



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
FACULTAD DE INGENIERÍA

DATOS GENERALES:

DISEÑO:	DISEÑO HIDRÁULICO Y DIMENSIONAMIENTO	FECHA:	Jun-18
TESISTA:	MIKEY CARPIO DAVILA	CICLO:	2018 - I
TESIS:	MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO PARA LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE QUEROCOTO, PROVINCIA DE CHOTA, CAJAMARCA, 2017.		
UBICACIÓN:	DISTRITO DE QUEROCOTO, PROVINCIA DE CHOTA, CAJAMARCA		

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CAMARA ROMPRE PRESIÓN TIPO 6

Para el diseño estructural de la CRP TIPO 6 de concreto armado de sección cuadrada, tenemos los siguientes datos:

Datos:

Volumen (V)	=	0.18 m3.
Ancho de la pared (b)	=	1.00 m.
Altura de agua (h)	=	0.50 m.
Borde libre (B.L.)	=	0.50 m.
Altura total (H)	=	1.00 m.
Peso específico del agua (γ_a)	=	1000.00 kg/m3.
Concreto (f'_c)	=	175.00 kg/cm2.
Peso del Concreto Armado	=	2400.00 kg/m3.
Esfuerzo de Fluencia del acero (f_y)	=	4200.00 kg/cm2.

A) CALCULO DE MOMENTOS Y ESPESOR (E)

A.1: Paredes

El cálculo se realiza cuando la CRP tipo 6 se encuentra llena y sujeto a la presión del agua.

Para el cálculo de los momentos - tapa libre y fondo empotrado, según la relación del ancho de la pared (b) y la altura de agua (h), tenemos los valores de los coeficientes (k).

Siendo: NOTA: b/h debe estar en el sgte rango $0.50 < b/h < 3.00$

h =	0.50
b =	1.00

Resulta:

b/h =	2.00	Asumimos :	2.00
-------	------	------------	------

Para la relación $b/h = 2$, se presentan los coeficientes (k) para el cálculo de los momentos, cuya información se muestra en el cuadro 1.

CUADRO 1

Coeficientes (k) para el cálculo de momentos de las paredes de CRP TIPO 6 cuadradas - tapa libre y fondo empotrado

b/h	x/h	$y = 0$		$y = b/4$		$y = b/2$	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
	0	0	0.027	0	0.009	0	-0.06
	1/4	0.013	0.023	0.006	0.01	-0.012	-0.059
2	1/2	0.015	0.016	0.01	0.01	-0.01	-0.049
	3/4	-0.008	0.003	-0.002	0.003	-0.005	-0.027
	1	-0.086	-0.017	-0.059	-0.012	0	0

Los momentos se determinan mediante la siguiente fórmula:

$$M = k \times \gamma_a \times h^3 \times I$$

Conocidos los datos se calcula:

$$\begin{aligned} \gamma_a \times h^3 &= 1000 \times 0.5^3 \\ \gamma_a \times h^3 &= 125 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Para $y = 0$ y reemplazando valores de k en la ecuación se tiene:

M_{x0}	=	0	x	125	=	0 Kg-m.
$M_{x1/4}$	=	0.013	x	125	=	1.625 Kg-m.
$M_{x1/2}$	=	0.015	x	125	=	1.875 Kg-m.
$M_{x3/4}$	=	-0.008	x	125	=	-1 Kg-m.
M_{x1}	=	-0.086	x	125	=	-10.75 Kg-m.
M_{y0}	=	0.027	x	125	=	3.375 Kg-m.
$M_{y1/4}$	=	0.023	x	125	=	2.875 Kg-m.
$M_{y1/2}$	=	0.016	x	125	=	2 Kg-m.
$M_{y3/4}$	=	0.003	x	125	=	0.375 Kg-m.
M_{y1}	=	-0.017	x	125	=	-2.125 Kg-m.

