

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
SEDE QUITO**

**CARRERA:  
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previa a la obtención del título de:  
INGENIERO CIVIL**

**TEMA:  
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE TIPOLOGÍAS USADAS EN  
CAMPOSANTOS DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, CASOS DE  
ESTUDIO: CEMENTERIO ZÁMBIZA Y SAN JOSÉ DE COCOTOG; INTERVENCIÓN  
HIDRÁULICA Y OBRAS MENORES EN EL CEMENTERIO DE ZÁMBIZA**

**AUTOR:  
BYRON FERNANDO TAIPE TENEMAZA**

**TUTOR:  
BYRON PATRICIO CALO CATOTA**

**Quito, agosto 2021**

## **CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR**

Yo, Byron Fernando Taipe Tenemaza , con número de cédula 1717364077 manifiesto mi voluntad y cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del trabajo de titulación, intitulado: COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE TIPOLOGÍAS USADAS EN CAMPOSANTOS DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, CASOS DE ESTUDIO: CEMENTERIO ZÁMBIZA Y SAN JOSÉ DE COCOTOG; INTERVENCIÓN HIDRÁULICA Y OBRAS MENORES EN EL CEMENTERIO DE ZÁMBIZA, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autor, me reservo el derecho moral de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca del Campus Sur de la Universidad Politécnica Salesiana, sede Quito.

Quito, agosto del 2021



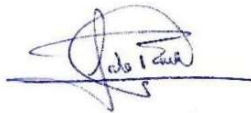
Taipe Tenemaza Byron Fernando

C.I.: 1717364077

## DECLARATORIA DE COAUTORÍA

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el Proyecto Técnico: COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE TIPOLOGÍAS USADAS EN CAMPOSANTOS DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO, CASOS DE ESTUDIO: CEMENTERIO ZÁMBIZA Y SAN JOSÉ DE COCOTOG; INTERVENCIÓN HIDRÁULICA Y OBRAS MENORES EN EL CEMENTERIO DE ZÁMBIZA, realizado por BYRON FERNANDO TAIPE TENEMAZA, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, agosto del 2021

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Byron Patricio Calo Catota', written over a horizontal line.

Ing. Byron Patricio Calo Catota  
C.I.: 1723432728

## **DEDICATORIA**

El presente proyecto de titulación lo dedico principalmente a Dios por ser el inspirador y darme fuerza para continuar en este camino de vida.

De manera muy especial a mi madre Laura Tenemaza y a mi padre Leonardo Taipe, por sus consejos, trabajo y sacrificio en todos estos años, es un verdadero orgullo y privilegio ser su hijo, son los mejores padres.

A mis hermanos Diana y Leonardo, a mi novia Angélica, por estar siempre presentes, acompañándome y apoyándome durante mi formación profesional.

## **AGRADECIMIENTOS**

A los docentes de la carrera de Ingeniería civil que han sabido impartir sus conocimientos de manera elocuente contribuyendo en mi formación académica; especialmente agradezco al Ing. Byron Patricio Calo Catota, quien ha sido fundamental en el desarrollo del proyecto de titulación.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

<b>CAPÍTULO I</b> .....	1
<b>ANTECEDENTES Y GENERALIDADES</b> .....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes .....	2
1.3 Alcance .....	2
1.4 Objetivos .....	2
1.4.1 Objetivo general.....	2
1.4.2 Objetivos específicos .....	3
1.5 Localización del proyecto .....	3
1.6 Altitud .....	5
1.7 Clima .....	5
1.8 Relieve .....	6
1.9 Plazo de ejecución .....	6
1.10 Monto Total.....	6
1.11 Tipo de inversión .....	6
<b>CAPÍTULO II</b> .....	7
<b>DIAGNÓSTICO DEL PROBLEMA</b> .....	7
2.1 Descripción de la situación actual de los cementerios: Zámbriza y San José de Cocotog. ...	7
2.2 Identificación, descripción y diagnóstico del problema .....	8
2.2.1 Descripción de problemas estructurales en elementos que conforman el cementerio de Zámbriza. ....	8
2.3 Línea base del proyecto.....	11

2.3.1 Determinación del tamaño de la muestra .....	11
2.4 Identificación y caracterización de la población objetivo.....	12
2.4.1 Identificación de la población objetivo .....	12
2.4.2 Incremento de la población de Zámbezina .....	12
2.4.3 Proyección de la población de Zámbezina.....	13
2.4.4 Tasa de mortalidad de la población de Zámbezina .....	14
<b>CAPÍTULO III .....</b>	<b>15</b>
<b>VIABILIDAD DEL PROYECTO.....</b>	<b>15</b>
3.1 Viabilidad técnica .....	15
3.1.1 Levantamiento topográfico y planimétrico. ....	15
3.1.2 Estudio geotécnico .....	17
3.1.3 Geología .....	28
3.1.4 Tectónica .....	29
3.1.5 Información sísmica.....	30
3.1.6 Información hidrológica .....	32
<b>CAPÍTULO IV .....</b>	<b>34</b>
<b>ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS .....</b>	<b>34</b>
4.1 Evaluación de las tipologías estructurales existentes en los cementerios: Zámbezina y San José de Cocotog.....	34
4.1. Cargas .....	34
4.1.2 Sistema estructural.....	36
4.1.3 Módulo de elasticidad .....	36

4.1.4 Módulo de corte.....	37
4.1.5 Cortante basal .....	38
4.1.6 Coeficiente de importancia.....	39
4.1.7 Factor de reducción de resistencia sísmica.....	40
4.1.8 Regularidad en planta y en elevación .....	40
4.1.9 Carga sísmica reactiva W .....	41
4.1.10 Periodo de vibración .....	41
4.1.11 Condición del periodo de la estructura.....	43
4.1.12 Irregularidad Torsional.....	43
4.1.13 Ajuste del cortante basal de los resultados.....	44
4.1.14 Modos de vibración.....	44
4.1.15 Control de desplazamientos laterales.....	44
4.1.16 Análisis de la estructura existente en ETABS .....	45
4.1.17 Comparación de resultados de las estructuras existentes.....	47
4.2 Diseño de las tipologías estructurales nuevas en el cementerio de Zámiza.....	50
4.2.1 Parámetros de diseño estructural.....	50
4.2.2 Sistema estructural de hormigón armado.....	51
4.2.3 Módulo de elasticidad del hormigón .....	51
4.2.4 Combinaciones de cargas de diseño .....	52
4.2.5 Cortante basal de diseño .....	53
4.2.6 Coeficiente de importancia I .....	54
4.2.7 Factor de reducción R .....	54



4.2.8 Regularidad en planta y en elevación .....	54
4.2.9 Carga sísmica reactiva W.....	55
4.2.10 Periodo de vibración .....	55
4.2.11 Condición del periodo de la estructura. ....	56
4.2.12 Irregularidad Torsional. ....	56
4.2.13 Ajuste del cortante basal de los resultados.....	56
4.2.14 Modos de vibración .....	56
4.2.15 Control de desplazamientos laterales.....	56
4.3 Pre diseño de la estructura nueva .....	57
4.3.1 Prediseño de Losa. ....	57
4.3.2 Prediseño de vigasPara el prediseño de las vigas se realizaron las siguientes consideraciones. ....	61
4.3.3 Pre diseño de columna .....	65
4.4 Modelamiento de la estructura nueva en ETABS. ....	67
4.4.1 Geometría de la estructura. ....	67
4.4.2 Definición de las cargas en el programa y combinaciones. ....	69
4.4.3 Definición del espectro de respuesta. ....	71
4.4.4 Análisis e interpretación de resultados. ....	72
4.5 Diseños de elementos estructurales de los elementos nuevos.....	79
4.5.1 Losa .....	79
4.5.2 Viga .....	83
4.5.3 Columna .....	96

4.5.4 Zapata .....	105
4.5.5 Muros .....	112
4.6 Misceláneos de intervenciones de obras menores en el cementerio de Zábiza.....	116
4.6.1 Determinación del caudal pluvial .....	116
4.6.2 Diseño de la red de tuberías .....	117
<b>CAPÍTULO V</b> .....	122
<b>FINANCIAMIENTO Y PRESUPUESTO</b> .....	122
5.1 Fuentes de financiamiento.....	122
5.2 Análisis de precios unitarios.....	122
5.3 Presupuesto referencial .....	123
5.4 Cronograma valorado.....	125
<b>CONCLUSIONES</b> .....	129
<b>RECOMENDACIONES</b> .....	131
<b>REFERENCIAS</b> .....	132

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Límites de Zámbriza y Comunidad San José de Cocotog.....	3
<b>Tabla 2</b> Crecimiento de población en la parroquia Zámbriza .....	13
<b>Tabla 3</b> Proyecciones de las poblaciones de Zámbriza.....	13
<b>Tabla 4</b> Principales causas de mortalidad a nivel provincial .....	14
<b>Tabla 5</b> Clasificación SUCS .....	19
<b>Tabla 6</b> Resultados del ensayo SPT.....	20
<b>Tabla 7</b> Corrección <i>ED</i> .....	23
<b>Tabla 8</b> Resultados de las correcciones $N_{60}$ .....	24
<b>Tabla 9</b> Densidad relativa de suelos no cohesivos .....	25
<b>Tabla 10</b> Resultados de densidad relativa, ángulo de fricción, capacidad portante y módulo de Young.....	26
<b>Tabla 11</b> Valores de <i>Z</i> en base a la zona sísmica .....	31
<b>Tabla 12</b> Parámetros del espectro elástico .....	31
<b>Tabla 13</b> Intensidad de lluvia del sitio La Tola.....	33
<b>Tabla 14</b> Cargas vivas y cargas muertas de las estructuras existentes .....	35
<b>Tabla 15</b> Características del bloque.....	35
<b>Tabla 16</b> Inercia y altura equivalente de bloques .....	36
<b>Tabla 17</b> Coeficiente de importancia.....	39
<b>Tabla 18</b> Factor de reducción de resistencia sísmica.....	40
<b>Tabla 19</b> Factor para la configuración en planta .....	40
<b>Tabla 20</b> Resumen de datos para el espectro inelástico.....	41
<b>Tabla 21</b> Coeficiente para la determinación del periodo .....	42
<b>Tabla 22</b> Valores en función de altura de piso.....	44
<b>Tabla 23</b> Carga viva del proyecto del bloque 1 y bloque 2 .....	61
<b>Tabla 24</b> Carga muerta del proyecto del bloque 1 y bloque 2 .....	62
<b>Tabla 25</b> Carga muerta de cada área de los bloques del cementerio .....	62
<b>Tabla 26</b> Cuadro de resumen de vigas prediseño.....	65
<b>Tabla 27</b> Resumen de dimensiones de columna .....	67
<b>Tabla 28</b> Resultados obtenidos del bloque 1 (programa ETABS) .....	72
<b>Tabla 29</b> Resultados obtenidos del bloque 2 (programa ETABS) .....	73
<b>Tabla 30</b> Verificación del cortante basal bloque 1 .....	74
<b>Tabla 31</b> Verificación del cortante basal bloque 2.....	75

<b>Tabla 32</b> Deriva inelástica del bloque 1 .....	76
<b>Tabla 33</b> Deriva en el bloque 2 .....	77
<b>Tabla 34</b> Acero colocado en las losas del Bloque 1 .....	81
<b>Tabla 35</b> Acero colocado en las losas del Bloque 2 .....	82
<b>Tabla 36</b> Datos para el diseño de la viga .....	85
<b>Tabla 37</b> Cálculo de acero de viga .....	86
<b>Tabla 38</b> Acero longitudinal en vigas del bloque 1 y del bloque 2 .....	92
<b>Tabla 39</b> Acero de columnas.....	103
<b>Tabla 40</b> Separación entre estribos en columnas.....	105
<b>Tabla 41</b> Acero de zapatas bloque 1 .....	111
<b>Tabla 42</b> Acero de zapata del bloque 2.....	111
<b>Tabla 43</b> Valores asumidos para el diseño del muro.....	112
<b>Tabla 44</b> Datos de las características de los materiales .....	113
<b>Tabla 45</b> Resumen de las fuerzas y los momentos.....	114
<b>Tabla 46</b> Acero principal y transversal de los elementos del muro.....	116
<b>Tabla 47</b> Resumen de asignación de diámetro de tuberías .....	121
<b>Tabla 48</b> Presupuesto referencial de los bloque 1 y 2 del cementerio de Zámbara.....	124
<b>Tabla 49</b> Cronograma Valorado.....	126

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Ubicación de los sectores en los que se encuentra en proyecto. ....	4
<b>Figura 2</b> Ubicación de los cementerios del proyecto. ....	4
<b>Figura 3</b> Mapa de factor climático –precipitaciones de Zámbez. ....	5
<b>Figura 4</b> Cementerio Zámbez. ....	7
<b>Figura 5</b> Cementerio San José de Cocotog. ....	8
<b>Figura 6</b> Ausencia de cimentaciones en estructuras de pabellones. ....	8
<b>Figura 7</b> Malla electrosoldada sin recubrimiento. ....	9
<b>Figura 8</b> Loseta en voladizo. ....	9
<b>Figura 9</b> Topografía y fisuras del bloque Sur del cementerio de Zámbez. ....	10
<b>Figura 10</b> Estructura irregular. ....	10
<b>Figura 11</b> Falta de planificación en tumbas. ....	11
<b>Figura 12</b> Distribución de la población en la Parroquia Zámbez. ....	12
<b>Figura 13</b> Proyecciones poblacionales. ....	14
<b>Figura 14</b> Estación total. ....	15
<b>Figura 15</b> Puntos georreferenciados y levantamiento topográfico del Cementerio de Zámbez. ....	16
<b>Figura 16</b> Ensayo SPT- Extracción de muestras. ....	18
<b>Figura 17</b> Pérdida de energía en la cabeza de golpeo. ....	22
<b>Figura 18</b> Pérdida de energía de reflexión. ....	22
<b>Figura 19</b> Relación del valor de N. ....	23
<b>Figura 20</b> Sección del mapa Geológico del Quinche. ....	29
<b>Figura 21</b> Falla Guayllabamba. ....	29
<b>Figura 22</b> Zonas sísmicas de Ecuador para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z. ....	30
<b>Figura 23</b> Espectro de respuesta elástico. ....	32
<b>Figura 24</b> Representación gráfica de un bloque de 10 cm. ....	36
<b>Figura 25</b> Resistencia a la compresión de la mampostería. ....	37
<b>Figura 26</b> Módulo de elasticidad y corte de mampostería ingresados en ETABS. ....	38
<b>Figura 27</b> Estructura existente del Cementerio de Zámbez Bloque Oriente. ....	46
<b>Figura 28</b> Estructura existente del cementerio de Zámbez Bloque Sur. ....	46
<b>Figura 29</b> Estructura existente del Cementerio de San José de Cocotog. ....	47
<b>Figura 30</b> Espectro Elástico e Inelástico. ....	55
<b>Figura 31</b> Dimensiones de la losa nervada. ....	58

<b>Figura 32</b> Dimensiones de la viga asumida .....	59
<b>Figura 33</b> Vista del bloque 1 del cementerio de Zámbriza .....	68
<b>Figura 34</b> Vista del bloque 2 del cementerio de Zámbriza .....	69
<b>Figura 35</b> Cargas asignadas a la estructura .....	70
<b>Figura 36</b> Especificación del tipo de carga .....	70
<b>Figura 37</b> Combinaciones de carga .....	71
<b>Figura 38</b> Espectro de respuesta del cementerio de Zámbriza .....	71
<b>Figura 39</b> Losa N +0.40 bloque 1 .....	79
<b>Figura 40</b> Losa N +4.6 bloque 1 .....	79
<b>Figura 41</b> Losa N+0.22 bloque 2 .....	80
<b>Figura 42</b> Losa N+4.42 bloque 2 .....	80
<b>Figura 43</b> Momentos de loa viga I (4-5).....	84
<b>Figura 44</b> Vigas N +0.40 bloque 1 .....	88
<b>Figura 45</b> Vigas N +4.60 bloque 1 .....	89
<b>Figura 46</b> Vigas N +0.22 bloque 2 .....	90
<b>Figura 47</b> Vigas N +4.42 bloque 1 .....	91
<b>Figura 48</b> Acero del eje G de las columnas del bloque 1 .....	98
<b>Figura 49</b> Acero del eje 7 de las columnas del bloque 2 .....	99
<b>Figura 50</b> Diagramas de fuerza axial y momento. ....	100
<b>Figura 51</b> Diagrama de interacción de los momentos $M_{22}$ Y $M_{33}$ .....	101
<b>Figura 52</b> Solicitaciones máximas de fuerza axial y momentos, .....	102
<b>Figura 53</b> Diagramas de interacción.....	102
<b>Figura 54</b> Esquema del muro en voladizo .....	112
<b>Figura 55</b> Vista en planta de la red de alcantarillado .....	121
<b>Figura 56</b> APU Derrocamiento de hormigón.....	123
<b>Figura 57</b> Curva de inversión del proyecto.....	125

## RESUMEN

El presente proyecto se desarrolló en el cementerio de Zámbriza y en el de San José de Cocotog, la propuesta es el estudio del comportamiento estructural de las tipologías usadas en ambos cementerios, además de la intervención hidráulica y obras menores.

Después de la visita técnica realizada, se constató que las estructuras del cementerio de Zámbriza se encuentran deterioradas y además tiene problemas estructurales, por lo cual se planteó el análisis de las actuales estructuras y el diseño de nuevos pabellones en dicho sector.

