



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

### Resumen

El presente trabajo presenta el diseño Hidráulico - Sanitario y estructural y unade una fosa séptica para brindar un servicio a cinco familias la misma que se puede encontrar a nivel rural, urbano y/o urbano-marginal.

El dimensionamiento para el volumen óptimo de trabajo de la fosa séptica se lo realizara basado en las normas OMS (Organización Mundial de la Salud) y la OPS (Organización Panamericana de la Salud) las mismas que nos garantizaran un correcto funcionamiento hidráulico-sanitario.

El diseño estructural de la misma será realizado considerando las normas empleara código ACI-350, ACI 318 así como las recomendaciones para ferrocemento el libro Ferrocemento. Diseño y construcción del Ing Wainshtok, H.

En lo que a materiales se refiere se considerara dos alternativas para la construcción y diseño como es ferrocemento y hormigón armado.

Para el diseño tanto del tanque en hormigón armado como el de ferrocemento se considera también un diseño considerando la presencia de que el mismo se encuentre en una zona sísmica por lo que el diseño sismo resistente también fue considerado para los tipos de tanques.

En el caso del diseño del tanque de ferrocemento se hace una pequeña referencia a la posibilidad de realizar la construcción de la misma mediante piezas ya previamente prefabricadas para mejorar la calidad y rapidez en la construcción del tanque.

Como parte final también se realiza una comparación referente a volumen de materiales a utilizar, facilidad de construcción, funcionalidad y costo general de la construcción entre los dos tanques diseñados.

### **PALABRAS CLAVES:**

Fosaséptica, Tanque séptico, Ferrocemento, Hormigón armado, Prefabricación, Análisis estructural de un tanque enterrado, Análisis hidráulico – sanitario, Análisis sísmico de un tanque enterrado.

### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredí Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

### **Abstract**

This paper presents the design Hydraulic-Health and structural and a septic tank to provide a service to the same five families can be found in rural, urban and /or urban-marginal.

The sizing for optimal volume of the septic tank work it performed based on OMS standards ( Organización Mundial de la Salud) y la OPS (Organización Panamericana de la Salud) the same that we ensure proper hydraulic operation-health.

The structural design is performed considering the same standards used ACI-350, ACI 318 and the recommendations for the book Ferrocement, Ferrocemento diseño y construcción del Ing Wainshtok H.

As regards materials are considered two alternatives for the construction and design as ferrocement and reinforced concrete.

For the design of both reinforced concrete tanks as ferrocement is also considered a design considering the presence of the same is in an earthquake zone so the earthquake resistant design was also considered for the types of tanks.

In the case of ferrocement tank design is a small reference to the possibility of building it by parts and pre-manufactured to improve the quality and speed of construction of the tank.

As a final comparison is also performed regarding the volume of materials used, ease of construction, functionality and overall cost of construction between the two tanks designed.

### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

## Índice

<b>CAPITULO 1</b> .....	<b>11</b>
<b>1.1.- INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>11</b>
<b>1.2.- OBJETIVOS</b> .....	<b>11</b>
1.2.1.-OBJETIVO GENERAL.....	11
1.2.2.-OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	11
<b>1.3.- JUSTIFICACIÓN</b> .....	<b>11</b>
<b>1.4.-ALCANCE</b> .....	<b>12</b>
<b>CAPITULO 2</b> .....	<b>13</b>
<b>2.1.-DEFINICIONES GENERALES</b> .....	<b>13</b>
2.1.2.- FERROCEMENTO Y HORMIGÓN ARMADO .....	13
2.1.2.1- FERROCEMENTO.....	13
2.1.2.2- HORMIGÓN ARMADO.....	13
2.1.3- ACERO DE ARMAZÓN .....	13
2.1.4- ADITIVOS.....	13
2.1.5.- AGREGADOS.....	14
2.1.6- ARMADURA DE REFUERZO .....	14
2.1.7-. DIRECCIÓN LONGITUDINAL .....	14
2.1.8- DIRECCIÓN TRANSVERSAL .....	14
2.1.9- ARMADURA PRINCIPAL (O LONGITUDINAL).....	14
2.1.10-ARMADURA SECUNDARIA (O TRANSVERSAL) .....	14
2.1.11- TANQUE SÉPTICO .....	14
2.1.12- AGUAS SERVIDAS .....	14
2.1.13- CÁMARA O COMPARTIMIENTO.....	15
2.1.14-LODOS .....	15
2.1.15.-NATA .....	15
2.1.16.- SÓLIDO SEDIMENTABLE .....	15
<b>2.2.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y ELEMENTOS EMPLEADOS</b> .....	<b>15</b>
2.2.1.-COMPONENTES DEL FERROCEMENTO .....	15
2.2.1.1.- EL TEJIDO DE ALAMBRE Y LAS FIBRAS .....	15
2.2.1.2.- LAS MATRICES AGLUTINANTES.....	18
2.2.1.3.-CEMENTO .....	18
2.2.1.4.-AGREGADOS FINOS INERTES.....	18
2.2.1.5.-AGUA .....	19
2.2.2.-PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL MORTERO .....	20
2.2.2.1.-PROPIEDADES EN ESTADO FRESCO .....	20
2.2.2.2.-PROPIEDADES EN ESTADO DURO. ....	20

### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

2.2.3.-COMPONENTES DEL HORMIGÓN ARMADO .....	22
2.2.3.1.-ACERO DE REFUERZO .....	22
2.2.3.2.-CEMENTO .....	22
2.2.3.3.-AGREGADO.....	22
2.2.3.4.-AGUA .....	24
2.2.4.-PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL CONCRETO.....	24
2.2.4.1.-PROPIEDADES EN ESTADO FRESCO .....	24
2.2.4.2.-PROPIEDADES EN ESTADO DURO .....	25
<b>CAPÍTULO 3.....</b>	<b>27</b>
<b>3.1.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO .....</b>	<b>27</b>
<b>3.2.- PREDIMENSIONAMIENTO Y ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES.....</b>	<b>28</b>
3.2.1.-PREDIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO-SANITARIO .....	28
3.2.2.-PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL .....	33
3.2.3.-ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES.....	33
<b>3.3.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL TANQUE SÉPTICO .....</b>	<b>35</b>
3.3.1.- PRESIONES SOBRE PAREDES RECTAS.....	35
3.3.1.1.- ACCIÓN DEL AGUA .....	35
3.3.1.2.- EMPUJE DE TIERRAS .....	35
<b>3.4.- PROCESO DE DISEÑO .....</b>	<b>36</b>
3.4.1. PROCESO DE DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO EN H.A (HORMIGÓN ARMADO).....	36
3.4.1.1- OBTENCIÓN DE MOMENTOS EN LAS PAREDES .....	36
3.4.1.2.- OBTENCIÓN DE MOMENTOS EN LA LOSA INFERIOR .....	39
3.4.1.3.- REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS.....	45
3.4.1.4.- RESUMEN DE MOMENTOS OBTENIDOS .....	45
3.4.1.5.-ARMADURA NECESARIA DEBIDO A FISURACIÓN .....	48
3.4.1.6.- ARMADURA NECESARIA POR FLEXIÓN .....	49
3.4.1.7.-DISEÑO DE PAREDES.....	50
3.4.1.8.- DISEÑO DE LOSA DE PISO.....	51
3.4.1.9.- LONGITUD DE DESARROLLO GANCHO ESTÁNDAR .....	52
3.4.2.- PROCESO DE DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO EN FERROCEMENTO .....	54
3.4.2.1.-HIPÓTESIS 1 (TANQUE VACÍA) .....	55
3.4.2.2.-CALCULO DE TELAS DE MALLA PARA RESISTIR EL MOMENTO POSITIVO:.....	60
3.4.2.3.-VERIFICACIÓN DE LAS TELAS DE MALLA EN EL SENTIDO VERTICAL.....	61
3.4.2.4.-HIPÓTESIS 2 (TANQUE LLENO) .....	62

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

3.4.3.-ANÁLISIS SÍSMICO .....	64
3.4.3.1.-DISPOSICIONES ESPECÍFICAS Y DATOS SÍSMICOS DEL SITIO: .....	66
3.4.3.2.-ANÁLISIS SÍSMICO DEL TANQUE SÉPTICO CON EL PROCEDIMIENTO PROPUESTO EN EL INFORME ACI 350.3.01 OBRAS HIDRÁULICAS. ....	68
3.4.3.2.-Presiones sísmicas arriba de la base: .....	80
3.4.3.3.-AJUSTE A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA DEBIDO A LA ACELERACIÓN VERTICAL.(SECCIÓN 4.1.4 DEL ACI) .....	85
3.4.3.4.-DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS DINÁMICAS SOBRE LA BASE. ....	87
3.4.3.5.- SUPERPOSICIÓN DE LAS CARGAS HIDROSTÁTICAS CON LAS SÍSMICAS.....	91
3.4.3.6.- CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO (OSCILACIÓN) DEL AGUA PARA TANQUES RECTANGULARES:.....	92
3.4.4.-DISEÑO DEFINITIVO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES:.....	93
3.4.4.1.-ELEMENTOS DE PARED. ....	93
3.4.4.2.- CALCULO DE LA FUERZA “F” .....	94
3.4.4.3.-ÁREA DE ACERO DE LA PARTE QUE TRABAJA A TRACCIÓN “AA” .....	94
3.4.4.4.-ÁREA DE ACERO DE UNA TELA DE MALLA DE 100CM DE LONGITUD “AA”.....	94
3.4.4.5.-NUMERO DE CAPAS DE TELAS DE MALLA “N” .....	96
3.4.4.6.-SUPERFICIE ESPECÍFICA “S” .....	96
3.4.4.7.-FACTOR DE VOLUMEN “VR”.....	96
<b>3.5.- POSIBILIDADES DE PREFABRICACIÓN.....</b>	<b>97</b>
<b>CAPITULO 4.....</b>	<b>99</b>
<b>4.1.- TABLAS DE RESULTADOS.....</b>	<b>99</b>
<b>4.2.- ANÁLISIS DE PRECIOS .....</b>	<b>100</b>
4.2.1.- ANÁLISIS DE PRECIO PARA EL TANQUE DE HORMIGÓN ARMADO.....	100
4.2.2.- ANÁLISIS DE PRECIO PARA EL TANQUE DE FERROCEMENTO	101
<b>4.3.- COMPARACIÓN DE COSTOS ENTRE LAS DOS ALTERNATIVAS DE CONSTRUCCIÓN.....</b>	<b>101</b>
<b>4.4.- ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>101</b>
<b>CAPÍTULO 5:.....</b>	<b>102</b>
<b>5.1.- CONCLUSIONES GENERALES.....</b>	<b>102</b>
<b>5.2.- CONCLUSIONES ESPECÍFICAS .....</b>	<b>102</b>

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**

**5.3.- RECOMENDACIONES..... 102**

**5.4.-BIBLIOGRAFÍA ..... 103**

**5.5.-ANEXOS..... 104**

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
**UNIVERSIDAD DE CUENCA**



**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

**MONOGRAFÍA PREVIA A LA OBTENCIÓN DE TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA:**

“Diseño de un tanque séptico para brindar servicio a 5 familias con la utilización de dos alternativas para su construcción a) Ferrocemento y b) Hormigón Armado”

**DIRECTOR:**

Ing. Fabián Cordero Gulá

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.

**OCTUBRE 2011**

Ingeniería Civil

---

**Página 7**

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

**UNIVERSIDAD  
ESTATAL DE  
CUENCA**

**“Diseño de un tanque séptico para brindar servicio a 5 familias con la utilización de dos alternativas para su construcción:  
a) Ferrocemento  
b) Hormigón Armado”**



**Tutor:**

**Ing. Fabián Cordero Gulá**

**Realizado por:**

**Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.**

**AUTORES:**

**Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.**



UNIVERSIDAD DE CUENCA

## AGRADECIMIENTO

Hacemos llegar nuestro profundo agradecimiento primero a **Dios** por darnos fortaleza y la constancia para cumplir nuestros objetivos propuestos, a **nuestros padres** por estar siempre a nuestro lado brindándonos su apoyo incondicional para realización de nuestros sueños académicos.

Al Ing. **Fabián Cordero** por su guía y apoyo en este proyecto que sella y da cuenta de un testimonio de trabajo, entrega y voluntad; deseamos dejar constancia de nuestros sinceros sentimientos de gratitud y amistad.

**Enrique Quishpe F.**

**Fredi Zamora Z.**

## AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

Al momento de culminar una meta un sueño el mismo que se ve reflejado mediante este trabajo llega a mi memoria el recuerdo de quienes siempre me apoyaron y por ello con todo mi cariño y respeto.

Lo dedico primeramente a **Dios**, y a las dos personas más importantes de mi vida mis padres (**Luis Q. y Angelita F.**) Que gracias por su apoyo y su amor me han ayudado a culminar mis metas.

**Luis Enrique F.**

Lo dedico primeramente a **Dios** por guiar mis pasos y ayudarme a superar los obstáculos que se presentaron a lo largo del camino, a mis padres (**Miguel Z. y Miryam Z.**), a mi hermano (**Franklin Z.**) y a mis abuelos (**Domingo Z.†, Rosario C. y Hortensia B.†**) que me brindaron todo su apoyo y cariño incondicional.

**Fredi Zamora Z.**

### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

## **CAPITULO 1**

### **1.1.- INTRODUCCIÓN**

El tanque séptico se utiliza en los sectores rurales, urbanos y urbanos marginales donde el sistema de alcantarillado no llega o que la conexión al sistema de alcantarillado les resulta costosa por su lejanía. El tanque séptico se utiliza para el tratamiento de aguas residuales domesticas (duchas, lavaderos, etc.)

El objetivo del tanque séptico es de permitir que los sólidos se sedimenten en la parte inferior de este, formando una capa de lodos, mientras que los materiales ligeros como aceites, grasas, etc., se acumulan en la superficie formando una capa de espuma.

En el caso de nuestro país se tienen una gran demanda por este tipo de alternativas ya que en muchos sectores no se tienen alcantarillado , en zonas en donde el acceso se puede hacer mediante vehículos se puede construir tanque sépticos de hormigón armado o de Ferrocemento , mientras que en sectores donde el acceso es difícil y transportar el material se hace muy complicado la mejor alternativa es la construcción del tanque con Ferrocemento que es un material que se asemeja al hormigón armado y los materiales a utilizarse en la construcción son fáciles de transportar

En el presente trabajo se va a realizar una comparación entre el diseño de un tanque séptico en Ferrocemento y hormigón armado en lo que se refiere a la facilidad de construcción, costo, etc.

### **1.2.- OBJETIVOS**

#### **1.2.1.-OBJETIVO GENERAL**

Diseñar un tanque séptico utilizando dos tipos de materiales para la construcción los mismos que serían: a) Ferrocemento y b) Hormigón armado, el tanque tendrá como fin brindar el servicio a cinco familias

#### **1.2.2.-OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Definir una formulación específica para el dimensionamiento de la pared del depósito que sea aplicable a tanques.
- Identificar y aplicar las recomendaciones dadas por el código ACI-305, para el correcto diseño del tanque de Ferrocemento.

### **1.3.- JUSTIFICACIÓN**

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

La idea del presente trabajo es desarrollar el tema “Diseño de un tanque séptico para brindar servicio a 5 familias con la utilización de dos alternativas para su construcción a) Ferrocemento y b) hormigón armado”, en el cual se pondrá en evidencia las ventajas que presenta el Ferrocemento en la construcción de tanques sépticos, siendo estas: rapidez de construcción, facilidad de construcción y menor costo de construcción.

Para el dimensionamiento del tanque se utilizara las especificaciones que nos da la OMS( Organización Mundial de la Salud) y la OPS (Organización Panamericana de la Salud) , para el diseño estructural del tanque séptico se empleara código ACI-350.

### **1.4.-ALCANCE**

La presente trabajo tiene como alcance: diseñar los elementos constituyentes de la estructura del tanque séptico de Ferrocemento y de hormigón armado, así como comparación de costos entre estas dos alternativas de construcción

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



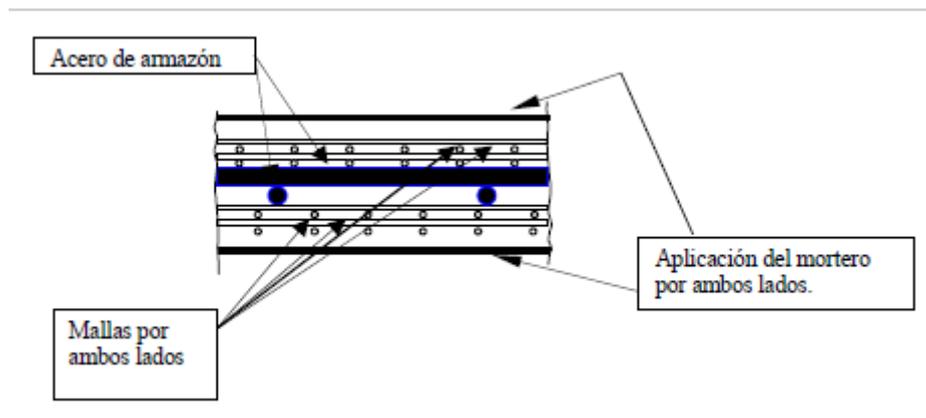
## CAPITULO 2

### 2.1.-DEFINICIONES GENERALES

#### 2.1.2.- FERROCEMENTO Y HORMIGÓN ARMADO

##### 2.1.2.1- FERROCEMENTO

Se define como un tipo de construcción de concreto reforzado, con espesor delgado, en el cual generalmente el mortero esta reforzado con capas de malla continua de diámetro relativamente pequeño. La malla puede ser metálica o de otro material adecuado.



*Figura 1. Sección de Ferrocemento.*

##### 2.1.2.2- HORMIGÓN ARMADO

El hormigón armado no es más que la unión del acero y el hormigón estos dos materiales se emplean mejor en combinación, el concreto se utiliza para resistir esfuerzo de compresión y el acero los esfuerzos de tensión.

##### 2.1.3- ACERO DE ARMAZÓN

Se emplea para dar forma a la estructura y sobre ella se coloca las capas de malla de alambre o refuerzo. La característica del armazón es que los aceros que lo constituyen, se distribuyen uniformemente y se separan un máximo de 30 cm. entre ellas, generalmente no son considerados como parte del refuerzo estructural, sino como barrilas de separación para los refuerzos de la malla.

##### 2.1.4- ADITIVOS

---

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

*Se define como aditivo a aquel material que no sea agua, agregados o cemento hidráulico, el cual se utiliza como ingrediente del concreto y se le introduce inmediatamente antes o después del mezclado, con el propósito de modificar las propiedades del concreto en forma tal, que lo hagan más manejable, para lograr economía u otros propósitos, en beneficio de la calidad y la trabajabilidad.*

### **2.1.5.- AGREGADOS**

Material inerte que se mezcla con el cemento y el agua para producir concreto

### **2.1.6- ARMADURA DE REFUERZO**

Es el refuerzo total del sistema que puede estar conformado por la malla de refuerzo y del acero del armazón o solamente la primera. Generalmente se considera al acero del armazón como parte del refuerzo total cuando la separación de las varillas que lo conforman están a no más de 7.5 cm de centro a centro. Las varillas del armazón que son espaciadas más allá de esta distancia no son consideradas como parte del refuerzo total.

### **2.1.7.- DIRECCIÓN LONGITUDINAL**

*Es la dirección en la cual se encuentra aplicada la carga de la estructura en Ferrocemento*

### **2.1.8-DIRECCIÓN TRANSVERSAL**

*Es la dirección perpendicular a la dirección longitudinal.*

### **2.1.9- ARMADURA PRINCIPAL (O LONGITUDINAL)**

Es aquella requerida para absorber los esfuerzos externos inducidos en los elementos de hormigón armado.

### **2.1.10-ARMADURA SECUNDARIA (O TRANSVERSAL)**

Es toda aquella armadura destinada a confinar en forma adecuada la armadura principal en el hormigón.

### **2.1.11- TANQUE SÉPTICO**

Sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas provenientes de una vivienda o conjunto de viviendas que combina la separación y digestión de lodos.

### **2.1.12- AGUAS SERVIDAS**

Son todas las aguas de alcantarillado ya sean de origen domésticos (aguas de las casas habitación, edificios comerciales, etc.) o industrial, una vez que han sido utilizadas por el hombre.

### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

### **2.1.13- CÁMARA O COMPARTIMIENTO**

Compartimiento estanco, en que se divide el tanque séptico para mejorar el tratamiento de las aguas residuales.

### **2.1.14-LODOS**

Sólidos que se encuentran en el fondo del tanque séptico.

### **2.1.15.-NATA**

Sustancia espesa que se forma sobre el agua almacenada en el tanque séptico, compuesto por residuos grasos y otro tipo de desechos orgánicos e inorgánicos flotantes.

### **2.1.16.- SÓLIDO SEDIMENTABLE**

Partícula presente en el agua residual, que tiene la propiedad de precipitar fácilmente.

## **2.2.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y ELEMENTOS EMPLEADOS**

En este punto presenta una descripción de los componentes del Ferrocemento y hormigón armado, las propiedades físicas y mecánicas de la y el equilibrio de los componentes en el diseño de la mezcla. Se iniciara primero con el Ferrocemento para luego continuar con el hormigón armado.

### **2.2.1.-COMPONENTES DEL FERROCEMENTO**

Los componentes que forman el Ferrocemento se describen a continuación:

#### **2.2.1.1.- EL TEJIDO DE ALAMBRE Y LAS FIBRAS**

##### **a) Mallas de alambre**

Está constituida de alambres delgados y poco espaciados entre sí, entretejidos soldados, dispuestos al interior de la estructura, en capas continuas y/o superpuestas, una de las características más importantes es que sea lo suficientemente flexible para poderla doblar en las esquinas agudas; tiene la función de dar forma, recibir y sostener al mortero en estado fresco y cuando el mortero se endurece confiere al Ferrocemento la capacidad de absorber esfuerzos de tensión sobre la estructura, que el mortero por sí solo no podría soportar.

Las mallas de acero más utilizadas en Ferrocemento, son las mallas cuadradas, rectangulares tejidas o soldadas, las mallas de metal expandido y las mallas de forma hexagonal. Todas, excepto la malla de metal

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

expandido, deben ser, preferiblemente galvanizadas. En la figura 2, se ilustran varios tipos de mallas.

Tipos		Norma	Descripción
Hexagonal de alambre (malla de gallinero)			Fácil de manejar, se forma por el trenzado de alambres galvanizados, se fabrica con alambre estirado en frío.
Malla electro-soldada		ASTM A185	Está formada por alambres rectilíneos de acero, dispuestos de manera que forman cuadrados o rectángulo, soldados entre sí, en los puntos de contacto.
Malla cuadrada tejida		ASTM E2016-99	Es una malla tejida, en la que los alambres están simplemente entrelazados, formando una malla cuadrada o rectangular, los alambres no están perfectamente derechos y existe un cierto grado de ondulación, según pruebas estas mallas se comportan tan bien o mejor que la malla hexagonal o cuadrada soldada.
Malla de metal expandido		ASTM C 847	Se forma cortando una hoja delgada de metal desplegado para hacer aberturas en forma de diamante. La desventaja de este material es que tiende a abrirse debido a la acción de "tijera" de la malla en forma de diamante, obviamente existe un límite en cuanto al tamaño y peso de este material para evitar la acción de "tijera".

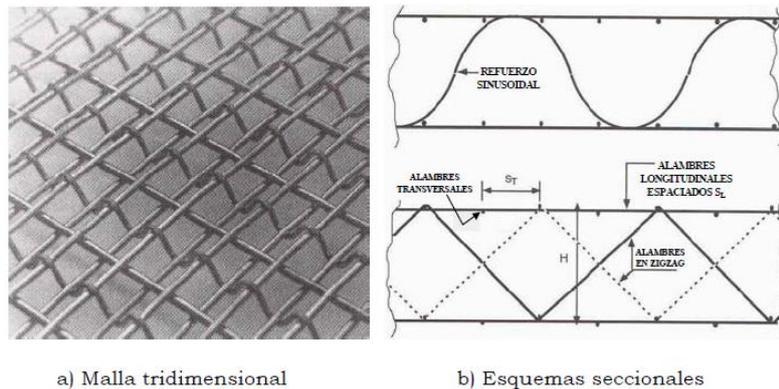
**Figura 2.** Mallas metálicas.