Para $y = b/4$ y reemplazando valores de k en la ecuación se tiene:

M_{x0}	=	0	x	125	=	0 Kg-m.
$M_{x1/4}$	=	0.006	x	125	=	0.75 Kg-m.
$M_{x1/2}$	=	0.01	x	125	=	1.25 Kg-m.
$M_{x3/4}$	=	-0.002	x	125	=	-0.25 Kg-m.
M_{x1}	=	-0.059	x	125	=	-7.375 Kg-m.
M_{y0}	=	0.009	x	125	=	1.125 Kg-m.
$M_{y1/4}$	=	0.01	x	125	=	1.25 Kg-m.
$M_{y1/2}$	=	0.01	x	125	=	1.25 Kg-m.
$M_{y3/4}$	=	0.003	x	125	=	0.375 Kg-m.
M_{y1}	=	-0.012	x	125	=	-1.5 Kg-m.

Para $y = b/2$ y reemplazando valores de k en la ecuación se tiene:

M_{x0}	=	0	x	125	=	0 Kg-m.
$M_{x1/4}$	=	-0.012	x	125	=	-1.5 Kg-m.
$M_{x1/2}$	=	-0.01	x	125	=	-1.25 Kg-m.
$M_{x3/4}$	=	-0.005	x	125	=	-0.625 Kg-m.
M_{x1}	=	0	x	125	=	0 Kg-m.
M_{y0}	=	-0.06	x	125	=	-7.5 Kg-m.
$M_{y1/4}$	=	-0.059	x	125	=	-7.375 Kg-m.
$M_{y1/2}$	=	-0.049	x	125	=	-6.125 Kg-m.
$M_{y3/4}$	=	-0.027	x	125	=	-3.375 Kg-m.
M_{y1}	=	0	x	125	=	0 Kg-m.

CUADRO 2

Momentos (kg-m.) debido al empuje del agua.

b/h	x/h	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
	0	0.000	3.375	0.000	1.125	0.000	-7.500
	1/4	1.625	2.875	0.750	1.250	-1.500	-7.375
2	1/2	1.875	2.000	1.250	1.250	-1.250	-6.125
	3/4	-1.000	0.375	-0.250	0.375	-0.625	-3.375
	1	-10.750	-2.125	-7.375	-1.500	0.000	0.000

Del Cuadro 2, el máximo momento absoluto es:

$$M = 10.750 \text{ Kg-m.}$$

El espesor de la pared (e) originado por un momento "M" y el esfuerzo de tracción por flexión (ft) en cualquier punto de la pared, se determina mediante el método elástico sin agrietamiento, cuyo valor se estima mediante:

$$e = \{ 6M / (ft \times b) \}^{1/2} \quad \text{.....} \quad \text{II}$$

Donde:

$$\begin{aligned} ft &= 0.85 (f'_c)^{1/2} = 11.24444307 \text{ kg/cm}^2. \\ f'_c &= 175 \text{ kg/cm}^2. \\ M &= 10.75 \text{ kg-m.} \\ b &= 100 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Reemplazando los datos en la ecuación II, se tiene:

$$e = 2.40 \text{ cm.} \quad \text{recubrimiento : } 2.5 \text{ cm}$$

Para el diseño se asume un espesor: $e = 0.15 \text{ m.}$

A.2: Losa de fondo

Asumiendo el espesor de la losa de fondo igual a: = 0.15 m. y conocida la altura de agua de: = 0.50 m., el valor de P será:

Peso propio del agua :	0.50	x	1000 =	500.00 kg/m2.
Peso propio del concreto:	0.15	x	2400 =	360 kg/m2.
			W =	860.00 kg/m2.

La losa de fondo será analizada como una placa flexible y no como una placa rígida, debido a que el espesor es pequeño en relación a la longitud; además la consideraremos apoyada en un medio cuya rigidez aumenta con el empotramiento. Dicha placa estará empotrada en los bordes.

Debido a la acción de las cargas verticales actuantes para una luz interna de: L = 1 m., se origina los siguientes momentos:

Momento de empotramiento en los extremos:

$$M = - WL^2 / 192 = -4.479166667 \text{ kg-m.}$$

Momento en el centro:

$$M = WL^2 / 384 = 2.239583333 \text{ kg-m.}$$

Para losas planas rectangulares armadas con armaduras en dos direcciones, Timoshenko recomienda los siguientes coeficientes:

Para un momento de empotramiento=	0.5290
Para un momento en el centro =	0.0513

Momentos finales:

Empotramiento (Me) =	0.529	x	-4.479166667 =	-2.3694792 kg-m.
Centro (Mc) =	0.0513	x	2.239583333 =	0.11489063 kg-m.