Para los nuevos diseños se realizó un levantamiento topográfico del área del proyecto y tres perforaciones para el ensayo SPT, con el fin de conocer la clasificación de suelo y la capacidad admisible; datos necesarios para el diseño de los nuevos pabellones.

El análisis de las estructuras existentes se realizó en el software ETABS, concluyendo que los pabellones actuales de Zámbriza, no cumplen las condiciones sismoresistentes de acuerdo a la NEC, mientras que el pabellón de San José de Cocotog si cumple las condiciones.

Se procedió al diseño de nuevos pabellones, por ende, se diseñó dos bloques, que cumplen con las condiciones sismo resistentes planteadas por la NEC. Además, se realizó la implantación de estructuras de estructuras hidráulicas y obras menores.

Finalmente, se presentaron los diseños de las columnas, vigas, losa, zapatas y muros, además de los respectivos planos, que permitieron generar un cronograma valorado y un presupuesto referencial.

**Palabras claves:** levantamiento topográfico, ensayo SPT, sismoresistente, cementerio, pabellones.

## ABSTRACT

The project was developed in the Zámbez and San José de Cocotog cemeteries, the objective is to study the structural behavior of the typologies used in the aforementioned cemeteries, in addition to the hydraulic intervention and minor works.

After the technical visit, it was found that the structures of the Zámbez cemetery are deteriorated and also have structural problems, so the design of new pavilions in that sector was proposed.

For the new designs, a topographic survey of the project area and three borings for the SPT test were performed in order to determine the soil classification and admissible capacity; data necessary for the design of the new pavilions.

The analysis of the existing structures was carried out in ETABS software, concluding that the current Zámbez pavilions do not meet the seismic-resistant conditions according to the NEC, while the San José de Cocotog pavilion does meet the conditions.

Upon concluding that the current structures of the Zámbez cemetery are not optimal, the design of new pavilions was carried out, thus, two blocks were designed, which comply with the seismic-resistant conditions set forth by the NEC. In addition, the implementation of hydraulic structures and minor works was carried out.

Finally, the designs of columns, beams, slabs, footings and walls were presented, as well as the respective plans, which made it possible to generate an estimated schedule and a referential budget.

**Keywords:** topographic survey, SPT test, seismic-resistant, cemetery, pavilions.



# CAPÍTULO I

## ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

### 1.1 Introducción

En el presente proyecto se analiza el comportamiento estructural de diferentes tipologías de pabellones empleadas en los cementerios de: Zámboza y San José de Cocotog. Dada la naturaleza de estas estructuras, no existen estudios sobre su comportamiento ante cargas laterales (sismos) y esto podría generar inconvenientes en su funcionamiento; debido a que toda estructura puede estar expuesta a cargas laterales o sismos, como el ocurrido el 20 de abril del 2016 en la zona costera ecuatoriana, que dejó cerca de 3000 bóvedas (pabellones de nichos) con daños estructurales.

El principal caso de estudio del proyecto se encuentra en el cementerio de Zámboza, debido a que actualmente no dispone de la cantidad de bóvedas necesarias y además una parte de las estructuras existentes no brindan las respectivas medidas de seguridad.

El proyecto contempla las siguientes áreas de estudio: levantamiento topográfico y planimétrico, toma de muestras con el fin de clasificar el tipo de suelo y obtener la capacidad portante del mismo; también se estudiará el comportamiento estructural de pabellones típicos utilizados actualmente en los cementerios de: Zámboza y San José de Cocotog, con ello se podrá realizar comparaciones y se planteará recomendaciones, además se diseñará una nueva estructura en el cementerio de Zámboza, para incrementar la capacidad de dicho cementerio, se verificará el adecuado comportamiento estructural de sus elementos y se incrementará un sistema de drenaje pluvial óptimo, por ende, se evitará estancamientos los cuales ocasionan el crecimiento de algas y vegetación en los elementos estructurales y no estructurales que conforman el cementerio de Zámboza.

La limitante principal con la que cuenta el proyecto es la poca o casi nula información existente en el Distrito Metropolitano de Quito, con respecto al comportamiento estructural de elementos pertenecientes a cementerios.

## **1.2 Antecedentes**

El cementerio de Zábiza actualmente tiene problemas estructurales como: falta de cimientos, recubrimiento deficiente en las losas, por lo cual el acero se encuentra a la intemperie, ocasionando la oxidación del mismo, además las losas en los extremos no se encuentran apoyadas en columnas, por consiguiente, se ha generado una inclinación en esos lugares , entre otros problemas que se pueden mencionar son que los pabellones están junto a la quebrada, sin respetar el distanciamiento mínimo y además la falta de planificación en la construcción. Las complicaciones que presenta el cementerio de Zábiza provocan una deficiente servicialidad y seguridad para los pobladores.

## **1.3 Alcance**

Se propone el diseño de nuevos pabellones de nichos en el cementerio de Zábiza, para ello se estudiará el comportamiento estructural de pabellones típicos de los cementerios: Zábiza y San José de Cocotog, además se planteará un diseño estructural con pórticos de hormigón armado para el cementerio de Zábiza, que cumplan las disposiciones sísmicas locales.

El proyecto contará con un sistema de drenaje pluvial óptimo que evitará estancamientos y por ende crecimiento de algas y vegetación en los elementos estructurales y no estructurales que conforman el cementerio de Zábiza.

## **1.4 Objetivos**

### ***1.4.1 Objetivo general***

Estudiar el comportamiento de tipologías estructurales usadas en los cementerios de Zábiza y San José de Cocotog.

### 1.4.2 *Objetivos específicos*

-Estudiar el comportamiento de estructuras típicas usadas como nichos en el cementerio de Zámbez y San José de Cocotog, mediante el software ETABS para realizar comparaciones y recomendaciones respecto a su uso.

-Proyectar edificaciones enfocadas a nichos de acuerdo a las condiciones de emplazamiento para incrementar la capacidad del cementerio de Zámbez.

-Intervención hidráulica optimizando el sistema de drenaje pluvial del cementerio de Zámbez, evitando daños colaterales en sus estructuras.

### 1.5 Localización del proyecto

El presente proyecto se encuentra ubicado en Zámbez y en la comuna San José de Cocotog; los límites de cada sector se indica en la tabla 1.

**Tabla 1**

*Límites de Zámbez y Comunidad San José de Cocotog.*

	<b>Zámbez</b>	<b>Comuna San José de Cocotog</b>
Norte	Llano Chico y Calderón	Llano Grande
Sur	Jipijapa y Nayón	Quebrada Pucyu
Este	Puambo y Tumbaco	Río Machángara
Oeste	El Inca	Gualo

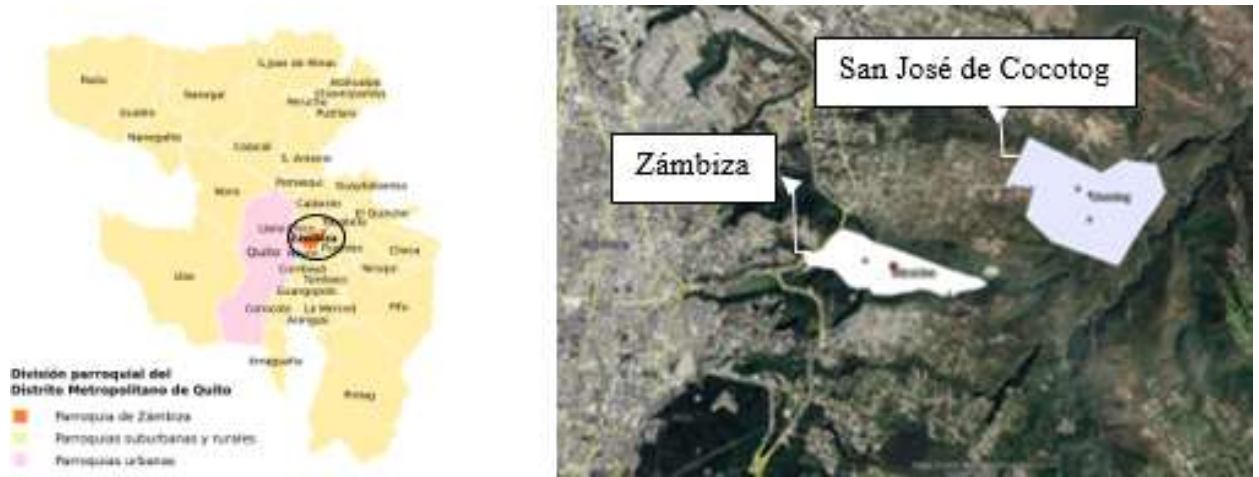
Elaborado por: El autor.

Zámbez tiene 140 ha aproximadamente y San José de Cocotog tiene 280 ha aproximadamente.

Los sectores se muestran en la figura 1.

## Figura 1

Ubicación de los sectores en los que se encuentra el proyecto.



**Nota:** a) Zumbiza dentro de las parroquias del Distrito Metropolitano de Quito b)

Localización de los sectores del proyecto. Elaborado por: El autor mediante Google Earth.

En la figura 2 se presenta la ubicación de los cementerios de Zumbiza y San José de Cocotog.

## Figura 2

Ubicación de los cementerios del proyecto.



**Nota:** Los cementerios que son parte del proyecto, tomado de Google Earth. Elaborado

por: El autor mediante Google Earth.

## 1.6 Altitud

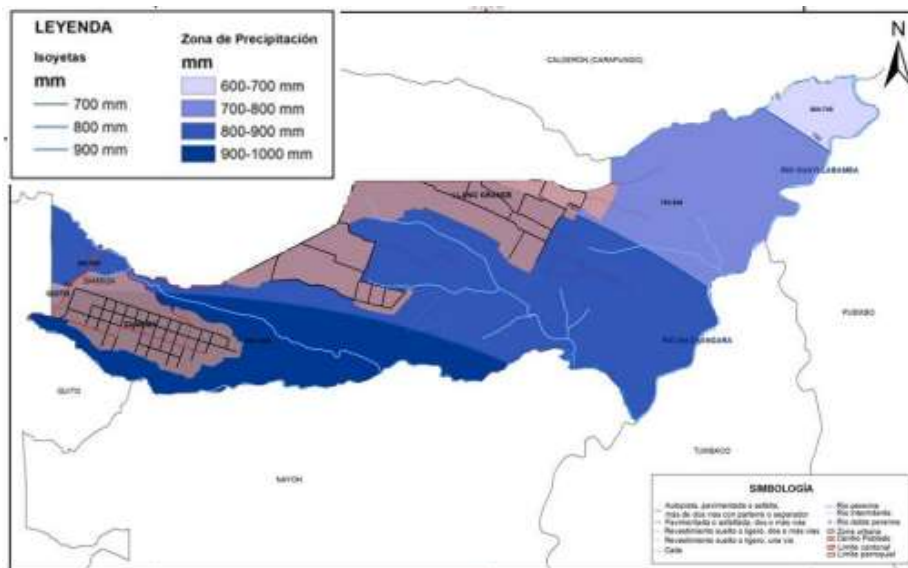
La altitud donde se desarrollará las nuevas estructuras está entre 2695 msnm y 2800 msnm, en base a levantamiento topográfico.

## 1.7 Clima

La caracterización del clima de Zámbez se obtuvo en base a los datos de la precipitación media que se encuentran en el orden de 900 mm hasta los 1000 mm como se observa en la figura 3, por consiguiente, la zona es seca y requiere riego tecnificado. La temperatura del sector se encuentra en el rango de 14°C a 18°C. (PDOT Zámbez, 2015-2019)

**Figura 3**

*Mapa de factor climático –precipitaciones de Zámbez.*



**Nota:** Los colores representan la intensidad de la lluvia en el sector. Fuente: IEE-IGM (2013).

### ***1.8 Relieve***

El sector del proyecto que se encuentra dentro de la parroquia de Zámbriza tiene pendientes suaves entre el 2 y 5%, según el levantamiento topográfico realizado.

### **1.9 Plazo de ejecución**

El plazo estimado para la debida ejecución de la obra es de 16 semanas.

### **1.10 Monto Total**

El costo del proyecto asciende a DOSCIENTOS DIECISIETE MIL OCHOCIENTOS CINCUENTA Y TRES dólares con TREINTA Y TRES centavos.

### **1.11 Tipo de inversión**

La inversión para la realización del proyecto será privada por parte de la comunidad Religiosa de la parroquia.

## CAPÍTULO II

### DIAGNÓSTICO DEL PROBLEMA

#### 2. 1 Descripción de la situación actual de los cementerios: Zámbez y San José de Cocotog.

El cementerio de Zámbez debido a que fue construido sin una planificación técnica y por falta de un mantenimiento periódico en los pabellones, actualmente presenta problemas estructurales, por estas atenuantes el cementerio no puede ser utilizado en su máxima capacidad.

#### Figura 4

*Cementerio Zámbez.*



**Nota:** Izquierda ingreso principal, derecha distribución interna de los nichos. Elaborado por: el autor.

Por otra parte, en la figura 5 podemos observar el cementerio de San José de Cocotog en el cual se puede evidenciar una planificación técnica adecuada, lo cual ayudara a que se pueda utilizar el cien por ciento de su capacidad.



## Figura 5

*Cementerio San José de Cocotog.*



**Nota:** distribución interna de los nuevos bloques de nichos. Elaborado por: El autor.

## 2.2 Identificación, descripción y diagnóstico del problema

### 2.2.1 Descripción de problemas estructurales en elementos que conforman el cementerio de Zábiza.

El cementerio de Zábiza visualmente presenta problemas estructurales y arquitectónicos, algunos se nombrarán a continuación.

- Los pabellones de los nichos no presentan cimentaciones, como se muestra en la figura 6, lo que provoca asentamientos de las estructuras.

## Figura 6

*Ausencia de cimentaciones en estructuras de pabellones.*



Elaborado por: El autor.



- En las losetas de los nichos, se puede ver la malla electrosoldada, eso significa que no se cumplió con el recubrimiento mínimo, lo que ocasionará que el acero se oxide, como se indica en la figura 7.

### Figura 7

*Malla electrosoldada sin recubrimiento.*



**Nota:** Se puede observar las varillas expuestas. Elaborado por: El autor.

- Los extremos de las losetas de los nichos se han construido en voladizo y no resisten su propio peso, como se indica en la figura 8, por consiguiente, se han producido deflexiones en estos volados, esto ha provocado que no se pueda utilizar.

### Figura 8

*Loseta en voladizo.*

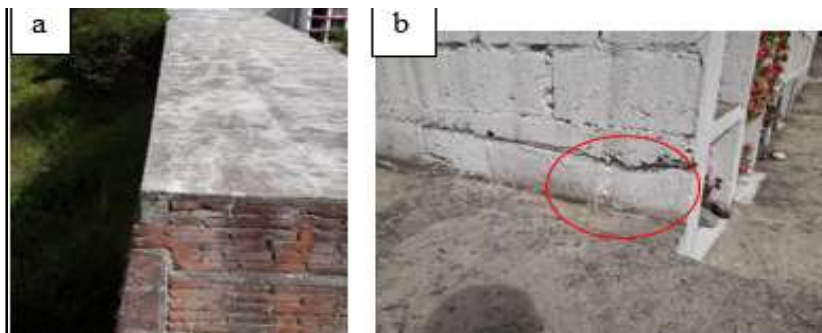


**Nota:** Inclinación en las losas de los nichos. Elaborado por: El autor.

- El bloque sur del cementerio de Zámbriza, presenta fisuras en su estructura debido a que no se realizó un estudio de suelo para determinar una correcta cimentación en su diseño, además se debe tomar en consideración que actualmente este bloque se encuentra ocupado solo en un 27%, ya que presenta daños como se observa en la figura 9.

### Figura 9

*Topografía y fisuras del bloque Sur del cementerio de Zámbriza.*



**Nota:** a) Ubicación del sector del bloque sur, b) Fisuras del pabellón. Elaborado por: El autor.

- Las estructuras del cementerio son irregulares como se observa en la figura 10.

### Figura 10

*Estructura irregular.*



Elaborado por: El autor.

- La poca planificación del cementerio, ha provocado que los espacios sean desaprovechados y que estéticamente no se encuentran bien, como se indica en la figura 11.

### **Figura 11**

*Falta de planificación en tumbas.*



Elaborado por: El autor.

## **2.3 Línea base del proyecto**

Se realizó una visita técnica del lugar, en la que se pudo evidenciar de forma visual los problemas que actualmente atraviesa el cementerio de Zambiza, los cuales fueron detallados en la sección 2.2.1. a partir de esto se conversó con las autoridades encargadas del cementerio para identificar posibles soluciones.

### ***2.3.1 Determinación del tamaño de la muestra***

La población de la parroquia de Zambiza actualmente tiene una población de 4990 hab.

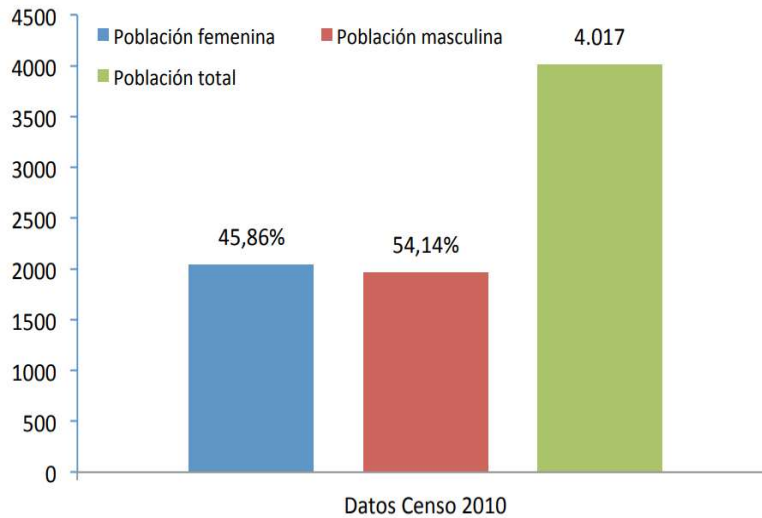
## 2.4 Identificación y caracterización de la población objetivo

### 2.4.1 Identificación de la población objetivo

Según el censo del año 2010 la población de Zábiza es de 4017 habitantes, donde el 45.86% son mujeres y el 54.14% son hombres, como indica la figura 12.

