



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		

MEMORIA DE CALCULO DE MANANTIAL TIPO LADERA

DATOS:

Captación :	El Tungul	Dato obtenido en epoca de lluvias.
Caudal Maximo :	3.05 l/s	Dato obtenido en epoca de estiaje.
Caudal Mínimo:	2.85 l/s	Consumo de la población diario proyectado a 20 años.
Caudal Maximo Diario :	2.20 l/s	

1. CALCULO DE LA DISTANCIA ENTRE EL PUNTO DE AFLORAMIENTO Y CÁMARA HÚMEDA (L)

Datos:

H= 0.40 m
g= 9.81 m/s²

Teoricamente:

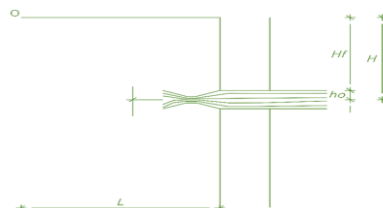
$$V = \left(\frac{2 * g * h_0}{1.56} \right)^{0.5}$$

$$V = 2.24 \text{ m/s}$$

Velocidad Maxima Recomendada = 0.60 m/s
Velocidad Asumida Para el Diseño = 0.60 m/s

Donde :

h₀ = Altura entre el afloramiento y el orificio de entrada (se recomienda valores de 0.40 a 0.50 m.)
V = Velocidad teórica en m/s.
g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).



PERDIDA DE CARGA H ₀	CARGA DISPONIBLE H _f	DISTANCIA "L"
$H_0 = 1.56 \left(\frac{V^2}{2 * g} \right)$	$H_f = H - H_0$	$L = H_f / 0.30$
H₀ = 0.03 m	H_f = 0.37 m	L = 1.24 m L = 1.25 m ASUMIDO

2. ANCHO DE LA PANTALLA (b)

a).- Cálculo del diámetro de la tubería de entrada (D).

Teoricamente:

$$A = \frac{Q_{máx}}{C_d * V}$$

$$A = 0.00635 \text{ m}^2$$

Datos :

Q_{md} =	Caudal máximo diario =	3.05 l/s
C_d =	Coeficiente de descarga =	0.8
A =	Area del orificio =	?
V =	Velocidad Asumida =	0.60 m/s

Donde :

C_d = Coeficiente de descarga (0.6 a 0.8).

b).- El diámetro del orificio sera definido mediante:

Teoricamente:

$$D = \left(\frac{4 * A}{\pi} \right)^{1/2}$$

$$D = 0.090 \text{ m}$$

$$D = 8.99 \text{ cm}$$

Se recomienda diámetros menores o iguales a 2", si se obtuviera diámetros mayores será necesario aumentar el número de orificios (NA), siendo:

c).- Cálculo del número de orificios NA

Datos:

D calculado = 8.99 cm
D Asumido = 6.35 cm

2 1/5 Pulg

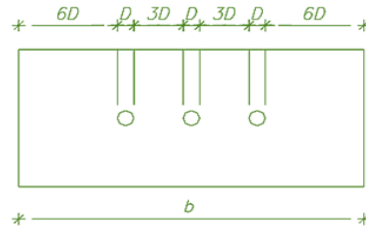
Teóricamente:

$$NA = \frac{(D \text{ calculado})^2}{(D \text{ asumido})^2}$$

NA = 3 orificios

d).- Cálculo del ancho de la pantalla (b). " CAJA DE CAPTACIÓN "

D = 6.35 cm
6D = 38.10 cm
3D = 19.05 cm



b = 133.35 cm
b = 1.30 m

Para el diseño se asume una sección interna de la cámara húmeda de :

1.30 m

3. ALTURA DE LA CAMARA HUMEDA (Ht)

Determinando la " H " por la siguiente ecuación.

$$Ht = A + B + H + D + E$$

A = 10.00 cm
B = 5.08 cm
D = 20.00 cm
E = 30.00 cm
H = ?