En los últimos años se han desarrollado mallas metálicas tridimensionales tejiendo hilos ondulados sinusoidalmente en una dirección, con hilos zigzagueantes en la dirección perpendicular. En la Figura 3, se ilustra este ejemplo.

---

### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



**Figura 3.** Malla tridimensional. [Naaman, 2000]

**b) Mallas de hilo polimérico**

Las investigaciones sobre refuerzos con fibras poliméricas y mallas plásticas han generado nuevas posibilidades para el diseño y la construcción con Ferrocemento [Guerrero, 1998; Naaman, 2000]. El desarrollo de materiales poliméricos ha resultado en una amplia oferta de alternativas al refuerzo metálico

**c) Fibras discontinuas y cortas: Metálicas y Poliméricas**

Es un compuesto híbrido que está hecho de diferentes materiales. En el área de los hormigones de pared delgada, un compuesto híbrido es la combinación de mallas continuas, tal como carbón o acero, con fibras discontinuas y cortas, bien sean plásticas, metálicas, orgánicas u otro material. Las fibras, generalmente son mezcladas con el mortero. Distribuidas aleatoriamente en el componente frágil, las fibras discontinuas mejoran la resistencia a tracción, a cortante interlaminar y disminuyen notoriamente los procesos de fisuración del Ferrocemento. El diseño de una estructura de Ferrocemento como un compuesto híbrido, mejora el desempeño del mismo [Naaman, 2000].

**d) Acero de Armazón**

Se emplea para dar forma y sostener a las capas de malla y al mortero en estado fresco. Una vez endurecido el mortero, la función del refuerzo es la de absorber las tensiones de tracción sobre la estructura, que el mortero por sí sólo no podría soportar.

En secciones delgadas planas o en cáscaras, este refuerzo convencional se localiza muy cerca del eje neutro por lo que su colaboración estructural para esfuerzos flectores no es significativa. Sin embargo, en secciones más complejas, las barras de refuerzo alejadas del eje neutro del elemento participan activamente en la respuesta estructural a la flexión [Pama, 1992;

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



Naaman, 2000]. En la tabla 1, se presentan las características más generales acerca del sistema de refuerzo habitual en estructuras de Ferrocemento.

<b>Mallas de acero</b>	Diámetro del alambre	$0,50 \leq d_w \leq 1,50 \text{ mm}$
	Tipo de malla	Malla de alambre galvanizada cuadrada, hexagonal o de metal expandido
	Tamaño de abertura	$0,50 \leq D \leq 1,50 \text{ in}$
	Número de capas de malla	6 capas por cm de espesor
	Fracción de volumen de refuerzo	Hasta 8% en ambas direcciones equivalente a $630 \text{ kg/m}^3$ por malla de acero de refuerzo
	Superficie específica de refuerzo	Hasta $4 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$ en ambas direcciones
<b>Acero esquelético</b>	Tipo	Alambres, varillas, barras
	Diámetro	$3,0 \leq d_b \leq 10,0 \text{ mm}$
	Tamaño de la rejilla	$50,0 \leq d_b \leq 150,0 \text{ mm}$

**Tabla 1.** Características del refuerzo para Ferrocemento. [ACI 543.R]

### 2.2.1.2.- LAS MATRICES AGLUTINANTES

La matriz aglomerante del Ferrocemento consiste generalmente en un mortero hecho con cemento Portland, agregados finos, agua y, ocasionalmente, aditivos. Esta materia aglomerante comprende más del 95% del volumen del Ferrocemento. La composición química del cemento, la naturaleza de los agregados, la relación finos-cemento y la relación agua cemento, son los parámetros que determinan las propiedades del mortero [Bedoya, 1996; Naaman, 2000].

### 2.2.1.3.-CEMENTO

Es el material con propiedades de adherencia y cohesión necesarias para unir agregados inertes y conformar una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuada. El cemento debe ser fresco, libre de terrones y sustancias extrañas, debe almacenarse en ambientes secos y durante períodos cortos de tiempo.

### 2.2.1.4.-AGREGADOS FINOS INERTES

El agregado para morteros de Ferrocemento debe ser duro, impermeable, libre de impurezas orgánicas, limpias y resistentes. El agregado está disperso en la masa del mortero y ocupa del 60% a 70% de su volumen.

El árido que se utiliza para la elaboración del mortero es la arena puede ser natural o triturada de piedra, no debe ser porosa, ni poseer cantidades de polvo fino que cree excesivos espacios vacíos, pues se reduciría la resistencia a compresión del mortero.

#### a) Efecto de la gradación de la arena en la mezcla

Las características de la arena (granulometría, módulo de finura, forma y textura de los granos) deben ser adecuadas para obtener un buen empaquetamiento de las partículas y un consumo reducido de cemento.

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

La gradación adecuada de la arena para mezclas de Ferrocemento es aquella que presente una distribución uniforme de los áridos, alta densidad, buena trabajabilidad, que no produzca fenómenos de segregación en su colocación y requiera bajos contenidos de agua. Si se mantiene la relación agua – cemento constante, la resistencia a la compresión depende de la gradación de la arena. El mejor comportamiento, en términos de resistencia y propiedades del mortero fresco, corresponde a mezclas con una relación 1 a 2 entre agregado fino y cementante [Bedoya 1996]

Para evitar aumentos adicionales en el agua requerida, deben retirarse los contenidos de arena que pasan la malla No. 100. Aunque el módulo de finura no parece tener un efecto significativo sobre la resistencia a flexión del mortero, arenas con un módulo de finura entre 2.8 y 3.1 exhibieron una fluidez entre el 97 % y el 104 %, lo que implica una buena consistencia para el Ferrocemento, en términos de trabajabilidad [Bedoya, 1996].

### **b) Efecto de la relación arena – cemento en la mezcla**

La proporción finos - cemento en la mezcla debe ser tal que alcance la resistencia requerida de diseño. Si esta proporción se aumenta, los granos de arena rozarán entre sí al no existir pasta lubricante y el mortero resultante poseerá propiedades mecánicas más pobres y baja resistencia; carecerá de ductilidad y perderá trabajabilidad; pero tendrá menor retracción y bajos costos. Si esta proporción se disminuye excesivamente pueden aparecer grietas y contracciones. Algunas relaciones arena – cemento, en peso, se presentan en la tabla 2.

Proporción cemento - arena, (en peso)	Comentario
1 : 1.0	Mortero rico
1 : 1.5	Mortero adecuado
1 : 2.0	Relación óptima. [Bedoya, 1996]
1 : 2.5	Mortero bombeado
1 : 3.0 a 5.0	Estructuras con bajas solicitaciones

**Tabla 2.** Proporciones finos-cemento en peso para el mortero. [Bedoya, 1996]

El intervalo de proporciones recomendado para mezclas de Ferrocemento, va desde una relación por peso, cemento-arena de 1:1.5 hasta 1:2.5 [Bedoya, 1996].

### **2.2.1.5.-AGUA**

Es de gran importancia para la preparación del mortero y el curado del Ferrocemento. El agua debe ser fresca, exenta de impurezas y turbiedad, libre de sustancias orgánicas, álcalis, aceites, cieno, lama, azúcar, cloruros, ácidos y otras soluciones que puedan ocasionar corrosión del refuerzo, deterioro de las propiedades del mortero y el manchado de las superficies expuestas.

### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## 2.2.2.-PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL MORTERO

### 2.2.2.1.-PROPIEDADES EN ESTADO FRESCO

#### a) Manejabilidad

La manejabilidad es la facilidad con la que un grupo dado de materiales puede mezclarse, luego manejarse, transportarse y colocarse de manera que no pierda su homogeneidad. La manejabilidad depende de las proporciones de cada uno de los materiales y está relacionada con el concepto de consistencia, y ésta, a su vez, con el estado de fluidez del mortero. Para determinar la manejabilidad, se acepta el ensayo de fluidez (ASTM C230 u otro equivalente); por medio del cual se califica que tan seca o fluida es la mezcla.

En la tabla 3, se presenta una propuesta para cuantificar la manejabilidad, en términos del porcentaje de flujo.

Consistencia	Flujo ( % )	Condiciones de colocación	Sistemas de colocación
Seca	80 – 100	Secciones sujetas a vibración	Proyección neumática, con vibradores de formaleta.
Plástica	100 – 120	Sin vibración.	Manual con palas y palustres
Fluida	120 – 150	Sin vibración	Manual, bombeo, inyección

**Tabla 3.** Clasificación de la consistencia en morteros para Ferrocemento.

#### b) Retención de agua

Es la capacidad que posee el mortero de mantener su plasticidad al contacto con una superficie absorbente. Para obtener morteros de buena plasticidad se puede aumentar los contenidos de finos, usar aditivos plastificantes, agentes incorporadores de aire, cemento puzolánicos o cal.

#### c) Velocidad de endurecimiento

El tiempo de fraguado inicial y final en una mezcla debe estar dentro de un intervalo adecuado para permitir el uso del mortero fresco y el comienzo oportuno del proceso de ganancia de resistencia. Estos períodos de tiempo están en función de las condiciones ambientales y de la composición de la mezcla, y pueden ser controlados con adición de aditivos.

### 2.2.2.2.-PROPIEDADES EN ESTADO DURO.

#### a) Retracción

La retracción o pérdida de volumen de mortero se presenta cuando el agua libre en la mezcla fresca se evapora. La tasa de evaporación del agua,



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

depende de las condiciones ambientales. En zonas con condiciones climáticas severas, temperaturas altas, corrientes fuertes de vientos, la tasa de evaporación puede ser muy importante. La pérdida de agua implica una disminución en el volumen del mortero.

### **b) Contracción y flujo bajo carga**

La contracción es una medida de estabilidad volumétrica en donde influyen muchos factores climáticos, cantidad de refuerzo, curado etc. El Ferrocemento, en este aspecto, es diferente al hormigón reforzado.

### **c) Resistencia**

Es la capacidad del mortero de resistir esfuerzos longitudinales (tracción o flexión) y transversales (cortante). En estructuras de Ferrocemento se requiere buena resistencia a la compresión que se traduce en buena resistencia para esfuerzos de cortante y tracción. La resistencia a compresión la aporta principalmente el mortero; se mide por medio de cubos normalizados y es función del tamaño de los agregados, la cantidad de cemento y las proporciones entre éstos.

### **d) Fatiga**

Cuando una estructura es sometida a la aplicación de cargas repetitivas en el tiempo, se fatiga. En diversas investigaciones se ha estudiado los efectos del uso de acero del armazón, el uso de la malla de refuerzo, los métodos de curado, y los tipos de cemento. Los resultados han mostrado que la fatiga del Ferrocemento no es una función directa de las propiedades del mortero, si no del deterioro del refuerzo, y no sólo de la malla sino también del acero del armazón. La malla sin galvanizar presenta mayor resistencia a la fatiga que la malla galvanizada. [Naaman, 2000].

### **e) Impacto**

Algunos estudios han mostrado [Naaman, 2000; Abdullah et al. 2003], que la resistencia a compresión del mortero y las propiedades del refuerzo, incluyendo las del acero del armazón, influyen de una manera importante en el comportamiento y capacidad de los elementos del Ferrocemento bajo cargas de corta duración.

### **f) Durabilidad**

Una estructura de Ferrocemento es durable cuando puede soportar, en las condiciones para la cual fue diseñada, con un grado satisfactorio (es decir, sin deterioro mayor al de la degradación normal con el envejecimiento, bajo un programa de mantenimiento estándar), los efectos de las cargas de servicio a las que se le sometan durante su vida útil, además de fenómenos

### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

climatológicos, desgaste, contracción, eflorescencias, corrosión, ataques químicos, entre otros

### **g) Corrosión**

Desgaste no deseado, originado por la reacción química entre el fluido contenido y/o procesado y el material de construcción del equipo en contacto con el mismo.

## **2.2.3.-COMPONENTES DEL HORMIGÓN ARMADO**

### **2.2.3.1.-ACERO DE REFUERZO**

Debido a la baja resistencia del concreto a la tensión, se coloca acero en él, para resistir los esfuerzos de tensión. Controla las deformaciones debidas a la temperatura y a la contracción y distribuye la carga al concreto y al resto del acero de refuerzo. Puede utilizarse para pres forzar el concreto y sirve para amarrar entre sí a otros refuerzos para facilitar el colado o resistir esfuerzos laterales.

La mayoría de los refuerzos son en forma de varillas o de alambres. Sus superficies pueden ser lisas o corrugadas. Este último tipo es de empleo más general, porque produce mejor adherencia con el concreto debido a las rugosidades y salientes de la varilla. Los diámetros de las varillas son de  $\frac{1}{4}$  a  $2\frac{1}{4}$  pulg.

El acero de refuerzo debe consistir de varillas corrugadas con resistencia a la fluencia  $f_y$  no menor de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### **2.2.3.2.-CEMENTO**

Tiene las mismas propiedades que en el Ferrocemento da adherencia y cohesión necesarias para unir agregados inertes y conformar una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuada.

### **2.2.3.3.-AGREGADO**

En concreto los agregados ocupan generalmente del 70% a 75% del volumen de la masa endurecida, el agregado debe tener buena resistencia, durabilidad y resistencia a la intemperie, debe ser un material limpio libre de impurezas como la arcilla, limos que pueden debilitar la unión con la pasta de cemento. Los agregados naturales son:

### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



### **2.2.3.3.1.- AGREGADO FINO**

El agregado fino o arena es cualquier material que pasa el tamiz # 4. Una falta de arena se refleja en la aspereza de la mezcla y un exceso de arena demanda mayor cantidad de agua para producir un asentamiento determinado, ya que entre más arena tenga la mezcla se requerirá mayor cantidad de agua y mayor cantidad de cemento para conservar una determinada relación agua cemento.

Un buen agregado fino debe ser:

Bien gradado para que puedan llenar todos los espacios y producir mezclas más compactas., el material que pasa el tamiz # 50 y # 100 afectan la manejabilidad, la textura superficial y la exudación del concreto, las especificaciones permiten que se utilice un mínimo de 10% a un máximo de 30% de material que pasa por el tamiz # 50.

El módulo de finura del agregado fino utilizado en la elaboración de mezclas de concreto, deberá estar entre 2,3 y 3,1 para evitar segregación del agregado grueso cuando la arena es muy fina; cuando la arena es muy gruesa se obtienen mezclas ásperas.

### **2.2.3.3.2.-AGREGADOS GRUESOS**

Los agregados gruesos consisten en una grava o una combinación de grava o agregado triturado cuyas partículas sean predominantemente mayores que 5mm y generalmente entre 9.5 mm y 38mm.

Un buen agregado grueso debe tener:

Una buena gradación con tamaños intermedios, la falta de dos o más tamaños sucesivos puede producir problemas de segregación.

Se debe evitar el uso de agregados planos o alargados, ya que además de producir bajas masas unitarias y baja resistencia mecánica, tienen tendencia a colocarse horizontalmente formándose bajo su superficie bolsas de agua, el momento que esta agua sale deja poros disminuyendo la resistencia del concreto.

La densidad aparente está entre 2.3 y 2.9 gr/cm<sup>3</sup>. Cuanto mayor es su densidad mejor es su calidad y mejor su absorción, que oscila entre 1 y 5%.

Las partículas con formas angulosas producen mezclas ásperas y difíciles de manejar.

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

La resistencia al desgaste esta en los siguientes límites: Si el agregado va a ser usado en lozas de concreto o en pavimentos rígidos el desgaste debe ser menor del 35%, si va a ser usado en otras estructuras el sesgaste debe ser menor del 40%.

Agregados con partículas esféricas y cubicas son los más convenientes para concreto, porque tienen mayor resistencia y es menor el consumo de cemento debido al mayor acomodo de las partículas, o sea mayor cantidad de material por unidad de volumen.

### **2.2.3.4.-AGUA**

En relación con su empleo en el concreto, el agua tiene dos diferentes aplicaciones: como ingrediente en la elaboración de las mezclas y como medio de curado de las estructuras recién construidas.

Como componente del concreto, el agua suele representar aproximadamente entre 10% al 25% del volumen del concreto recién mezclado, dependiendo del tamaño máximo de agregado que se utilice y del encogimiento que se requiera. Esto le concede una influencia importante a la calidad del agua de mezclado en el comportamiento y las propiedades del concreto, pues cualquier sustancia dañina que contenga, aún en proporciones reducidas, puede tener efectos adversos significativos en el concreto.

El agua debe ser fresca, exenta de impurezas y turbiedad, libre de sustancias orgánicas, álcalis, aceites, cieno, lama, azúcar, cloruros, ácidos y otras soluciones que puedan ocasionar corrosión del refuerzo, deterioro de las propiedades del concreto.

### **2.2.4.-PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL CONCRETO**

#### **2.2.4.1.-PROPIEDADES EN ESTADO FRESCO**

##### **a) *Cohesión y trabajabilidad***

La cohesión y trabajabilidadde las mezclas de concreto son características que contribuyen a evitar la segregación y facilitar el manejo previo y durante su colocación. Los factores que pueden afectar a la cohesión y manejabilidad son la composición granulométrica y el tamaño máximo del agregado, el consumo unitario de cementante, los aditivos incluso res de aire y el diseño de la mezcla de concreto.

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredí Geovani Zamora Zabala.



### **b) Pérdida de consistencia**

La mezcla de concreto experimenta la pérdida de consistencia desde que sale de la mezcladora hasta que termina colocada y compactada en la estructura. Lo ideal en este aspecto sería que la mezcla de concreto conservara su consistencia original durante todo este proceso, la pérdida de consistencia se debe a varios factores como la temperatura ambiente, la presencia de sol y viento, y la manera de transportar el concreto desde la mezcladora hasta el lugar de colado, todos los cuales son aspectos que configuran las condiciones de trabajo en obra.

### **c) Asentamiento y sangrado**

El asentamiento es un proceso natural mediante el cual los componentes más pesados (cemento y agregados) tienden a descender, se produce en cuanto el concreto queda en reposo, después de colocarlo.

El sangrado ocurre cuando el agua, componente menos denso, tiende a subir. Cuando el asentamiento y el sangrado se producen en exceso se les considera indeseables porque provocan cierta estratificación en la masa de concreto, según la cual se forma en la superficie superior una capa menos resistente y durable por su mayor concentración de agua. Esto afecta resulta a los pavimentos de concreto y de algunas estructuras hidráulicas cuya capa superior debe ser apta para resistir los efectos de la abrasión mecánica e hidráulica.

Los principales factores que influyen en el asentamiento y el sangrado del concreto son de orden intrínseco, y se relacionan con exceso de fluidez en las mezclas, características deficientes de forma, textura superficial y granulometría en los agregados (particularmente falta de finos en la arena).

## **2.2.4.2.-PROPIEDADES EN ESTADO DURO**

### **a) Resistencia mecánica**

La resistencia a la compresión simple es la característica mecánica más importante de un concreto y se utiliza normalmente para juzgar su calidad. Sin embargo cuando se diseñan pavimentos rígidos y otras lozas que se construyen sobre el terreno, el concreto se diseña para que resista esfuerzos de flexión.

Los factores que afectan la resistencia del concreto se pueden dividir en dos:

### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

La cantidad de cemento en la mezcla, es decir su proporción, es decisiva en la resistencia, a medida que se aumenta la cantidad de cemento aumenta la resistencia, sin embargo mezclas en un alto contenido de cemento (por encima de 470 kg por m<sup>3</sup> de concreto) tienen un retroceso en su resistencia

La relación agua-cemento (A/C), una determinada relación agua-cemento produce distintas resistencias de acuerdo al tipo de agregado utilizado y al tipo de cemento.

La calidad de los agregados es un factor determinante de la resistencia del concreto, las propiedades de los agregados que más influyen en la mezcla son:

- Tamaño máximo del agregado grueso
- Granulometría, materiales bien gradados, producen una mayor densidad.
- La forma y la textura de los agregados que especialmente inciden en la resistencia a la flexión
- La resistencia y la rigidez de las partículas del agregado.

### ***b) Durabilidad***

El concreto debe ser capaz de resistir la intemperie acción de productos químicos y desgaste a los cuales está sometido en el servicio. Entre los agentes químicos que afectan la durabilidad están los ácidos inorgánicos y los sulfatos de calcio, sodio, magnesio, potasio, aluminio hierro, estos agentes químicos desintegran o dañan el concreto.

### ***c) Impermeabilidad***

Esta propiedad puede mejorarse con frecuencia, reduciendo la cantidad de agua en la mezcla, el exceso de agua deja vacíos y cavidades después de la evaporación y si esta interconectadas, el agua puede atravesar o penetrar el concreto. La inclusión de aire así como un curado adecuado por tiempo prolongado aumenta la impermeabilidad.

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

## CAPÍTULO 3

### 3.1.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO

Los depósitos cuya construcción se la realiza enterrándolos en el suelo, sufren aún más esfuerzos (presiones de tierra) que aquellos asentados sobre el terreno natural, motivo por el cual los casos de carga aumentan y ciertas consideraciones tendrán que ser analizadas con mayor detalle debido a la importancia de la obra en ejecución.

El problema que puede considerarse principal es la fisuración o grieta que dejara salir el agua que puede ocasionar daños muy graves a la estructura.

Los parámetros del suelo que contendrá al tanque séptico son importantes ya que estos definen la presión de tierra aplicada a las paredes, el ángulo de fricción  $\Phi$  será trascendental para la obtención del  $k$  pasivo en la fórmula de Rankine, con la que se evaluará el esfuerzo efectivo que soportarán los mencionados elementos.

En el diseño estructural del tanque séptico se ha considerado dividir la estructura en dos partes. Para el diseño estructural se tomara en cuenta los siguientes casos:

- Las dos celdas vacías
- Una celda vacía y otra llena
- Las dos celdas llenas

**Las dos celdas vacías:** En este estado de carga se considera los empujes de tierra actuando en las paredes y la carga resultante que se produce de considerar el peso de la estructura y la supresión en el caso de existir.

**Una celda vacía y otra llena:** En las paredes de un tanque actúa las fuerzas producidas por la tierra, mientras que en el otro actúan las fuerzas de empuje hidrostáticas.

En la losa de fondo se considera dos casos de carga:

- ✓ La resultante que se produce de considerar el peso de la.
- ✓ La carga producida por el peso del agua.

**Las dos celdas llenas:** En este caso en las paredes se considera únicamente la fuerza de empuje hidrostático, y de igual manera en la losa de fondo se considera el peso del agua.

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



### **3.2.- PREDIMENSIONAMIENTO Y ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES**

#### **3.2.1.-PREDIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO-SANITARIO**

Para el cálculo de las dimensiones necesarias para volumen mínimo del tanque séptico se utilizaron las normas de la OMS (Organización Mundial de la Salud) y de la OPS (Organización Panamericana de la Salud).

##### **a) Periodo de retención hidráulica (PR, en días)**

$$PR = 1.5 - 0.3 * \log(P * Q)$$

Dónde:

- *P*: Población servida.
- *Q*: Caudal de aporte unitario de aguas residuales, litros/ (habitante \* día).

El periodo de retención mínimo es de 6 horas.

##### **b) Volumen requerido para la sedimentación (Vs, en m3)**

$$V_s = 10^{-3} * (P * Q) * PR$$

##### **c) Volumen de digestión y almacenamiento de lodos (Vd, en m3)**

$$V_d = 70 * 10^{-3} * P * N$$

Dónde:

- *N*: Intervalo deseado en años, entre operaciones sucesivas de remoción de lodos.

##### **d) Volumen de lodos producidos**

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

La cantidad de lodos producidos por habitante y por año, depende de la temperatura ambiental y de la descarga de residuos de la cocina. Los valores a considerar son:

- *Clima cálido 40 litros/habxaño*
- *Clima frío 50 litros/habxaño*

En caso de descargas de lavaderos u otros aparatos sanitarios instalados en restaurantes y similares, donde exista el peligro de introducir cantidad suficiente de grasa que afecte el buen funcionamiento del sistema de evacuación de las aguas residuales, a los valores anteriores se le adicionara el valor de 20 litros/habxaño.

### **e) Volumen de natas**

Como valor se considera un volumen mínimo de 0,7 m<sup>3</sup>.

### **f) Profundidad máxima de espuma sumergida (H<sub>e</sub>, en m)**

$$H_e = \frac{0.7}{A}$$

Dónde:

❖ A: Área superficial del tanque séptico en m<sup>2</sup>.

### **g) Profundidad libre de espuma sumergida**

Distancia entre la superficie inferior de la capa de espuma y el nivel inferior de la Tee de salida o cortina deflectora del dispositivo de salida del tanque séptico, debe tener un valor mínimo de 0,10 m.