**Figura 12**

*Distribución de la población en la Parroquia Zábiza.*



**Nota:** Distribución del año 2010 de la población de Zábiza. Fuente: INEC, Censo de Población y Vivienda, 2010.

### 2.4.2 Incremento de la población de Zábiza

Según el censo del año 2010, la parroquia ha aumentado su densidad poblacional en los últimos 20 años, siendo la tasa de crecimiento variable. En la tabla 2, se muestra el incremento de la población de Zábiza, desde 1990 hasta 2015.

**Tabla 2***Crecimiento de población en la parroquia Zábiza.*

<b>Año</b>	<b>Población</b>
1990	2297
2001	2944
2010	4017
2015	4578

Fuente: INEC, Censo de Población y Vivienda 2010.

**2.4.3 Proyección de la población de Zábiza.**

Las proyecciones del Instituto de Estadísticas y Censos (INEC), indican que la parroquia de Zábiza en el 2021 tendrá una población de aproximadamente 5072 hab, es decir aumentará en un 20% entre el 2010 y 2021 como se indica en la tabla 3 y la figura 13.

**Tabla 3***Proyecciones de las poblaciones de Zábiza.*

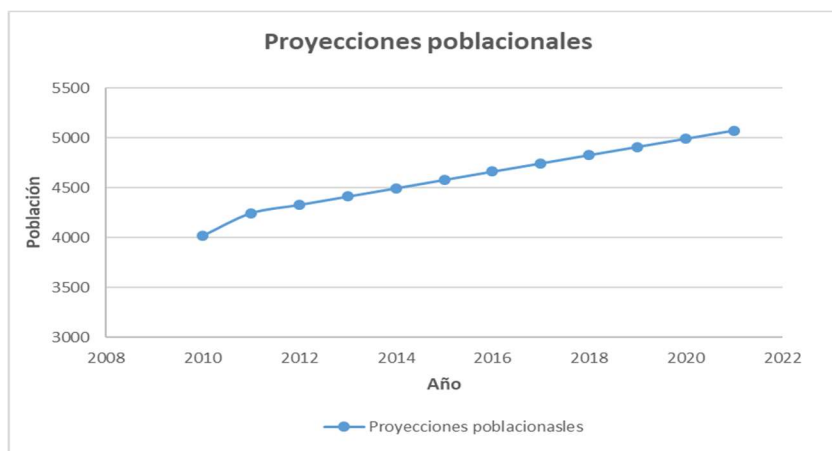
<b>Años</b>	<b>Proyecciones poblaciones</b>	<b>Tasa de Crecimiento</b>
2010	4017	26.71
2011	4244	5.36
2012	4328	1.93
2013	4411	1.89
2014	4494	1.85
2015	4578	1.82
2016	4661	1.78
2017	4743	1.75
2018	4826	1.71
2019	4908	1.68
2020	4990	1.64

**Nota:** Datos para la proyección de la población del proyecto. Fuente: INEC,

Proyecciones 2020.

**Figura 13**

*Proyecciones poblacionales.*



Elaborado por: El autor basado en el INEC, Proyecciones 2021.

#### ***2.4.4 Tasa de mortalidad de la población de Zámbez***

De acuerdo al Anuario Nacimientos y Defunciones 2013, presentado por el INEC, la tasa de mortalidad en la parroquia de Zámbez es de 12.47% , es decir que por cada número de personas que durante un periodo de año se encuentran vivos muere el 12.47%, por lo tanto se puede estimar que este valor es bajo en comparación con los rangos de mortalidad general establecidos por la Organización Mundial de la Salud OMS, el cual menciona que si la tasa de mortalidad se encuentra entre 15 y 30% dicha tasa es moderada. Las causas de la mortalidad se expresan en la tabla 4.

**Tabla 4**

*Principales causas de mortalidad a nivel provincial.*

<b>Enfermedades</b>	<b>Urbano</b>	<b>Rural</b>
Tumores(Neoplasias)	1618	458
Enfermedades del sistema nervioso	1457	383
Causas externas de morbilidad y de mortalidad	1200	271
Enfermedades del sistema respiratorio	930	273
Enfermedades endocrinas	570	112
Enfermedades del sistema digestivo	506	120

**Nota:** Nos permitirá conocer el número de muertes dependiendo el sector ya sea urbano o rural.

Fuente: INEC, Proyecciones 2020.

## CAPÍTULO III

### VIABILIDAD DEL PROYECTO

#### 3.1 Viabilidad técnica

El proyecto requiere de estudios previos, los cuales permitirán tomar decisiones a tiempo, para el diseño y construcción. Entre los estudios mínimos que se debe considerar es el levantamiento topográfico y planímetro, el estudio geotécnico, geología, tectónica, información sísmica e hidrológica; esto ayudará a seleccionar la opción técnica-económica más adecuada tal que el impacto medio ambiental sea mínimo.

##### *3.1.1 Levantamiento topográfico y planimétrico.*

El levantamiento topográfico y planímetro, se realizó con una estación STONEX R1 Plus como se ve en la figura 14, en un área de 2620.4 m<sup>2</sup>. La georreferenciación será a: PSAD-56, Datum Vertical para sistema de alturas con respecto al nivel medio del mar.

**Figura 14**

*Estación total.*

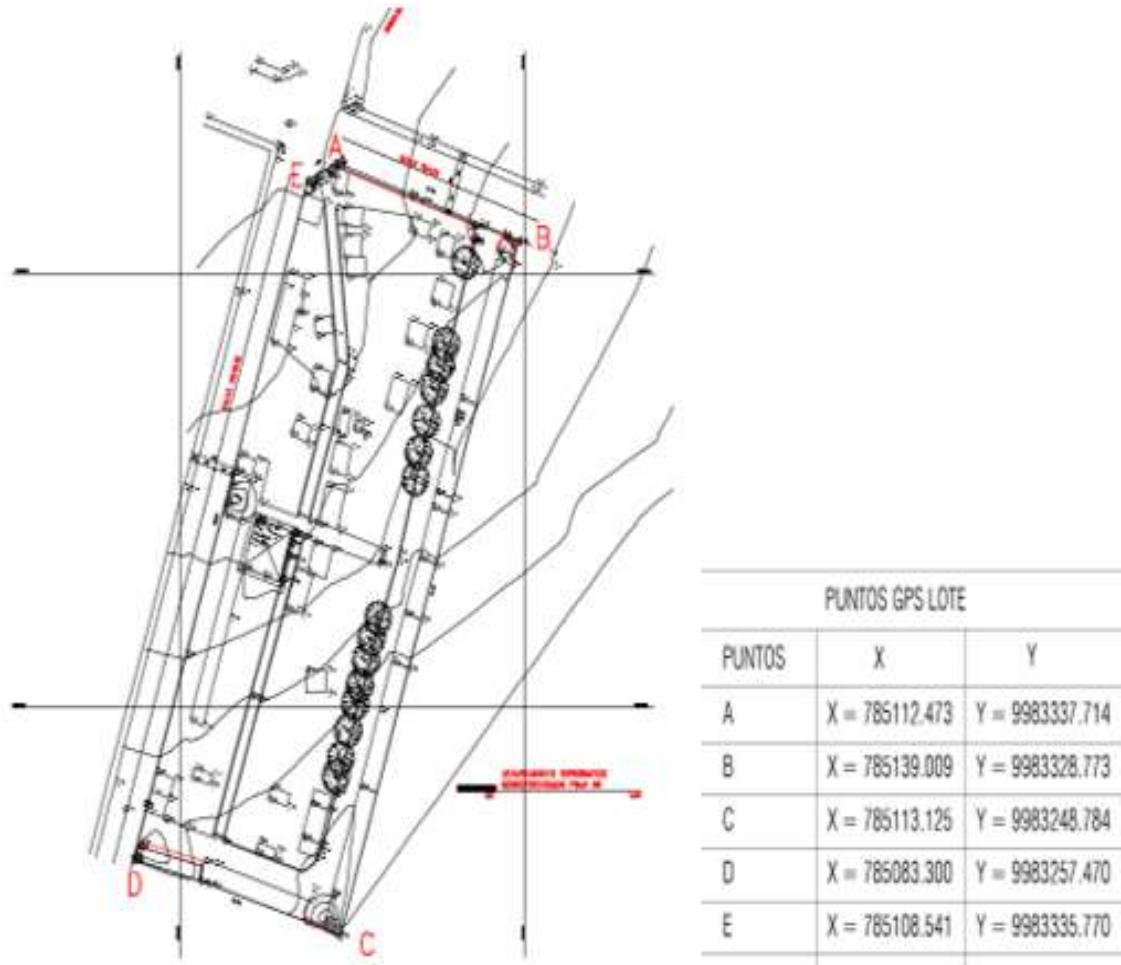


**Nota:** Equipo de topografía R1 PLUS. Elaborador por: El autor.

El levantamiento topográfico realizado en el cementerio de Zábiza, tiene los puntos de georreferenciación que se indica en la figura 15.

**Figura 15**

*Puntos georreferenciados y levantamiento topográfico del Cementerio de Zábiza.*



Elaborado por: El autor.

**3.1.1.1 Trabajo de campo**

El trabajo de campo que se realizó en el proyecto es: levantamiento topográfico se realizó con una estación total STONEX R1 Plus.



### **3.1.1.2 Trabajos de oficina**

Se realizó el procesamiento de los puntos del levantamiento topográfico, para establecer los niveles del área del proyecto.

### **3.1.2 Estudio geotécnico**

El estudio geotécnico nos permitirá tener información geológica y geotécnica del sitio, la naturaleza, propiedades y el tipo de suelo en el que se va a implantar la cimentación de los pabellones de nichos, además nos permite anticipar posibles problemas de construcción relacionados o no con el nivel freático.

#### **3.1.2.1 Estudio de mecánica de suelos.**

El estudio de suelos permite determinar la capacidad portante del suelo de fundación, sus características, profundidad de desplante y perfil del suelo como parámetro para estimar la demanda sísmica del sitio.

La finalidad del estudio de mecánica de suelos es obtener la capacidad portante del suelo, parámetro fundamental para diseñar una cimentación que soporte las cargas actuantes de la estructura, tomando en cuenta los asentamientos máximos permisibles, y de esta manera evitar los problemas mencionados en la sección 2.2 del presente trabajo.

El trabajo se empezó con la extracción de las muestras alteradas mediante una máquina perforadora para realizar el ensayo SPT como se indica en la figura 16.

## Figura 16

*Ensayo SPT.*



**Nota:** Extracción de las muestras. Elaborado por: El autor

Los ensayos que se realizaron en las muestras extraídas fueron:

- Clasificación SUCS: En la tabla 5, se presenta la clasificación SUCS en función de la profundidad y de manera más detallada en el anexo 1.

Donde:

ML-CL= Suelo de grano fino, limos inorgánicos y arenas muy finas con arcillas inorgánicas de plasticidad baja.

ML= Suelo de grano fino, limos inorgánicos y arenas muy finas.

SM= Suelo de grano grueso, arenas limosas, mezclas de arena y limo.

**Tabla 5**

*Clasificación SUCS.*

Clasificación SUCS	#POZO	PROFUNDIDAD	
		DESDE	HASTA
ML-CL	1	1	1.45
ML-CL		2	2.45
ML		3	3.45
SM		4	4.45
SM		5	5.45
SM		6	6.45
ML-CL	2	1	1.45
ML-CL		2	2.45
ML-CL		3	3.45
SM		4	4.45
SM		5	5.45
SM		6	6.45
ML-CL	3	1	1.45
ML-CL		2	2.45
ML		3	3.45
ML		4	4.45
ML		5	5.45

Elaborado por: El autor.

- Y capacidad portante del suelo mediante el ensayo SPT, el análisis se presenta en la siguiente sección 3.1.2.2.

### 3.1.2.2 Capacidad portante.

Para determinar la capacidad portante se utilizó los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT).

Algunos investigadores permiten deducir algunos parámetros geotécnicos como densidad, ángulo de rozamiento y módulo de Young en función del número de golpes del SPT.

El ensayo SPT consiste en hincar un tomamuestras de 60 cm, e ir contando el número de golpes hasta lograr hincar 15 cm, después de los 15 a 30 cm y por último de los 30 a 45 cm, el resultado del ensayo se obtendrá mediante la ecuación 1.

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45} \quad \text{Ecuación (1)}$$

Donde

$N_{SPT}$ =Resistencia a la penetración estándar (golpeo SPT)

$N_{15-30}$ =Número de golpes para hincar el tomamuestras de 15-30 cm.

$N_{30-45}$ = Número de golpes para hincar el tomamuestras de 30-45 cm.

Los 15 primeros centímetros no se toman en cuenta debido a que el suelo puede estar alterado.

En la tabla 6 se indica los resultados del ensayo SPT.

**Tabla 6**

*Resultados del ensayo SPT.*

#POZO	PROFUNDIDAD		#GOLPES			N
	DESDE	HASTA	(0-15)cm	(15-30)cm	(30-45)cm	
1	1	1.45		9	13	22
	2	2.45	12	16	19	35
	3	3.45	8	8	10	18
	4	4.45	9	10	11	21
	5	5.45	10	12	10	22
	6	6.45	11	11	10	21
2	1	1.45	5	6	8	14
	2	2.45	4	6	8	14
	3	3.45	10	12	14	26
	4	4.45	7	17	23	40
	5	5.45	20	18	16	34
	6	6.45	20	18	20	38
3	1	1.45	20	35	30	65
	2	2.45	12	13	10	23
	3	3.45	10	12	10	22
	4	4.45	10	11	12	23
	5	5.45	8	8	8	16

Elaborador por: El autor.

Para utilizar los resultados del ensayo se debe realizar correcciones al número de golpes, que se expresa en la siguiente ecuación 2.

$$N_{60} = N * E_R * E_C * E_I * E_D * E_S \quad \text{Ecuación (2)}$$

Donde

$N_{60}$ =Se entiende como la energía que llega a la cabeza de golpeo cuando ER=60%

$N$ =Resistencia a penetración.

$E_R$ =Relación de la energía a la barra.

$E_C$ =Relación de energía a causa del peso de la cabeza de golpeo.

$E_I$ =Relación de energía por reflexión de la onda de compresión en las barras.

$E_D$ =Relación de energía que contempla el diámetro de la perforación.

$E_S$ =Relación de energía que toma en cuenta el diámetro interno del sacamuestra.

Relación de la energía en barra ( $E_R$ ):Es la relación entre la energía real de la cabeza de golpeo y la energía desarrollada teórica (4200 lb-in) como se indica en la ecuación 3.

$$ER = \frac{E_i}{E^*} \approx 60\% \quad \text{Ecuación (3)}$$

Donde

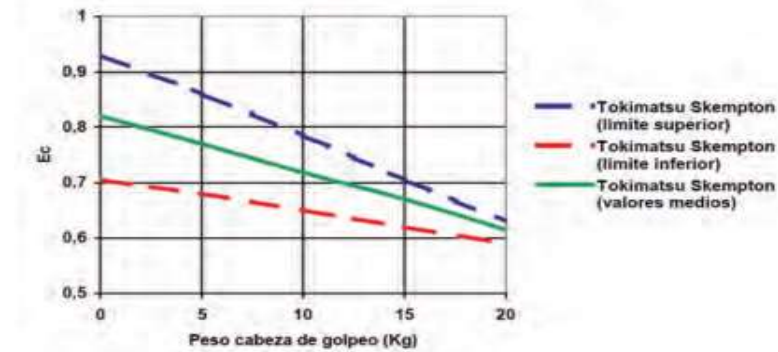
$E_i$ =Energía real entregada

$E^*$ =Energía desarrollada por caída libre

Pérdida de energía en la cabeza de golpeo ( $E_C$ ):Esta corrección está en función de la energía que se pierde durante el impacto. L.Decourt (1989), encontró la relación entre el peso de la cabeza de golpeo y la pérdida de energía esta se presenta en la figura 17.

**Figura 17**

*Pérdida de energía en la cabeza de golpeo.*



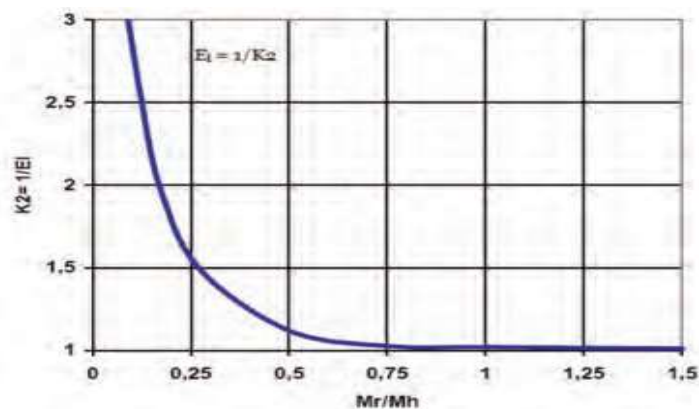
**Nota:** Relación de la energía que absorbe la cabeza de golpeo durante el impacto L. Fuente: Decourt, 1989.