Donde:

A = Se considera una altura mínima de 10 cm. Que permite la sedimentación.
B = Se considera la mitad del diámetro de la canastilla de salida.
D = Desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel de agua de la cámara húmeda (mínimo 3 cm).
E = Borde libre (de 10 a 30 cms).
H = Altura de agua

Teóricamente:

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g} = 1.56 \frac{Q^2 m d}{2g A^2}$$

Qmd = Gasto Máximo Diario en m³/s =
A = Área tubería de salida en m² =
g = Aceleración Gravitacional =

0.00220 l/s
0.0020 m²
9.81 m/s²

Solución:

H = 9.37 cm

Para facilitar el paso del agua se asume una altura mínima de :

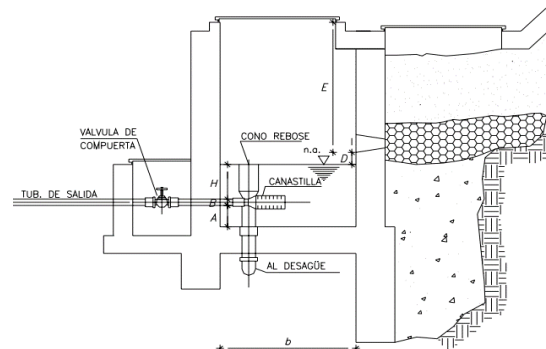
H = 30.00 cm

Reemplazando:

Ht = 95.08 cm

En el diseño se considera una altura de :

Ht = 1 m



4.0 DIMENSIONAMIENTO DE CANASTILLA

El diámetro de la tubería de salida a la línea de conducción (Dc), es de 2". Para el diseño se estima que el diámetro de la canastilla debe ser 2 veces el Dc.

D canastilla = 4.00 Pulg

NOTA:

Se recomienda que la longitud de la canastilla (L) se mayor a :
Se recomienda que la longitud de la canastilla (L) se menor a :
Diámetro de la tubería de ingreso de la cámara es :
Longitud asumida
Solo para determinar el área de ranuras:
Ancho de ranura
Largo de ranura

3 Dc
6 Dc
1 1/2"
20.00 cm
5 mm
7 mm

Redondeo

L = 3 * 2" = 15.24 cm
L = 6 * 2" = 30.48 cm
L.Asumido = 20.00 cm

12.00 cm
23.00 cm

$$\begin{aligned} \text{Área de la Ranura} &= 35 \text{ mm}^2 \\ \text{Área Total de la Ranura} &= 2 * \text{Ac} \end{aligned}$$

NOTA:

$$\begin{aligned} \text{Ac} &= \text{Es el área transversal de la tubería de la línea de conducción.} \\ \text{Dc} &= 5.08 \quad 0.0508 \end{aligned}$$

$$\text{Teóricamente: } \text{Ac} = \frac{\pi * \text{Dc}^2}{4} = 0.0020 \text{ m}^2$$

$$\text{At} = 0.0041 \text{ m}^2$$

El número de ranuras resulta:

$$\text{Teóricamente: } \text{N}^\circ = \frac{\text{Área total de ranura}}{\text{Área de ranura}} = 116$$

5.0 REBOSE Y LIMPIEZA

NOTA:

El rebose se instala directamente a la tubería de limpia para evacuar el agua de la cámara húmeda, se levanta la tubería de rebose. La tubería de rebose y limpia tienen el mismo diámetro y se calculan mediante la ecuación.

$$\text{D} = \frac{0.71 * \text{Q}^{0.58}}{\text{hf}^{0.21}}$$

DONDE:

$$\begin{aligned} \text{D} &= \text{Diámetro en pulg.} \\ \text{Q} &= \text{Caudal Máximo} \quad 3.05 \text{ l/s} \\ \text{hf} &= \text{Pérdida de carga unitaria} \quad 0.015 \end{aligned}$$

APLICACIÓN:

$$\text{D} = 2.62 \text{ Pulg} = 3.00 \text{ Pulg}$$

SOLUCIÓN:

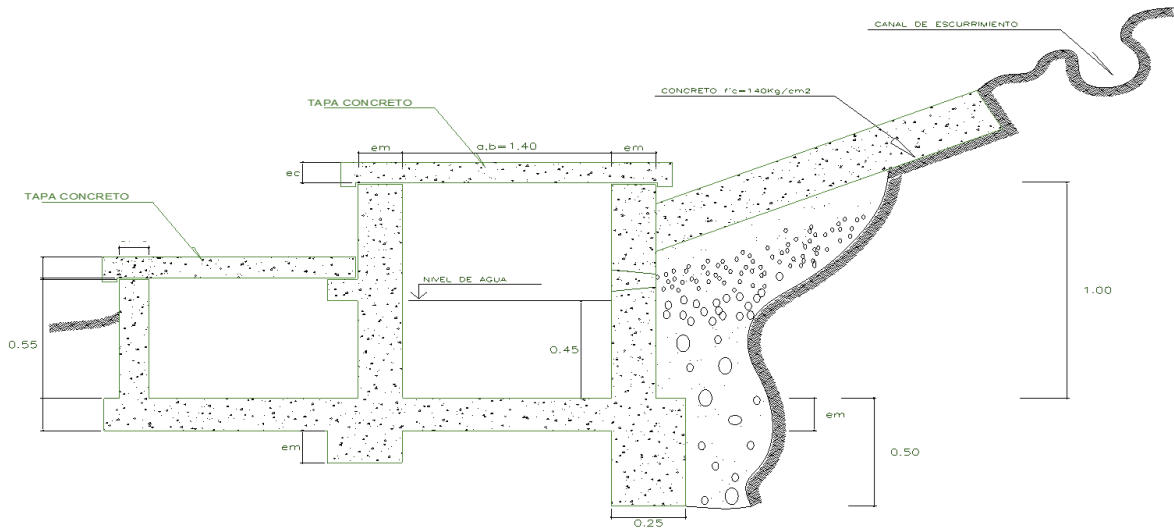
El cono de rebose será de : 3 x 4 Pulg.