### **h) Profundidad libre de lodo (H<sub>o</sub>, en m)**

$$H_o = 0.82 - 0.26 * A$$

### **i) Profundidad mínima requerida para la sedimentación (H<sub>s</sub>, en m)**

$$H_s = \frac{V_s}{A}$$

### **j) Profundidad de espacio libre (H<sub>l</sub>, en metros)**

Comprende la superficie libre de espuma sumergida y la profundidad de lodos. Seleccionar el mayor valor, comparando la profundidad del espacio libre mínimo total (0,1+H<sub>o</sub>) con la profundidad mínima requerida para la sedimentación (H<sub>s</sub>).

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



**k) Profundidad neta del tanque séptico.**

La suma de las profundidades de natas, sedimentación, almacenamiento de lodos y la profundidad libre de natas sumergidas.

Para el dimensionamiento de la parte interior se tomó en cuenta a las siguientes recomendaciones:

- ❖ Entre el nivel superior de natas y la superficie inferior de la losa de cubierta debe quedar un espacio libre de 300 mm, como mínimo.
- ❖ El ancho del tanque deberá ser de 0,60 m, por los menos, ya que ese es el espacio más pequeño en que puede trabajar una persona durante la construcción o las operaciones de limpieza.
- ❖ La profundidad neta no deberá ser menor a 0,75 m.
- ❖ La relación entre el largo y ancho deberá ser como mínimo de 2:1 y máximo 4:1.
- ❖ En general, la profundidad no deberá ser superior a la longitud total.
- ❖ El diámetro mínimo de las tuberías de entrada y salida del tanque séptico será de 100mm (4").
- ❖ El nivel de la tubería de salida del tanque séptico deberá estar situado a 0,05m por debajo de la tubería de entrada.
- ❖ Los dispositivos de entrada y salida de agua residual al tanque séptico estarán constituidos por Tees o pantallas.
- ❖ Cuando se usen pantallas, éstas deberán estar distanciadas de las paredes del tanque a no menos de 0,20 m ni mayor a 0,30 m.
- ❖ La prolongación de los ramales del fondo de las Tees o pantallas de entrada o salida, será calculadas por la fórmula  $(0,47/A+0,10)$ .
- ❖ La parte superior de los dispositivos de entrada y salida deberán dejar una luz libre para ventilación de no más de 0,05 m por debajo de la losa de techo del tanque séptico.
- ❖ Cuando el tanque tenga más de un compartimiento, las interconexiones entre compartimiento consecutivos se proyectaran de tal manera que evite el paso de natas y lodos.
- ❖ Si el tanque séptico tiene un ancho  $W$ , la longitud del primer compartimiento debe ser  $2W$  y la del segundo  $W$ .
- ❖ El fondo de los tanques tendrá una pendiente de 2% orientada al punto de ingreso de los líquidos.
- ❖ El techo de los tanques sépticos deberá estar dotado de losas removibles y registros de inspección de 150 mm de diámetro.

*En el figura 4 se muestra un esquema de un tanque séptico:*

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

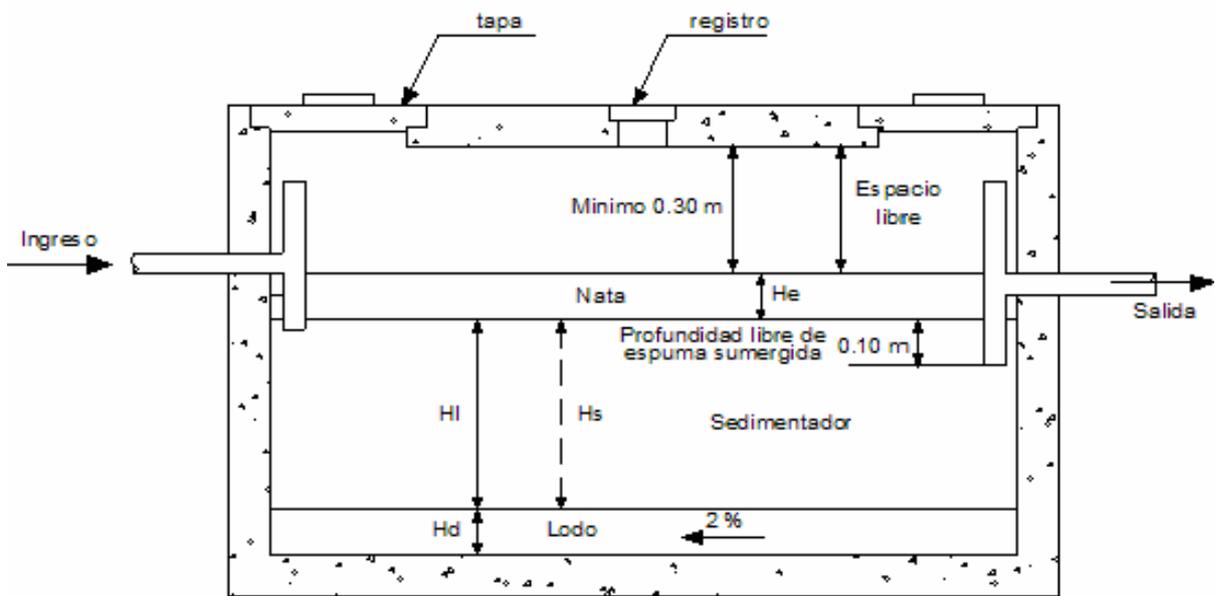


Figura 4. Esquema de tanque séptico

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



Datos			
Generales			
Población	P	25,000	hab
Caudal de agua residual	Qr	130,000	Lt/(hab * día)
Tiempo limpieza	T	1,000	Año
Volumen natas	Vn	1,000	m <sup>3</sup>
Geometría del tanque			
Base	b	1,500	m
Relación Largo/ancho	l/b	2,000	correcto
Altura espuma sumergida	Ht	0,100	m
Altura libre	HI	0,300	m
Acumulación de lodos por año			
Clima frio	C.F	50,000	Lt/hab*año
Grasa excesiva	G.Ex	20,000	Lt/hab*año

**Tabla 4.** Datos para el predimensionamiento del tanque séptico

PERIODO DE RETENCIÓN "PR"		
PR=	<b>0,446</b>	Días

**Tabla 5.** Periodo de retención

VOLUMEN		
Vs=	<b>1,451</b>	m <sup>3</sup>
Vd=	<b>1,750</b>	m <sup>3</sup>
VI=	<b>1,750</b>	m <sup>3</sup>
Vn=	<b>1,000</b>	m <sup>3</sup>

**Tabla 6.** Volúmenes del tanque

ÁREA SUPERFICIAL "A"		
A=	<b>7,875</b>	m <sup>2</sup>

**Tabla 7.** Área superficial



PROFUNDIDAD		
HE=	0,127	m
Ho=	0,171	m
Hd=	0,222	m
Hsmin =	0,184	m
H=	0,750	m
H total =	1,399	m
H total asumida =	1,500	m

**Tabla 8.** Profundidades del tanque séptico

DIMENSIÓN INTERIOR DEL TANQUE		
b	1,500	m
Ls	3,000	m
Ld	1,500	m
H	1,500	m
Volumen Total	8,100	m <sup>3</sup>

**Tabla 9.** Dimensiones interiores del tanque séptico

### 3.2.2.-PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Una vez dimensionado el tanque se diseñará y comprobará que las paredes y losas diseñadas a última resistencia resistan las diferentes solicitaciones indicadas en las hipótesis de cálculo.

ESPEORES DEL TANQUE			
e paredes	Espesor de las paredes del tanque	20,000	cm
e losa inf	Espesor de la losa de fondo	30,000	cm
e losa sup	Espesor de la tapa del tanque	20,000	cm

**Tabla 10.** Espesores de paredes y losas

### 3.2.3.-ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

A continuación se muestran las especificaciones de los materiales.

ESPECIFICACIONES DEL HORMIGÓN			
SÍMBOLO	COMENTARIO	VALOR	UNIDAD
f'c	Resistencia a compresión simple del H°	280,000	kg/cm <sup>2</sup>

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

w/c	Relación agua cemento máxima	0,400	adim
$\gamma$ H A	Peso específico del hormigón armado	2400,000	kg/m <sup>3</sup>
r min	Recubrimiento mínimo	5,000	cm
E	Módulo de elasticidad del hormigón	252671,328	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma$ t	Resistencia a la tracción simple del H°	28,000	kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla 11. Especificaciones del Hormigón**

ESPECIFICACIONES DEL ACERO CORRUGADO			
f <sub>y</sub>	Límite de fluencia del acero	4200,000	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma$ acero	peso específico del acero	7850,000	kg/m <sup>3</sup>
E a	Módulo de elasticidad del acero	2000000,000	kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla 12. Especificaciones del Acero**

ESPECIFICACIONES DEL FERROCEMENTO			
SÍMBOLO	COMENTARIO	VALOR	UNIDAD
f'c	Resistencia a compresión simple del H°	280,000	kg/cm <sup>2</sup>
w/c	Relación agua cemento máxima	0,400	adim
$\gamma$ H A	Peso específico del Ferrocemento	2400,000	kg/m <sup>3</sup>
r min	Recubrimiento mínimo	0,250	cm
E	Módulo de elasticidad del hormigón	252671,328	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma$ t	Resistencia a la tracción simple del H°	28,000	kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla 13. Especificaciones del Ferrocemento**

Los datos de las características del suelo, son valores asumidos para el suelo de relleno típico de nuestra región, los cuales tienen los siguientes parámetros.

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO			
$\sigma$ adm	Esfuerzo admisible del suelo	1,800	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma$ d	Peso específico seco del suelo	1700,000	kg/m <sup>3</sup>
Sec	Asentamiento elástico admisible	2,560	mm
$\gamma$ H <sub>2</sub> O	Peso específico del agua	1000,000	kg/m <sup>3</sup>

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



$\Phi$	Angulo de fricción del suelo	35,000	°
c	cohesión	0,250	kg/cm <sup>2</sup>
ko	Coef. de presión pasiva del suelo	0,426	adim

**Tabla 14.** Características del suelo

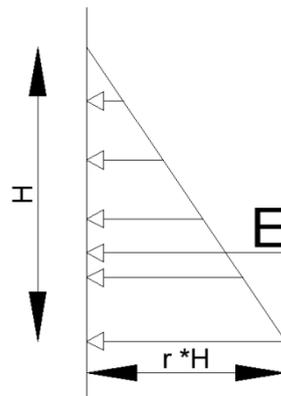
### 3.3.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL TANQUESÉPTICO

#### 3.3.1.- PRESIONES SOBRE PAREDES RECTAS

##### 3.3.1.1.- ACCIÓN DEL AGUA

La presión sobre las paredes de un depósito es función de la altura a la que se encuentra el agua en el tanque, es decir, que dicha presión aumenta con la profundidad.

Esta ley es lineal y por lo tanto la presión del líquido sobre las paredes está representado por un triángulo de altura H y base wH, siendo H la altura del depósito y w el peso específico del líquido contenido. (Figura 5)



**Figura 5.** Presión debida a la acción de líquidos

La presión que ejerce el agua en las paredes provoca efectos de tracción en las mismas, haciendo que estas tiendan a abrirse; estas fuerzas jalan en sentido paralelo al eje de la pared.

##### 3.3.1.2.- EMPUJE DE TIERRAS

La resistencia y cohesión de los terrenos es muy variable, depende unas veces del tipo de terreno (roca, arena, arcilla, limo, etc.) y otras del estado de

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**

humedad en que se encuentra. A mayor cohesión del terreno, menor empuje presenta.

El valor final del empuje depende no solo de la naturaleza del terreno sino también de la altura de las paredes y de la magnitud de la deformación o desplazamiento que la misma sufra.

Para el análisis del tanque se consideró la presión de tierra en estado de reposo.

**Presión de Tierra en reposo**

Si el muro (pared) es estático, es decir si no se mueve ni hacia la derecha ni hacia la izquierda de su posición inicial, la masa de suelo está en un equilibrio estático. La relación del esfuerzo efectivo horizontal respecto al esfuerzo vertical se llama coeficiente de presión de tierra en reposo  $K_0$ , el mismo que viene dado por la siguiente fórmula:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi$$

*A continuación se muestra un cuadro resumen de las presiones  $q$  actúan sobre las distintas paredes del sistema de pozo séptico.*

<b>ACCIONES SOBRE LAS PAREDES DEL TANQUE SÉPTICO</b>			
1. EMPUJE DEL AGUA			
E	Empuje del agua paredes	1000,000	kg/m <sup>2</sup>
2. EMPUJE DE TIERRAS			
oh	Empuje de tierra paredes	1087,380	kg/m <sup>2</sup>

**Tabla 15.** Acciones sobre las paredes del tanque séptico

**3.4.- PROCESO DE DISEÑO**

**3.4.1. PROCESO DE DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO EN H.A (HORMIGÓN ARMADO)**

**3.4.1.1- OBTENCIÓN DE MOMENTOS EN LAS PAREDES**

Los momentos para las paredes fueron encontrados mediante la utilización de factores de las siguientes tablas.

<b>ESFUERZOS EN LAS PLACAS LATERALES</b>								
<b>Esfuerzos</b>	<b>Valores de <math>\alpha</math> para h/a (o h/b)</b>							
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Mve	0,137	0,115	0,092	0,073	0,057	0,046	0,039	0,035
Mvm	0,009	0,003	0,008	0,012	0,013	0,013	0,011	0,010

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

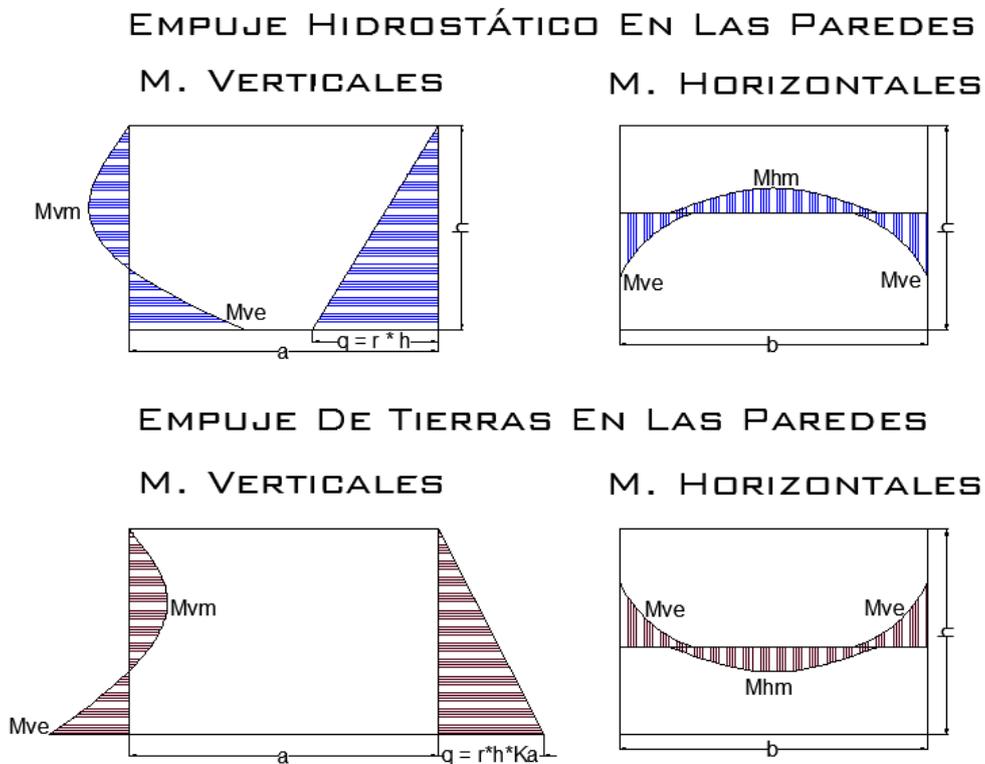
Mhe	0,060	0,054	0,050	0,046	0,042	0,038	0,034	0,030
Mhm	0,027	0,030	0,028	0,023	0,019	0,017	0,015	0,013
Vmax	0,470	0,450	0,430	0,415	0,375	0,340	0,320	0,295
fmax	0,246	0,137	0,083	0,052	0,030	0,020	0,014	0,010

**Tabla 16.** Coeficientes de Momento y Cortante de la PCA (Portland Cement Association),

Los momentos y cortantes se calculan de la siguiente manera.

$$M = \alpha * q * h^2 V = \alpha * q * h$$

La figura muestra las distribuciones de los momentos en las paredes del tanque:



**Figura 6.** Distribución de momentos en las paredes del tanque

Dónde:

- h: altura del tanque
- b: base de la pared menor
- a: base de la pared mayor
- $\alpha$ : relación h/a ó h/b

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**

- q: presión que ejerce: el suelo saturado para el caso 1 y el agua para el caso 2.
- Vmax: cortante máximo que actúa en la pared
- Mhm: momento horizontal en el centro (medio) de la pared
- Mhe: momento horizontal de empotramiento
- Mvm: momento vertical en el centro de la pared
- Mve: momento horizontal de empotramiento.

A continuación se muestran los cálculos de momentos y cortante máximo para los casos de empuje hidrostático y para empuje de tierras en las diferentes paredes.

**Para las paredes de las celdas 1 y 2.**

<b>CUADRO DE MOMENTOS NOMINALES CELDA 1</b>							
<b>EMPUJE HIDROSTÁTICO CELDA 1</b>				<b>EMPUJE DE TIERRAS CELDA 1</b>			
<b>Pared corta</b>		<b>Pared Larga</b>		<b>Pared corta</b>		<b>Pared Larga</b>	
a/c	1,250	a/b1	0,645	a/c	1,250	a/b1	0,645
q	1000,000	q	1000,000	q	1087,380	q	1087,380
Mve	140,000	Mve	414,000	Mve	152,233	Mve	450,175
Mvm	40,000	Mvm	22,000	Mvm	43,495	Mvm	23,922
Mhe	120,000	Mhe	208,000	Mhe	130,486	Mhe	226,175
Mhm	52,000	Mhm	116,000	Mhm	56,544	Mhm	126,136
Vmax	590,000	Vmax	880,000	Vmax	641,554	Vmax	956,894

*Tabla 16. Momentos en la celda 1*

<b>CUADRO DE MOMENTOS NOMINALES CELDA 2</b>							
<b>EMPUJE HIDROSTÁTICO CELDA 2</b>				<b>EMPUJE DE TIERRAS CELDA 2</b>			
<b>Pared corta</b>		<b>Pared Larga</b>		<b>Pared corta</b>		<b>Pared Larga</b>	
a/c	1,250	a/b2	1,176	a/c	1,250	a/b2	1,176
q	1000,000	q	1000,000	q	1087,380	q	1087,380
Mve	140,000	Mve	140,000	Mve	152,233	Mve	152,233
Mvm	40,000	Mvm	40,000	Mvm	43,495	Mvm	43,495
Mhe	120,000	Mhe	120,000	Mhe	130,486	Mhe	130,486
Mhm	52,000	Mhm	52,000	Mhm	56,544	Mhm	56,544
Vmax	590,000	Vmax	590,000	Vmax	641,554	Vmax	641,554

*Tabla 17. Momentos celda 2*

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



### 3.4.1.2.- OBTENCIÓN DE MOMENTOS EN LA LOSA INFERIOR

Debido a la continuidad se diseña como una losa empotrada en las 4 caras, y en cuanto a sus dimensiones como una losa dos direcciones por el método de Marcus (Método 3 ACI 318-63).

El procedimiento se basa en la teoría desarrollada por Marcus para el cálculo de momentos en losas armadas en dos direcciones, con las que fueron calculados los coeficientes de las tablas para diseño de losas; se supone de antemano que las losas están asentadas sobre las paredes, en este caso como son losas de fondo la carga actuante es en contra de la gravedad (provocada por el suelo cuando el tanque se encuentra vacío en su caso más desfavorable).

#### **Método Marcus losas en 2 direcciones**

Una vez determinadas las cargas de diseño (y a su vez la más desfavorable) se procede mediante tablas el cálculo de los distintos momentos tanto positivos como negativos para los dos sentidos.

Para calcular los momentos se lo realiza mediante tablas en las que se encuentran los coeficientes de carga; estos coeficientes dependen de las dimensiones y del caso de empotramiento en la placa.

La notación aplicada en las tablas es la siguiente:

- *A: longitud del claro libre corto*
- *B: longitud del claro libre largo*
- *C: coeficientes para los momentos en losas reforzadas en dos direcciones.*
- *m: relación del claro corto al largo en losas reforzadas en dos direcciones.*
- *w: carga uniforme por metro<sup>2</sup>. Para los momentos negativos y fuerzas cortantes.*

**Momentos Flexionantes:** Los momentos flexionantes para las franjas intermedias se usarán usando las *Tablas 1 y 2 con:*

$$M_A = C \cdot w \cdot A^2 \text{ y } M_B = C \cdot w \cdot B^2$$

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



**Coefficientes para momentos negativos en losas<sup>a</sup>**

$$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2$$

donde  $w$  = carga muerta más viva uniforme total

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00									
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75		0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

<sup>a</sup> Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

**Figura 7.** Coeficientes para momentos negativos en losas. (Diseño de estructuras de concreto de ARTHUR H. NILSON.)

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredi Geovani Zamora Zabala.



**Coefficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas<sup>a</sup>**

$$M_{a, pos, ll} = C_{a, ll} w l_a^2$$

donde  $w$  = carga viva uniforme total

$$M_{b, pos, ll} = C_{b, ll} w l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
1.00	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.036 0.036	0.027 0.027	0.027 0.032	0.032 0.032	0.032 0.027	0.035 0.032	0.032 0.035	0.028 0.030	0.030 0.028
0.95	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.040 0.033	0.030 0.025	0.031 0.029	0.035 0.029	0.034 0.024	0.038 0.029	0.036 0.032	0.031 0.027	0.032 0.025
0.90	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.045 0.029	0.034 0.022	0.035 0.027	0.039 0.026	0.037 0.021	0.042 0.025	0.040 0.029	0.035 0.024	0.036 0.022
0.85	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.050 0.026	0.037 0.019	0.040 0.024	0.043 0.023	0.041 0.019	0.046 0.022	0.045 0.026	0.040 0.022	0.039 0.020
0.80	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.056 0.023	0.041 0.017	0.045 0.022	0.048 0.020	0.044 0.016	0.051 0.019	0.051 0.023	0.044 0.019	0.042 0.017
0.75	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.061 0.019	0.045 0.014	0.051 0.019	0.052 0.016	0.047 0.013	0.055 0.016	0.056 0.020	0.049 0.016	0.046 0.013
0.70	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.068 0.016	0.049 0.012	0.057 0.016	0.057 0.014	0.051 0.011	0.060 0.013	0.063 0.017	0.054 0.014	0.050 0.011
0.65	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.074 0.013	0.053 0.010	0.064 0.014	0.062 0.011	0.055 0.009	0.064 0.010	0.070 0.014	0.059 0.011	0.054 0.009
0.60	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.081 0.010	0.058 0.007	0.071 0.011	0.067 0.009	0.059 0.007	0.068 0.008	0.077 0.011	0.065 0.009	0.059 0.007
0.55	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.088 0.008	0.062 0.006	0.080 0.009	0.072 0.007	0.063 0.005	0.073 0.006	0.085 0.009	0.070 0.007	0.063 0.006
0.50	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.095 0.006	0.066 0.004	0.088 0.007	0.077 0.005	0.067 0.004	0.078 0.005	0.092 0.007	0.076 0.005	0.067 0.004

<sup>a</sup> Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

**Figura 8.** Coeficientes para momentos positivos en losas. (Diseño de estructuras de concreto de ARTHUR H. NILSON.)

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



**Esfuerzos Cortantes:** Se pueden calcular los esfuerzos cortantes en la losa suponiendo que la carga está distribuida a los apoyos de acuerdo con la Tabla 3.