La cabeza de golpeo tiene un peso de 8 kg por lo tanto la  $E_c$  es 0.735.

Pérdida de energía por reflexión ( $E_r$ ): Se calcula en función del peso de las barras y del martinete, por medio de la figura 18.

**Figura 18**

*Pérdida de energía de reflexión.*



**Nota:** Correlación de pérdida de energía por reflexión en función de  $M_r/M_h$ , relación de la energía que absorbe la cabeza de golpeo durante el impacto Fuente: L. Decourt, 1989.

Donde

$M_r$  = Peso de las barras

$M_h$  = Peso del martinete

Diámetro de las perforaciones ( $E_D$ ): Skempton ha presentado los valores corrección en la siguiente tabla 7.

**Tabla 7**

*Corrección  $E_D$ .*

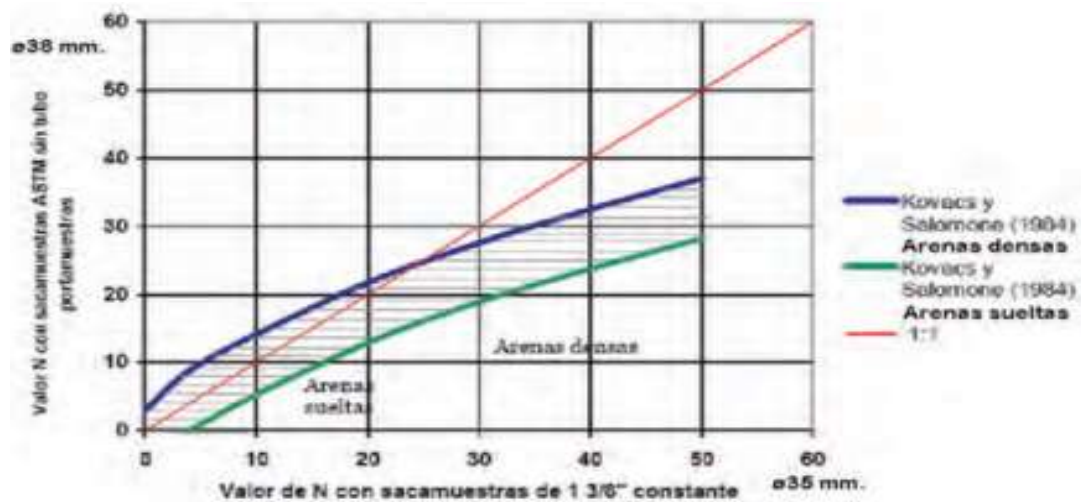
Diámetro de perforación	$E_D$
65 a 115 mm	1
150 mm	1.05
200 mm	1.15

Fuente: Skempton.

Diámetro del sacamuestras ( $E_S$ ): Kovacs obtuvo la corrección en función del número de golpes (N) desarrollada por el sacamuestras y se indica en la figura 19.

**Figura 19**

*Relación del valor de N.*



Fuente: Kovacs, 1984.

$$E_s = \frac{N * (\varnothing 38 \text{ mm})}{N * (\varnothing 35 \text{ mm})} \quad \text{Ecuación ( 4)}$$

En la tabla 8, se indica los resultados de las correcciones realizadas para obtener N60.

**Tabla 8**

*Resultados de las correcciones N<sub>60</sub>.*

#POZO	PROFUNDIDAD		CORRECCION DEL SPT						
	DESDE	HASTA	N	ER	Ec	EI	ED	Es	N60
1	1	1.45	22	1.35	0.74	0.40	1.00	1.05	9
	2	2.45	35	1.35	0.74	0.66	1.00	0.86	20
	3	3.45	18	1.35	0.74	0.80	1.00	1.11	16
	4	4.45	21	1.35	0.74	0.74	1.00	1.05	16
	5	5.45	22	1.35	0.74	0.83	1.00	1.02	19
	6	6.45	21	1.35	0.74	0.95	1.00	1.05	21
2	1	1.45	14	1.35	0.74	0.40	1.00	1.21	7
	2	2.45	14	1.35	0.74	0.66	1.00	1.21	11
	3	3.45	26	1.35	0.74	0.80	1.00	1.00	21
	4	4.45	40	1.35	0.74	0.74	1.00	0.83	24
	5	5.45	34	1.35	0.74	0.83	1.00	0.85	24
	6	6.45	38	1.35	0.74	0.95	1.00	0.82	29
3	1	1.45	65	1.35	0.74	0.40	1.00	0.76	20
	2	2.45	23	1.35	0.74	0.66	1.00	1.04	16
	3	3.45	22	1.35	0.74	0.80	1.00	1.05	18
	4	4.45	23	1.35	0.74	0.74	1.00	1.04	23
	5	5.45	16	1.35	0.74	0.83	1.00	1.13	16

Elaborado por: El autor.

Densidad relativa para suelos no cohesivos (Dr): Este método fue planteado por Terzaghi-Peck (1948) y Skempton (1986), es para arenas y su relación está en función del N60 como se indica en la tabla 9.



**Tabla 9**

*Densidad relativa de suelos no cohesivos.*

<b>N<sub>60</sub></b>	<b>Dr%</b>	<b>Compacidad</b>
0-3	0-15	Muy suelta
3-8	15-35	Suelta
8-25	35-65	Medianamente densa
25-42	65-85	Densa
42-58	85-100	Muy densa

Fuente: Peck (1948) y Skempton (1986)

### Ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ )

Los datos obtenidos del SPT, de forma indirecta permite obtener el ángulo de rozamiento interno de materiales granulares. Algunos investigadores propusieron las siguientes equivalencias que se indican en las ecuaciones 5, 6 y 7:

Meyerhof (1956):

$$\begin{aligned}\phi &= 25 + 0.15 * Dr\% (> 5 \% \text{ arenas finas y limos}) \\ \phi &= 30 + 0.15 * Dr\% (< 5 \% \text{ arenas finas y limos})\end{aligned}\quad \text{Ecuación ( 5)}$$

Osaki:

$$\phi = (20 * N_{60})^{0.5} + 15 \quad \text{Ecuación ( 6)}$$

Dunhan:

$$\phi = (20 * N_{60})^{0.5} + 25 \quad \text{Ecuación ( 7)}$$

Módulo de Young (E)

La ecuación empírica (ecuación 8), planteada por Denver (1982) permite establecer el E en función de N.

$$E = 7 * \sqrt{N60} \text{ (Mpa)} \quad \text{Ecuación ( 8)}$$

Ecuaciones empíricas de la capacidad portante admisible

En el ensayo SPT su mayor aplicabilidad es para la determinación de la capacidad admisible del suelo y con ello el diseño de zapatas para estructuras.

Meyerhof planteó una fórmula para la capacidad portante admisible que se presenta en la ec 9.

$$q_{adm} = \frac{N60}{10} \left( \frac{Kg}{cm^2} \right) \quad \text{Ecuación ( 9)}$$

En la tabla 10, se presenta los resultados de densidad relativa, ángulo de fricción interno y capacidad portante admisible.

**Tabla 10**

*Resultados de densidad relativa, ángulo de fricción, capacidad portante y módulo de Young.*

#POZO	N	DR	ø		E(Mpa)	Capacidad admisible
			MEYERHOF	DUNHAM	DENVER	MEYERHOF (kg/cm2)
1	22	36.76	35.51	35.39	21.00	0.9
	35	56.18	38.43	40.49	31.30	2
	18	49.12	37.37	38.86	28.00	1.6
	21	49.12	37.37	38.86	28.00	1.6
	22	54.41	38.16	40.10	30.51	1.9
	21	57.94	38.69	40.87	32.08	2.1
2	14	31.00	34.65	34.17	18.52	0.7
	14	40.29	36.04	36.49	23.22	1.1
	26	57.94	38.69	40.87	32.08	2.1
	40	63.24	39.49	41.97	34.29	2.4
	34	63.24	39.49	41.97	34.29	2.4
	38	69.71	40.46	43.65	37.70	2.9
3	65	56.18	38.43	40.49	31.30	2
	23	49.12	37.37	38.86	28.00	1.6
	22	52.65	37.90	39.70	29.70	1.8
	23	61.47	39.22	41.61	33.57	2.3
	16	49.12	37.37	38.86	28.00	1.6

Elaborado por: El autor.

### 3.1.2.3 Factor de seguridad.

En una cimentación se necesita conocer la carga que va a ser aplicada sobre ella, con el fin de no obtener fallas en la estructura que va a soportar, y esto se consigue con la aplicación de un factor de seguridad.

Para obtener la capacidad de carga permisible bruta se obtiene la relación entre la capacidad de carga última bruta, sobre un factor de seguridad (FS), como se indica en la ecuación 10.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad \text{Ecuación ( 10)}$$

El factor de seguridad según el Dr. Jorge Alva sugiere un valor entre 2 y 4, por lo cual para el proyecto se asumió el valor de 3. (Alva. J- Cimentaciones Superficiales).

### 3.1.2.4 Asentamientos.

El asentamiento se calculó en base de la teoría de la elasticidad, que aplica la ley de Hooke, para lo cual se utiliza la ecuación 11. (Braja M, 2012, pág. 246-247).

$$S_e = \frac{B' * q_o}{E} * (1 - \mu_s^2) * \alpha \quad \text{Ecuación ( 11)}$$

Donde

Se= asentamiento elástico instantáneo (mm)

B' = ancho de la cimentación (m)

$q_o$ = presión ejercida sobre la cimentación (T/m<sup>2</sup>)

E = módulo de elasticidad del suelo (T/m<sup>2</sup>)

$\mu_s$  =relación de Poisson del suelo

$\alpha$ =factor que depende de la ubicación sobre la cimentación, donde se calcula el asentamiento.  $\alpha = 4$  si asentamiento en el centro de la cimentación y  $\alpha = 1$  si el asentamiento es en una esquina.

### **3.1.3 Geología**

El territorio parroquial de Zábiza está conformado en su mayoría por depósitos aluviales, derrumbes y distintos tipos de cangahua, siendo el principal depósito la cangahua. (PLAN DE ORDENAMIENTO T).

El suelo de la parroquia en su mayoría está conformado por un suelo Misceláneo (50%) y en menor proporción por suelo Entisol (37%). (PDOT Zábiza,2015-2019).

La altitud varía entre 2690-2800 msnm, debido a esto el relieve se lo considera como heterogéneo, donde las pendientes varían entre un 3% y 30%. (PDOT Zábiza,2015-2019).

Considerando la formación Machángara, se puede decir que está formado por suelos volcánicos, y la evidencia en campo concluye que es una formación joven, esto aclara que está conformado por el suelo Entisol. (Villagómez, 2003).

Villagómez, (2003) menciona que existe una discordancia angular entre la formación Chiche con la formación Machángara y esta discordancia es más notable al norte por la parroquia de Zábiza.

En la figura 20 se presenta una parte del mapa geológico del Quinche, donde se puede observar el sector de Zábiza, y en función de los colores se concluye que es: volcano sedimentos del Machángara.

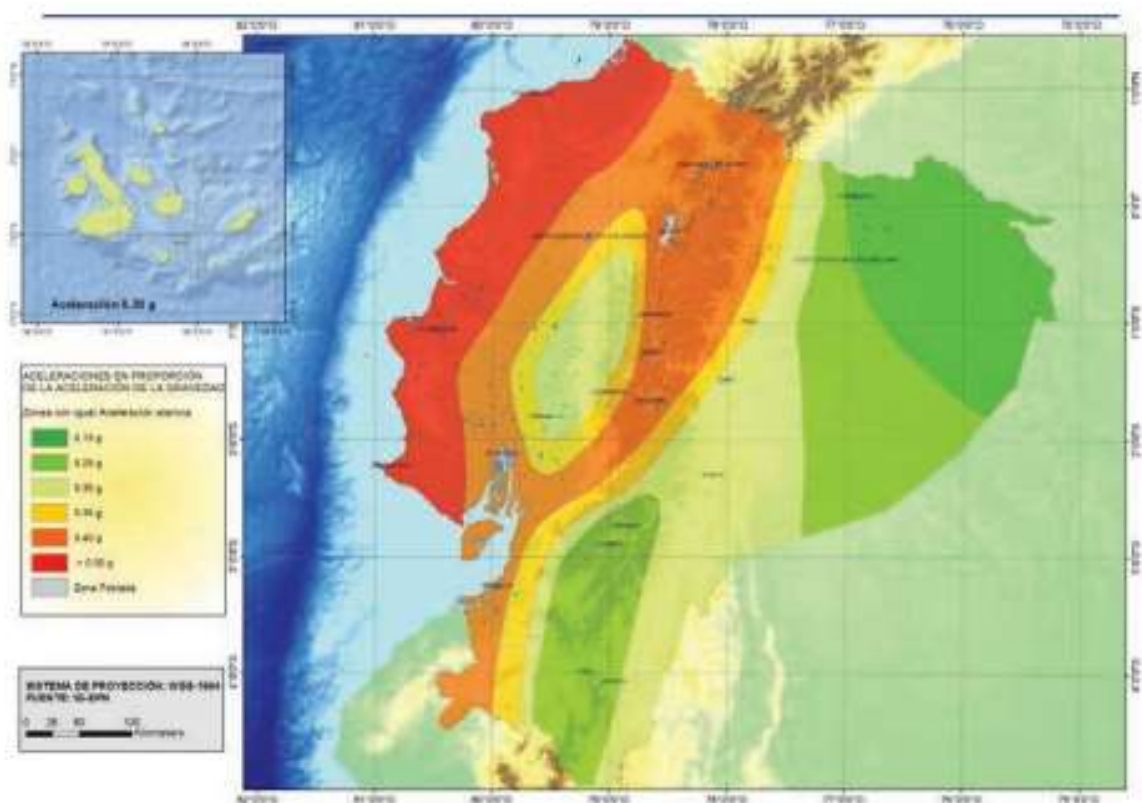


### 3.1.5 Información sísmica

La información sísmica del proyecto se obtuvo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo Peligro sísmico, donde se establece el factor de zonificación, Z, representado en el mapa que se indica en la figura 22. La zonificación sísmica es en base a resultados de un estudio de peligro sísmico, para un periodo de retorno de 475 años. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 27).

**Figura 22**

*Zonas sísmicas de Ecuador para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.*



Fuente: NEC-SE-DS, 2015, pág. 27.

El proyecto al encontrarse en la parroquia de Zámbriza se lo clasificó con un valor Z de 0.4, por lo cual se encuentra en la zona sísmica V y con una caracterización del peligro sísmico Alta según la tabla 11.

**Tabla 11***Valores de Z en base a la zona sísmica.*

<b>Zona sísmica</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>	<b>VI</b>
Valor de Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	$\geq 50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta Muy alta

Fuente: NEC Peligro sísmico (2015), pág. 27.

El tipo de perfil de suelo presente en el sitio es de tipo D, esto se determinó de acuerdo al número de golpes del ensayo SPT y a la geología local, según la NEC peligro sísmico (diseño sismo resistente) sección 3.2.1, tabla 2: clasificación de los perfiles de suelo.

La clasificación del tipo de perfil, junto con la información de la zona sísmica me permite establecer valores para generar el espectro de respuesta elástico.

La sección 3.2 de la NEC Peligro Sísmico permite obtener los valores de la tabla 12.

**Tabla 12***Parámetros del espectro elástico.*

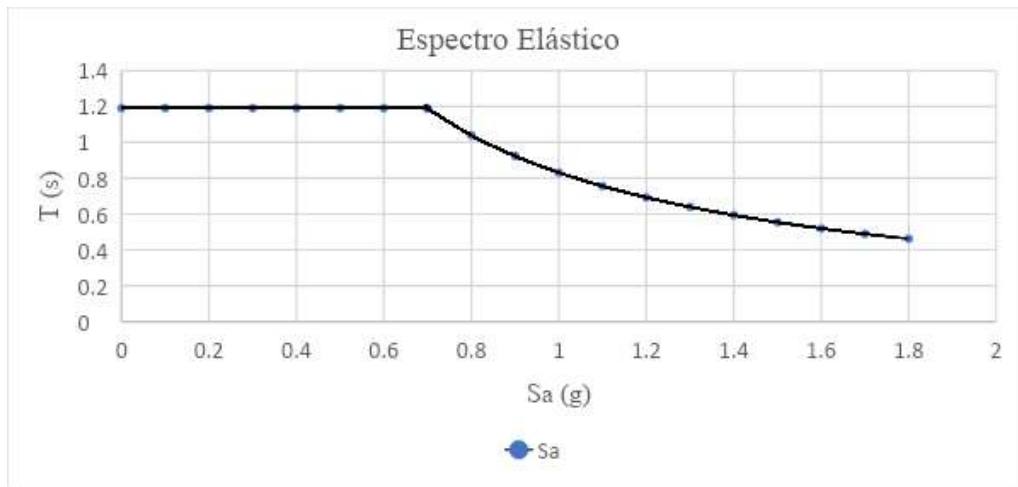
<b>Zona sísmica</b>	<b>Tipo de perfil</b>	<b>Fa</b>	<b>Fd</b>	<b>Fs</b>	<b><math>\eta</math></b>
V (0.4)	D	1.2	1.19	1.28	2.48

**Nota:** Valores tomados de tablas de la NEC sección 3.2. Elaborado por: el autor.

En la figura 23 se presenta el espectro de respuesta elástico.

**Figura 23**

*Espectro de respuesta elástico.*



Elaborador por: El autor.

### **3.1.6 Información hidrológica.**

En esta sección se pretende obtener la información de caudal pluvial con el fin de realizar un sistema de drenaje pluvial óptimo, que evitará estancamientos y por ende crecimiento de algas y vegetación en los elementos estructurales y no estructurales que conforman el cementerio de Zámbara.