6.0 CONSIDERACIONES GENERALES

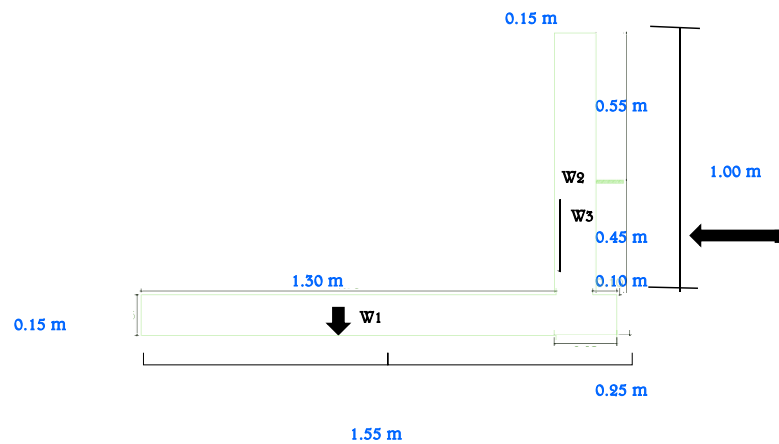
Datos Generales

TABLA-1.- DATOS DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN		
Ancho entre las paredes (a)	=	1.30 m
Ancho entre las paredes (b)	=	1.30 m
Altura total del Agua (h)	=	0.45 m
Bordo Libre (BL)	=	0.55 m
Altura Total (H)	=	1.00 m
Altura del muro sujeto presión del suelo en m Hm.p.s	=	0.6 m
Longitud de afloramiento a la pantalla	=	1.25 m
Peso específico del agua (g _a)	=	1000 Kg/m ³
Densidad seca del suelo (d _s)	=	2.59 Kg/m ³
Capacidad de carga del terreno (b _t)	=	1.14 Kg/cm ²
Coefficiente de fricción suelo-concreto (u)	=	0.13
Ángulo de rozamiento interno del suelo (cohesión) f =	(f) =	27.6 ° (grados)
Concreto (f'c)	=	175 Kg/cm ²
Peso del Concreto Armado	=	2400 Kg/m ³
Esfuerzo de Fluencia del acero (fy)	=	4200 Kg/cm ²

6.0 CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CAPTACIÓN TIPO LADERA



Para el diseño estructural se considera el muro sometido a empuje de la tierra cuando la caja está vacía. Si está llena, el empuje hidrostático tiene un componente en el empuje de la tierra, favoreciendo de esta manera la estabilidad del muro.



Las cargas consideradas son: el peso propio, el empuje de la tierra y la subpresión.

Características estructurales a diseñar

e_c = espesor de losa de cimentación

e_m = espesor del muro

Cargas actuantes

W_a = Peso del agua	760.50 Kg
W_1 = Peso de la losa de cimentación	558.00 Kg
W_2 = Peso de los muros	360.00 Kg
W_3 = Peso del terreno sobre los cimientos de la losa de cimentación	116.55 Kg
W_4 = Peso de los techos	109.80 Kg
W_5 = Carga viva	100.00 Kg

W_t = Peso total de la estructura	2004.25 Kg
f_s = factor de seguridad	2.5

Para garantizar la estabilidad del muro, se debe verificar que la carga unitaria sea igual o menor a la capacidad de la carga del terreno; mientras que para garantizar la estabilidad del muro al deslizamiento y al volteo, se deberá verificar un coeficiente de seguridad no menor a 1.25 para deslizamiento y 1.5 para volteo.