**Relación de la carga  $W$  que se transmite en las direcciones  $l_a$  y  $l_b$  para calcular el cortante en la losa y las cargas en los apoyos\***

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
	<input type="checkbox"/>									
1.00	$W_a$ $W_b$	0.50 0.50	0.50 0.50	0.17 0.83	0.50 0.50	0.83 0.17	0.71 0.29	0.29 0.71	0.33 0.67	0.67 0.33
0.95	$W_a$ $W_b$	0.55 0.45	0.55 0.45	0.20 0.80	0.55 0.45	0.86 0.14	0.75 0.25	0.33 0.67	0.38 0.62	0.71 0.29
0.90	$W_a$ $W_b$	0.60 0.40	0.60 0.40	0.23 0.77	0.60 0.40	0.88 0.12	0.79 0.21	0.38 0.62	0.43 0.57	0.75 0.25
0.85	$W_a$ $W_b$	0.66 0.34	0.66 0.34	0.28 0.72	0.66 0.34	0.90 0.10	0.83 0.17	0.43 0.57	0.49 0.51	0.79 0.21
0.80	$W_a$ $W_b$	0.71 0.29	0.71 0.29	0.33 0.67	0.71 0.29	0.92 0.08	0.86 0.14	0.49 0.51	0.55 0.45	0.83 0.17
0.75	$W_a$ $W_b$	0.76 0.24	0.76 0.24	0.39 0.61	0.76 0.24	0.94 0.06	0.88 0.12	0.56 0.44	0.61 0.39	0.86 0.14
0.70	$W_a$ $W_b$	0.81 0.19	0.81 0.19	0.45 0.55	0.81 0.19	0.95 0.05	0.91 0.09	0.62 0.38	0.68 0.32	0.89 0.11
0.65	$W_a$ $W_b$	0.85 0.15	0.85 0.15	0.53 0.47	0.85 0.15	0.96 0.04	0.93 0.07	0.69 0.31	0.74 0.26	0.92 0.08
0.60	$W_a$ $W_b$	0.89 0.11	0.89 0.11	0.61 0.39	0.89 0.11	0.97 0.03	0.95 0.05	0.76 0.24	0.80 0.20	0.94 0.06
0.55	$W_a$ $W_b$	0.92 0.08	0.92 0.08	0.69 0.31	0.92 0.08	0.98 0.02	0.96 0.04	0.81 0.19	0.85 0.15	0.95 0.05
0.50	$W_a$ $W_b$	0.94 0.06	0.94 0.06	0.76 0.24	0.94 0.06	0.99 0.01	0.97 0.03	0.86 0.14	0.89 0.11	0.97 0.03

\* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

**Figura 9.** Coeficientes para calcular los esfuerzos cortantes en losas (Diseño de estructuras de concreto de ARTHUR H. NILSON.)

ACCIONES SOBRE LA LOSA INFERIOR			
LOSA DE LA CELDA 1			
A Losa	Área de la losa que contiene la celda 1	4,500	m <sup>2</sup>
V H°	Volumen de hormigón de la celda 1	1,350	m <sup>3</sup>
P1	Peso total del hormigón de la celda 1	3240,000	kg
V H2O 1	Volumen de líquido en la celda 1	12,540	m <sup>3</sup>
P H2O 1	Peso del líquido en la celda 1	12540,000	kg
S	Supresión	-1,881	kg
	Reacción celda 1 vacía	0,000	kg
	Reacción celda 1 llena	15780,000	kg
CARGAS DE DISEÑO			
C1	Carga 1. tanque sin agua	0,000	kg/m <sup>2</sup>
C2	Carga 2. Tanque lleno	3506,667	kg/m <sup>2</sup>
LOSA DE LA CELDA 2			
A Losa	Área de la losa que contiene la celda 2	3,420	m <sup>2</sup>
V H°	Volumen de hormigón de la celda 2	1,026	m <sup>3</sup>
P1	Peso total del hormigón de la celda 2	2462,400	kg
V H2O 1	Volumen de líquido en la celda 2	3,375	m <sup>3</sup>
P H2O 1	Peso del líquido en la celda 2	3375,000	kg
S	Supresión	-1,026	kg
	Reacción celda 2 vacía	0,000	kg
	Reacción celda 2 llena	5837,400	kg
CARGAS DE DISEÑO			
C1	Carga 1. tanque sin agua	0,000	kg/m <sup>2</sup>
C2	Carga 2. Tanque lleno	2594,400	kg/m <sup>2</sup>

**Tabla 18.** Cuadro de cargas sobre la losa inferior

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



LOSA DE FONDO. CELDA 1				
B: Lon. del claro libre largo	3,000	Relación A/B		0,500
A: long del claro libre corto	1,500			
Momento Negativo	Ca	0,086	Tanque lleno	678,540
	Cb	0,006		140,098
Momento Positivo	Ca	0,095	Tanque lleno	749,550
	Cb	0,006		140,098
Cortante	Wa	0,940	Tanque lleno	7416,600
	Wb	0,060		1400,976

**Tabla 19.** Cuadro de momentos nominales sobre la losa inferior

LOSA DE FONDO. CELDA 2				
B: Lon. del claro libre largo	1,500	Relación A/B		1,000
A: long del claro libre corto	1,500			
Momento Negativo	Ca	0,045	Tanque lleno	262,683
	Cb	0,045		262,683
Momento Positivo	Ca	0,027	Tanque lleno	157,610
	Cb	0,027		157,610
Cortante	Wa	0,500	Tanque lleno	2918,700
	Wb	0,500		2918,700

**Tabla 20.** Cuadro de momentos nominales sobre la losa inferior 2

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



### 3.4.1.3.- REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS

Para la redistribución de momentos se utilizó el Método de Cross.

Este método consiste en equilibrar los momentos que se producen en las paredes con los momentos que se producen en la losa. Para ello empleamos factores de distribución que viene dado por la siguiente fórmula:

$$\rho = \frac{k}{\Sigma k}$$

Dónde:

- *K*: Rigidez del elemento estructural
- $\Sigma K$ : Sumatoria de todas las rigideces.

La rigidez *K* viene dado por la siguiente fórmula:

$$k = \frac{I}{L}$$

Dónde:

- *I*: Inercia
- *L*: Longitud

Cuando el elemento se encuentra empotrado en todos sus lados  $k_i=k$ , pero cuando se encuentra empotrado en un solo lado  $k_i=0.75k$

El momento desequilibrante ( $\Delta M$ ) se obtiene realizando la sumatoria algebraica de todos los momentos actuantes a ser distribuidos.

$$\Delta M = M_1 + M_2 + (-M_3) + \dots M_i$$

El momento equilibrante (ME) se obtiene aplicando la siguiente fórmula:

$$M_E = \Delta M (\rho)$$

Se obtiene el momento equilibrante para cada uno de los momentos actuantes y finalmente se realiza la suma algebraica del momento actuante y del momento equilibrante, quedando distribuido de esa forma todos los momentos.

### 3.4.1.4.- RESUMEN DE MOMENTOS OBTENIDOS

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**

A continuación se muestran para los diferentes estados de las celdas los momentos obtenidos una vez que se han redistribuido los mismos.

**- Celda 1 llena y celda 2 vacía**

MOMENTOS VERTICALES EN LAS PAREDES. LADO CORTO						
CORTE	40,000			40,000	43,495	
		LLENO		VACIO		
	140,012		140,015			121,531
MOMENTOS HORIZONTALES EN LAS PAREDES. LADO CORTO						
PLANTA	176,941		207,646			130,486
	52,000	LLENO	52,000	56,544		
	176,941		207,646			130,486
MOMENTOS VERTICALES EN LAS PAREDES. LADO LARGO						
CELDA 1. TANQUE LLENO			CELDA 2. TANQUE VACIO			
CORTE	22,000		22,000		43,495	43,495
	539,036	539,036		117,363		117,363
MOMENTOS HORIZONTALES EN LAS PAREDES. LADO LARGO						
PLANTA	176,941		160,193	56,544		
		LLENO		VACIO		
	176,941		160,193	56,544		
		116,000	47,453		130,486	
MOMENTOS EN LA LOSA. LADO LARGO						
		LLENO		VACIO		
	140,012		140,067	0,000		
		749,550		0,053		121,531
MOMENTOS EN LA LOSA. LADO CORTO						
CELDA 1. TANQUE LLENO			CELDA 2. TANQUE VACIO			
	539,036	539,036			0,000	
		140,098			117,363	117,363

**Figura 10.** Momentos obtenidos en la celda 1 (llena), y la celda 2 (vacía)

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- Celda 1 vacía y celda 2 llena

MOMENTOS VERTICALES EN LAS PAREDES. LADO CORTO					
		43,495		40,000	40,000
CORTE			VACIO	LLENO	
	132,902			140,015	164,469
MOMENTOS HORIZONTALES EN LAS PAREDES. LADO CORTO					
	192,402			207,646	120,000
PLANTA		56,544	VACIO	52,000	52,000
	192,402			207,646	120,000
MOMENTOS VERTICALES EN LAS PAREDES. LADO LARGO					
		CELDA 1. TANQUE VACIO		CELDA 2. TANQUE LLENO	
CORTE	23,922	23,922		40,000	40,000
	237,397		237,397	168,102	168,102
MOMENTOS HORIZONTALES EN LAS PAREDES. LADO LARGO					
	192,402		47,453	52,000	
PLANTA		126,136		160,193	120,000
		VACIO		LLENO	
		126,136		160,193	120,000
	192,402		47,453	52,000	
MOMENTOS EN LA LOSA. LADO LARGO					
		VACIO		LLENO	
		176,941		140,067	0,000
	132,902		0,053	157,610	
MOMENTOS EN LA LOSA. LADO CORTO					
		CELDA 1. TANQUE VACIO		CELDA 2. TANQUE LLENO	
		0,000		168,102	168,102
	237,397	237,397		157,610	

Figura 11. Momentos obtenidos en la celda 1 (vacía), y la celda 2 (llena)

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



### 3.4.1.5.-ARMADURA NECESARIA DEBIDO A FISURACIÓN

La fisuración constituye el principal problema de las paredes de depósitos, hoy en día se emplea el método de estado límite de abertura de fisuras.

La siguiente tabla proporciona una relación para determinar una fisura admisible  $w$  (en mm) y en base a esto calcular el diámetro de las varillas a utilizar, dispuestas verticalmente y en un metro de pared longitudinal.(Figura 12).

ANCHO LÍMITE DE FISURA QUE PROPORCIONA ESTANQUIDAD AL AGUA	
Relación altura de agua / espesor de pared	Anchura limite en mm
2,50	0,20
5,00	0,15
10,00	0,10
20,00	0,05

Figura 12. Ancho límite de la fisura en función de la altura-espesor de la pared

DISEÑO POR FISURACIÓN			
a/e	Relación altura/espesor de la pared	9,500	adim
t	Anchura límite de la grieta. Tablas	0,100	mm

Tabla 20. Anchura límite de la grieta

Como se muestra en la tabla #20 la relación de altura de agua/ espesor de pared para nuestro caso es igual a 0.10 mm.

Con objeto de evitar una fisuración incompatible con el servicio o la durabilidad del tanque, las armaduras deben elegirse y disponerse de modo que, bajo la acción de los momentos flectores, la anchura máxima de las fisuras no sobrepase el valor límite admitido en cada caso.

Para la determinación de la armadura de flexión necesaria por condiciones de fisuración se empieza por determinar el módulo de fisuración  $K$  mediante la expresión:

$$k = \frac{0.75 * m}{(1.39 - e) * e^2 * 10^4}$$

Dónde:

**AUTORES:**

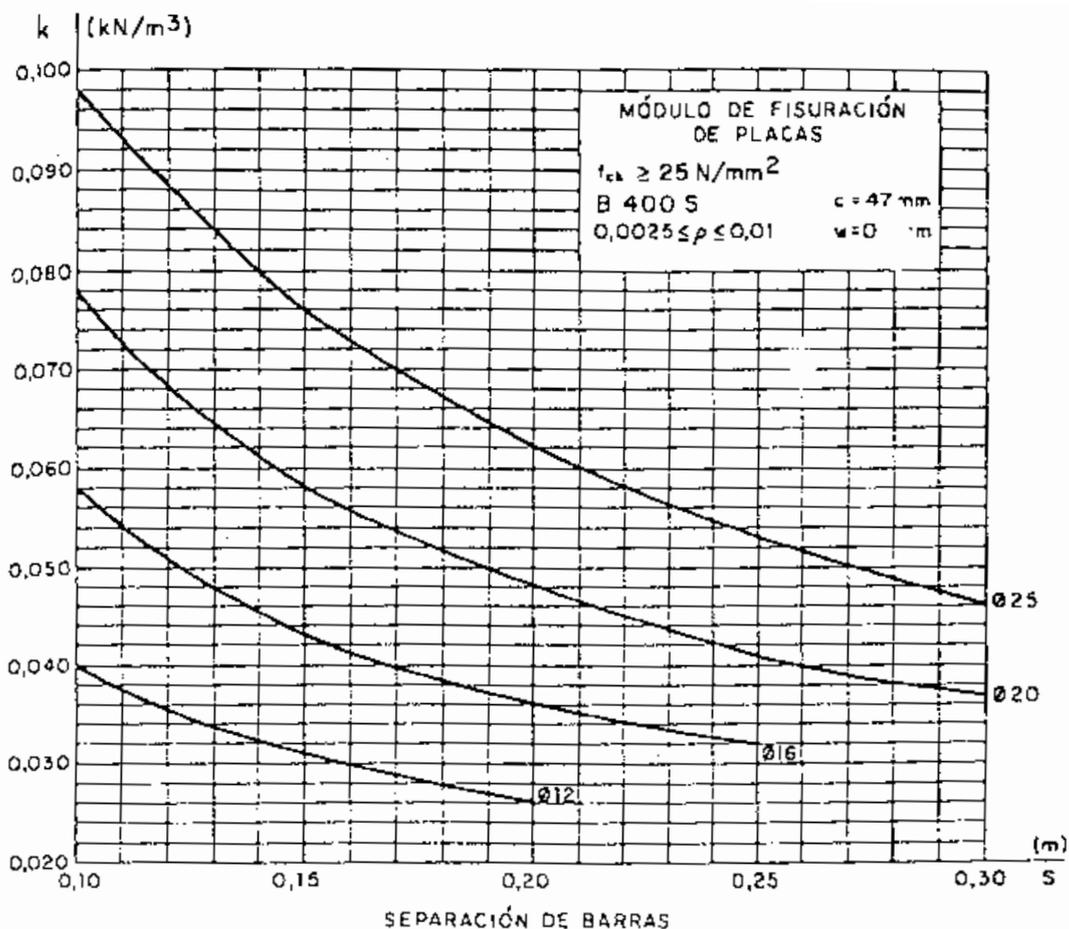
Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

- $m$ : momento de servicio [KN.m/m]
- $e$ : espesor de la pared de la pared

Con este valor de  $K$  y con el diámetro de varilla elegida, se entra en el gráfico correspondiente al ancho de fisura admitido, se encuentra la separación  $s$  de las barras.



**Figura 13.** Armadura necesaria por fisuración

### 3.4.1.6.- ARMADURA NECESARIA POR FLEXIÓN

- Factores de mayoración de carga

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACTORES DE MAYORACIÓN. ACI 350-01.CAP 9			
D	Factor de mayoracion por carga muerta	1,400	adim
L	Factor de mayoracion por carga viva	1,700	adim
E	Factor de mayoracion debido al sismo	1,100	adim
H	Factor debido a la presión de tierras	1,700	adim
F	Factor debido a líquidos	1,700	adim
Sf	Factor debido a flexión	1,300	adim
	Factor debido a axial	1,650	adim
Sv	Factor debido a corte	1,300	adim

**Tabla 21.** Factores de mayoración

Artículo 9.2.8: La carga mayorada “U” se debe multiplicar por el factor de durabilidad ambiental “S”.

- **Factores de minoración**

FACTORES DE MINORACIÓN. ACI 350-01.CAP 9			
$\Phi_f$	Factor debido a flexión pura	0,900	Adim
$\Phi_{ta}$	Factor debido a tracción axial	0,900	Adim
$\Phi_{ca}$	Factor debido a compresión axial	0,750	Adim
$\Phi_v$	Factor debido a corte y torsión	0,850	Adim

**Tabla 22.** Factores de minoración

**3.4.1.7.-DISEÑO DE PAREDES**

ESPESORES DEL TANQUE			
e paredes	Espesor de las paredes del tanque	20,000	cm
e losa inf	Espesor de la losa de fondo	30,000	cm
e losa sup	Espesor de la tapa del tanque	20,000	cm
r	Recubrimiento	5,000	cm

**Tabla 23.** Espesores finales de la estructura

Con el diámetro y la separación de las varillas obtenidas para flexión necesarias por condiciones de agrietamiento, se comprueba que el momento último resistente debe ser mayor al momento mayorado para diseño.

La capacidad última de la sección con la armadura colocada se calcula con las siguientes expresiones:

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$Mu = 0,9 * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

### 3.4.1.8.- DISEÑO DE LOSA DE PISO

La armadura de flexión para la losa se calcula de la siguiente manera:

Se calcula la Resistencia Última mediante la expresión:

$$Ru = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$

Donde  $\phi=0.9$  para flexión

“d” se puede calcular mediante la siguiente recomendación del ACI:

*Artículo 11.4.1: El valor de “d” debe tomarse como la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal pre-esforzado y no pre-esforzado en tracción, si lo hay, pero no hay necesidad de tomarlo menor que 0.8H.*

*Cálculo de la cuantía*

$$\rho = \frac{0.85f'c}{fy} \left( 1 - \sqrt{1 - 2.36 \frac{Ru}{f'c}} \right)$$

$$As = \rho * bw * d$$

*Se debe comprobar si la cantidad de acero calculada cumple con las especificaciones del ACI:*

*Artículo 21.3.2.1: En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor que la dada por:*

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$A_{s_{\min}} = 1.4 \frac{bw * d}{f_y}$$

La cuantía de refuerzo,  $\rho$ , no debe exceder 0.025

$$A_{s_{\max}} = 0.025 * bw * d$$

### 3.4.1.9.- LONGITUD DE DESARROLLO GANCHO ESTÁNDAR

#### Longitud de desarrollo armadura horizontal

Desarrollo de barras corrugadas y de alambres corrugados a tracción

Artículo 12.2.3. Para barras corrugadas y alambres corrugados  $l_d$  debe ser:

$$l_d = \frac{f_y * Y_t * Y_e * Y_s * db * \lambda}{3.5 * \sqrt{f'_c} * \left( \frac{Cb + K_{tr}}{db} \right)}$$

Artículo 12.2.4: Los factores a usar en las expresiones para la longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados en tracción, son:

Cuando para el refuerzo horizontal se colocan más 300mm de concreto fresco debajo de la longitud de desarrollo o un empalme,  $Y_t=1.3$ . Otras situaciones  $Y_t=1$ .

Barras o alambres con recubrimiento epóxico con menos de  $3db$  de recubrimiento o separación libre menor de  $6db$ ,  $Y_e = 1.5$ . Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico,  $Y_e = 1.2$ . Refuerzo sin recubrimiento,  $Y_e = 1$

No obstante, el producto  $Y_t * Y_e$  no necesita ser mayor a 1.7

Para barras No.19 o menores y alambres corrugados,  $Y_s=0.8$ . Para barras No.22 y mayores  $Y_s=1$

Donde se use concreto liviano,  $\lambda = 1.3$ . Para peso normal  $\lambda = 1$ .

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.

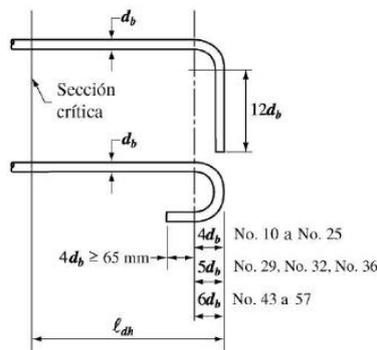


**Longitud de desarrollo de barras a tracción – gancho estándar**

Artículo 21.5.4.1: La longitud de desarrollo  $l_{dh}$  para una barra con gancho estándar de 90 con concreto de peso normal no debe ser menor que el mayor valor entre  $8d_b$ , 150mm, y la longitud requerida por la ecuación:

$$l_{dh} = \frac{f_y * d_b}{17.2 * \sqrt{f'_c}}$$

Artículo 7.1.2: Gancho estándar: Dobleces de 90° más una extensión de  $12d_b$  en el extremo libre de la barra.



**Longitud de desarrollo de barras a compresión – gancho estándar**

Artículo 12.3.1: la longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión  $L_{dc}$ , se debe calcular a partir de 12.3.2 y de los factores de modificación de 12.3.3, pero  $L_{dc}$  no debe ser menor de 200mm

Artículo 12.3.2: Para las barras corrugadas,  $L_{dc}$  debe tomarse como el mayor entre:

$$l_{dc} = 0.075 * f_y * \frac{d_b}{\lambda * f'_c}$$

$$l_{dc} = 0.0045 * f_y * d_b$$

Artículo 12.3.3: Se permite multiplicar la longitud  $L_{dc}$ , por los siguientes factores:

El refuerzo excede lo requerido por el análisis  $(A_s \text{ requerido}) / (A_s \text{ proporcionado})$

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

*El refuerzo está confinado por una espiral cuya barra tiene un diámetro no menor de 6 mm y no más que 100 de paso o dentro de estribos No.13 de acuerdo con 7.10.5, y espaciadas a distancias no mayores que 100mm medidos entre centros.....0.75.*

### **Longitud de empalme armadura horizontal**

#### **Empalmes de alambres y barras corrugadas a tracción**

*Artículo 12.15.1: La longitud mínima del empalme del empalme por traslapo en tracción debe ser la requerida para empalmes por traslapo Clases A o B, pero no menor que 300mm, donde:*

- Empalme por traslapo Clase A.....1.0 Ld
- Empalme por traslapo Clase B.....1.3 Ld

Donde Ld se calcula de acuerdo con 12.2 para desarrollar  $f_y$  sin el factor de modificación de 12.2.5.

*Artículo 12.15.4.1: Los empalmes deben estar escalonados cuando menos 600mm.*

#### **Empalmes de alambres y barras corrugadas a compresión**

*Artículo 12.16.1: La longitud de un empalme por traslapo en compresión debe ser de  $0.007 \cdot f_y \cdot d_b$ , para  $f_y$  igual a  $4200 \text{ kg/cm}^2$  o menor, o  $(0.013f_y - 24) \cdot d_b$  para  $f_y$  mayor que  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , pero no debe ser menor que 300 mm. Para  $f'_c$  menor a  $200 \text{ kg/cm}^2$ , la longitud del empalme por traslapo debe incrementarse en 1/3.*

### **3.4.2.- PROCESO DE DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO EN FERROCEMENTO**

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



Datos				
Malla	Diámetro Alambre	D	1,200	mm
	Separación	sep	12,500	mm
Suelo	Angulo de fricción	$\Phi$	30,000	Grados
	Peso específico del suelo	$\gamma_{seco}$	1800,000	kg/m <sup>3</sup>
	Coeficiente	Ka	0,330	
Esfuerzos	Sobrecarga	$\sigma_s$	150,000	kg/m <sup>2</sup>
	Esfuerzo de agrietamiento	$\sigma_{agri}$	50,000	kg/cm <sup>2</sup>
	Esfuerzo de agrietamiento	$\sigma_f$	50,000	kg/cm <sup>2</sup>
		Ra	4000,000	
Momentos	Momento vertical	Mver	12800,000	Kg-cm
	Momentos Horizontales	Mhe	5200,000	Kg-cm
		Mhm	4500,000	Kg-cm
	Altura	h	1,200	m

**Tabla 24.** Datos para el cálculo del tanque de Ferrocemento

### 3.4.2.1.-HIPÓTESIS 1 (TANQUE VACÍA)

Calculo del empuje activo del terreno.

$$K_a = \left( \tan \left( 45 + \frac{\Phi}{2} \right) \right)^2$$

#### 3.4.2.1.1.-Cálculo de las placas laterales del tanque

Las placas tendrán una altura de 150 cm. y una longitud de 100cm.

Presión activa del suelo “ $\sigma_{as}$ ”

$$\sigma_{as} = K_a * h * \gamma$$

Se toma una sobrecarga en la parte superior del tanque séptico de 150kg/m<sup>2</sup>, debido a que en el momento de hacer la limpieza del mismo se puede utilizar vehículos, con lo que se tiene.

PRESIÓN ACTIVA		
$\sigma_{as}$	891,000	kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_s$	150,000	kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_a$	<b>1041,000</b>	kg/m <sup>2</sup>

**Tabla 25.** Valores de la presión activa

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Empuje activo del suelo sobre la placa de 100cm x 100 cm del fondo del tanque

$$Ea = \sigma_{ac} * A * B$$

EMPUJE ACTIVO "Ea"		
A	100	cm
B	100	cm
<b>Ea</b>	<b>1041,000</b>	<b>kg</b>

Tabla 26. Valores del empuje activo

Dónde:

- $\sigma_{ac}$  = presión activa del suelo.
- A = largo de la placa
- B = ancho de la placa

La placa a calcular considera como si estuviera empotrada en tres lados...

