-
27-
28-
29-
30-
31-
32-
33-
34-
35-
36-
37-
38-
39-
40-

PROYECTO DE LEY
DE REFORMA DEL
ARTICULO 100 DEL
CONSTITUCION FEDERAL
DE LOS ESTADOS UNIDOS
MEXICANOS
DISEÑADO POR
EL COMITE DE
REFORMA CONSTITUCIONAL
DEL SENADO DE LA REPUBLICA
Y EL COMITE DE
REFORMA CONSTITUCIONAL
DE LA CAMARA DE DIPUTADOS
DEL CONGRESO FEDERAL
DE LOS ESTADOS UNIDOS
MEXICANOS
MEXICO, D.F. 1977

PROYECTO DE LEY
DE REFORMA DEL
ARTICULO 100 DEL
CONSTITUCION FEDERAL
DE LOS ESTADOS UNIDOS
MEXICANOS
DISEÑADO POR
EL COMITE DE
REFORMA CONSTITUCIONAL
DEL SENADO DE LA REPUBLICA
Y EL COMITE DE
REFORMA CONSTITUCIONAL
DE LA CAMARA DE DIPUTADOS
DEL CONGRESO FEDERAL
DE LOS ESTADOS UNIDOS
MEXICANOS
MEXICO, D.F. 1977

203-C

36.- JUAN GERMAN ATILANO GUERRERO
RETORNO 1 SUR 12 "B" No. 48
COL. AGRICOLA ORIENTAL
MEXICO 9, D.F.
TEL: 558-63-77

PROYECTISTA
DEP. DE ZONAS DE RIEGO
REFORMA 45-100. piso
MEXICO 5, D.F.
TEL: 592-01-08

- - - 0 - - -

PROFESORES

- 1.- ING. MARIO CARVAJAL DIAZ
JEFE DE PROYECTOS DE LA
OFICINA DE ZONAS DE RIEGO,
REFORMA No. 45, PISO 10
MEXICO 1, D.F.
TEL: 592 01 08
- 2.- ING. JAIME EUCLIDES CAMARGO HERNANDEZ
AUXILIAR TECNICO DE LA SUBDIRECCION
DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL,
S.A.R.H.
TEL: 520 87 28
SIERRA GORDA No. 21,
COL. LOMAS DE CHAPULTEPEC.
- 3.- ING. EZEQUIEL SAAVEDRA NIETO
AUXILIAR TECNICO DE LA SUBDIRECCION DE
PROYECTOS DE GRANDE IRRIGACION
S.A.R.H.
REFORMA 69, PISO 9,
MEXICO 1, D.F.
TEL: 535 65 95
- 4.- ING. CARLOS VELAZQUEZ Y PEREZ
DIRECTOR GENERAL DE LA
COMPANIA SAPPOLIS INGENIEROS
CALLE 3, No. 14,
COL. SAN PEDRO DE LOS PINOS
CODIGO POSTAL 03800
DELEGACION BENITO JUAREZ
TEL: 271 45 83
- 5.- ING. OSCAR ROGELIO PLAISANT MONG
SUPERVISOR DE RESIDENCIAS DE PROYECTOS
DEL DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO,
REFORMA 45, PISO 10,
S.A.R.H.
TEL: 591 00 34
592 12 42
- 6.- ING. RODOLFO ORTEGA ARRENDARIZ
RESIDENTE DE PROYECTOS DEL
DISTRITO DE RIEGO 05, DELICIAS, CHIHUAHUA
CALLE 2a. NORTE No. 309,
CONJUNTO REYVA, CD. DELICIAS, CHIH. TEL: 91 147 250 85
- 7.- ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE
RIEGO POR ASPERCIION.
S.A.R.H.
REFORMA 46, 7° PISO,
MEXICO 1, D.F.
TEL: 592 57 08
- 8.- ING. HECTOR GONZ GONZ MONDRAGON
JEFE DE LA OFICINA DE
CIENCIAS Y CAUCES DEL
DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO,
S.A.R.H.
REFORMA 45, PISO 10,
MEXICO 1, D.F.
TEL: 592 12 42
592 00 34
- 9.- ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
SUB JEFE DEL DEPARTAMENTO DE
ZONAS DE RIEGO.
S.A.R.H.
REFORMA 45, PISO 10,
MEXICO 1, D.F.
TEL: 592 18 22
- 10.- ING. ALEJANDRO HURTADO GARCIA
JEFE DE LA OFICINA DE REVISION
Y PROYECTOS A CONTRATO DEL
DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO,
S.A.R.H.
REFORMA 45, PISO 10,
MEXICO 1, D.F.
TEL: 592 01 08
592 00 34
- 11.- ING. JESUS GUZMAN RAMIREZ
SUPERVISOR DE RESIDENCIAS DE PROYECTOS
DEL DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO,
S.A.R.H.
REFORMA 45, PISO 10,
TEL: 591 00 34
592 12 42
- 12.- ING. FRANCISCO GUERRA FELIX
SUPERVISOR DE RESIDENCIAS DE PROYECTOS
DEL DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO,
S.A.R.H.
REFORMA 45, PISO 10,
TEL: 591 00 34
592 12 42

COORDINADOR

- 13.- ING. S. GERARDO TENA OROZCO
JEFE DEL DEPTO. DE ZONAS
RIEGO.
SUBDIRECCION DE PROYECTOS
DIRECCION GRAL. DE GRANDE
IRRIGACION.
S.A.R.H.
PASEO DE LA REFORMA No. 45,
MEXICO 1, DF..
TEL: 344 78 92

CC 71 173 : 401 CD 1.1 C24 1.101
PART 1 1.1 C24 1.101
PART 2 1.1 C24 1.101

1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101

1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101

1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101

1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101

1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101

1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101
1.1 C24 1.101