A) EMPUJE DEL SUELO SOBRE EL MURO (P)

$$P = \frac{1}{2} * C_{ah} * \gamma_s * h^2 = 0.171 \text{ Tn}$$

Donde:

$$C_{ah} = \text{Coeficiente de empuje} = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = 0.36678$$

$$\gamma_s = \text{Peso específico del suelo (tn/m}^3\text{)} = 2.59$$

$$h = \text{Altura del muro sujeto presión del suelo en m} = 0.60$$

$$\phi = \text{ángulo rozamiento interno del suelo (cohesión)} = 27.6$$

B) MOMENTO POR VUELCO (Mo)

$$M_o = P * Y = 34.198 \text{ Tn} \quad \text{Donde: } Y = h/3 = 0.20 \text{ m}$$

C) MOMENTO DE ESTABILIZACIÓN (MR) Y EL PESO W :

$$M_r = W * X = 1732.58 \text{ Kg}$$

Donde:

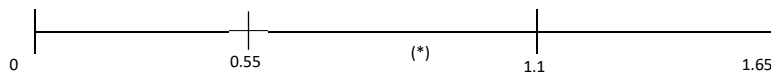
$$W = \text{Peso de la estructura} = 2004.25 \text{ Kg}$$

$$X = \text{Distancia al centro de gravedad}$$

w	Pesos	C.G	Mr= W * X
Wa =	760.50 Kg	0.65	494.325
W1 =	558.00 Kg	0.775	432.45
W2 =	360.00 Kg	1.375	495
W3 =	116.55 Kg	1.5	174.825
W4 =	109.20 Kg	0.65	70.98
W5 =	100.00 Kg	0.65	65
Wt =	2004.25 Kg		1732.58

Para verificar si el momento resultante pasa por el tercio central se aplica la siguiente fórmula:

$$a = \frac{M_r - M_o}{W * T} = 0.84739$$



D) CHEQUEO POR VUELCO MAXIMA CARGA UNITARIA Y POR DESLIZAMIENTO:

Por Vuelco: (debera ser mayor de 1.5)

$$C_{dv} = \frac{M_r}{M_o} = 50.66 > 1.5 \text{ Cumple}$$

Por máxima carga unitaria

$$P1 = (4 * L - 6a) * \frac{Wt}{L^2} = 0.01 < 1.14 \text{ Cumple}$$

$$P2 = (6 * a - 2 * L) * \frac{Wt}{L^2} = 0.29 < 1.14 \text{ Cumple}$$

El mayor valor de P1 y P2 debe ser menor o igual a la capacidad de carga del terreno

$$\text{Val. Max} = 0.29 < 1.14 \text{ Cumple capacidad de carga del terreno}$$

Por deslizamiento

$$\text{Chequeo} = \frac{F}{P} = 1.57 > 1.25 \text{ Cumple Fac. al Deslizamiento}$$

$$F = u * Wt = 0.269 \text{ Tn}$$

Donde:

$$u = \text{Coeficiente de fricción, suelo - estructura concreto} = 0.134$$

$$W_t = \text{Peso total de la estructura} = 2004.25 \text{ Kg}$$

E) CÁLCULO DEL ESPESOR DEL MURO

Con el máximo momento absoluto, calculamos el espesor del muro mediante la fórmula

$$e = \left(\frac{6 * M * r}{f * t * b} \right)^{0.5} = 14.20 \text{ cm}$$

Para el diseño se asume un espesor de:

$$e_m = 15.00 \text{ cm}$$

Donde:

$$M = \text{Máximo momento absoluto Kg-cm} = 1732.58 \text{ Kg}$$

$$f * t = (E * f * \text{Tracción por flexión} = 0.85 * \sqrt{f * c} = 11.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

F) LOSA DE CUBIERTA.

Se considerará como una losa armada en dos sentidos y apoyada en sus cuatro lados