#### **3.1.6.1 Intensidad de lluvia**

Es la cantidad de agua pluvial que cae sobre la superficie, en un tiempo determinado, para su cálculo se utiliza información meteorológica, que se obtuvieron de registros periódicos de pluviógrafos.

El lugar donde se va a realizar el estudio de aguas intensidad de lluvia es en la parroquia de Guayllabamba, por consiguiente, se escogió la estación La Tola para el cálculo de la intensidad de lluvia, que se presenta en la tabla 13.



**Tabla 13**

*Intensidad de lluvia del sitio La Tola.*

Estación	Ecuación IDF
La Tola	$\frac{39.9T^{0.09} * [\ln(t + 3)^{5.38} + (\ln T)^{0.11}]}{t^{1.93}}$

Fuente: Norma de alcantarillado EMMAP (2009) pág. 73.

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS

#### **4.1 Evaluación de las tipologías estructurales existentes en los cementerios: Zámbara y San José de Cocotog.**

Los pabellones del cementerio de Zámbara son estructuras de hormigón conformadas por paredes de bloque y losas. Según el análisis visual, carecen de cimentación y no cumplen el recubrimiento mínimo por norma en las losas.

El cementerio de San José de Cocotog es una estructura nueva, que visualmente no tienen problemas estructurales, de forma regular y sin asentamientos.

Una vez ingresado los materiales y elementos en el software, se procede a:

- Evaluar la participación de la masa y rigidez
- Obtener el periodo fundamental.
- Cálculo del cortante basal.
- Control de las derivas.
- Irregularidad en planta y en elevación
- Corte mínimo
- Torsión accidental, etc.

#### **4.1.1 Cargas**

Cargas vivas y muertas que se consideran en las estructuras existentes del cementerio de Zámbara, se presentan en la tabla 14.

**Tabla 14***Cargas vivas y cargas muertas de las estructuras existentes.*

<b>CARGAS VIVAS</b>	<b>(kgf/m<sup>2</sup>)</b>
Lataud +difunto=	600
Lterraza =	70
<b>CARGAS MUERTAS</b>	<b>(kgf/m<sup>2</sup>)</b>
D masillado =	40
D baldosa =	20
D total =	60

Elaborado por: El autor.

La mampostería de las estructuras existentes está conformada por bloques de 10 cm con las especificaciones de la tabla 15.

**Tabla 15***Características del bloque.*

<b>BLOQUE DE (10cm)</b>	
Ancho (cm)	39
Largo(cm)	20
Espesor (cm)	9
Unidades por m <sup>2</sup>	12.82
Peso por unidad (kg)	8.46
Peso por kg/m <sup>2</sup>	108.4572
Peso kg/m <sup>3</sup>	1205.08
Peso kg/cm <sup>3</sup>	0.00120508

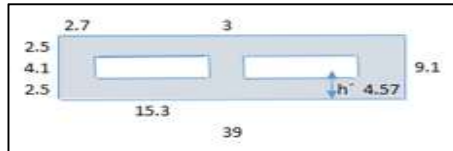
Elaborado por: El autor.

Para la modelación se obtuvo una altura equivalente de un bloque hueco a un bloque macizo (figura 24), por ende, se calculó la inercia del bloque hueco ( $I_b$ ) y después la altura equivalente ( $h_{eq}$ ), con

ello se modeló el bloque de 10 cm hueco como un bloque de 6.60 cm, pero macizo, como se observa en la tabla 16 los valores de la inercia y de la altura equivalente.

**Figura 24**

*Representación gráfica de un bloque de 10 cm.*



Elaborado por: El autor.

**Tabla 16**

*Inercia y altura equivalente de bloques.*

INERCIA DEL BLOQUE	
Ib(cm <sup>4</sup> )=	935.356
heq(cm)=	6.60

Elaborado por: El autor.

#### **4.1.2 Sistema estructural**

Las estructuras actuales de los cementerios de Zámiza y San José de Cocotog están conformado por losas que se apoyan sobre mampostería de bloque.

#### **4.1.3 Módulo de elasticidad**

El módulo de elasticidad es uno de los parámetros que se requiere ingresar en los “Materiales” del Software Etabs, por lo cual se utilizó la ecuación 12, para el cálculo.

$$E_m = 500 * f'_m$$

Ecuación ( 12)

$$E_m = 500 * 34$$

$$E_m = 17000$$

Donde:

$E_m$  =Módulo de elasticidad (kg/cm2)

$f'm$  = resistencia a la compresión de la mampostería (kg/cm2)

Se asume que se utilizó un mortero de calidad como es el M15, por lo que utilizamos una  $f'm = 34$  (kg/cm<sup>2</sup>) según figura 25.

**Figura 25**

*Resistencia a la compresión de la mampostería.*

Altura de pieza (cm)	Tipo de mortero	f' m(kg/cm <sup>2</sup> )		
		Bloque de concreto	Ladrillo macizo	Ladrillo hueco
20	M20	45	48	46
	M15	34	37	34
	M10	23	26	23
	M5	12	14	12
	M2.5	6	9	7

Fuente: Carlos Paredes, Modelado y análisis de edificaciones históricas pág. 72.

#### 4.1.4 Módulo de corte

El Modulo de corte es el 30% del módulo de elasticidad de la mampostería.se utilizó la ecuación 13.

$$G_m = 0.30 E_m \quad \text{Ecuación ( 13)}$$

$$G_m = 0.30 * 17000$$

$$G_m = 5100$$

Donde:

$G_m$  =Módulo de corte (kg/cm2)

**Figura 26**

*Módulo de elasticidad y corte de mampostería ingresados en ETABS.*

Material Name and Type	
Material Name	BLOQUE 0.10 m
Material Type	Concrete, Orthotropic

Modulus of Elasticity	
E1	170000 kgf/cm <sup>2</sup>
E2	170000 kgf/cm <sup>2</sup>
E3	170000 kgf/cm <sup>2</sup>

Shear Modulus	
G12	5100 kgf/cm <sup>2</sup>
G13	5100 kgf/cm <sup>2</sup>
G23	5100 kgf/cm <sup>2</sup>

Coefficient of Thermal Expansion	
A1	0.0000099 1/C
A2	0.0000099 1/C
A3	0.0000099 1/C

Poisson's Ratio	
U12	0.2
U13	0.2
U23	0.2

Elaborado por: El autor.

#### **4.1.5 Cortante basal**

El cortante basal se determina mediante la ecuación 13.

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad \text{Ecuación ( 13)}$$

Donde

I=Coficiente de Importancia

Sa(Ta)= Aceleración espectral

W= Carga reactiva (Carga muerta o permanente)

R=Factor de reducción de resistencia sísmica

$\phi_p$ =Coficiente de configuración en planta

$\phi_e$ =Coficiente de configuración en elevación

Ta=Periodo de Vibración.

#### 4.1.6 Coeficiente de importancia

Este coeficiente permitirá considerar las consecuencias del daño estructural y al tipo de ocupación, su fin será aumentar la demanda sísmica dependiendo el uso de la estructura, algunos valores se presentan en la tabla 17.

**Tabla 17**

*Coeficiente de importancia.*

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coeficiente I</b>
Edificaciones esenciales	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 substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias 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

Fuente: NEC Peligro sísmico pág. 39.

En el caso de las estructuras existentes de Zámbez y San José de Cocotog, se escogió un nivel de importancia de 1.

#### 4.1.7 Factor de reducción de resistencia sísmica

Este factor depende del tipo de suelo, tipo de estructura, el periodo de vibración y los factores de ductilidad, resistencia, redundancia y amortiguamiento. Los valores de este factor se presentan en la tabla 18.

**Tabla 18**

*Factor de reducción de resistencia sísmica.*

<b>Sistemas Estructurales de ductilidad limitada</b>	<b>R</b>
Muros estructurales portante	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1

Fuente: NEC Peligro sísmico pág. 65.

#### 4.1.8 Regularidad en planta y en elevación

Para la consideración de cambios de rigidez y resistencia, cuando las estructuras presentan irregularidades se han implementados factores de reducción en  $\Phi_e$  (factor para la configuración en elevación) y  $\Phi_p$  (factor para la configuración en planta).

**Tabla 19**

*Factor para la configuración en planta.*

<b>Bloque</b>	<b><math>\Phi_e</math></b>	<b><math>\Phi_p</math></b>
Bloque Oriente (Zámbez)	0.9	1
Bloque Sur (Zámbez)	0.9	1
Bloque (San José de Cocotog)	1	1

Fuente: NEC Peligro sísmico.

En la tabla 20 se presenta un resumen de los factores adoptados para la generación del espectro.



**Tabla 20**

*Resumen de datos para el espectro inelástico.*

Sección	I	Z(g)	R	$\Phi_e$	$\Phi_p$
Bloques (antiguos)	1	0.4	1	Variable( tabla 19)	Variable(tabla 19)

Elaborado por: El autor.

#### **4.1.9 Carga sísmica reactiva $W$**

Según la NEC, Peligro sísmico (2015) la carga reactiva en el caso general es la carga muerta de la estructura como se indica en la ecuación 14.

$$W = D \quad \text{Ecuación ( 14)}$$

Donde

D=Carga muerta.

#### **4.1.10 Periodo de vibración**

El periodo de vibración según la NEC, Peligro sísmico (2015), se puede estimar de dos métodos.

La ecuación 15, presenta el método 1.

Método 1

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \quad \text{Ecuación ( 15)}$$

Donde

T<sub>a</sub>=Periodo de la estructura.

C<sub>t</sub> y  $\alpha$ =Coeficiente en función de la edificación (Tabla 11)

h<sub>n</sub>=Altura máxima de la edificación.

En la tabla 21 se indica los valores del coeficiente en función de la edificación, para la obtención del periodo.

**Tabla 21***Coefficiente para la determinación del periodo.*

<b>Tipo de estructura</b>		
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>	$C_t$	A
<b>Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras</b>	<b>0.055</b>	<b>0.9</b>
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC Peligro Sísmico (2015) pág. 62.

En el proyecto para el bloque Sur Zámiza, el periodo con el método 1 se calcula con los siguientes datos:

Datos

$$h_n = 3.35 \text{ m}$$

 $C_t$  y  $\alpha = 0.055$  y  $0.90$  respectivamente (tabla 21)

$$T = 0.055 * 3.35^{0.9} = 0.1632s$$

En el proyecto para el bloque Oriente Zámiza, el periodo con el método 1 se calcula con los siguientes datos:

Datos

$$h_n = 2.54 \text{ m}$$

 $C_t$  y  $\alpha = 0.055$  y  $0.90$  respectivamente (tabla 21)

$$T = 0.055 * 2.54^{0.90} = 0.1272(s)$$

En el proyecto para el bloque de San José de Cocotog, el periodo con el método 1 se calcula con los siguientes datos:

Datos

$$h_n = 3.15 \text{ m}$$

$C_t$  y  $\alpha = 0.055$  y  $0.90$  respectivamente (tabla 21)

$$T = 0.055 * 3.15^{0.90} = 0.1545(s)$$

Método 2

Este método considera las propiedades estructurales y las deformaciones de los elementos, mediante la ecuación 16. Este cálculo se obtendrá con el software ETABS.

$$T_a = 2 * \pi * \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i * \delta_i^2}{g * \sum_{i=1}^n f_i * \delta_i}} \quad \text{Ecuación ( 16)}$$

Donde

$f_i$ =Cualquiera distribución de fuerzas laterales.

$\delta_i$ =Deflexión elástica del piso  $i$ , en función de las fuerzas  $i$

$w_i$ =Peso de cada nivel  $i$  de la estructura.

#### **4.1.11 Condición del periodo de la estructura.**

El valor de  $T_a$  no debe ser mayor que el 30 % del método 1, como se indica en la ecuación 17.

$$T_a < 30\%T \quad \text{Ecuación ( 17)}$$

#### **4.1.12 Irregularidad Torsional.**

La NEC, Peligro sísmico (2015), establece que existe torsión en planta si se cumple la ecuación 18.

$$\Delta > 1.2 * \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2} \quad \text{Ecuación ( 18)}$$

Donde

$\Delta$ =Deriva máxima en uno de los extremos de la edificación.

$\Delta_1$ =Deriva máxima en un extremo en el sentido  $x$ .

$\Delta_2$ = Deriva máxima en un extremo en el sentido  $y$ .

#### **4.1.13 Ajuste del cortante basal de los resultados**

El cortante basal dinámico debe cumplir las condiciones:

>80% del cortante basal V, obtenido mediante el método estático en estructuras regulares.

>85% del cortante basal V, obtenido mediante el método estático en estructuras irregulares. (NEC, Peligro sísmico, 2015, pág. 56)

#### **4.1.14 Modos de vibración**

El número de modos deberá:

Contribuir significativamente en la respuesta de la estructura, por medio de los periodos de vibración.

Involucrar la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90 % de la masa de la estructura, en cada dirección, (NEC, Peligro sísmico, 2015, pág. 58)

#### **4.1.15 Control de desplazamientos laterales.**

La deriva máxima por piso no debe exceder los límites de la deriva inelástica, y esta se expresa en la tabla 22.

**Tabla 22**

*Valores en función de altura de piso.*

<b>Estructuras de</b>	<b><math>\Delta_{max}</math></b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC Peligro sísmico, pág. 40.

Para la comprobación de la deriva, se debe tener en cuenta, la consideración que se trata de estructuras compuestas por mampostería, por lo cual la deriva máxima es 0.01.

$$0.75 * R * \Delta e < \Delta max \quad (\text{Ecuación 19})$$

$$\Delta max = 0.01$$

$$\Delta e < \frac{\Delta max}{0.75 * R}$$

$$\Delta e < \frac{0.01}{0.75 * 1}$$

$$\Delta e < 0.0133$$

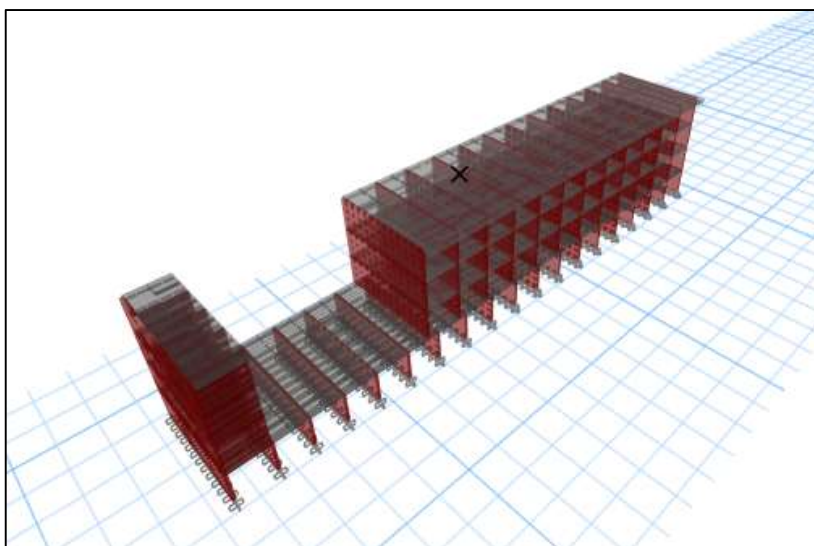
La deriva que presenta esta estructura es 0.0133 la cual es mayor a la deriva máxima 0.01 que debe cumplir según la NEC SE DS (peligro sísmico) por lo cual no cumple esta verificación.

#### ***4.1.16 Análisis de la estructura existente en ETABS***

Las estructuras existentes del cementerio de Zám̄biza y San José de Cocotog fueron modeladas en el software ETABS con la configuración que se presenta en las figuras 27, 28 y 29, con el fin de conocer las condiciones de resistencia y servicialidad de las estructuras actuales de los cementerios. Debido a que visualmente presentan daños estructurales los pabellones del cementerio de Zám̄biza.

**Figura 27**

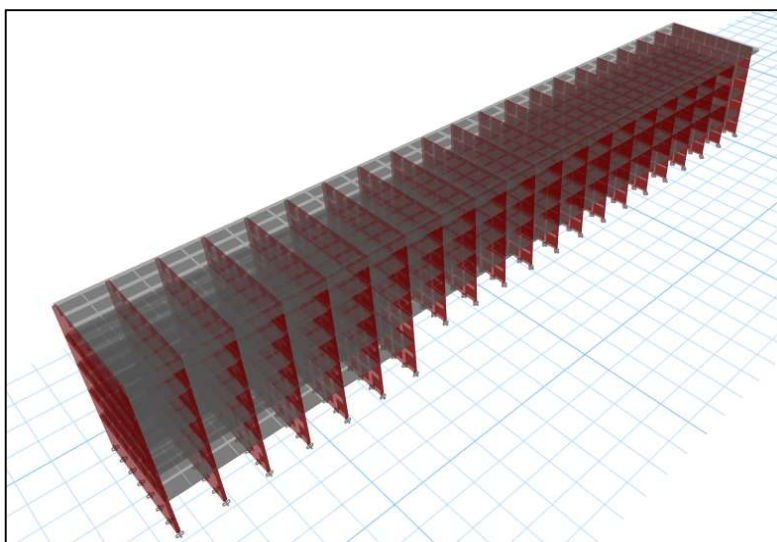
*Estructura existente del Cementerio de Zámbara Bloque Oriente.*



Elaborado por: El autor.