3.4.2.1.2.-Obtención de momentos

Los momentos se calcularan mediante la tabla expuesto anteriormente, dicha tabla nos da el coeficiente en función de la geometría de las placas:

Esfuerzos	Coeficiente	M=Coef*q*h <sup>3</sup>
Mve	0.073	12800
Mvm	0.010	2510
Mhe	0.030	5200
Mhm	0.023	4500
Vmax	0.415	610

Tabla 27. Valores de los momentos

A continuación se presenta la gráfica de momentos:

AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.

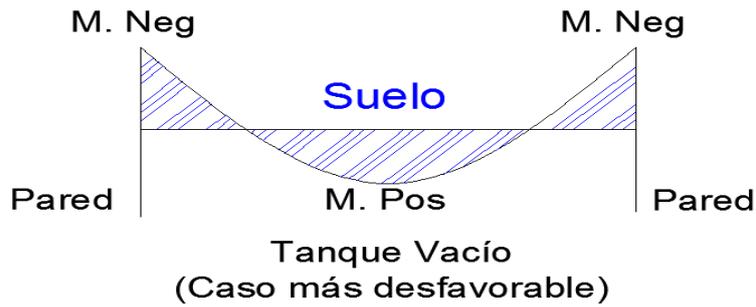


Figura 14. Gráfico de momentos horizontales

3.4.2.1.3.-Espesor del ferrocemento “h”

$$M = \sigma_{agr} * w$$

Dónde:

- $\sigma_{agr}$  = tensión de agrietamiento a flexión,  
 $\sigma_{agr}$  Se tomara como 5Mpa, ya que se está utilizando mallas hexagonales.
- $w$  = modulo de la seccion

$$M = \sigma_{agr} * \frac{b * h^2}{6}$$

De esta fórmula se despeja h

ESPESOR DE FERROCEMENTO "h"		
B	100,000	Cm
Mh	5200,000	Kg-cm
$\Sigma_{agri}$	50,000	kg/cm <sup>2</sup>
H	3,633	Cm
<b>h</b> asumido	<b>4,000</b>	<b>Cm</b>

3.4.2.1.4.-Calculo de la fuerza “F”

$$F = \frac{b * h * \sigma_f}{4}$$

FUERZA "F"		
b	100,000	cm
h	4,000	cm

AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
 Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$\sigma_f$	50,000	kg/cm <sup>2</sup>
<b>F</b>	<b>5000,000</b>	<b>Kg</b>

3.4.2.1.5.-Area de acero de la parte que se encuentra a tracción "Aa"

$$Aa = \frac{F}{\sigma_a}$$

$\sigma_a = 0.5 * Ra$  Tension admisible del acero para depósitos

ACERO EN EL ÁREA TRACCIONADA "Aa"		
F	6250,000	Kg
Ra	4000,000	
$\sigma_a$	2000,000	
Aa	2,500	cm <sup>2</sup>
<b>Aa</b>	<b>250,000</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>

3.4.2.1.6.-Área de acero de una tela de malla de 100cm de longitud "aa"

$$aa = \frac{\pi D^2}{4} * \frac{100}{Sep}$$

TELA DE MALLA PARA 1M DE LONGITUD "aa"		
D	1,200	mm
Sep.	1,250	cm
<b>aa</b>	<b>90,478</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

3.4.2.1.7.-Numero de capas de telas de malla “N”

$$N = \frac{Aa}{aa}$$

NÚMERO DE CAPAS DE MALLA "N"		
Aa	313,000	mm2
aa	90,478	mm2
N	<b>3,459</b>	unidades
<b>N asum</b>	<b>4,000</b>	<b>unidades</b>

3.4.2.1.8.-Superficie específica “S”

$$S = D * 3,14 * l * \left(\frac{b}{sep}\right) * N * \frac{2}{b * l * 0,5 * h}$$

SUPERFICIE ESPECÍFICA "S"		
b	100,000	cm
l	100,000	cm
h	4,000	cm
D	0,120	cm
Sep	1,250	cm
N	4,000	unidades
<b>S</b>	<b>1,123</b>	<b>cm-1</b>

Para depósitos de agua la superficie específica debe ser mayor a 1 cm<sup>-1</sup>.  
(Cumple)

3.4.2.1.9.-Factor de Volumen “Vr”

$$Vr = D^2 * \frac{3,14}{4} * l * \left(\frac{b}{sep}\right) * N * \frac{2}{b * l * 0,5 * h}$$

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACTOR DE VOLUMEN "Vr"		
b	100,000	cm
l	100,000	cm
h	4,000	cm
D	0,120	cm
sep	1,250	cm
N	4,000	unidades
<b>Vr</b>	<b>2,895</b>	<b>%</b>

El factor de volumen tiene que cumplir la siguiente codición  $1,8\% \leq S \leq 8\%$

**3.4.2.2.-CALCULO DE TELAS DE MALLA PARA RESISTIR EL MOMENTO POSITIVO:**

Se utiliza el mismo procedimiento para el cálculo del número de telas de mallas necesarias para resistir el momento positivo.

Mediante la gráfica de momentos obtenemos el valor del momento

$$M = \sigma * \frac{b * h^2}{6}$$

Despejamos la tensión  $\sigma$  que se tiene con ese momento, con lo cual obtenemos:

$$\sigma = \frac{6 * M}{b * h^2}$$

La tensión que se obtiene debe ser menor que la tensión de agrietamiento de  $50\text{kg/cm}^2$ . Con este valor y apoyándonos en el diagrama de tensiones de la sección de Ferrocemento tenemos:

$$F = \frac{b * h * \sigma_f}{4}$$

Con este valor calculamos el área de acero necesaria.

$$A_a = \frac{F}{\sigma_a}$$

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



Dónde:

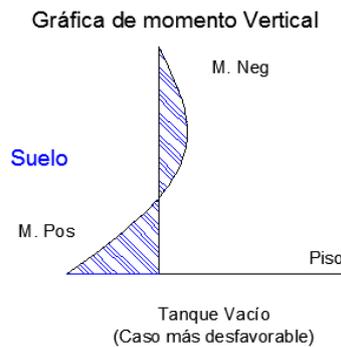
- $\sigma_a = 0.5 * R_a$  Tension admisible del acero para depositos

RESUMEN		
Mh	<b>5200,000</b>	Kg-cm
N asum	<b>4,000</b>	unidades
S	<b>1,123</b>	cm-1
Vr	<b>2,895</b>	%

**Tabla 28.** Tabla resumen de valores

### 3.4.2.3.-VERIFICACIÓN DE LAS TELAS DE MALLA EN EL SENTIDO VERTICAL.

Para la verificación se utiliza los momentos en sentido vertical



**Figura 15.** Gráfico de momentos verticales

Se toma el momento máximo, para la obtención de la tensión mediante la siguiente formula:

$$\sigma = \frac{6 * M}{b * h^2}$$

COMPROBACIÓN DE ESPESOR DE FERROCEMENTO		
b	100,000	cm
Mh	4500,000	Kg-cm
$\sigma_{agri}$	50,000	kg/cm2
h	4,000	cm
$\sigma$	<b>16,875</b>	<b>kg/cm2</b>

**Tabla 29.** Tabla de valores de la tensión

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

Como se puede observar esta tensión es menor que la tensión de agrietamiento para la cual fueron calculadas las mallas en el sentido horizontal, lo cual nos indica que el número de telas de malla para esta tensión igualmente va a ser menor, por lo que no es necesario reforzar la sección.

### **3.4.2.4.-HIPÓTESIS 2 (TANQUE LLENO)**

Al tanque estar lleno existe el empuje hidrostático y un empuje del suelo en reposo. Esta consideración podemos hacer debido a que en el tanque no puede existir mucha deformación.

Para calcular el coeficiente de reposo se utiliza la siguiente

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi$$

#### **3.4.2.4.1.-Cálculo de las placas laterales:**

Las placas tendrán una altura de 120 cm. y una longitud de 100cm.

#### **3.4.2.4.2.- Presión de reposo del suelo ( $\sigma_{rep}$ )**

$$\sigma_{rep} = K_o * h * \gamma$$

Dónde:

- h = altura total de la tanque
- $\gamma$  = peso específico del suelo

#### **3.4.2.4.3.- Presión del agua ( $\sigma_w$ )**

$$\sigma_w = \gamma * h$$

Dónde:

- $\gamma$  = peso específico del agua

La presión del suelo y del agua están en sentido contrario por esta razón se deben de restar para obtener la tensión. A este valor tenemos que agregar la sobrecarga de 150kg/cm<sup>2</sup>.

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



PRESIÓN EFECTIVA		
$\sigma_{rep}$	1080,000	kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_s$	150,000	kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_w$	1200,000	kg/m <sup>2</sup>
$\sigma_{ef}$	<b>270,000</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

**Tabla 30.** Valor de las presiones efectivas

**3.4.2.4.4.- Cálculo de los momentos y cortante:**

$$M = coef * \gamma * h^3$$

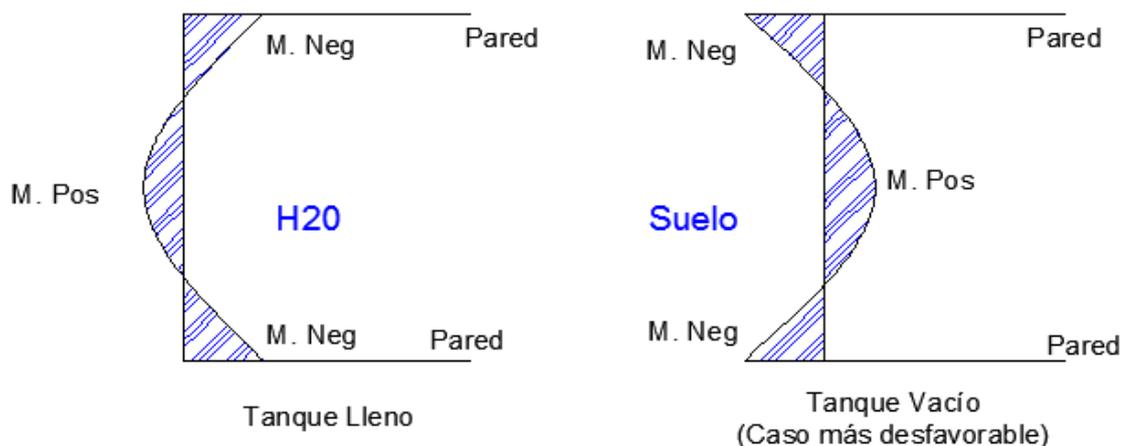
$$V = \alpha * q * h$$

Esfuerzos	Coeficiente	M=Coef*q*h <sup>3</sup>
Mve	0.035	6500
Mvm	0.010	1750
Mhe	0.030	5200
Mhm	0.013	4000

**Tabla 31.** Tabla valores de los momentos

A continuación se presenta las gráfica de momentos correspondientes a los casos de tanque llena y vacía.

**Gráfica de momentos horizontales**



**Figura 16.** Gráfico de momentos horizontales

**AUTORES:**

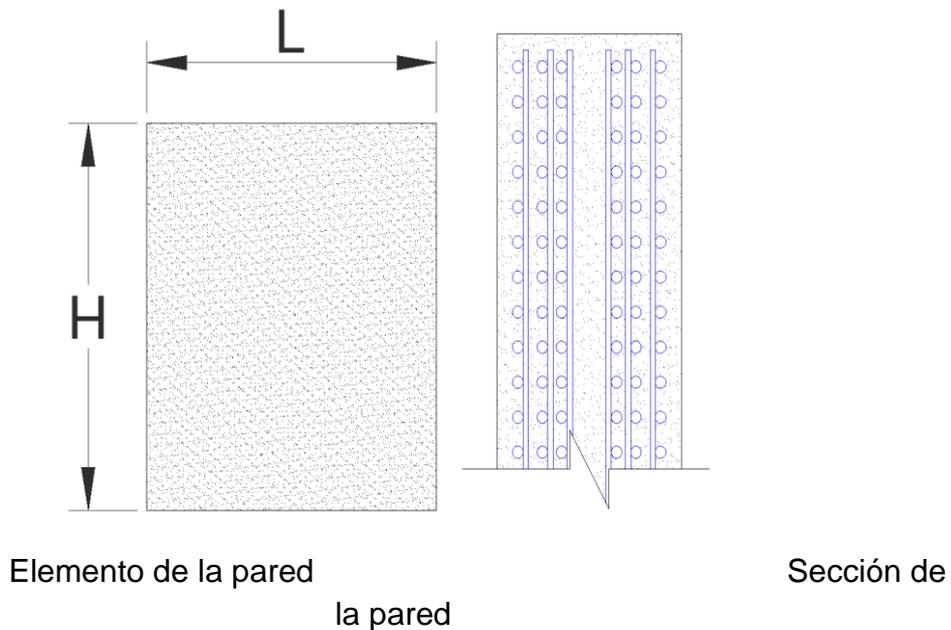
Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

Haciendo una comparación entre las gráficas arriba mostradas, se puede observar que los momentos producidos por los esfuerzos actuantes correspondientes al caso de la tanque vacía son considerablemente mayores que los del caso de tanque llena, por lo que se considerará el caso más desfavorable (tanque vacía), lo cual nos producirá mayor seguridad.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para los elementos estructurales laterales del tanque de Ferrocemento.



**Figura 17.** Gráfico de la sección de la pared

DESCRIPCIÓN		
Altura (H)	120	cm
Largo (L)	100	cm
Espesor $\epsilon$	3	cm

**Tabla 32.** Descripción de las dimensiones del tanque

### 3.4.3.-ANÁLISIS SÍSMICO

Durante los sismos los depósitos que contiene algún líquido pueden fallar. Los depósitos que almacenan líquidos experimentan una oscilación a causa del movimiento del terreno. El fluido en las proximidades de los muros se acelera hacia un lado y otro, en tanto que el fluido cercano a la parte central del

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

depósito no se acelera, sino que tenderá a oscilar con el periodo natural del chapoteo u oleaje del líquido.

Las presiones del fluido actuando sobre los muros del depósito reflejan estas dos acciones, de las cuales, una de las componentes varía con el tiempo en forma directamente proporcional a las aceleraciones del terreno, en tanto que la otra, varía en el tiempo con el chapoteo u oleaje del líquido.

Para su estudio, las presiones en el líquido generadas por el movimiento horizontal del terreno se han dividido en aquellas asociadas con la inercia del líquido que se acelera con el terreno (*presiones impulsivas*), además de las que están asociadas con el líquido que oscila con el movimiento de chapoteo (*presiones conectivas*). Estas presiones dinámicas actúan, tanto en las paredes como en el fondo del depósito.

*El análisis se lo realizara mediante el (DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CONTENEDORAS DE LÍQUIDOS (ACI 350.3-01) Y COMENTARIOS (350.3R-01))*

### **Fuerzas hidrodinámicas**

Puede calcularse la fuerza horizontal que representa la acción resultante de los empujes hidrodinámicos sobre los muros de un depósito de un líquido con un tirante HL y una masa cuyo peso es WL, si se aplican a una estructura equivalente, en la que la masa del líquido se substituye por otras dos, MI y MC, colocadas, respectivamente, a las alturas HI y Hc sobre el fondo del depósito (*Figura 19*). Los sufijos I y C denotan respectivamente, impulsiva y conectiva.

La masa MI está rígidamente unida al depósito, mientras que la masa MC está ligada a éste mediante un resorte horizontal de rigidez Kc. Los parámetros que definen la estructura equivalente están dados por las expresiones siguientes:

### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

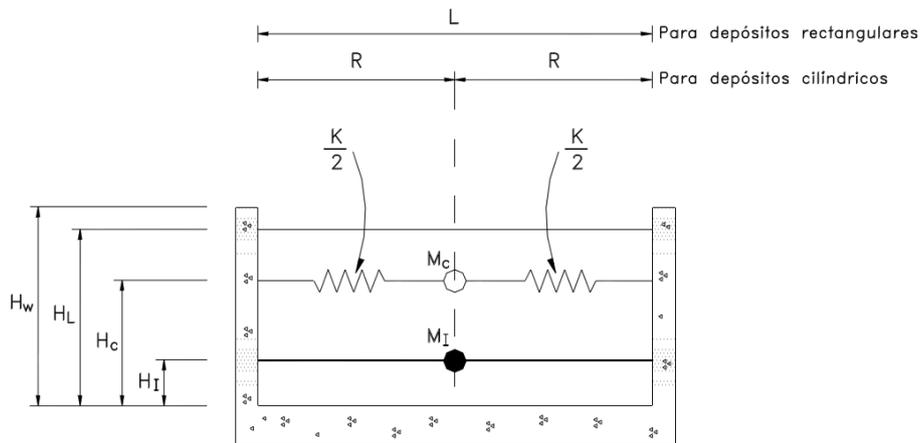


Figura19. Gráfica de las alturas de las fuerzas del sismo que actúan sobre el tanque

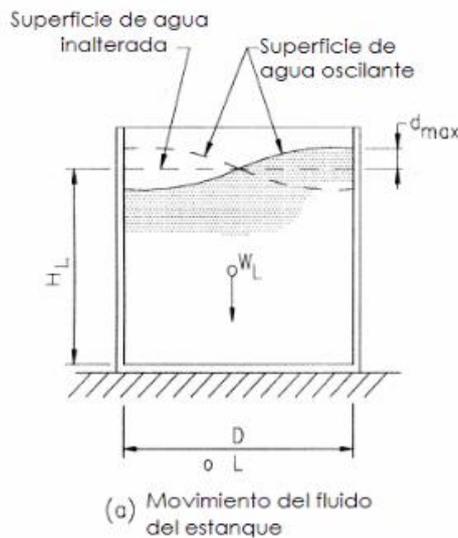


Figura20. Gráfica del movimiento del fluido

3.4.3.1.-DISPOSICIONES ESPECÍFICAS Y DATOS SÍSMICOS DEL SITIO:

Las mismas que fueron tomadas del **CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN**

**Zonas sísmicas y factor de zona Z.** Debido a que el lugar de construcción va a ser en la provincia del Azuay , ciudad Cuenca zona sísmica correspondiente es la zona II obtenido mediante el mapa de riesgo sísmico que se encuentra a continuación, el factor de zona Z correspondiente a esta zona es de 0.25 .

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

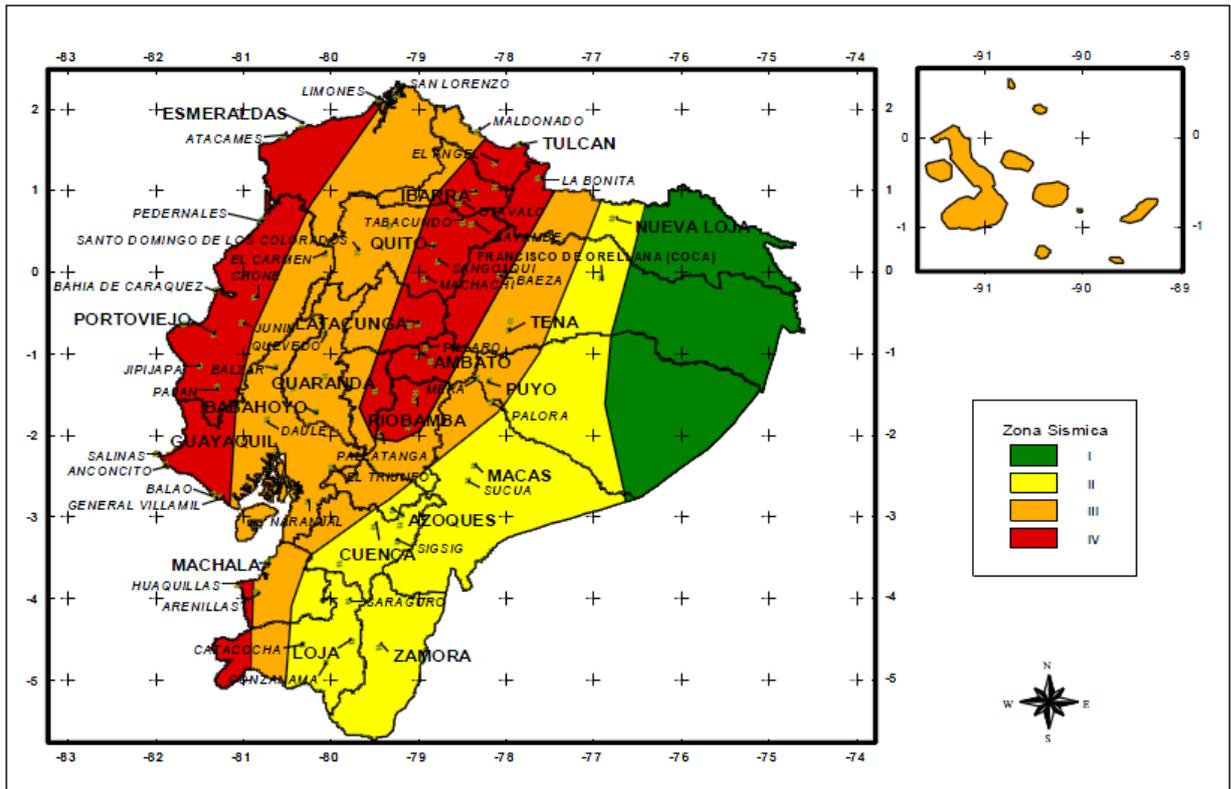


Figura 21.(ECUADOR, zona sísmica para propósitos de diseño)

Para mayor exactitud al escoger el valor de Z, se incluye en el CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN una tabla de un listado de algunas poblaciones con el valor correspondiente de la zona.

El coeficiente de suelo S y el coeficiente Cm fueron tomados *del* CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN.

Perfil tipo	Descripción	S	C <sub>m</sub>
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

(\*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle

**Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (coeficiente I)**

El cuadro que se presenta a continuación fue tomado del CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN en la que debo tomar el factor de importancia (I) de la estructura.

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio . Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

**3.4.3.2.-ANÁLISIS SÍSMICO DEL TANQUE SÉPTICO CON EL PROCEDIMIENTO PROPUESTO EN EL INFORME ACI 350.3.01 OBRAS HIDRÁULICAS.**

No se incluye el análisis de la cimentación.

DATOS GEOMÉTRICOS Y PROPIEDADES DEL MATERIAL DEL TANQUE		
descripción	abreviatura	valor
Longitud (lado largo)	L(m)	6.15
Base (lado corto)	B(m)	1.6
Altura del nivel de agua( HL)	HL(m)	1
Espesor de la pared del depósito	tw(cm)	4
Altura de la pared del deposito	Hw(m)	1.6
Peso volumétrico Ferrocemento	$\gamma_c$ (Kg/m <sup>3</sup> )	2200
Resistencia a la compresión de Ferrocemento	Rb (Kg/cm <sup>2</sup> )	280
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	Ra (Kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Peso volumétrico del liquido	$\gamma_L$ (Kg/m <sup>3</sup> )	1000

**Tabla 33.**Datos para el análisis sísmico del tanque

- **Calculo de masas específicos:**

**Masa especifica del líquido.**

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$\rho l = \frac{\gamma l}{9.8 m/seg^2}$$

**Masa especifica del Ferrocemento.**

$$\rho c = \frac{\gamma c}{9.8 m/seg^2}$$

**Masa especifica del suelo.**

$$\rho s = \frac{\gamma s}{9.8 m/seg^2}$$

MASA ESPECIFICA			
Masa especifica del liquido	pl	102.04	kg*s2/m4
Masa especifica del Ferrocemento	pc	224.49	kg*s2/m4
Masa especifica del suelo	pc	173.47	kg*s2/m4

**Tabla 34.** Valore de las masas específicas

- **Módulo de elasticidad del Ferrocemento.**

$$Eft = Efl = 210000 Kg/cm2$$

Para tela de malla cuadrada soldada.

- **Datos sísmicos para el sitio de estudio.**

Los datos sísmicos para la el sitio fueron obtenidos mediante (CÓDIGO-ECUATORIANO-DE-LA CONSTRUCCIÓN)

DATOS DEL SITIO DE ESTUDIO	
Factor de zona Z	0.25
Coeficiente de suelo S	1.2
Coeficiente Cm	3
Factor I	1

**Tabla 35.**Datos del sitio de estudio

- **Factores de modificación de respuesta.**

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredí Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

Se obtuvo la siguiente tabla del ACI 350.3.01 obras hidráulicas.