-Cálculo del espesor de la losa (e)

$$e = \frac{\text{Perímetro}}{180} \geq 9 \text{ cm} = \frac{4 * (1.3 + 2 * 0.15)}{180} = 3.56 \text{ cm} \quad \text{asumimos espesor} = 10.00 \text{ cm}$$

o también:

$$\begin{aligned} \text{Espesor de los apoyos} &= 0.15 \text{ m} \\ \text{Luz interna} &= 1.30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Luz de cálculo (L)} = 1.30 \text{ m}$$

$$\text{espesor } e = L/36 = 0.036 \text{ m} \rightarrow 3.61 \text{ cm} + 2.5 \text{ cm de recubrimiento} \rightarrow 6.11 \text{ cm}$$

$$\text{Para el diseño se asume un espesor de: } e = 10.00 \text{ cm}$$

Según el Reglamento de Construcciones para lasas macizas en dos direcciones, cuando la relación de los lados es igual a la unidad, los momentos flexionantes en las fajas centrales son:

$$M_Z = M_B = C * W * L^2$$

Donde:

$$\begin{aligned} L &= \text{luz de cálculo} = 1.30 \text{ m} \\ C &= 0.036 \quad a = 0.04 \end{aligned}$$

W = peso total (carga muerta + carga viva) en Kg/m² =

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= 0.10 * 2400 = 240.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{carga viva} &= 100.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ W &= 340.00 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Reemplazando tenemos:

$$M_A = M_B = (0.04)(340)(1.3)^2 = 22.98 \text{ Kg - m}$$

Conocidos los valores de los momentos, calculamos el espesor útil "d" mediante el método elástico con la siguiente relación:

$$d = \left(\frac{M * A^2}{R * b} \right)^{0.5} \text{ en cm} \quad \dots \dots \dots (1)$$

Siendo:

$$M = M_A = M_B = \text{Momentos flexionante}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$R = \frac{1}{2} * f_s * j * k$$

Donde:

$$k = \frac{1}{(1 + f_s / (n * f_c))}$$

Para:

$$\begin{aligned} f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ f'c &= \text{Resistencia a la compresión en Kg/cm}^2 = 175.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_s &= \text{fatiga de trabajo en Kg/cm}^2 = 0.5 f_y = 2100.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ n &= E_s / E_c = (2.1 * 10^6) / (W^{1.5} * 4200 * (f'c)^{1/3}) = 190.65 \\ &\text{redondeando } n = 191 \\ f_c &= 0.45 f'c = 0.45(245) = 78.75 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Reemplazando :

$$k = 1 / (1 + 2100 / (191 + 78.75)) = 0.877$$

$$j = 1 - k/3 = 0.708$$

$$\text{Resultando: } R = 24.445$$

y reemplazando los valores en la ecuación (1)

$$\text{Se obtiene: } d = 0.46 \text{ cm}$$

El espesor total (e), considerando un recubrimiento de 2.5 cm, será:

$$e = d + 2.5 = 0.46 + 2.5 = 2.96 \text{ cm} \quad \text{siendo menor que el espesor mínimo encontrado}$$

Donde debe cumplir que:

$$\text{Si asumimos } e = 10.00 \text{ cm}$$

Tenemos que :

$$d \geq e - 2.5 \quad d = 10 - 2.5 = 7.50 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo que el espesor de diseño será } e = 10.00 \text{ cm}$$

G) LOSA DE FONDO

Asumiendo el espesor de la losa de fondo = 0.15 m y conocida la altura de agua,

El valor de P será :

$$\begin{aligned} \text{Peso propio del agua en Kg/cm}^2 &= (0.45)(1000) = 450.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Peso propio del concreto en Kg/cm}^2 &= (0.15)(2400) = 360.00 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$W = 810.00 \text{ Kg/cm}^2$$

La losa de fondo será analizada como una placa flexible, dicha placa estará empotrada en los bordes.

Debido a la acción de las cargas verticales actuales para una luz interna de L= 1.30 m

se origina los siguientes momentos.

Momento de empotramiento en los extremos:

$$M = -\frac{WL^2}{192} \quad \text{en Kg-m} \quad = (810)(1.3)^2/192 = -7.13 \text{ Kg - m}$$

Momento en el centro:

$$M = \frac{WL^2}{384} \quad \text{en Kg-m} \quad = (810)(1.3)^2/384 = 4.63 \text{ Kg - m}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Para un momento de empotramiento} &= 0.529 \\ \text{Para un momento en el centro} &= 0.0513 \end{aligned}$$

Momentos finales:

$$\begin{aligned} \text{Empotramiento (Me)} &= 0.529 \times M \quad \text{en Kg-m} = (0.529)(-7.1297) = -3.77 \text{ Kg - m} \\ \text{Centro (Mc)} &= 0.0513 \times M \quad \text{en Kg-m} = (0.0513)(4.6343) = 0.24 \text{ Kg - m} \end{aligned}$$

Chequeo del espesor:

Proponemos un espesor e_c mediante la relación:

$$e = \frac{\text{Perimetro}}{180} \geq 9 \text{ cm} = 4 * (1.3 + 2 * 0.15 + 2 * 0.1) / 180 = 0.04 \quad e = 5.00 \text{ cm}$$