**Figura 28**

*Estructura existente del cementerio de Zámbara Bloque Sur.*

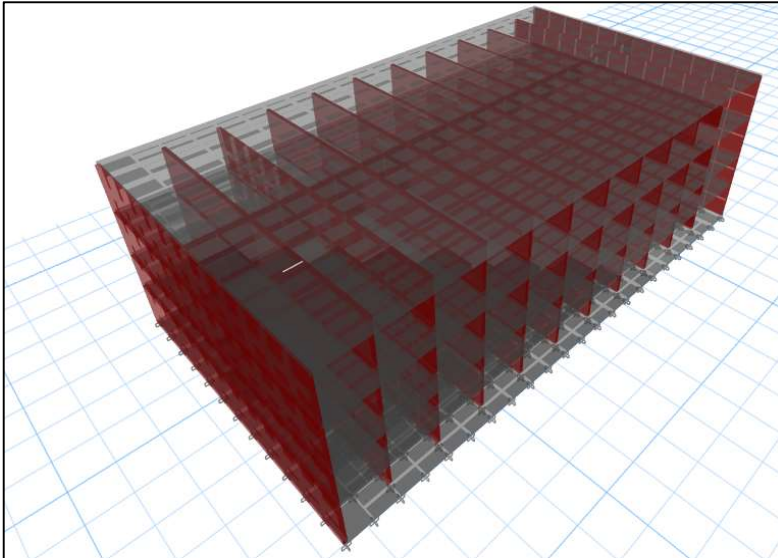


Elaborado por: El autor.

Para el análisis de tipologías existentes en el cementerio de Zámbara se tomaron estos bloques porque se identificó visualmente fallas debido a la falta de planificación antes y durante su construcción, además presentan asimetría en planta y elevación.

**Figura 29**

*Estructura existente del Cementerio de San José de Cocotog.*



Elaborado por: El autor.

En el caso del cementerio de San José de Cocotog, por ser un cementerio prácticamente nuevo no presenta problemas visuales en sus estructuras, además todos los bloques son similares, por lo cual se escogió un solo bloque de nichos para el análisis de tipologías existentes, también se puede observar que esta estructura es simétrica tanto en planta como en elevación.

**4.1.17 Comparación de resultados de las estructuras existentes.**

**4.1.17.1 Comparación de la verificación del periodo de vibración.**

Se realizó el análisis de las estructuras actuales, en cuanto a los periodos de vibración, mediante los dos métodos, estos se presentan en la tabla 23; como se puede observar las estructuras del

cementerio de Zámbriza no cumplen la verificación del periodo de vibración, en comparación con la estructura del San José de Cocotog, la cual si cumple.

**Tabla 23**

*Resultados periodo de vibración.*

Cementerio	Sector	Periodo Calculado		Periodo	Condición
		T <sub>1</sub>	1.3*T <sub>1</sub>	ETABS T <sub>2</sub>	
Zámbriza	Bloque Oriente	0.1272	0.16536	0.241	No cumple
	Bloque Sur	0.1632	0.21216	0.221	No cumple
San José de Cocotog	Bloque	0.1545	0.18785	0.096	Cumple

Elaborado por: El autor.

#### 4.1.17.2 Comparación de la verificación de masa participativa

La masa participativa debe ser al menos el 90%, todas estructuras logran obtener dicho factor, pero claramente en diferentes números de modos, como se observa en la tabla 24.

**Tabla 24**

*Masa participativa.*

Cementerio	Sector	Masa participativa		Nº de modo	
		X	Y	x	y
Zámbriza	Bloque Oriente	0.906	0.9656	1	7
	Bloque Sur	0.9905	0.9663	2	9
San José de Cocotog	Bloque	0.9816	0.9746	4	8

Elaborador por: El autor.

#### 4.1.17.3 Comparación de la verificación del cortante basal

Se analizó la condición del cortante basal que se menciona en la sección 3.1.7.12, para cada estructura actual de los cementerios mencionados, de lo cual se puede concluir que solo el bloque del cementerio de San José de Cocotog cumple la condición como se observa en la tabla 25.



**Tabla 25***Cortante basal.*

Cementerio	Sector	Cortante basal (kgf)			Condición
		SDx	SEx	0.8 *SE	SD<0.8*SE
Zámbiza	Bloque Oriente	98778.23	-108336.8	-86669.44	cumple
		SDy	SEy	0.8 *SE	
	79389.35	-108336.8	-86669.44	no cumple	
	Bloque Sur	SDx	Sex	0.8 *SE	
		58474.53	-66125.11	-52900.088	cumple
		SDy	Sey	0.8 *SE	
39248.27		-66125.11	-52900.088	no cumple	
San José de Cocotog	Bloque	SDx	Sex	0.8 *SE	
		65569.83	-72977.49	-58381.992	cumple
	SDy	SEy	0.8 *SE		
	61976.9	-72977.49	-58381.992	cumple	

Elaborado por: El autor

**4.1.17.4 Comparación de la verificación de la deriva inelástica**

La tabla 26 indica la condición que debe cumplir y los valores de las derivas obtenidas del ETABS. Observando los resultados se puede decir que las estructuras de Zámbiza no cumplen las condiciones de la deriva, mientras que la estructura de San José de Cocotog si cumple.

**Tabla 26***Derivas de piso.*

Cementerio	Sector	$\Delta e$	Derivas	Condición
			$\frac{\Delta max}{0.75 * R}$	$\Delta e < \frac{\Delta max}{0.75 * R}$
Zámbiza	Bloque Oriente	0.0211	0.0133	no cumple
	Bloque Sur	0.0148	0.0133	no cumple
San José de Cocotog	Bloque	0.001672	0.0133	cumple

Elaborador por: El autor.

#### 4.1.17.5 Comparación de la verificación de la irregularidad torsional

La irregularidad torsional se indica en la tabla 27, de lo que se puede observar en las estructuras de los cementerios de Zámbez y San José Cocotog, no existen.

**Tabla 27**

*Irregularidad Torsional.*

Cementerio	Sector	Desplazamiento			Condición	
		$\Delta_1$ x(cm)	$\Delta_2$ y(cm)	$\Delta$ (cm)	$1.2 * \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$	$\Delta > 1.2 * \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$
Zámbez	Bloque Oriente	3.29	0.51	3.29	2.28	cumple
	Bloque Sur	2.283	0.28	2.283	1.5378	cumple
San José de Cocotog	Bloque	0.404	0.115	0.404	0.3114	cumple

Elaborador por: El autor.

#### 4.2 Diseño de las tipologías estructurales nuevas en el cementerio de Zámbez.

##### 4.2.1 Parámetros de diseño estructural.

El método tradicional del diseño sismo-resistente se basa en la Norma Ecuatoriana de la Construcción Peligro Sísmico (NEC-15), debido a que toda estructura estará sometida a una fuerza sísmica, por consiguiente, debe ser analizado, bajo ese tipo de combinación de cargas.

La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El análisis estructural se hace para el sismo de diseño, el cual es el evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

El sismo de diseño se determina en función de un mapa de peligro sísmico que se indica en la sección 3.1.3.4 y los efectos dinámicos se modelaron a través de un espectro de respuesta.

Los aspectos de la filosofía sismo resistente que se debe cumplir son:

- La estructura debe tener la capacidad de resistir las cargas que especifique la norma.
- Las derivas de piso deben ser menores a las admisibles.

- Disipar energía, haciendo uso de técnicas de diseño por capacidad.

En estructuras de ocupación normal, el método basado en fuerzas se lo puede resumir en los siguientes pasos:

- Realizar el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales.
- Estimar el periodo de la estructura.
- Definir el espectro de respuesta (acción sísmica).

Una vez ingresado los pre-diseños en el software, se procede a:

- Evaluar la participación de la masa y rigidez
- Obtener el periodo fundamental.
- Cálculo del cortante basal.
- Control de las derivas.
- Irregularidad en planta y en elevación
- Corte mínimo
- Efectos de segundo orden
- Torsión accidental, etc.

#### ***4.2.2 Sistema estructural de hormigón armado***

En un pórtico especial los elementos que resisten el sismo son las columnas y las vigas descolgadas, la ubicación de las rótulas plásticas serán en el extremo de vigas y base de la columna del primer piso. Se debe conseguir columna fuerte, nudo fuerte y viga fuerte a corte, punzonamiento, pero débil a flexión.

#### ***4.2.3 Módulo de elasticidad del hormigón***

El módulo de elasticidad es uno de los parámetros que se requiere ingresar en los “Materiales” del Software Etabs, por lo cual se utilizó la ecuación 12, para el cálculo.

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{Ea} * \sqrt{f'c}$$

Ecuación ( 20)

Donde:

$E_c$  =Módulo de elasticidad (GPa)

$Ea$  =Módulo de elasticidad del agregado (GPa)=27.2 (Pifo- Pichincha)

$f'c$  = Resistencia a la compresión del hormigón (GPa)

#### 4.2.4 Combinaciones de cargas de diseño

Los casos de carga que se utilizaron en el proyecto se presentan en la tabla 28.

**Tabla 28**

*Combinaciones de carga.*

Nº Combinación	Casos de carga
1	1.4 D
2	1.2 D + 1.6 L + 0.5 máx.[Lr ;S ;R]
3	1.2 D + 1.6 max [Lr; S; R] + max [L; 0.5W]
4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max [Lr; S; R]
5	1.2 D ± 1.0 E + L + 0.2 S
6	0.9 D + 1.0 W
7	0.9 D ± 1.0E

Fuente: NEC, Cargas No Sísmicas, 2015, pág. 19.

Donde:

D=Carga Muerta.

E= Carga de sismo.

L= Sobrecarga (carga viva).

Lr= Sobrecarga de cubierta (carga viva).

S= Carga de granizo.

R= Carga de lluvia.

$W$  = Carga de viento (NEC, Cargas No Sísmicas, 2015).

Nota: Las combinaciones con sismo (E) se deben tomar en cuenta el sismo dinámico y el sismo estático.

Carga muerta o permanente: Es el peso de todos los elementos estructurales incluidas mampostería, acabados, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas y objetos que se van a colocar de forma permanente.

Carga viva: Es el peso en función del uso que tendrá la estructura, esta carga incluye pesos de personas, muebles, mercadería y equipos móviles.

En la tabla 29, se indica las cargas vivas que se utilizaron en el proyecto

**Tabla 29**

*Cargas vivas del proyecto del cementerio de Zámiza.*

Ocupación o uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.7
Salón de uso público y sus corredores	4.8
Corredores	4.8
Bodega de almacenamiento liviana	6.0

**Nota:** La carga de bodegas de almacenamiento liviano se considera en los lugares donde se van a encontrar los féretros. Fuente: NEC cargas no sísmicas pág. 26.

Carga sísmica

La carga sísmica se establece en función de la NEC Peligro sísmico (2015), por esta razón se establece el diseño sísmico en función de la zonificación sísmica, como se explicó en la sección 3.1.5.

#### **4.2.5 Cortante basal de diseño**

Se establece en base la ecuación 13 presentado en el capítulo 3.1.7.4.

#### ***4.2.6 Coeficiente de importancia I***

El coeficiente de importancia se lo estableció en función de la tabla 17.

#### ***4.2.7 Factor de reducción R***

El proyecto se trata de un sistema estructural dúctil porticado resistente a momentos, el valor se obtiene de la tabla 30.

**Tabla 30**

*Factor de reducción R.*

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente	8

Fuente: NEC Peligro sísmico pág. 65.

#### ***4.2.8 Regularidad en planta y en elevación***

Las estructuras actuales presentan irregular en planta y en elevación, en base a factores establecidos en la NEC-Peligro Sísmico se estableció  $\Phi_e=0.9$  y  $\Phi_p=0.9$ .

En la tabla 31, se presenta el resumen de los datos que se escogió para las estructuras nuevas en función de lo presentado anteriormente.

**Tabla 31**

*Resumen de datos para el espectro inelástico.*

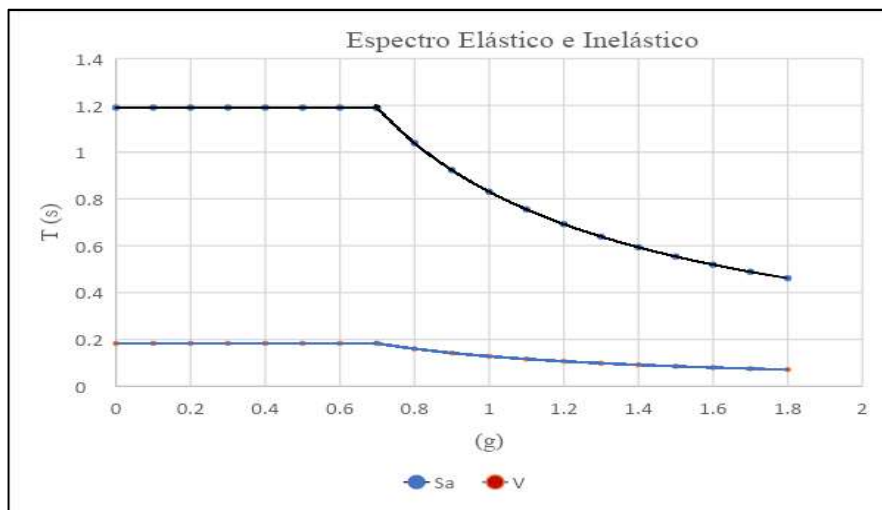
Sección	I	Z(g)	R	$\Phi_e$	$\Phi_p$
Bloque 1 y bloque 2 (nueva)	1	0.4	8	0.9	0.9

Elaborador por: El autor.

En la figura 30, se presenta la gráfica del espectro elástico e inelástico de las estructuras nuevas con las consideraciones antes realizadas.

**Figura 30**

*Espectro Elástico e Inelástico.*



**Nota:** El espectro inelástico V, no incluye la carga reactiva. Elaborador por: El autor.

#### **4.2.9 Carga sísmica reactiva $W$**

Se establece mediante la ecuación 14.

#### **4.2.10 Periodo de vibración**

Se calculó en base a la ecuación con la ecuación 15.

Datos

$$h_n=9.58 \text{ m}$$

$C_t$  y  $\alpha= 0.055$  y  $0.75$  respectivamente (tabla 21)

$$T = 0.055 * 9.58^{0.75} = 0.299(s)$$

En el proyecto para el bloque 2, el periodo con el método 1 se calcula con los siguientes datos:

Datos

$$h_n=9.8 \text{ m}$$

$C_t$  y  $\alpha= 0.055$  y  $0.75$  respectivamente (tabla 21)

$$T = 0.055 * 9.8^{0.75} = 0.304(s)$$

#### ***4.2.11 Condición del periodo de la estructura.***

Se presenta la condición en la ecuación 17, sección 3.1.7.10.

#### ***4.2.12 Irregularidad Torsional.***

La NEC, Peligro sísmico (2015), establece que existe torsión en planta si se cumple la ecuación 18, sección 3.1.7.11.

#### ***4.2.13 Ajuste del cortante basal de los resultados***

Se analiza cómo se explicó en la sección 3.1.7.12.

#### ***4.2.14 Modos de vibración***

En la sección 3.1.7.13, se presenta las consideraciones de los modos de vibración.

#### ***4.2.15 Control de desplazamientos laterales.***

La deriva máxima por piso no debe exceder los límites de la deriva inelástica, y esta se expresa en la tabla 32 y ecuación 19.



**Tabla 32**

*Valores en función de altura de piso.*

<b>Estructuras de</b>	<b><math>\Delta_{max}</math></b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02

Fuente: NEC Peligro sísmico, pág. 40.

$$0.75 * R * \Delta e < \Delta_{max}$$

$$\Delta_{max} = 0.02$$

$$\Delta e < \frac{\Delta_{max}}{0.75 * R}$$

$$\Delta e < \frac{0.02}{0.75 * 8}$$

$$\Delta e < 0.0033$$

### **4.3 Pre diseño de la estructura nueva**

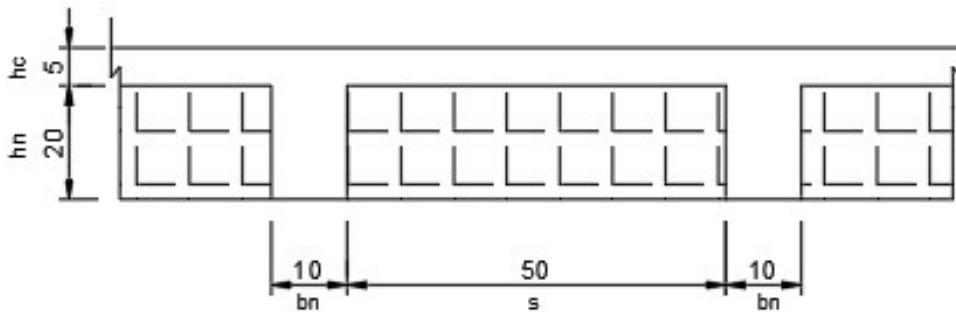
El prediseño ayuda a tener una noción de las dimensiones de losas, vigas y columnas para poder ingresar dichas dimensiones en el software ETABS.

#### **4.3.1 Prediseño de Losa.**

Es necesario determinar qué tipo de losa se va a prediseñar, ya que puede ser losa nervada o losa maciza. En el proyecto se escogió realizar: losa nervada, en el bloque 1 y en el bloque 2; de las dimensiones que se indican en la figura 31.

**Figura 31**

*Dimensiones de la losa nervada.*



Elaborado por: El autor.

A continuación, se presentan los pasos para la determinación de las dimensiones de la losa nervada del bloque 1, y de forma análoga se calculó las del bloque 2.