Tabla 4(d) - Factor de modificación de la respuesta $R_w$			
Tipo de estructura	$R_{wi}$ superficial o en pendiente	Enterrado*	$R_{wc}$
(a) anclados, base flexible	4.5	4.5++	1.0
(b) empotrados o simple apoyo	2.75	4	1.0
(c) no anclados, llenos o vacíos **	2.0	2.75	1.0
(d) estanques elevados	0.4	-	1.0

**Tabla 36.** Factores de modificación de respuesta

Son coeficientes que representan el efecto combinado de la ductilidad, la capacidad para disipar energía y su redundancia estructural.

$$R_{wi} = 4$$

El valor anterior corresponde a la componente impulsiva en los tanques articulados o empotrados en su base, apoyados en el terreno.

$$R_{wc} = 1$$

De la misma tabla anterior  $R_{wc}$  corresponde a la componente conectiva del líquido acelerado.

$$b = \frac{2}{3}$$

De la sección 4.1.4.1 (**ACI 350.3.01**). Es el cociente de la aceleración vertical respecto a la horizontal. Cuando no exista el espectro específico del sitio, se recomienda un factor  $b=2/3$ .

- **Calculo de las componentes del peso. (sección 9.2 para tanques rectangulares ACI 350.3.01 Obras hidráulicas).**

- Peso del líquido.-

$$WL = \gamma_L * HL * L * B$$

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

DATOS	
$\gamma_L$ (Kg/m <sup>3</sup> )	1000
HL(m)	1
L(m)	6.15
B(m)	1.6
<b>Wl(kg)</b>	<b>9840</b>

- Peso de la pared del depósito.

$$Wwl = \gamma_c * Hw * tw * 2 * ((l + 2t) + B)$$

DATOS	
$\gamma_c$ (Kg/m <sup>3</sup> )	2200
Hw(m)	1.6
L(m)	6.15
B(m)	1.6
tw(cm)	<b>4</b>
<b>Wwl(kg)</b>	<b>2204.928</b>

- Peso de la tapa del depósito.

$$Wr = \gamma_L * t * L * B$$

DATOS	
$\gamma_L$ (Kg/m <sup>3</sup> )	2200
tw(m)	0.04
L(m)	6.15
B(m)	1.6
<b>Wl(kg)</b>	<b>865.92</b>

RESUMEN		
Wl	9840	kg
Wwl	2204.93	kg
Wr	865.92	kg

### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Tabla 37. Tabla resumen de los valores del peso

- **Peso de la componente impulsiva (sección 9.1 ACI 350.3.01)**

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866 * \frac{L}{HL}\right)}{\left(0.866 * \left(\frac{L}{HL}\right)\right)} * WL$$

DATOS	
HL(m)	1
L(m)	6.15
WI(kg)	9840
<b>Wi</b>	<b>1847.48764</b>

- **Peso de la componente conectiva. (sección 9.2 ACI 350.3.01)**

$$W_c = \left[0.264 * \left(\frac{L}{HL}\right) * \tanh\left(3.16 * \frac{HL}{L}\right)\right] * WL$$

DATOS	
HL(m)	1
L(m)	6.15
WI(kg)	9840
<b>Wc</b>	<b>7555.42942</b>

RESUMEN		
Wi	1847.49	kg
Wc	7555.43	kg

Tabla 38. Tabla resumen de los valores del peso impulsivo y conectivo

**Coefficiente de masa efectiva (relación entre la masa dinámica equivalente del recipiente, a su masa total real. (Sección 9.5.1 ACI 350.3.01).**

- Para depósitos rectangulares.

$$\epsilon = \left[0.0151 * \left(\frac{L}{HL}\right) - 0.1908 * \left(\frac{L}{HL}\right) + 1.021\right] \leq 1.0$$

DATOS	
L(m)	6.15
HL(m)	1

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

€	0.059555
---	----------

€	0.059555
---	----------

Este valor de € representa la razón de equivalencia entre la masa dinámica da la placa del estanque y su masa total.

- **Peso efectivo del depósito** (incluyendo la cubierta si esta existiera que en nuestro caso no la hay)

$$We = Wwl * \epsilon$$

DATOS	
Wwl	2204.928
€	0.059555
<b>We</b>	<b>131.314487</b>

<b>We</b>	<b>164.56</b>	<b>kg</b>
-----------	---------------	-----------

- **Puntos de aplicación de las componentes del peso, excluyendo la presión de la base. (EBP: excluye la presión de la base. Sección 9.2.2 ACI 350.3.01 OBRAS HIDRÁULICAS).**

- Para depósitos con:

$$\frac{L}{HL} < 1.333$$

$$Hi = HL * [0.5 - 0.09375 * (\frac{L}{HL})]$$

- Para depósitos con :

$$\frac{L}{HL} > 1.333$$

L/HL	6.15
------	------

Como la relación L/HL > 1.33 utilizamos la siguiente ecuación para el cálculo de Hi y Hc respectivamente

$$Hi = HL * 0.375$$

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredí Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

DATOS	
HL(m)	1
<b>Hi</b>	<b>0.375</b>

Hi	0.375	m
----	-------	---

$$H_c = HL * \left[ 1 - \frac{\cosh \left[ 3.16 * \left( \frac{HL}{L} \right) \right] - 1}{3.16 * \left( \frac{HL}{L} \right) * \sinh \left[ 3.16 * \left( \frac{HL}{L} \right) \right]} \right]$$

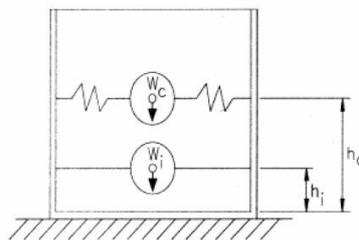
DATOS	
L(m)	6.15
HL(m)	1
<b>Hc</b>	<b>0.51071764</b>

Hc	0.51071764	m
----	------------	---

Las alturas desde la base del depósito, al centro de gravedad de la fuerza IMPULSIVA Y CONVECTIVA respectivamente son las siguientes:

<b>Hi</b>	<b>0.38</b>	<b>m</b>
<b>Hc</b>	<b>0.51</b>	<b>m</b>

**Tabla 46.** Tabla resumen de los valores de las alturas impulsivas y conectivas



**Figura 22.** Gráfico de las alturas impulsiva y conectiva

- Puntos de aplicación de las componentes del peso, si se considera la presión en la base. (IBP: incluye la presión en la base. Sección 9.2.2 ACI 350.3.01 OBRAS HIDRÁULICAS).

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- Para depósitos con:

$$\frac{L}{HL} < 0.75$$

$$H'i = 0.45 * HL$$

- Para depósitos con :

$$\frac{L}{HL} \geq 0.75$$

L/HL	6.15
------	------

Como la relación  $L/HL > 1.33$  utilizamos la siguiente ecuación para el cálculo de H'i y H'c respectivamente

$$H'i = HL * \left[ \frac{0.866 * \left(\frac{L}{HL}\right)}{2 * \tanh\left[0.866 * \left(\frac{L}{HL}\right)\right]} - \frac{1}{8} \right]$$

DATOS	
L(m)	6.15
HL(m)	1
<b>H'i</b>	<b>2.53</b>

H'i	2.54	m
-----	------	---

$$\frac{H'c}{HL} = \left[ 1 - \frac{\cosh\left[3.16 * \left(\frac{HL}{L}\right)\right] - 2.01}{3.16 * \left(\frac{HL}{L}\right) * \sinh\left[3.16 * \left(\frac{HL}{L}\right)\right]} \right]$$

DATOS	
L(m)	6.15
HL(m)	1
<b>H'c</b>	<b>4.17</b>

H'c	4.17	m
-----	------	---

Por lo tanto, Hi(EBP), H'i(IBP), Hc(EBP), H'c(IBP) son las altura desde la base del depósito al centro de gravedad de las fuerzas impulsiva y conectiva respectivamente en metros.

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

H'i	2.54	m
H'c	4.17	m

Tabla 39. Tabla resumen de los valores de las alturas IBP

- **Calculo de las propiedades dinámicas. (sección 9.2.4 del ACI 350.3.01 OBRAS HIDRÁULICAS).**

- La masa (mw) por unida de ancho del depósito rectangular:

$$mw = Hw * tw * \rho c$$

DATOS	
Hw(m)	1.6
tw(m)	0.04
pc(kg*s2/m4)	224.489
<b>mw</b>	<b>14.367</b>

- La masa impulsiva del líquido contenido (mi), por unidad de ancho de la pared del depósito rectangular:

$$mi = \frac{Wi}{WL} * \frac{L}{2} * HL * \rho L = Kg * seg^2 * m^{-2}$$

$$hw = \frac{Hw}{2}$$

DATOS	
Wi	1847.48764
WL	9840
HL	1
L	6.15
pL	102.041
<b>mi</b>	<b>58.912</b>

Dónde:

- **hw=** es la altura del centro de gravedad de la pared del depósito.

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredí Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Para paredes de sección uniforme dicho centro de gravedad se encuentra a una altura de  $\frac{Hw}{2}$ . Si la pared no es de espesor uniforme, será necesario efectuar las correcciones pertinentes.

PROPIEDADES DINÁMICAS		
mw	14.3673469	kg*s2/m2
mi	58.9122334	kg*s2/m2
hw	0.8	m

Tabla 40. Tabla de las propiedades dinámicas

- El centroide de las masas (h) impulsiva y de la pared, se determinan como se indica enseguida.

El valor (h) es necesario para calcular la rigidez estructural a la flexión (k) de un ancho unitario de la pared que se considera esta en voladizo.

$$h = \frac{hw * mw + Hi * mi}{mw + mi}$$

DATOS	
hw(m)	0.8
mw(kg*s2/m2)	14.3673469
Hi(m)	0.375
mi(kg*s2/m2)	58.9122334
<b>h</b>	<b>0.45832638</b>

h	0.46	m
---	------	---

- De la ecuación (9-10) de la sección 9.2.1 del ACI 350

$$m = mw + mi$$

DATOS	
mw(kg*s2/m2)	14.3673469
mi(kg*s2/m2)	58.9122334
<b>m(kg*s2/m2)</b>	<b>73.2795803</b>

m	73.28	kg*s2/m2
---	-------	----------

- Para bases simplemente apoyadas , estanques con superficie descubierta y rigidez a la flexión k, se puede calcular de la

AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

siguiente manera.( **Sección R.9.2.4 del ACI 350.3.01 OBRASHIDRÁULICAS**)

$$k = \frac{Ec}{4} * \left(\frac{tw}{h}\right)^3$$

$$Ec = 15000\sqrt{f'c}$$

DATOS	
Ec	250998.008
tw(m)	0.04
h(m)	0.45832638
<b>k(kg/cm2)</b>	<b>33.2372744</b>

k	33.24	kg/cm2
---	-------	--------

- **Calculo de la frecuencia natural circular de la masa impulsiva al vibrar ( $\omega_i$ ) en radianes/segundos.**

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

DATOS	
k(kg/cm2)	33.2372744
m(kg*s2/m2)	73.2795803
<b>wi</b>	<b>0.67347459</b>

wi	0.67	Radianes/segundos.
----	------	--------------------

- **Calculo del periodo natural de la masa impulsiva al vibrar ( $T_i$ ) en segundos.**

$$T_i = \frac{2 * \pi}{\omega_i}$$

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

DATOS	
wi	0.67347459
<b>Ti(s)</b>	<b>9.33</b>

Ti	9.33	s
----	------	---

- **Calculo de la frecuencia natural de la masa conectiva al vibrar en radianes /segundos.**

Para lo cual se calcula el coeficiente que se define en la **sección 9.2.4 del ACI 350.3.01 OBRAS HIDRÁULICAS.**

$$\lambda = \sqrt{3.16 * g * \tanh \left[ 3.16 * \left( \frac{HL}{L} \right) \right]}$$

DATOS	
L(m)	6.15
HL(m)	1
<b>λ</b>	<b>3.83</b>

λ	3.83
---	------

- **Calculo de la frecuencia natural de la masa conectiva al vibrar en radianes /seg.**

$$\omega c = \lambda / \sqrt{L}$$

wc	1.54
----	------

Calculo del periodo natural de la masa conectiva en segundos.

$$Tc = 2 * \frac{\pi}{\omega c}$$

Tc	4.07	s
----	------	---

- **Calculo de los factores de amplificación espectral.( sección 9.4 ACI 350)**

Los factores de amplificación espectral se definen a continuación (**Ci Y Cc**):

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Estos factores de amplificación espectral se aplican en las ecuaciones para la obtención de las fuerzas dinámicas laterales descritas en la **sección 4.1.1 del ACI 350.3.01 OBRAS HIDRÁULICAS.**

El factor de amplificación espectral (***C<sub>i</sub>***) dependiente del periodo en movimiento horizontal de la componente impulsiva (para el 5% de amortiguamiento crítico).

- ***T<sub>i</sub> ≤ 0.31 s***

$$C_i = \frac{2.75}{S}$$

- ***T<sub>i</sub> > 0.31 s***

En nuestro caso el valor de  $T_i > 0.31s$  el factor de ampliación espectral  $C_i$  se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$C_i = \frac{1.25}{T_i^{\frac{2}{3}}} \leq \frac{2.75}{S}$$

C <sub>i</sub>	0.34
----------------	------

**Calculo del factor de amplificación espectral (***C<sub>c</sub>***) dependiente del periodo en el movimiento horizontal de la componente conectiva (para el 5% del amortiguamiento crítico). Ecuación 9-31 del ACI 350.**

- ***T<sub>c</sub> ≥ 2.4 seg***

$$C_c = \frac{6.0}{T_c^2}$$

C <sub>c</sub>	0.36
----------------	------

**3.4.3.2.-Presiones sísmicas arriba de la base:**

- Las paredes de la estructura recipiente del líquido en adición a las presiones estáticas se diseñaran para las siguientes fuerzas dinámicas:
  - Las fuerzas de inercia de la masa de la pared ( $P_w$ ).

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**

- La presión hidrodinámica impulsiva (Pi) del líquido contenido.
  - La presión hidrodinámica conectiva (Pc) del líquido contenido.
  - La presión dinámica de los suelos saturados y no saturados sobre la porción enterrada de la pared.
  - Los efectos de la aceleración vertical.
- Las fuerzas dinámicas laterales arriba de la base se calculan según la sección 4.1.1 del ACI 350.3.01 de OBRAS HIDRÁULICAS.

**Fuerza de inercia de la pared:**

$$P_w = Z * S * I * C_i * \frac{\epsilon * W_w L}{R_{wi}}$$

DATOS	
Z	0.25
S	1.2
Ci	0.28
I	1
Rwi	4
Wwl(kg)	2204.928
<b>Pw</b>	<b>2.78</b>

**Fuerza lateral de la masa impulsiva.**

$$P_i = Z * S * I * C_i * \frac{W_i}{R_{wi}}$$

DATOS	
Z	0.25
S	1.2
Ci	0.28
I	1
Rwi	4
Wi(kg)	1847.48764
<b>Pi(kg)</b>	<b>39.08</b>

**Fuerza lateral de la masa conectiva.**

$$P_c = Z * S * I * C_c * \frac{W_c}{R_{wc}}$$

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

RESUMEN		
Pw	2.78	kg
Pi	39.08	kg
Pc	821.18	kg

**Tabla 41.** Tabla resumen de las fuerzas que actúan en el tanque

- **Calculo del empuje dinámico del suelo**

La evaluación del empuje activo dinámico de suelo que considera la interacción suelo-estructura. Para ello, algunos autores han adoptado hipótesis simplificativas, considerando el relleno como material granular no saturado, fundación indeformable, admitiendo que la cuña de suelo es un cuerpo rígido y que los desplazamientos laterales son despreciables

DATOS PARA EL CALCULO DEL EMPUJE DINÁMICO	
Peso específico del suelo ( $\gamma$ ) kg/m <sup>3</sup>	1700
Profundidad a la que está enterrado m	1.6
Inclinación del muro ( $\beta$ )	0
Angulo de fricción del suelo ( $\phi$ )	35
Angulo de fricción entre el muro y suelo ( $\delta$ )	17.5
Pendiente de inclinación del suelo (i)	0
(a max) aceleración máxima	0.25
Coefficiente de sismo horizontal (kh)	0.25
Coefficiente de sismo vertical (Kv)	0

**Tabla 42.** Datos para el cálculo del empuje dinámico

Para determinar el empuje dinámico se utiliza la ecuación de Okabe y luego Mononobe

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.

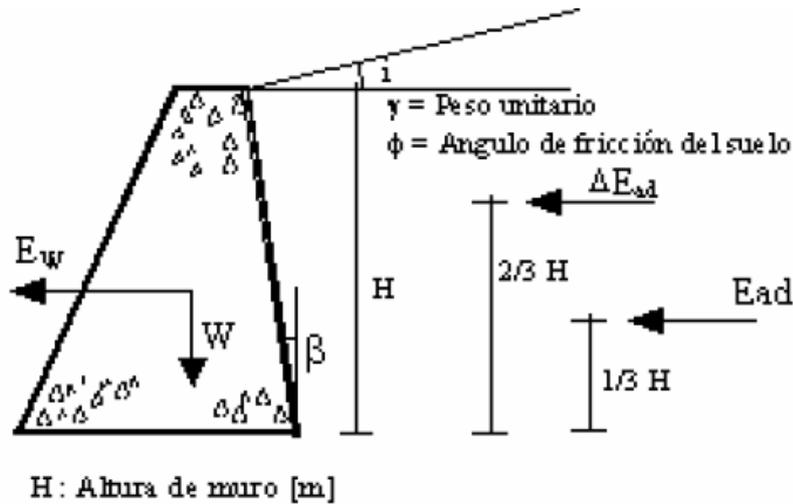


Figura 23. Grafico del empuje activo

$$\theta = \arctg\left(\frac{Kh}{1 - K_v}\right)$$

Los coeficientes de empuje activo y pasivo dinámico se obtienen mediante expresiones que contemplan Características geométricas y el parámetro geotécnico del suelo considerado.

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right]^2}$$

Para el cálculo del empuje dinámico se utilizó la siguiente ecuación

$$E_{ad} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 (1 - K_v) K_{ad}$$

El empuje dinámico actúa a 1/3 de la altura del muro

$\Theta$	14.04
Kad	0.42
Ead (kg/m)	576.7
Brazo de palanca	0.3Hw

- **Calculo del CORTANTE TOTAL EN LA BASE se lo determina de la siguiente manera:**

El cortante total en la base tendría un valor máximo de:

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
 Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$V_{max} = P_i + P_c + P_w$$

Dónde:

- $P_i$ = presión impulsiva
- $P_c$ = presión conectiva
- $P_w$ = fuerza de inercia

DATOS	
$P_w$	2.78
$P_i$	39.08
$P_c$	821.18
<b><math>V_{max}</math></b>	<b>863.04</b>

$V_{max}$	863.04	kg
-----------	--------	----

La corte basal debido a fuerzas sísmicas aplicada en el fondo del tanque será determinado por:

$$V_{base} = \sqrt{[(P_i + P_w + P_r)^2 + (P_c)^2]}$$

$V_{base}$	822.248574	kg
------------	------------	----

- **Calculo del MOMENTO FLEXIONANTE EN LAS PAREDES DEL PISCINA se determina como sigue:**

Los momentos flexionantes se calculan en la base de la pared del depósito, arriba de la junta y se utilizan para determinar las compresiones y tensiones en las paredes del depósito.

$$M_w = P_w * \frac{H_w}{2}$$

$$M_i = P_i * H_i$$

$$M_c = P_c * H_c$$

$$M_b = \sqrt{[(M_i + M_w)^2 + (M_c)^2]}$$

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



CALCULO DEL MOMENTO FLEXIONANTE EN LAS PAREDES DEL TANQUE			
FUERZAS DINÁMICAS LATERALES ARRIBA DE LA BASE	VALOR (Kg)	BRAZO palanca (m)	MOMENTO (kg*m)
Fuerza de inercia de la pared	2.78	0.65	1.81
Fuerza lateral de la masa impulsiva	39.08	0.45	17.59
Fuerza lateral de la masa conectiva	821.18	0.61	500.92
Fuerza lateral debida al empuje del suelo	576.74	0.36	207.62
	Moment o total		<b>549.96</b>

**Tabla 43.** Tabla de los momentos flexionantes en la pared del tanque

### 3.4.3.3.-AJUSTE A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA DEBIDO A LA ACELERACIÓN VERTICAL.(SECCIÓN 4.1.4 DEL ACI)

El depósito se deberá diseñarse para los efectos de la aceleración vertical. De no contar con el espectro de respuesta específico del sitio, la relación *b* entre las aceleraciones vertical y horizontal no será menor que 2/3.

Del ACI 350 SECCIÓN 4.1.4.2 la carga hidrostática (**q<sub>hy</sub>**) proveniente del líquido contenido en el depósito se multiplicara por la aceleración espectral (**av**) para tomar en cuenta el efecto de la aceleración vertical.

- (**q<sub>hy</sub>**) es la carga hidrostática a un nivel (**y**) del líquido arriba de la base del depósito:

$$q_{hy} = \gamma L * (HL - y) \text{ en } \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

DATOS	
$\gamma L$ (kg/m <sup>3</sup> )	1000
HL(m)	1
y	altura a la que se desea calcular

- Donde **aves** la aceleración espectral que se determina mediante:

$$a_v = Z * S * C_v * I * \left(\frac{b}{R_{wi}}\right)$$

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

donde: (ACI 350 sección 4.1.4.2)

b = 2/3 y para depositos rectangulares Cv = 1

DATOS	
Z	0.25
S	1.2
Cv	1
l	1
Rwi	4
b	2/3
<b>av</b>	<b>0.05</b>

av	0.05
----	------

- La presión hidrodinámica (**phy**) se calculara mediante la siguiente ecuación:

phy = av \* qhy

La presión hidrostática debido a la aceleración vertical se calcula en la superficie y en el fondo del tanque

para y = 0

qhy = γL \* HL

qhy(fondo)	1000	kg/m2
------------	------	-------

para y = 1

qhy(superficie)	0	kg/m2
-----------------	---	-------

Por lo tanto, la presión hidrostática debida a la aceleración vertical es:

phy (fondo) = av \* qhy(fondo)

phy (superficie) = av \* qhy(superficie)

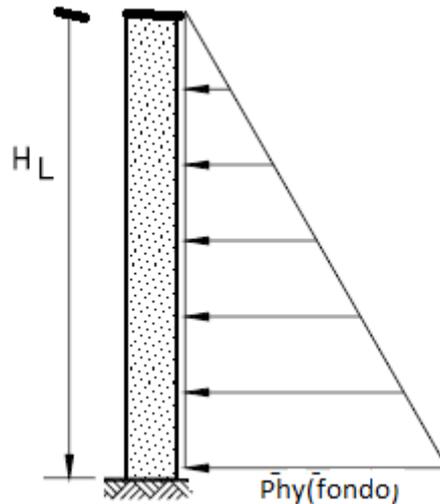
AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.

Fredi Geovani Zamora Zabala.



phy(fondo)	50	kg
phy(superficie)	0	kg



**Figura 24.** Gráfico de la presión hidrostática debida a la aceleración vertical

#### 3.4.3.4.-DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS DINÁMICAS SOBRE LA BASE.

- **Combinación de las fuerzas dinámicas para tanques rectangulares.**

Las paredes perpendiculares a la fuerza sísmica y la porción delantera del depósito recibirá una carga perpendicular a su plano (**dimensión B**) a causa de:

- *La fuerza de inercia propia de la pared.*
- *Un medio de la fuerza impulsiva ( $P_i$ ).*
- *Un medio de la fuerza conectiva ( $P_c$ ).*

Las paredes perpendiculares a la fuerza sísmica y en la mitad posterior del depósito recibirán una carga perpendicular a su plano (**dimensión B**), a causa:

- *La fuerza de inercia propia de la pared.*
- *Un medio de la fuerza impulsiva  $P_i$*
- *Un medio de la fuerza conectiva  $P_c$ .*
- *La presión dinámica del suelo y del agua freática contra la porción enterrada de la pared.*

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

Las paredes paralelas a la dirección de la fuerza sísmica estarán cargadas en su plano (**dimensión L**) a causa de:

- *La fuerza de inercia de la pared propia en su plano.*
- *Las fuerzas en su plano que corresponden a las reacciones de las paredes que convergen entre sí.*

Sobrepuetas a estas fuerzas laterales des-balanceadas existen fuerzas hidrodinámicas que resultan de la fuerza, también hidrodinámica, (phy) actuando en cada pared.