Chequeo del espesor:

El espesor se calcula mediante el método elástico sin agrietamiento considerando el máximo momento absoluto (M = 2.36947917 kg-m.) con la siguiente relación:

$$e = (6M / ft b)^{1/2}$$

Siendo: $ft = 0.85 (f'c)^{1/2} = 11.24$

Reemplazando, se obtiene:

e =	1.12	Espesor asumido al inicio=	15 cm. y
considerando un recubrimiento de=	5.00 cm		

Espesor de losa de fondo=	15.00 cm.
LOSA + RECUBRI=	20.00 cm.

B) DISTRIBUCION DE LA ARMADURA

Para determinar el valor del área de acero de la armadura de la pared y de la losa de fondo, se considera la siguiente relación:

$$As = M / fs Xj Xd \quad \dots\dots\dots \quad \nabla$$

Donde:

- M = Momento máximo absoluto en kg-m.
- fs = Fatiga de trabajo en kg/cm2.
- j = Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.
- d = Peralte efectivo en cm.

Con el valor del área acero (As) y los datos indicados en el Cuadro 3, se calculará el área efectiva de acero que servirá para definir el diámetro y la distribución de armadura.

Los valores y resultados para cada uno de los elementos analizados se muestran en el Cuadro 3.

B.1: Pared

Para el diseño estructural de la armadura vertical y horizontal de la pared del proyecto se considera el momento máximo absoluto, por ser una estructura pequeña que dificultaría la distribución de la armadura y porque el ahorro en términos económicos no sería significativo.

Para la armadura vertical resulta un momento (M_x) igual a: 10.750 kg-m. y para la armadura horizontal el momento (M_y) es igual a 7.500 kg-m. Dichos valores se observan en el cuadro 2.

Para resistir los momentos originados por la presión del agua y tener una distribución de la armadura se considera $f_s =$

900 kg/cm² y

$n =$

9.643959373

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^8}{0.14 w^{1.5} \sqrt{f'c}}$$

Conocido el espesor de 15 cm. y el recubrimiento de 2.5 cm. se define un peralte efectivo $d =$ 10 cm. El valor de j es igual a 0.847 definido con $k =$ 0.458

La cuantía mínima se determina mediante la siguiente relación:

As mín. = 0.0015 $b \times e =$ 2.25 cm². Para $b = 100$ y $e =$ 15 cm.

La información adicional, los resultados, la selección del diámetro y la distribución de la armadura se muestra en el Cuadro 3

B.2: Losa de Fondo

Como en el caso del cálculo de la armadura de la pared, en la losa de fondo se considera el máximo momento absoluto de 2.37 kg-m. , con un peralte $d =$ 15.00 cm.

Para determinar el área de acero se considera $f_s =$ 900.00 kg/cm². Y $n =$ 9.64

El valor de j es = 0.8474 ,definido por $k = 0.4577$

Se considera una cuantía mínima de:

As mín. = 0.0017 $b \times e =$ 2.55 cm². para: $b=100$ y $e =$ 15.00 cm.

Los resultados se observan en el Cuadro 3.

En todos los casos, cuando el valor de área de acero (A_s) es menor a la cuantía mínima ($A_{s \text{ mín.}}$), para la distribución de la armadura se utilizará el valor de dicha cuantía.

C) CHEQUEO POR ESFUERZO CORTANTE Y ADHERENCIA

El chequeo por esfuerzo cortante tiene la finalidad de verificar si la estructura requiere estribos o no, y el chequeo por adherencia sirve para verificar si existe una perfecta adhesión entre el concreto y el acero de refuerzo.

A continuación se presenta el chequeo en la pared y la losa de fondo.