1. Determinación de la inercia de la losa nervada

$$I_n = 24548.611 \text{ cm}^4$$

Donde:

$I_n$  = Inercia de la losa nervada

2. Determinación de la altura equivalente de la losa nervada en losa maciza mediante la ecuación 21.

$$h_{equi} = \sqrt[3]{\frac{12 * I_n}{b}} \quad \text{Ecuación ( 21)}$$

$$h_{equi} = \sqrt[3]{\frac{12 * 24548.611 \text{ cm}^4}{40 \text{ cm}}} = 19.456 \text{ cm}$$

3. Cálculo de la deflexión de la losa.

- a. Encontrar el ancho efectivo de la losa y viga, y a su vez la contribución de la viga, para determinar la inercia de viga principal.

Dimensiones de la **viga asumida**

Ancho de la viga( $b_w$ )= 25 cm

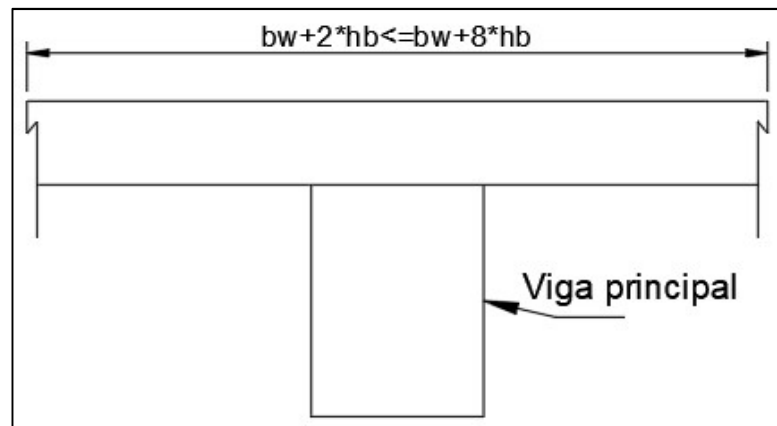
Altura de la viga ( $h_v$ )=45 cm

$$hb = hv - he_{qui} \quad \text{Ecuación ( 22)}$$

$$hb = 45 \text{ cm} - 19.456 = 25.544 \text{ cm}$$

**Figura 32**

*Dimensiones de la viga asumida.*



Elaborado por: El autor.

$$b_w + 2 * h_b = 25 \text{ cm} + 2 * 45 \text{ cm} = 76.088 \text{ cm}$$

$$b_w + 8 * h_b = 25 \text{ cm} + 8 * 45 \text{ cm} = 180.647 \text{ cm}$$

$$76.088 \text{ cm} \leq 180.647 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

$$bf = 76.088 \text{ cm}$$

$$I_{VP} = 307281.8 \text{ cm}^4$$

Donde

$b_f$ = Ancho efectivo.

$I_{VP}$ = Inercia de la viga principal.

- b. Determinación de la inercia de la losa en dirección x y en dirección y, mediante la ecuación 23.

Losa x =  $L_x=405$  cm

Losa y= $L_y=330$  cm

Losa x adyacente= $L_x'=380$  cm

Losa y adyacente= $L_y'=195$  cm

$$I_L = \frac{\left(\frac{L(x \text{ o } y) + L(x \text{ o } y)'}{2}\right) * h_{eq}^3}{12} \quad \text{Ecuación ( 23)}$$

$$I_{Lx} = \frac{\left(\frac{405 + 380}{2}\right) * 19.456^3}{12} = 240883.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{Ly} = \frac{\left(\frac{330 + 195}{2}\right) * 19.456^3}{12} = 161100.3 \text{ cm}^4$$

- c. Determinación de  $\alpha_{fm}$ , al tratarse de un prediseño se asume el valor de 1
- d. Determinación de  $\beta$  (ecuación 24)

$$\beta = \frac{L_{m\acute{a}xima} - b_w}{L_{m\acute{m}nima} - b_w} \quad \text{Ecuación ( 24)}$$
$$\beta = \frac{405 \text{ cm} - 25 \text{ cm}}{330 \text{ cm} - 25 \text{ cm}} = 1.25$$

- e. Determinación de la  $h_{min}$  (ecuación 25)

$$h_{min} = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{14000 \frac{kg}{cm^2}})}{36 + 5\beta * (\alpha_{fm} - 0.2)} \quad \text{Ecuación ( 25)}$$

$$h_{min} = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{14000 \frac{kg}{cm^2}})}{36 + 5\beta * (\alpha_{fm} - 0.2)}$$

$$h_{min} = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{14000 \frac{kg}{cm^2}})}{36 + 5\beta * (\alpha_{fm} - 0.2)}$$

$$h_{min} = \frac{\ln(0.8 + \frac{4200 \frac{kg}{cm^2}}{14000 \frac{kg}{cm^2}})}{36 + 5 * 1.25 * (1.00 - 0.2)} = 9.358 \text{ cm}$$

Si  $h_{equi} > h_{min}$

$$19.456 \text{ cm} > 9.358 \text{ ok}$$

Al cumplir  $h_{equi} > h_{min}$ , la losa asumida cumple la condición de deflexión, y permite obtener dimensiones de prediseño de la losa.

#### 4.3.2 Prediseño de vigas *Para el prediseño de las vigas se realizaron las siguientes consideraciones.*

##### 1. Determinación de carga viva

La carga viva se presenta en la tabla 33.

**Tabla 23**

*Carga viva del proyecto del bloque 1 y bloque 2.*

<b>L=Carga viva</b>	<b>kgf/m2</b>
Lpisol corredores	480
Lpisol nichos	600
Lterraza	70

Elaborado por: El autor.

2. Determinación de la carga muerta se presenta en las tablas 34 y 35.

**Tabla 24**

*Carga muerta del proyecto del bloque 1 y bloque 2.*

<b>D=Carga muerta</b>	<b>Bloque 1 (kgf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Bloque 2 (kgf/m<sup>2</sup>)</b>
D instalaciones	20	20
D mampostería	114	50
D masillado	40	40
D baldosa	20	20
D losa	120.072	120.072

**Nota:** Depende del bloque que se analice. Elaborado por: El autor.

**Tabla 25**

*Carga muerta de cada área de los bloques del cementerio.*

<b>Carga muerta prediseño</b>	<b>Bloque 1 kgf/m<sup>2</sup></b>	<b>Bloque 2 kgf/m<sup>2</sup></b>
Sobrecarga corredor	194	130
D losa	120.07	120.072
<b>Total</b>	<b>314.07</b>	<b>250.07</b>

**Nota:** Depende del sector del proyecto. Elaborado por: El autor.

3. Determinación de la carga última en una distribución lineal.

Carga triangular

$$W = \frac{qu * s}{3} \quad \text{Ecuación ( 26)}$$

Carga trapezoidal

$$W = \frac{qu * s}{3} * \left( \frac{3 - m^2}{2} \right) \quad \text{Ecuación ( 27)}$$

Donde:

qu= Carga última (kg/m<sup>2</sup>)

s= Longitud del lado corto (m)

$l$ =Longitud del lado largo (m)

$m$ = relación entre la longitud del lado largo y la longitud del lado corto= $\frac{l}{m}$

Datos del bloque 1, eje 3 sección A-B

Datos

$s= 2.1$  m

$l=4.05$  m

$m= s/l= 0.519$

Cálculo de la carga viva y de la carga muerta.

$$W_L = \frac{480 * 2.1}{3} * \left( \frac{3 - 0.519^2}{2} \right) = 458.83 \frac{kgf}{m}$$

$$W_D = \frac{314.07 * 2.1}{3} * \left( \frac{3 - 0.519^2}{2} \right) = 300.22 \frac{kgf}{m}$$

Carga última distribuida (Ecuación 28)

$$qu = 1.2 D + 1.6 L \quad \text{Ecuación ( 28)}$$

Ejemplo de cálculo

$$qu = 1.2 * 300.22 + 1.6 * 458.83 = 1094.39 \frac{kgf}{m} = 109.44 \frac{kN}{m}$$

4. Obtención del momento negativo y positivo.

$$Mu^+ = \frac{qu * ln^2}{14} \quad \text{Ecuación ( 29)}$$

$$Mu^- = \frac{qu * ln^2}{10} \quad \text{Ecuación ( 30)}$$

Donde

$ln$ = promedio de luces de vanos adyacentes (m).

Ejemplo de cálculo

$$Mu^+ = \frac{109.44 * 4.05^2}{14} = 128.22 \text{ kN} * m$$

$$Mu^- = \frac{109.44 * 4.05^2}{10} = 179.51 \text{ kN} * m = 18298.49 \text{ kg} * m$$

5. Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0.85 * b1 * \frac{f_c}{f_y} * \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right) = 0.021$$

$$\text{si } b1 = 0.85 \text{ (en base al hormigón } 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\text{)}$$

$$R = R_o * f_y * \left( 1 - \frac{R_o * f_y}{1.7 * f_c} \right) = 39.32$$

$$R_o = 0.5 * \rho_b$$

6. Cálculo de la altura requerida mediante la ecuación 31.

$$d_{req} = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * R_n * b}} \quad \text{Ecuación ( 31)}$$

Donde

b=Ancho de la viga (se asume un ancho)

$\phi=0.9$

Ejemplo de cálculo.

$$d_{req} = \sqrt{\frac{18298.49 \text{ kg} * m}{0.9 * 39.32 * 0.25}} = 0.45 \text{ m}$$

A continuación, en la tabla 26, se presenta en resumen de los valores de vigas ingresados al software ETABS.



**Tabla 26***Cuadro de resumen de vigas prediseño.*

<b>PISO</b>	<b>NIVEL (m)</b>	<b>Centrales Longitudinale s</b>	<b>Centrales Transversale s</b>	<b>Perimetrale s</b>
PLANTA 1	0.25	25*45	25*45	25*35
PLANTA 1	0.43	25*45	25*45	25*35
PLANTA 2	4.45	25*45	25*45	25*35
PLANTA 2	4.63	25*45	25*45	25*35

Elaborado por: El autor.

En el anexo 2 se indica la tabla del cálculo de cada sección de viga.

#### 4.3.3 Pre diseño de columna

1. Obtención de la carga última con la ecuación 32.

$$Pu = nP((1.2 * D) + 1.6 L) * A \quad \text{Ecuación ( 32)}$$

Donde

Pu=Carga última (kg)

P=Carga nominal (kg)

nP=Número de pisos=2

A=Área cooperante (m<sup>2</sup>)

Ejemplo de cálculo de bloque 1, columnas centrales.

A= 10. 83 m<sup>2</sup>

$$Pu = 2 * ((1.2 * 1224.07) + 1.6 480) * 10.83 = 48450.95 \text{ kg} = 48.45 \text{ T}$$

2. Columnas basadas en resistencia axial, se calcula el área gruesa mediante la ecuación

33.

$$Ag = \frac{Pu}{96} * 1000 \quad \text{Ecuación ( 33)}$$

Ejemplo de cálculo

$$Ag = \frac{48.45}{96} * 1000 = 504.69 \text{ cm}^2$$

La ecuación 34 previa sirve para obtener la base para columna cuadradas.

$$b = \sqrt{Ag} \quad \text{Ecuación ( 34)}$$

Ejemplo de cálculo

$$b = \sqrt{504.69} = 22.46 \text{ cm}$$

Donde

Ag=Área gruesa (cm<sup>2</sup>)

b=Ancho de la columna y largo de la columna.

3. Columnas basadas en rigidez lateral, se utiliza la ecuación 35.

$$h = \sqrt[4]{\frac{P * H^2 * R}{12 * E * \Delta m}} \quad \text{Ecuación ( 35)}$$

Donde

H=Altura libre del edificio (cm)

R=Factor de reducción sísmica= 8

$\Delta m$ =Deriva admisible=0.02 (NEC-Peligro Sísmico)

E=Módulo de elasticidad (kg/cm<sup>2</sup>)

h=Altura de la columna (cm).

Ejemplo de cálculo

$$h = \sqrt[4]{\frac{26.51 * 850^2 * 8}{12 * 160043.63 * 0.02}} = 43.62 \text{ m}$$

Las dimensiones de prediseño para las columnas centrales son 30 \*40 cm

A continuación, en la tabla 37 se observa el resumen de las dimensiones de las columnas que se ingresaron en el ETABS.

**Tabla 27**

*Resumen de dimensiones de columna.*

	<b>Columna central</b>	<b>Columna esquinera</b>	<b>Columna de borde</b>
Dimensiones (cm)	30*40	30*35	30*40

Elaborador por: El autor.

En el anexo 2 se presenta de manera detallada el prediseño de las columnas.

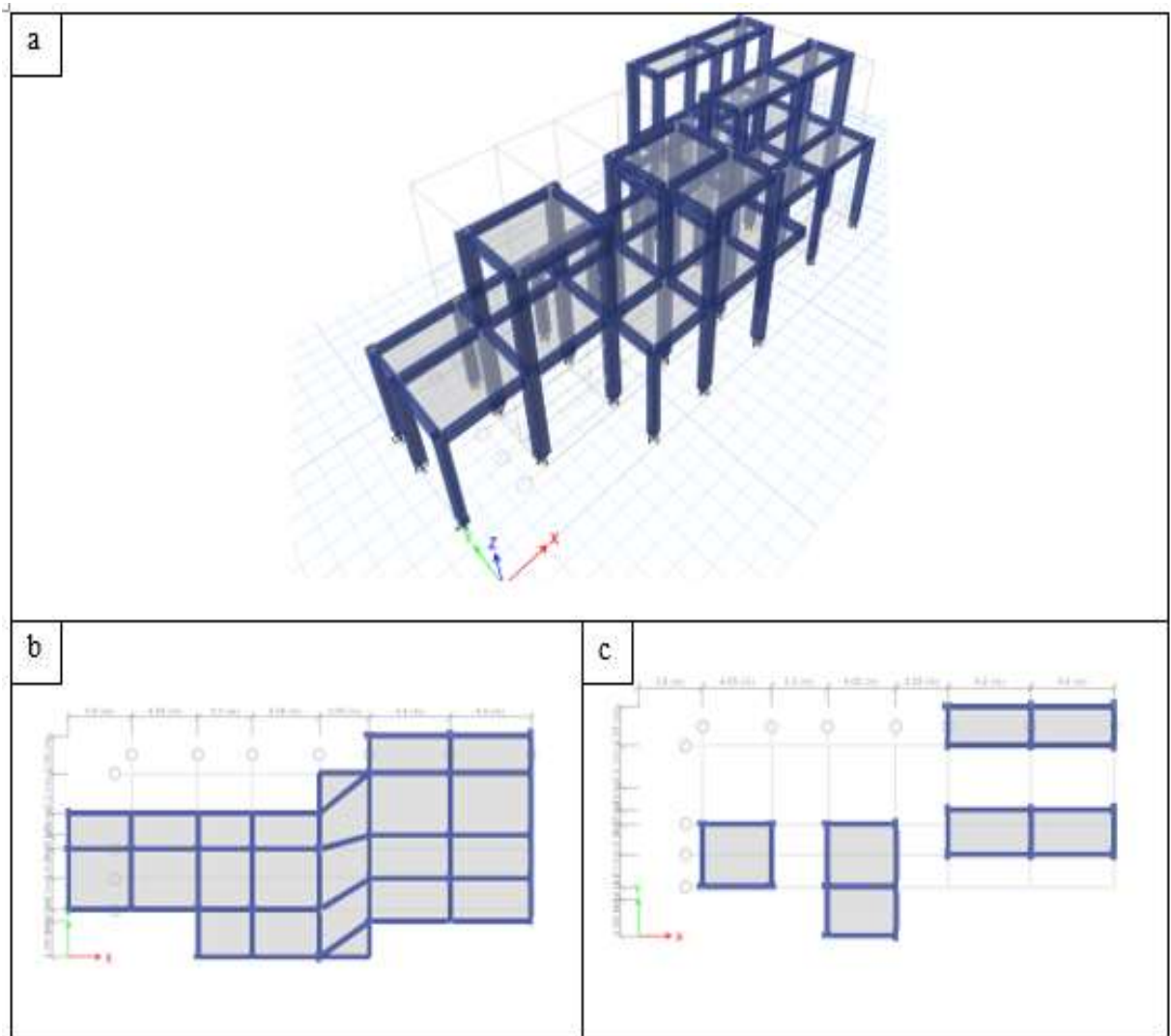
#### **4.4 Modelamiento de la estructura nueva en ETABS.**

##### ***4.4.1 Geometría de la estructura.***

En la figura 33 y 34, se indican el bloque 1 y el bloque 2 respectivamente del cementerio de Zámbriza, modelado en el software ETABS.