- **Calculo de (Pwy) que es la fuerza lateral de inercia :**

$$Pwy = Z * S * I * \left( \frac{Ci}{Rwi} \right) * [\epsilon(\gamma_c * B * tw)]$$

DATOS	
Z	0.25
S	1.2
Ci	0.28
I	1
Rwi	4
B	1.60
$\gamma_c$	2200.00
tw	0.04
$\epsilon$	0.059555
<b>Pwy</b>	<b>0.17738616</b>

Pwy	0.18	kg/m
-----	------	------

*Esta presión actúa uniformemente sobre la pared del depósito concentrada a una altura Hw/2.*

- **Las presiones impulsivas y conectivas se calculan de acuerdo a la R.5.3.1 DEL ACI 350.**

$$Piy = \frac{\left( \frac{Pi}{2} \right) * \left[ 4 * HL - 6 * Hi - (6 * HL - 12 * Hi) * \left( \frac{y}{HL} \right) \right]}{HL^2}$$

DATOS	
HL	1
Hi	0.375
Pi	39.08

### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$P_{cy} = \frac{\left(\frac{P_c}{2}\right) * \left[4 * HL - 6 * H_c - (6 * HL - 12 * H_c) * \left(\frac{y}{HL}\right)\right]}{HL^2}$$

DATOS	
HL	1
Hc	0.51071764
Pc	821.18

- La fuerza hidrodinámica a una altura (y) sobre la base se determina con la ecuación siguiente:

$$P_y = \sqrt{(P_{iy} + P_{wy})^2 + P_{cy}^2 + (P_{hy} * B)^2}$$

Donde sea aplicable, el efecto de la tierra y presiones de agua subterráneas contra la porción enterrada de los muros debe ser incluido.

- De las expresiones dadas anteriormente se obtienen los siguientes resultados.

La presión IMPULSIVA en la superficie del líquido es:

P <sub>iy</sub> (superficie)	34.19703359	kg/m	para y=1
P <sub>iy</sub> (fondo)	4.885290513	kg/m	para y=0

La presión CONVECTIVA en la superficie del líquido es:

P <sub>cy</sub> (superficie)	384.1862693	kg/m	para y=1
P <sub>cy</sub> (fondo)	436.9928676	kg/m	para y=0

- Para calcular la distribución de presiones dinámicas en la pared con un ancho B es :

$$P_{wy} = \frac{P_{wy}}{B}$$

$$P_{hy} = a_v * q_{hy}$$

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Carga impulsiva  $P_{iy}$  es máxima en el fondo del agua.

$$P_{iy} = \frac{P_{iy}}{B}$$

$P_{iy}$ (superficie)	21.37314599	Kg/m <sup>2</sup>
$P_{iy}$ (fondo)	3.053306571	Kg/m <sup>2</sup>

Carga conectiva  $P_{cy}$  es mínimo en el fondo del depósito y máxima el borde superior del agua.

$$P_{cy} = \frac{P_{cy}}{B}$$

$P_{cy}$ (superficie)	240.1164183	Kg/m <sup>2</sup>
$P_{cy}$ (fondo)	273.1205423	Kg/m <sup>2</sup>

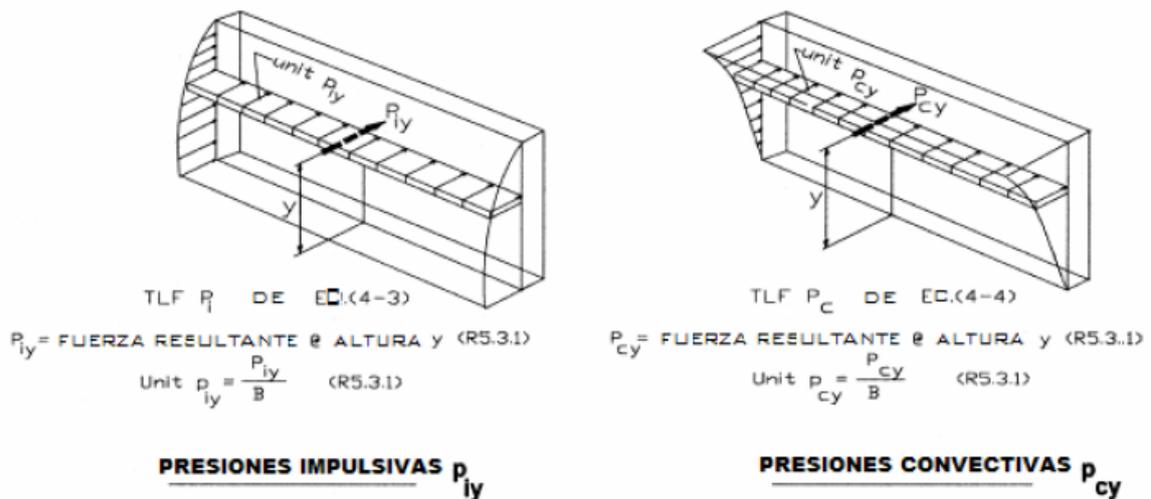


Figura 25. Gráfico de la presión impulsiva y conectiva

Fuerza hidrodinámica a una altura ( $y$ ) dada desde la base, se determina según la sección 5.3.2 del ACI 350.3.01.

$$P_y = \sqrt{(P_{iy} + P_{wy})^2 + P_{cy}^2 + (P_{hy} * B)^2}$$

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredi Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

	Py	Py/B		
Py(superficial)	437.0221928	<b>273.138871</b>	kg/m2	para y=1
Py(fondo)	649.6164123	<b>406.010258</b>	kg/m2	para y=0

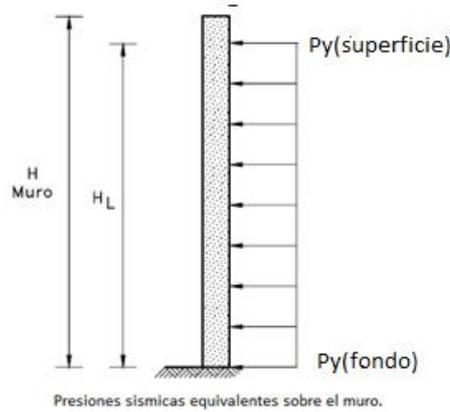


Figura 25. Gráfico de la fuerza hidrodinámica

3.4.3.5.- SUPERPOSICIÓN DE LAS CARGAS HIDROSTÁTICAS CON LAS SÍSMICAS.

Dado que las tablas de Rectangular Tanks de PCA, no contienen una tabla específica para cargas uniformes, con las condiciones de apoyo del depósito en nuestro caso, para la superposición de las cargas hidrostáticas con las dinámicas producidas por el sismo, el texto en las mismas tablas sugiere que: “Proporciona una buena aproximación, el emplear una carga triangular, que tenga la misma área del trapecioide que representa la distribución de carga real.”

Esta misma situación suele presentarse cuando se tiene una carga trapecial de empujes del terreno, sólo que en este caso, los empujes del relleno son de signo contrario a los de la presión interior del agua.

- área del trapecio:

$$[Py(\text{fondo}) + Py(\text{super})] * \frac{HL}{2}$$

- El área del triángulo debe ser:

AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.

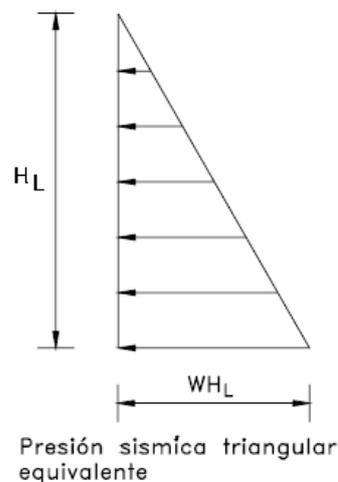


UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$\frac{w * HL^2}{2} = w * \left(\frac{1^2}{2}\right)$$

Área del trapecio	339.574564	kg/m
Área del triángulo (w)	679.149128	kg/m3

Esto quiere decir, para nuestro caso la presión sísmica equivalente sobre los muros del depósito, es igual a **68 % de la hidrostática del agua.**



*Carga triangular sísmica equivalente*

**Figura 26.** Gráfico la carga triangular sísmica equivalente

### 3.4.3.6.- CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO (OSCILACIÓN) DEL AGUA PARA TANQUES RECTANGULARES:

La aceleración horizontal sísmica hace que el fluido contenido comience a batirse (chapoteo) con desplazamiento vertical de la superficie del fluido.

El desplazamiento vertical (d max) puede ser calculado por la siguiente expresión.

$$d \max = \left(\frac{L}{2}\right) * (Z * S * I * Cc)$$

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

DATOS	
Z	0.25
S	1.2
Cc	0.36
I	1
L	6.15
<b>dmax</b>	<b>0.33</b>

Donde Cc = factor de amplificacion espectral calculado anteriormente

Dmax	0.33	m
------	------	---

El espacio libre que se debe dejar para que el líquido no se derrame es dejar aproximadamente 30 centímetros.

.Lo cual se cumple debida a que el espacio libre del tanque es de 0.45m por lo cual el líquido no se va a derramar.

**3.4.4.-DISEÑO DEFINITIVO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES:**

La carga debida al sismo es el 68 % de la carga hidrostática, por lo que el valor que se tomara para el cálculo de los momentos de diseño de las paredes será el 68% en exceso de la hidrodinámica.

$$q = \gamma w * h * f_{sis}$$

Esfuerzos	Coeficiente	M=Coef*q*h <sup>3</sup>
Mhe	0,03	8710
Mhm	0,025	7450
Vmax	0,042	1125

Tabla 44. Tabla de momentos

**3.4.4.1.-ELEMENTOS DE PARED.**

$$M = \sigma_{agr} * \frac{b * h^2}{6}$$

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

ESPESOR DE FERROCEMENTO "h"		
B	100,000	cm
Mh	8710,000	Kg-cm
Σagr	50,000	kg/cm2
H	3,233	cm
<b>h calculo anterior</b>	<b>4,000</b>	<b>cm</b>
<b>Correcto</b>		

3.4.4.2.- CALCULO DE LA FUERZA "F"

$$F = \frac{b * h * \sigma_f}{4}$$

FUERZA "F"		
b	100,000	cm
h	4,000	cm
σf	50,000	kg/cm2
<b>F</b>	<b>5000,000</b>	<b>Kg</b>

3.4.4.3.-ÁREA DE ACERO DE LA PARTE QUE TRABAJA A TRACCIÓN "Aa"

$$Aa = \frac{F}{\sigma_a}$$

σa = 0.5 \* Ra Tension admisible del acero para depósitos

ACERO EN EL ÁREA A TRACCIÓN "Aa"		
F	5000,000	Kg
Ra	4000,000	
	2000,000	
Aa	2,500	cm2
<b>Aa</b>	<b>250,000</b>	<b>mm2</b>

3.4.4.4.-ÁREA DE ACERO DE UNA TELA DE MALLA DE 100CM DE LONGITUD "Aa"

$$aa = \frac{\pi D^2}{4} * \frac{100}{sep}$$

AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

TELA DE MALLA PARA 1M DE LONGITUD "aa"		
D	1,200	mm
sep	1,250	cm
<b>aa</b>	<b>90,478</b>	<b>mm2</b>

**3.4.4.5.-NUMERO DE CAPAS DE TELAS DE MALLA "N"**

$$N = \frac{Aa}{aa}$$

NUMERO DE CAPAS DE MALLA "N"		
Aa	250,000	mm2
aa	90,478	mm2
<b>N</b>	<b>2,763</b>	<b>unidades</b>
<b>N asum</b>	<b>4,000</b>	<b>unidades</b>

**3.4.4.6.-SUPERFICIE ESPECÍFICA "S"**

$$S = D * 3,14 * l * \left(\frac{b}{sep}\right) * N * \frac{2}{0,5 * b * l * h}$$

SUPERFICIE ESPECÍFICA "S"		
b	100,000	cm
l	100,000	cm
h	4,000	cm
D	0,120	cm
sep	1,250	cm
N	4,000	unidades
<b>S</b>	<b>1,206</b>	<b>cm-1</b>

**3.4.4.7.-FACTOR DE VOLUMEN "VR"**

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

$$Vr = D^2 * \frac{3,14}{4} * l * \left(\frac{b}{sep}\right) * N * \frac{2}{b * l * 0,5 * h}$$

FACTOR DE VOLUMEN "VR"		
b	100,000	cm
l	100,000	cm
h	4,000	cm
D	0,120	cm
sep	1,250	cm
N	4,000	unidades
<b>Vr</b>	<b>3,619</b>	<b>%</b>

RESUMEN		
h	<b>4</b>	cm
N total	<b>6</b>	unidades
S	<b>1,123</b>	cm-1
Vr	<b>2,895</b>	%

Tabla 45. Tabla resumen de los valores obtenidos en el Ferrocemento

### 3.5.- POSIBILIDADES DE PREFABRICACIÓN

En Cuba la prefabricación de elementos de ferrocemento tanto para la construcción de casa como para tanques es muy común por esta razón se utilizara las experiencias dadas por el Prof. Dr. Hugo Wainshtok., en su libro titulado **Ferrocemento**.

En el tanque los elementos a ser prefabricados son los de las paredes estos se pueden realizar mediante moldes de madera o metálicos teniendo en cuenta el espesor y las medidas de cada placa, se debe dejar un tramo de tela de malla de acero saliente que se solapa entre sí para lograr continuidad en el esfuerzo. Para el solape se deberá tener en cuenta las recomendaciones las dadas en el libro del Prof. Dr. Hugo Wainshtok ., que el solape mínimo para las telas de malla y el acero de refuerzo es de 100mm. o 6 huecos de telas de malla , el mortero utilizado para la unión entre los elementos prefabricados debe ser el

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

igual al utilizado en para prefabricarlos , es importante el vibrado con cualquier método adecuado además se debe controlar la nivelación de las los elementos.



.Para la prefabricación de los elementos se debe seguir las recomendaciones del ACI 350 de ferrocemento:

- **Planificación del trabajo:** Por paneles
- **Mezclado:**
  - Mezcla homogénea.
  - Relación Agua/ cemento debe ser baja
  - Mezclado de materiales en peso
- **Preparación:** Secuencia de mezclado: Agua-Arena-Cemento-Arena-Agua
- **Mezcladora:** Paleta giratoria y tambor fijo
  
- **Colocación :** A mano o con equipo
- **Terminación:** Ligeramente Rugosa
- **Curado:** Comienza antes de las tres horas, intensivo hasta 15 días, sumergir en agua al menos 3 días
- **Tratamiento Superficial:** Colocado de impermeabilizante, terminación ligeramente rugosa
- **Tolerancia de espesor:**  $\pm 2\text{mm}$  o  $\pm h/2$
- **Solape:** 100mm o 4 huecos de la tela de malla
- **Anclaje:** 3 huecos de la tela de malla
- **Recubrimiento:**  $\pm 1\text{mm}$

### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

## CAPITULO 4

### 4.1.- TABLAS DE RESULTADOS

Datos generales para los tanque de hormigón armado y Ferrocemento			
f'c	Resistencia a compresión simple del H°	300,000	kg/cm <sup>2</sup>
fy	Límite de fluencia del acero	4200,000	kg/cm <sup>2</sup>
γ acero	peso específico del acero	7850,000	kg/m <sup>3</sup>
E a	Módulo de elasticidad del acero	2000000,000	kg/cm <sup>2</sup>
l int 1	Largo interno de la celda N1	3,000	m
a int 1	Ancho interno de la celda N1	1,500	m
h int 1	Altura interno de la celda N1	1,500	m
l int 2	Largo interno de la celda N2	1,500	m
a int 2	Ancho interno de la celda N2	1,500	m
h int 2	Altura interno de la celda N2	1,500	m

**Tabla 46.** Tabla resumen de los datos de hormigón armado y Ferrocemento

Tabla Resumen del tanque de Ferrocemento			
e paredes	Espesor de las paredes del tanque	4,000	cm
e losa inf	Espesor de la losa de fondo	4,000	cm
e losa sup	Espesor de la tapa del tanque	4,000	cm
vol losa	Volumen de mortero de la losa	0,292	m <sup>3</sup>
Vol tapa	Volumen de mortero de la tapa	0,292	m <sup>3</sup>
vol paredes	Volumen de mortero de las paredes	0,467	m <sup>3</sup>
Vol Total	Volumen de mortero del tanque	1,051	m <sup>3</sup>
Peso Tanque	Peso total del volumen de H° que componen el tanque	2311,690	kg
σ act	Esfuerzo actuante en el suelo	0,170	kg/cm <sup>2</sup>
N Telas Malla	Numero de Telas de Mallas	6,000	Unidades
Peso	Peso	266,765	kg

**Tabla 47.** Tabla resumen de los valores obtenidos en el Ferrocemento

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Tabla Resumen del tanque de hormigón armado			
e paredes	Espesor de las paredes del tanque	20,000	cm
e losa inf	Espesor de la losa de fondo	30,000	cm
e losa sup	Espesor de la tapa del tanque	20,000	cm
vol losa	Volumen de hormigón de la losa	2,907	m <sup>3</sup>
Vol tapa	Volumen de hormigón de la tapa	1,938	m <sup>3</sup>
vol paredes	Volumen de hormigón de las paredes	2,670	m <sup>3</sup>
Vol Total	Volumen de hormigón del tanque	7,515	m <sup>3</sup>
Peso Tanque	Peso total del volumen de H° que componen el tanque	18036,000	kg
$\sigma$ act	Esfuerzo actuante en el suelo	0,291	kg/cm <sup>2</sup>
Long	Long varillas	733,600	m
Peso	Peso	689,778	kg

**Tabla 45.** Tabla resumen de los valores obtenidos en hormigón armado

#### 4.2.- ANÁLISIS DE PRECIOS

##### 4.2.1.- ANÁLISIS DE PRECIO PARA EL TANQUE DE HORMIGÓN ARMADO

Descripción	Unidad	Cantidades contratadas		
		Cantidad	P.Unitario	P.Total
Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	36.00	8.43	303.48
Hormigón Simple 300 kg/cm2	m3	8.00	117.50	940.00
Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	690.00	1.79	1235.10
Encofrado Recto	m2	73.50	10.63	781.31

Total	3259.89
-------	---------

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



#### 4.2.2.-ANÁLISIS DE PRECIO PARA EL TANQUE DE FERROCEMENTO

Descripción	Unidad	Cantidades contratadas		
		Cantidad	P.Unitario	P.Total
Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	12.50	8.43	105.38
Mortero	m3	1.05	15.00	15.77
Telas de malla	m	180.00	4.00	720.00

Total	841.14
-------	--------

#### 4.3.- COMPARACIÓN DE COSTOS ENTRE LAS DOS ALTERNATIVAS DE CONSTRUCCIÓN

Como podemos observar en las tablas de análisis de precio económicamente resulta más factible la construcción de un tanque de Ferrocemento en referencia a uno de hormigón armado , siendo un 75% más económico la construcción de un tanque de Ferrocemento .

Los rubros que marcan mayor diferencia económicamente son el acero de refuerzo en comparación con la tela de malla y el hormigón simple con relación al mortero, además de eso el tanque de hormigón armado necesita de encofrado para su construcción lo cual incrementa aún más su costo con relación al Ferrocemento.

#### 4.4.- ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez realizado el diseño de los tanques tanto de hormigón armado como de Ferrocemento se puede observar una gran diferencia entre los espesores de las paredes, el peso, el volumen de material requerido para su construcción

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

## CAPÍTULO 5

### 5.1.- CONCLUSIONES GENERALES

Se diseñó el tanque séptico tanto de Ferrocemento como de hormigón armado basándonos en las normativas ACI 350R-01, ACI 318S-05, y el manual de recomendaciones para Ferrocemento, determinándose así que en realidad que un tanque séptico de Ferrocemento es más económico que el de hormigón armado

### 5.2.- CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

- La construcción de un tanque séptico en Ferrocemento resulta más económico que la construcción de uno de hormigón armado ***sin tener que sacrificar seguridad y calidad*** en el mismo, por lo que es una alternativa muy útil para comunidades pequeñas o zonas urbanas de bajos recursos económicos donde no exista alcantarillado.
- Los materiales utilizados para la construcción de un tanque de Ferrocemento presenta mayor facilidad para el transporte tanto por su peso como por su volumen en comparación que lo requeridos para un tanque de hormigón armado que se requieren en mayor cantidad, así brinda una mayor facilidad para trasladada a zonas donde no existe vías de acceso.
- La facilidad que brinda la construcción del tanque de Ferrocemento con respecto a uno de hormigón armado es el de presidir de material de encofrado con ello se reduce su precio .
- El tanque de Ferrocemento en su fase de construcción no requiere de personal especializado en comparación del tanque de hormigón armado que requiere de personal especializado como es un doblador hierro.

### 5.3.- RECOMENDACIONES

- Siempre que sea posible deberá evitarse la generación de presiones hidrostáticas e hidrodinámicas externas en los muros de retención. Esto puede lograrse mediante una selección adecuada del material de relleno, conjuntamente con la colocación de un drenaje eficiente en la interfaz muro-suelo y en el interior del relleno.

#### AUTORES:

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

- Para evitar el transporte de los materiales de Ferrocemento como son las telas de malla, el cemento y la arena al lugar de construcción se puede prefabricar placas que son más fáciles de ser transportadas y se tiene un mejor control en la calidad.
- En la elaboración los tanques se debe tener un control en el curado para evitar que se presente fisuraciones lo que afectara al a impermeabilidad y disminuye la vida útil de estos
- Tener un control constante en el momento de la colocación del mortero sobre las telas de malla para garantizar el recubrimiento evitando que las telas de malla queden expuestas.

### **5.4.-BIBLIOGRAFÍA**

- ACI Comité 449. State-of-the-Art Report on Ferrocement. Última revisión 1997.
- Wainshtok, H. Ferrocemento. Diseño y construcción. Ed. Félix Varela. La Habana,
  - 1992, 1ª edición. Riobamba, 2004, 4ª edición.
- ACI Comité 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95)
- ACI Comité 350 Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Ambiente.