C.1: Pared

Esfuerzo cortante:

La fuerza cortante total máxima (V) , será:

$$V = \frac{5}{8} h_2 / 2 \dots\dots\dots VI$$

Reemplazando valores en la ecuación VI, resulta:

$$V = 125 \text{ kg.}$$

El esfuerzo cortante nominal (ϕ), se calcula mediante:

$$\phi = V / (j \times b \times d) \dots\dots\dots VII$$

Conocidos los valores y reemplazando, tenemos:

$$\phi = 0.148 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo permisible nominal en el concreto, para muros no excederá a :

$$\phi_{\text{máx.}} = 0.02 f'c = 3.5 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto, las dimensiones del muro por corte satisfacen las condiciones de diseño.

OK

Adherencia:

Para elementos sujetos a flexión, el esfuerzo de adherencia en cualquier punto de la sección se calcula mediante:

$$u = V / (f_o \times j \times d) \quad \dots\dots\dots \quad \text{VIII}$$

Siendo:

$$f_o \text{ para } p \ 3/8" \text{ c.} \quad 11 \text{ cm.} = 27.27272727$$

$$V = 125 \text{ kg/cm2.}$$

$$u = 0.540839368 \text{ kg/cm2.}$$

El esfuerzo permisible por adherencia (u máx.) para $f'c = 175 \text{ kg/cm2.}$ Es :

$$u \text{ máx.} = 0.05 f'c = 8.75 \text{ kg/cm2.} \quad \text{OK}$$

Siendo el esfuerzo permisible mayor que el calculado, se satisface la condición de diseño.

C.2: Losa de fondo

Esfuerzo cortante:

La fuerza cortante máxima (V) es igual a:

$$V = WS/3 = 286.667 \text{ kg/m.}$$

Donde la luz interna (S) es igual a 1 m. Y el peso total (W), es igual a 860.00 kg/m2.

El esfuerzo cortante unitario (v) se calcula con la siguiente ecuación:

$$v = V / b \ d = 0.1911 \text{ kg/cm2.}$$

El máximo esfuerzo cortante unitario (v máx) es :

$$v \text{ máx} = 0.29 (f'c)^{1/2} = 3.836 \text{ kg/cm2.} \quad \text{OK}$$

El valor de v máx. , muestra que el diseño es el adecuado.

Adherencia:

$$u = V / (f_o \times j \times d) =$$

Siendo:

$$f_o \text{ para } p \ 3/8" \text{ c.} \quad 30 \text{ cm.} = 10$$

$$V = 286.667 \text{ kg/cm2.}$$

$$u = 2.255 \text{ kg/cm2.}$$

Siendo:

$$u \text{ máx} = 0.05 f'c = 8.75 \text{ kg/cm2.} \quad \text{OK}$$

Siendo el esfuerzo permisible mayor que el calculado, se satisface la condición de diseño.

D) CUADRO RESUMEN:

Resumen del Cálculo Estructural y Distribución de Armadura

DESCRIPCION	PARED		LOSA DE FONDO
	VERTICAL	HORIZONTAL	
Momentos " M " (kg-m.)	10.75	7.50	2.37
Espesor Utíl " d " (cm.)	10.00	10.00	15.00
fs (kg/cm2)	900.00	900.00	900.00
n	9.64	9.64	9.64
f'c = 0.45 f'c (kg/cm2)	78.75	78.75	78.75
k = 1 / (1 + fs/(n f'c))	0.46	0.46	0.46
j = 1 - (k/3)	0.85	0.85	0.85
Area de Acero:			
As = (100xM) / (fs x j x d) (cm2.)	0.14	0.10	0.02
C	0.0015	0.0015	0.0017
b (cm.)	100.00	100.00	100.00
e (cm.)	15.00	15.00	15.00
Cuantía Mínima:			
As mín. = C x b x e (cm2.)	2.25	2.25	2.55
Area Efectiva de As (cm2.)	2.25	2.25	2.55
Area Efectiva de As mín. (cm2.)	2.84	2.84	2.84
Distribución de acero:			
Ø de Acero:	3/8	3/8	3/8
preliminar	0.32	0.32	0.32
cada/m.	0.20	0.20	0.20