Considerando (a) = 0.15 como zapata

Se compara el resultado con el espesor que se calcula mediante el método elástico sin agrietamiento considerando el máximo momento absoluto con la siguiente relación:

$$e = \left(\frac{6 * M}{f_t * b} \right)^{0.5} \quad \text{en cm} = 14 \text{ cm}$$

Siendo:

$$f_t = 0.85(f_c)^{1/2} = 11 \text{ cm}$$

Se debe cumplir que el valor:

$$d \geq e - \text{recubrimiento}$$

Reemplazando se obtiene

$$e = 14 \text{ cm}$$

dicho valor es igual que el espesor asumido 15cm, considerando el recubrimiento de 4cm resulta

$$d = e + 4 = 18.1865$$

$$\text{por lo que el espesor de diseño es } 20.00 \text{ cm}$$

Distribución de la armadura

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

$$As = \frac{M}{f_s * j * d} =$$

Donde:

M = Momento máximo absoluto en Kg-cm
 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
 As = Área del Acero en cm²

Pared

Para el diseño estructural de la armadura vertical y horizontal de la pared, se considera el momento máximo absoluto, por ser una estructura pequeña que dificultaría la distribución de la armadura.

Para la armadura vertical resulta un momento (Mx) = **1732.58 Kg - m** para la armadura horizontal
 el Momento (My) = **1732.58 Kg - m** para la armadura vertical

Para resistir los momentos originados por la presión de terreno y tener una distribución de la armadura se considera:

fs = 900Kg/cm² y
 n = 9 valor recomendado en las Normas Sanitarias de ACI-350

Conocido el espesor de 15cm y el recubrimiento de 7.5cm, se define un peralte efectivo "d". El valor de "j" es definido por "k"

Mx = -7.83675 Kg-m
 My = -5.4675 Kg-m
 fs = 2100.00 Kg/cm² Kg-m
 k = 0.252
 j = 0.916

As hor = 0.05 cm²
 As ver = 0.04 cm²

La cuantía mínima se determina mediante la siguiente relación:

As min = 0.0018 b x e = 2.70 cm² ó (4/3)(A), calculado (el mayor)

Para b = 100 y e = 15cm

As hor = 0.05 cm² < As min = 0.0018 b x e = **2.70 cm²**
 As ver = 0.04 cm² < As min = 0.0018 b x e = **2.70 cm²**

As(cm2)	Distribución del Acero de Refuerzo				
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"
2.70 cm²	4	3	2	1	1

USAR Ø3/8" @0.20m en ambas caras

Losa de cubierta

Para el diseño estructural de armadura se considera el momento en el centro de la losa cuyo valor permitirá definir el área de acero en base a la ecuación:

$$As = \frac{M}{f_s * j * d} =$$

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 =
 As =

22.98 Kg - m
2100.00 Kg - m
0.71 Kg/cm

7.50 cm
0.21 cm²

La cuantía mínima recomendada es:

para b = 100 y e = 10cm As = (0.0018)(b)(e) = **1.80 cm²**

As = 0.21 cm² < As min = 0.0018 b x e = **1.80 cm²**

As(cm2)	Distribución del Acero de Refuerzo				
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"
1.80 cm²	3	2	1	1	1

USAR Ø3/8" @0.20m en ambas caras

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 -7.1297 con un peralte d = 20 cm
Para determinar el área de acero se considera:

M = Momento máximo absoluto en Kg-m =	4.63 Kg - m
fs =	2100.00 Kg - m
$k = 1 / (1 + fs / (n jc)) = 1 / (1 + 900 / (9 \times 0.45 \times 210)) =$	0.288
El valor de "j" es calculado con $k = 0.486$ con la relacion $j = 1 - (k/3) =$	0.904
d =	14 cm
As =	0.02 cm2
para b = 100 y e = 20 cm As min = 0.018 x b x e =	3.60 cm2

En todos los casos, cuando el valor del área de acero (As) es menor a la cuantía mínima (As mín), para la distribución de la armadura se utilizará el valor de dicha cuantía.

As = 0.02 cm2 < As min = 0.018 b x e = 3.60 cm2

As(cm2)	Distribución del Acero de Refuerzo				
	Ø3/8"	Ø1/2"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"
3.60 cm2	6	3	2	2	1

USAR Ø3/8" @0.20m en ambas caras

Distribución de refuerzos de acuerdo al diseño