#### **AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**

## **5.5.-ANEXOS (PLANOS)**

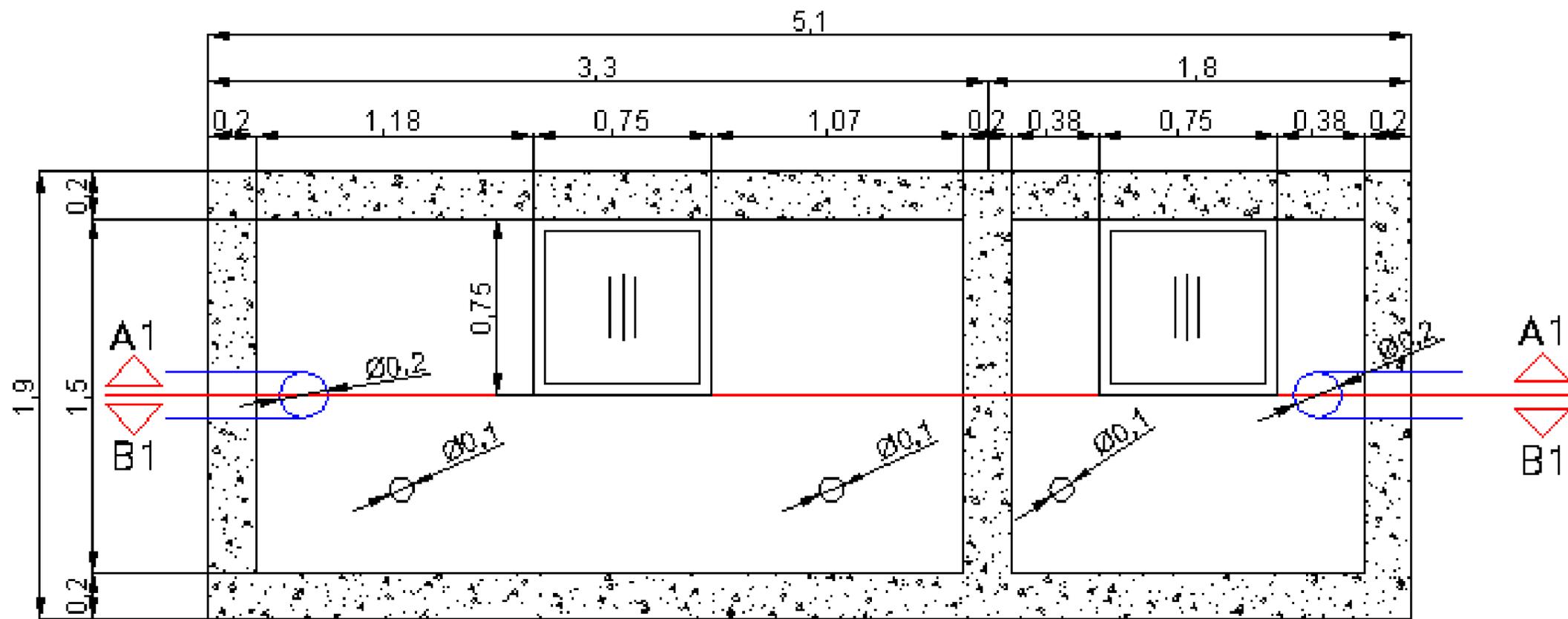
---

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



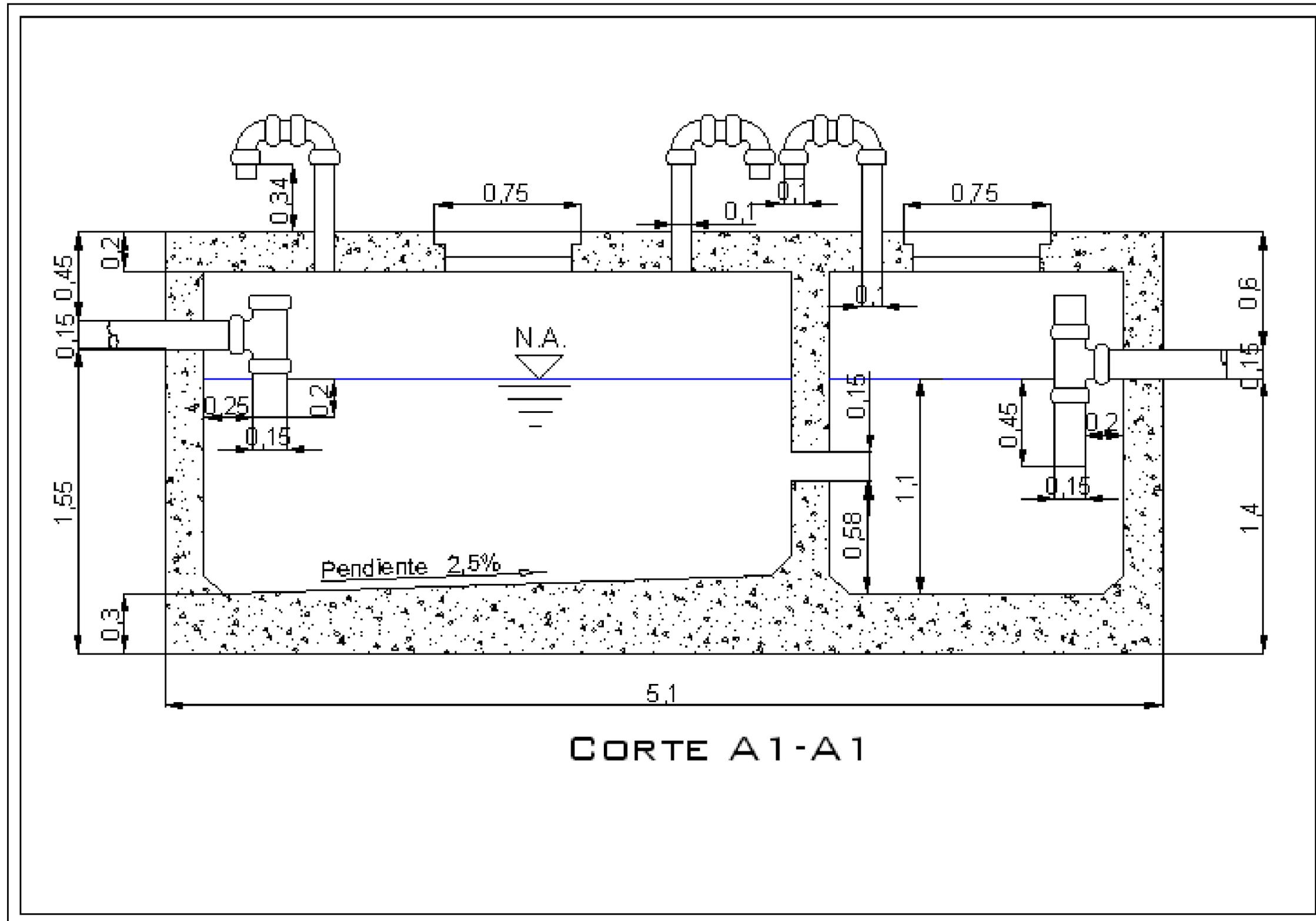
# FOSA SÉPTICA HORMIGÓN ARMADO



VISTA EN PLANTA

**AUTORES:**

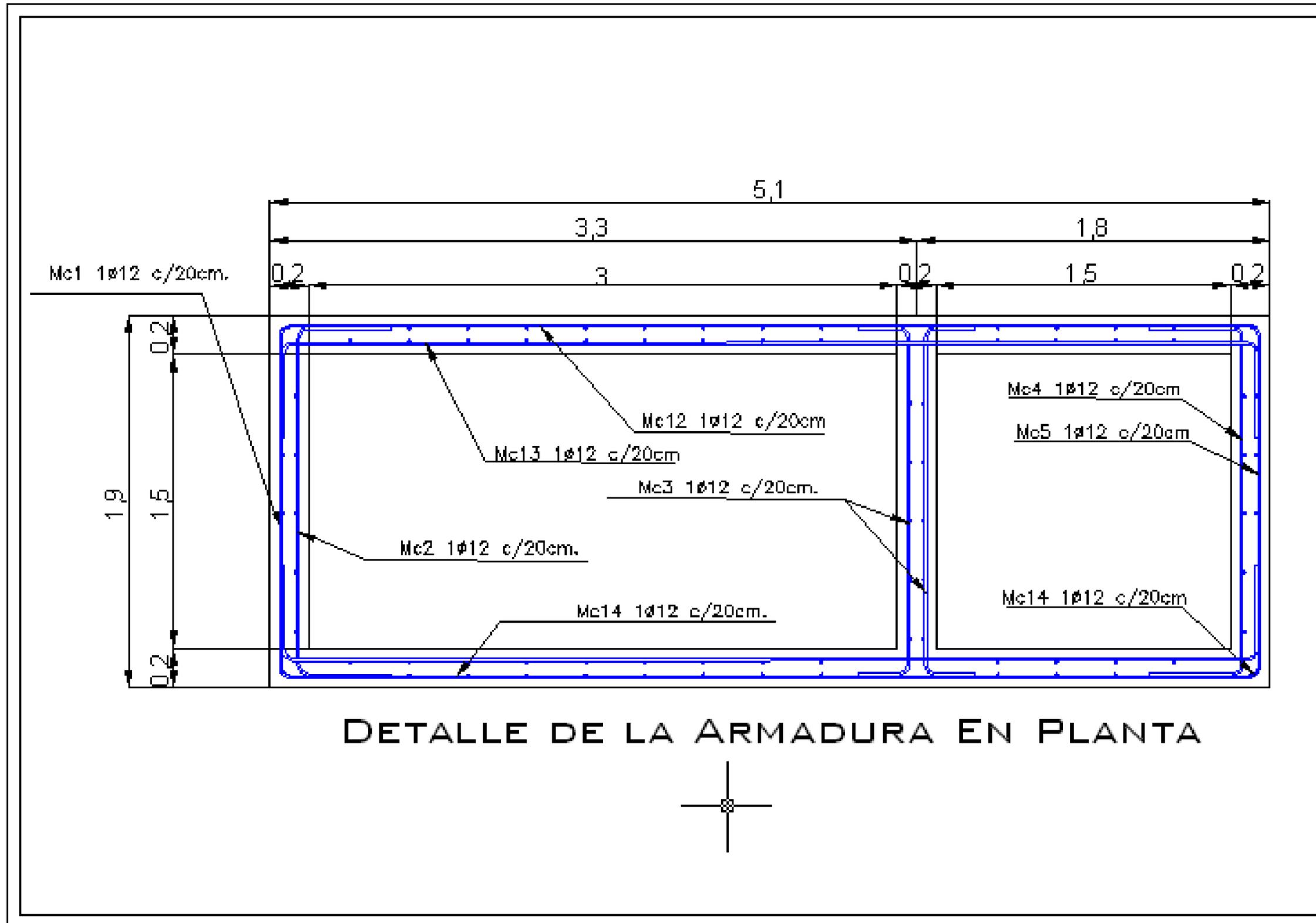
Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.

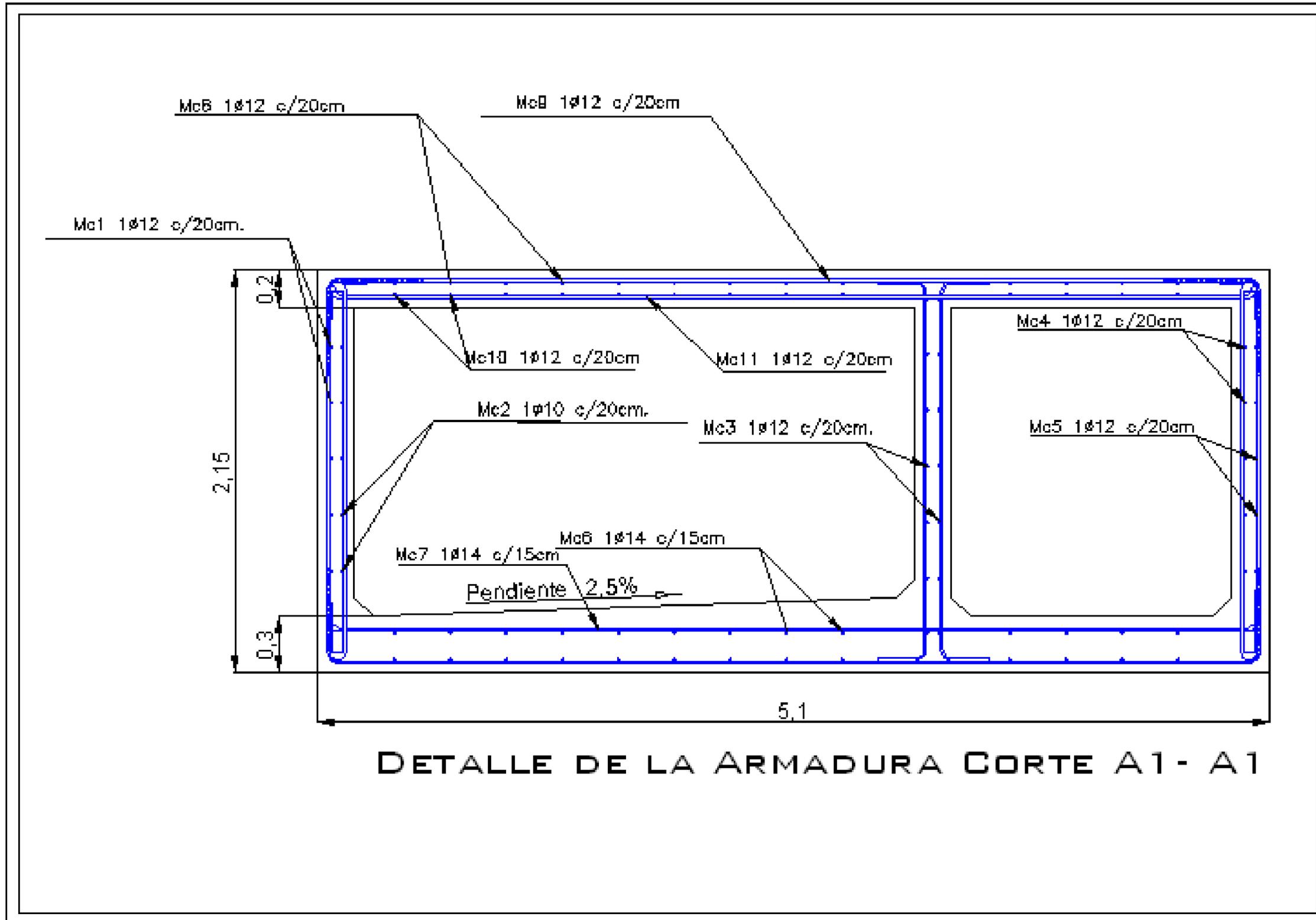


CORTE A1-A1

**AUTORES:**

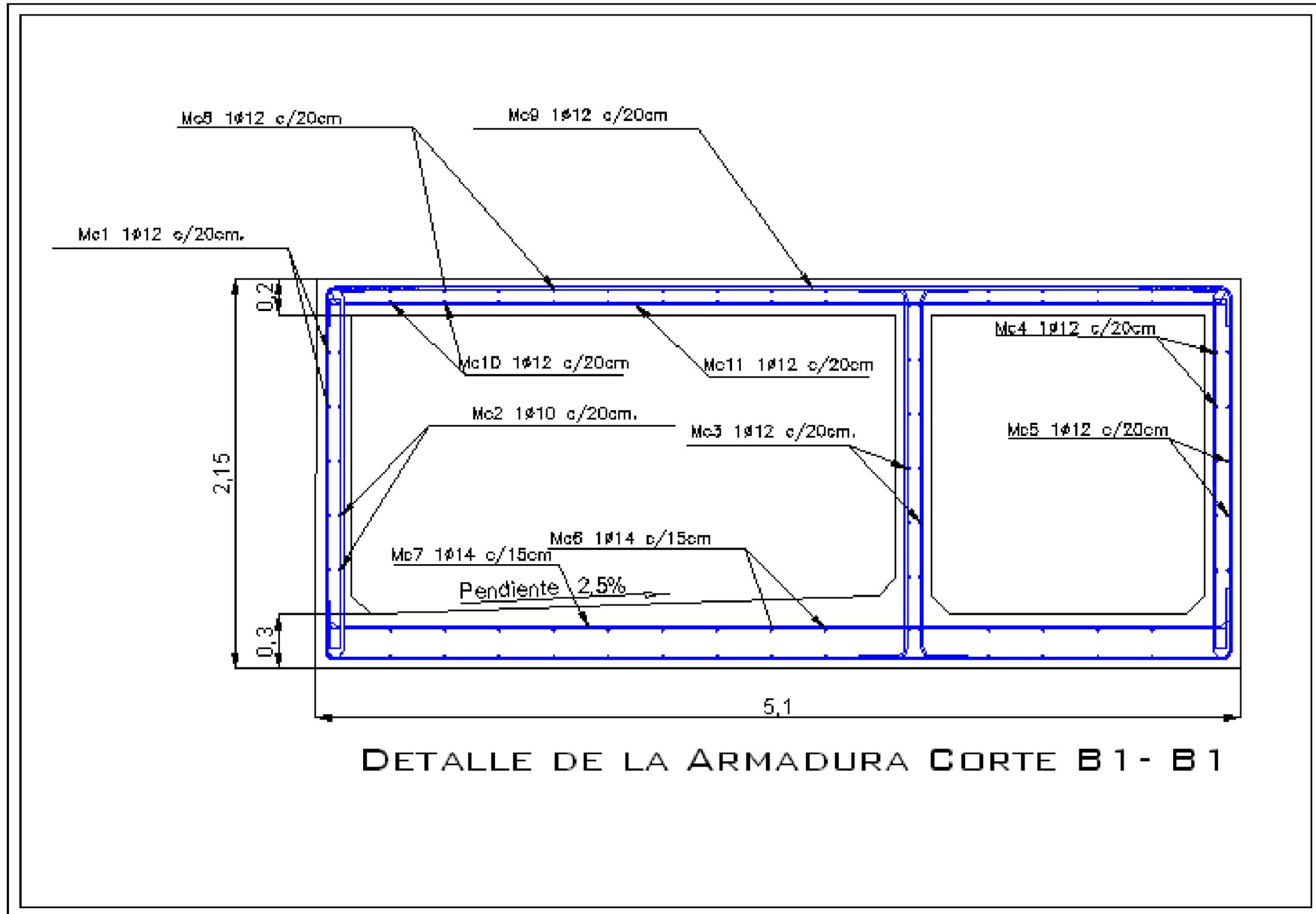
Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



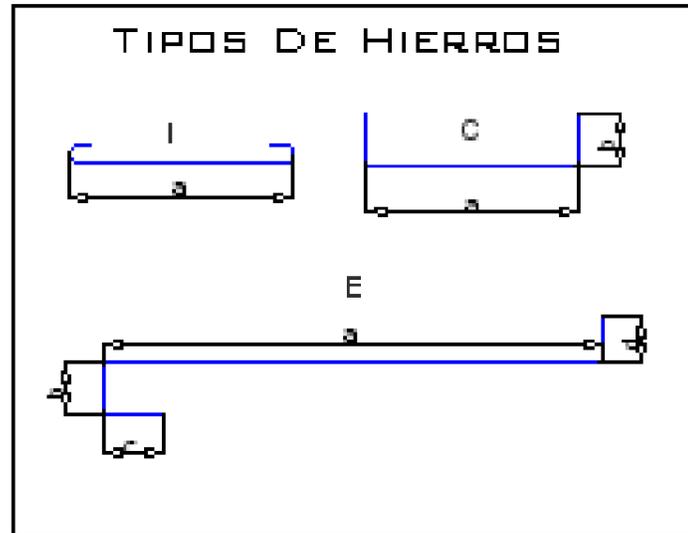


**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.



DETALLE DE LA ARMADURA CORTE B1 - B1



<b>PLANILLA DE HIERROS. FOSA SÉPTICA</b>										
MARCA	Ø mm.	TIPO	N°	DIMENSIONES				LONG. CORTE [m]	LONG. TOTAL [m]	PESO [kg]
				a[m]	b[m]	c[m]	d[m]			
1	12	I	14	1,80				1,80	23,20	22,52
2	12	C	14	1,80	0,40			2,40	36,40	32,52
3	12	C	14	1,60	0,30			2,00	28,00	25,02
4	12	C	14	1,80	0,40			2,40	36,40	32,52
5	12	I	14	1,80				1,80	25,20	22,52
6	14	C	14	1,60	0,30	0,30		2,60	28,00	34,05
7	14	EI	14	3,00	0,20	0,20	0,20	3,40	70,40	95,24
8	12	C	14	1,80	0,20	0,20		2,20	30,80	27,52
9	12	C	14	5,00	0,20	0,20		5,40	75,60	67,55
10	12	C	14	1,80	0,20	0,20		2,20	30,80	27,52
11	12	I	14	5,00				5,00	70,00	62,54
12	12	C	14	5,00	0,50	0,50		6,40	80,60	80,05
13	12	C	14	4,80	0,50	0,50		6,30	80,20	78,80
14	12	C	14	5,00	0,50	0,50		6,50	91,00	81,31
<b>TOTAL</b>									<b>733,60</b>	<b>689,79</b>

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

1.- HORMIGÓN SIMPLE  $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

2.- ACERO ESTRUCTURAL  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

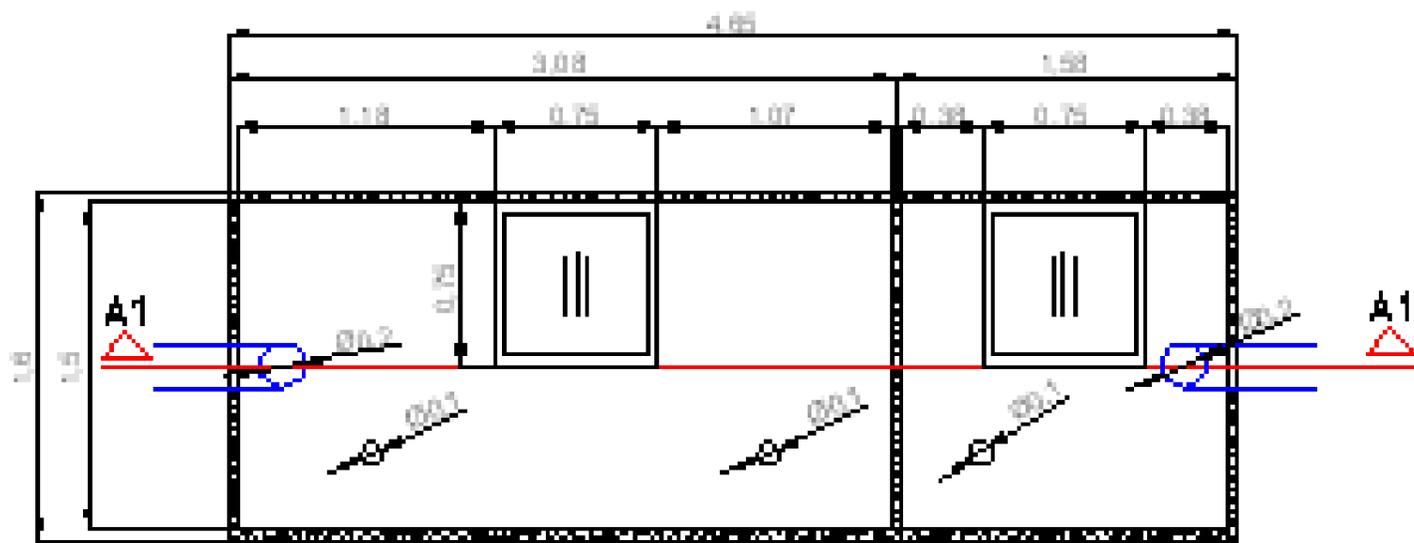
3.- PREVIAMENTE A LA CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACION SE FUNDIRA UN REPLANTILLO DE 10 cm. DE ESPESOR Y  $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$

4.- CÓDIGO UTILIZADO ACI 318-01

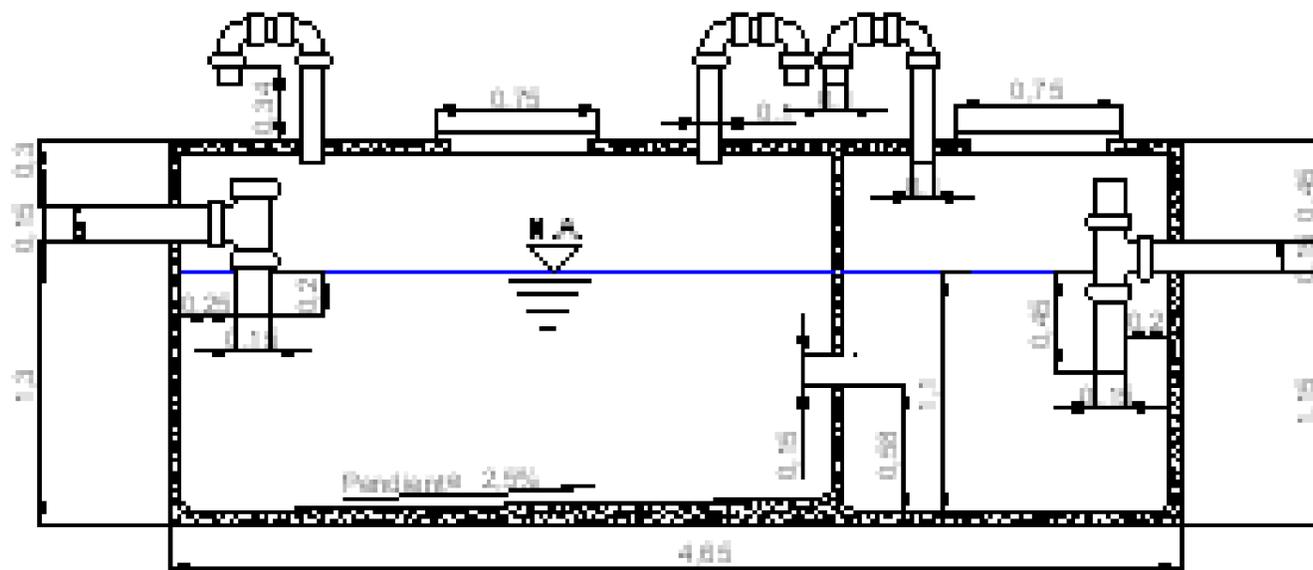
5.- PREVIAMENTE A LA CONSTRUCCIÓN EL EJECUTOR COMPROBARÁ LA CAPACIDAD SOPORTANTE DEL SUELO.



## FOSA SÉPTICA FERROCEMENTO



VISTA EN PLANTA



CORTE A1-A1

**AUTORES:**

Luis Enrique Quishpe Flores.  
Fredy Geovani Zamora Zabala.