**Figura 33**

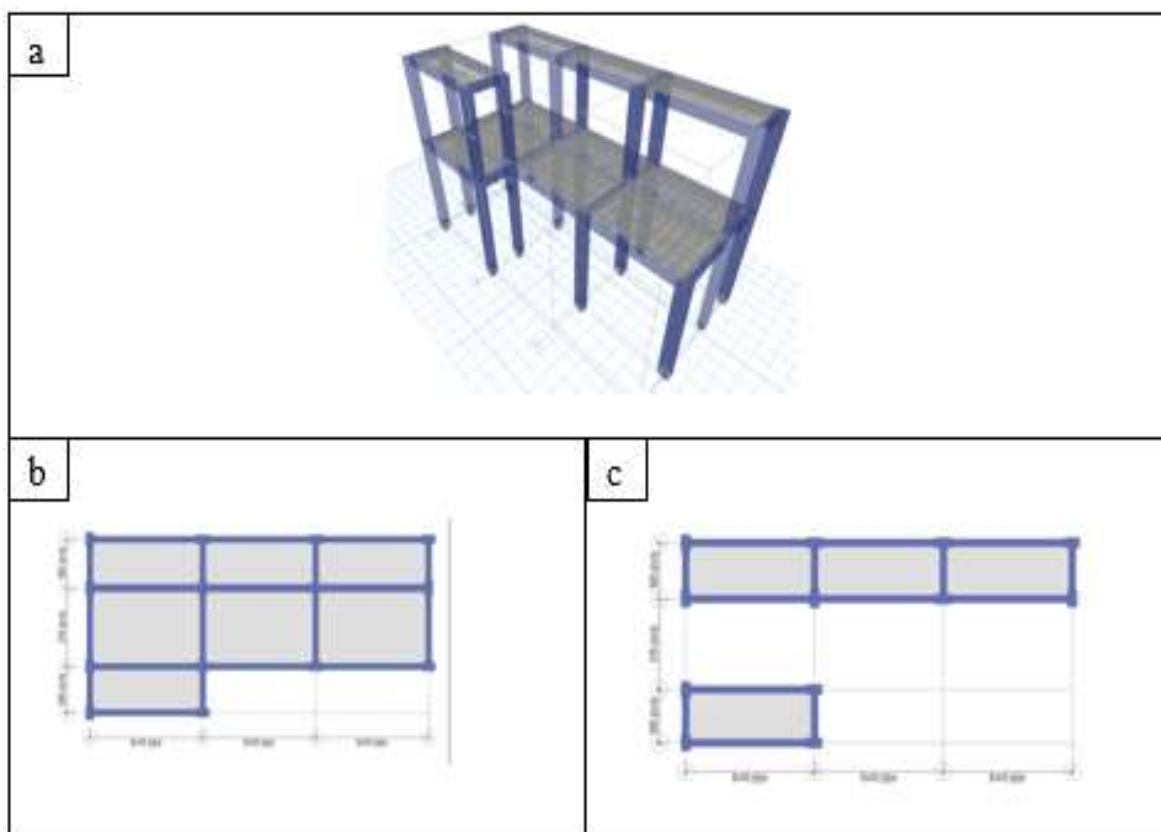
*Vista del bloque 1 del cementerio de Zámbriza.*



**Nota:** a) Vista en 3D, Vista en planta: b) N+0.40 c) N+4.60. Elaborado por: El autor.

**Figura 34**

*Vista del bloque 2 del cementerio de Zámbriza.*



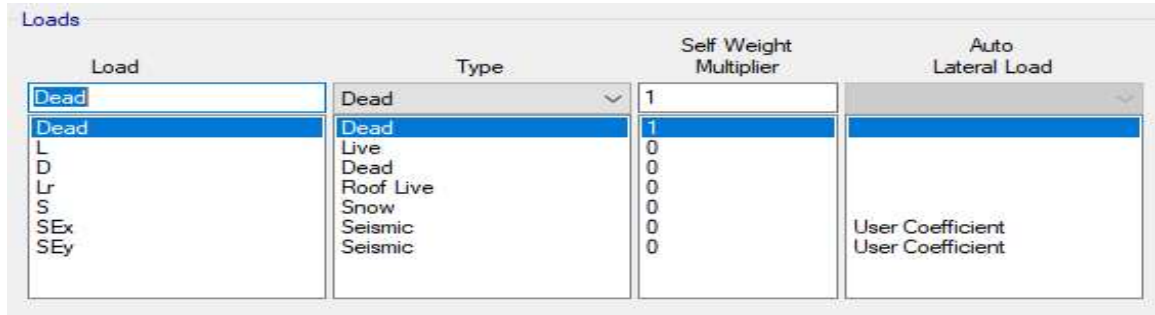
**Nota:** a) Vista en 3D, Vista en planta: b) N+0.22 c) N+4.42. Elaborado por: El autor.

#### **4.4.2 Definición de las cargas en el programa y combinaciones.**

Las cargas ingresadas en el software ETABS, se indican en la figura 35 y 36. La carga muerta (D), tiene un factor de 1, debido a que se trata del peso de los elementos de la estructura y lo calcula de manera automática, el resto de cargas tienen el factor 0, lo que significa que la carga va a ser ingresada por el usuario, se utiliza las mismas consideraciones para el modelamiento del bloque 1 y del bloque 2.

**Figura 35**

*Cargas asignadas a la estructura.*



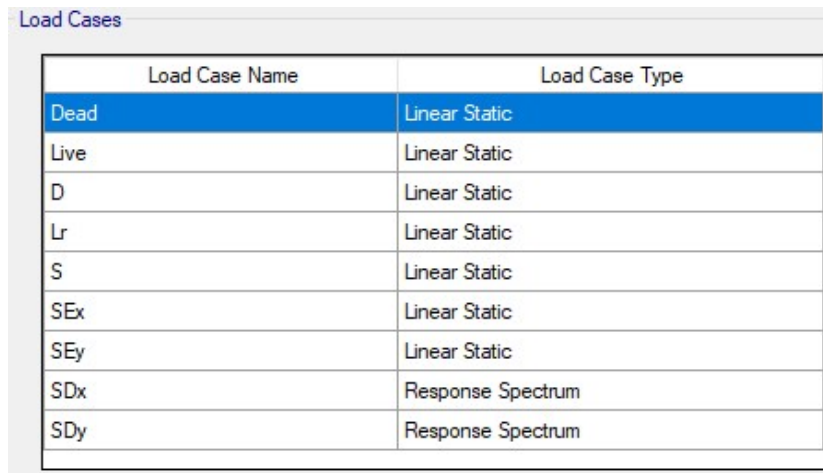
Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
L	Live	0	
D	Dead	0	
Lr	Roof Live	0	
S	Snow	0	
SEx	Seismic	0	User Coefficient
SEy	Seismic	0	User Coefficient

Elaborado por: El autor.

En la figura 36 se puede observar la inserción del espectro de respuesta (Response Spectrum) en las direcciones (x –y) y las especificaciones de cada tipo de carga.

**Figura 36**

*Especificación del tipo de carga.*



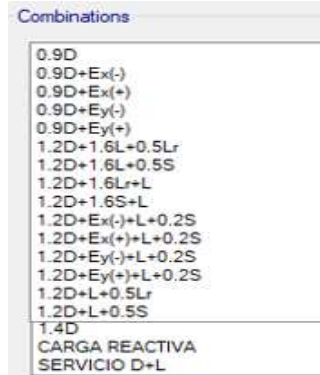
Load Case Name	Load Case Type
Dead	Linear Static
Live	Linear Static
D	Linear Static
Lr	Linear Static
S	Linear Static
SEx	Linear Static
SEy	Linear Static
SDx	Response Spectrum
SDy	Response Spectrum

Elaborado por: El autor.

La figura 37, indica las combinaciones de carga que se ingresaron al ETABS, y con las cuales se analizará el bloque 1 y el bloque 2, estas combinaciones, se obtienen de la NEC Peligro sísmico.

**Figura 37**

*Combinaciones de carga.*



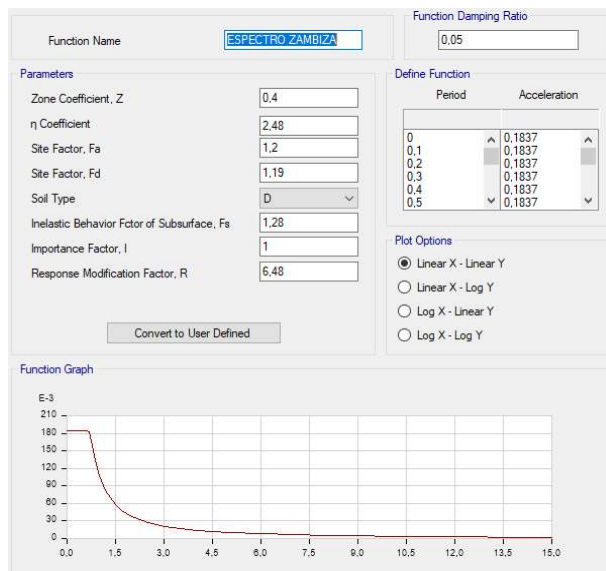
Elaborado por: El autor

#### 4.4.3 Definición del espectro de respuesta.

El espectro de respuesta del proyecto se realizó en función de los datos de la sección 3.1.5 y 3.1.8.5, donde se define los parámetros que se requieren para generar el espectro como se observa en la figura 38.

**Figura 38**

*Espectro de respuesta del cementerio de Zámbriza.*



Elaborado por: El autor.

#### 4.4.4 Análisis e interpretación de resultados.

El software ETABS, nos ayuda en la revisión de las secciones de las estructuras, tanto como losas, vigas, columnas y muros. Después de modelar las estructuras, se realiza el corrido de la misma y se procede a verificar los resultados, con el fin que cumplan los requisitos de la NEC-Peligro sísmico (2015).

En la tabla 38 y 39, se observan los resultados del bloque 1 y del bloque 2 respectivamente, en ellas se puede observar: los periodos, la masa participativa y la rotación.

**Tabla 28**

*Resultados obtenidos del bloque 1 (programa ETABS).*

Bloque 1							
Mod o	T (s)	UX	UY	SumU X	SumU Y	RZ	SumR Z
1	0.38 6	0.831	0.0008	0.831	0.0008	0.0456	0.0456
2	0.35 7	0.0004	0.8961	0.8314	0.8969	0.0013	0.0469
3	0.32 9	0.0463	0.0011	0.8777	0.898	0.8196	0.8664
4	0.22 6	0.0024	0.0000261 4	0.8801	0.8981	0.0019	0.8683
5	0.20 8	0.0065	0.0012	0.8867	0.8993	0.0004	0.8687
6	0.19 6	0.0021	0.0007	0.8887	0.9	0.0155	0.8842
7	0.17 8	0.018	0.0000229 5	0.9067	0.9	0.0000102 8	0.8842
8	0.16 7	0.0003	0.0164	0.907	0.9164	0.0297	0.9139
9	0.15 9	0.0000185 7	0.0022	0.907	0.9186	0.0006	0.9145

Elaborado por: El autor en colaboración con el software ETABS.



**Tabla 29**

*Resultados obtenidos del bloque 2 (programa ETABS).*

<b>Bloque 2</b>							
<b>Modo</b>	<b>T (s)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>RZ</b>	<b>SumRZ</b>
1	0.391	0.0001	0.8537	0.0001	0.8537	0.0002	0.0002
2	0.389	0.8576	0.0002	0.8577	0.8539	0.0122	0.0124
3	0.324	0.0136	0.0002	0.8713	0.8541	0.8597	0.8721
4	0.142	0.0157	0.0173	0.887	0.8714	0.0059	0.878
5	0.137	0.0109	0.0313	0.898	0.9026	0.0019	0.8799
6	0.111	0.0054	0.0007	0.9034	0.9034	0.034	0.9139

Elaborado por: El autor en colaboración con el software ETABS.

Donde:

T=Periodo de vibración

Ux, Uy=Coeficientes de participación de masa en cada dirección de análisis.

Rx=Coeficiente de participación correspondiente al grado de libertad torsional.

#### **4.4.4.1 Verificación del periodo de vibración de la estructura.**

En las tablas 38 y 39, nos indica el periodo de la estructura calculado con el método 2, para realizar la verificación que se menciona en la sección 3.1.8.7.

Ta<sub>1</sub>=0.384 (Bloque 1)

$$0.386 < 1.3 * (0.299 (s))$$

$$0.386(s) < 0.389(s) \text{ ok}$$

Ta<sub>2</sub>=0.391 (Bloque 2)

$$0.391 < 1.3 * (0.305 (s))$$

$$0.391(s) < 0.396(s) \text{ ok}$$

#### 4.4.4.2 Verificación de la masa participativa de la estructura.

En la tabla 38 correspondiente al bloque 1, se puede observar que en el modo 7, en la dirección x y en el modo 9 en la dirección y, se cumple que la participación de masa es al menos el 90%. Obteniendo en la dirección x un 90% y en la dirección un 91%.

En la tabla 39 correspondiente al bloque 2, se puede observar que en el modo 6, en la dirección x y en la dirección en la dirección y, se cumple que la participación de masa es al menos el 90%.

#### 4.4.4.3 Verificación de los modos de vibración.

Los modos de vibración para cumplir la verificación los dos primeros modos deben trasladarse y el tercero modo debe rotar.

#### 4.4.4.4 Verificación del cortante basal.

Para estructuras regulares debe cumplir la condición indica en la sección 4.1.13. En la tabla 40, se encuentran los datos proporcionados por el ETABS del bloque 1.

$$Vd \geq 0.8 * Ve$$

**Tabla 30**

*Verificación del cortante basal bloque 1.*

<b>Bloque 1</b>		
<b>Hipótesis sísmica</b>	<b>FX Kgf</b>	<b>FY Kgf</b>
SEx	-75061.04	0
SEy	0	-75061.04
SDx	68947.13	1905.99
SDy	1697.27	65129.01

Elaborado por: El autor.

Donde:

Ex, Ey= Cortante estática en cada dirección de análisis.

SDx, SDy= Cortante dinámica en cada dirección de análisis

Análisis para la dirección x.

$$68947.13 \geq 0.80 * 75061.04$$

$$68947.13 \geq 60048.83 \text{ ok}$$

Análisis para la dirección y.

$$65129.01 \geq 0.80 * 75061.04$$

$$65129.01 \geq 60048.83 \text{ ok}$$

En la tabla 41, se indican los resultados del cortante estático y dinámico en cada dirección del bloque 2.

**Tabla 31**

*Verificación del cortante basal bloque 2.*

<b>Bloque 2</b>		
<b>Hipótesis sísmica</b>	<b>FX Kgf</b>	<b>FY Kgf</b>
Sex	-27781.57	0
SEy	0	-27781.57
SDx	23841.9	214.6
SDy	214.6	23676.44

Elaborado por: El autor.

Análisis para la dirección x.

$$23841.9 \geq 0.80 * 27781.57$$

$$23841.9 \geq 22225.2 \text{ ok}$$

Análisis para la dirección y.

$$23676.44 \geq 0.80 * 27781.57$$

$$23676.44 \geq 22225.2 \text{ ok}$$

#### 4.4.4.5 Verificación de la deriva inelástica.

Para la verificación de la deriva inelástica se obtienen las derivas de todas las columnas del software ETABS, se procesa la información y se elige la deriva máxima en la dirección x y y, como se indica en la tabla 42, las derivas del bloque 1.

**Tabla 32**

*Deriva inelástica del bloque 1.*

<b>Bloque 1</b>						
<b>Nivel</b>	<b>Columna</b>	<b>Hipótesis</b>	<b>Disp X</b>	<b>Disp Y</b>	<b>Deriva X</b>	<b>Deriva Y</b>
			M	M		
N+4.60	G1	Sex	0.016736	-0.001719	0.001922	0.00015
N+4.60	G1	SEy	-0.000979	0.014265	0.000089	0.001465
N+4.60	G1	SDx	0.016332	0.004734	0.001955	0.000476
N+4.60	F1	SDx	0.016329	0.002808	0.001955	0.000283
N+4.60	E1	SDx	0.016329	0.000906	0.001955	0.000097
N+0.40	G1	SEy	-0.00603	0.008113	0.000129	0.001715
		<b>Máx</b>	<b>0.016736</b>	<b>0.014265</b>	<b>0.001955</b>	<b>0.001715</b>

**Nota** Además de generar las derivas inelásticas máximas, se obtuvo los desplazamientos máximos: Elaborado por: El autor.

$$0.75 * R * \Delta e < \Delta max$$

$$\Delta max = 0.02$$

$$\Delta e < 0.0033$$

$$\Delta ex = 0.001955 < 0.0033 \text{ Ok}$$

$$\Delta ey = 0.001715 < 0.0033 \text{ Ok}$$

En la tabla 43 se indican las derivas máximas del bloque 2.

**Tabla 33***Deriva en el bloque 2.*

<b>Bloque 2</b>						
<b>Nivel</b>	<b>Columna</b>	<b>Hipótesis</b>	<b>Disp X</b>	<b>Disp Y</b>	<b>Deriva X</b>	<b>Deriva Y</b>
			M	M		
N+4.42	J1	SEy	-0.000743	0.015959	0.000062	0.00158
N+4.42	I5	SDx	0.015622	0.000389	0.001324	0.000045
N+4.42	J2	SEy	-0.000119	0.015959	0.000007	0.00158
N+4.42	J4	SEy	0.000505	0.015959	0.000048	0.00158
N+4.42	J5	SDx	0.015622	0.001375	0.001324	0.000132
N+0.22	I5	SDx	0.010112	0.000243	0.001945	0.000047
N+0.22	J5	SEy	0.000698	0.009324	0.000134	0.001793
N+0.22	J5	SDx	0.010112	0.000854	0.001945	0.000164
N+0.22	H5	SDx	0.010112	0.000759	0.001945	0.000146
		<b>Máx</b>	<b>0.015622</b>	<b>0.015959</b>	<b>0.001945</b>	<b>0.001793</b>

**Nota** Además de generar las derivas máximas, se obtuvo los desplazamientos máximos:

Elaborado por: El autor.

$$0.75 * R * \Delta e < \Delta max$$

$$\Delta max = 0.02$$

$$\Delta e < \frac{\Delta max}{0.75 * R}$$

$$\Delta e < 0.0033$$

$$\Delta ex = 0.001945 < 0.0033 \text{ Ok}$$

$$\Delta ey = 0.001793 < 0.0033 \text{ Ok}$$

#### 4.4.4.6 Verificación de la irregularidad torsional.

Los datos de para la verificación de la irregularidad torsional del bloque 1, se encuentran en la tabla 31.

Datos:

$$\Delta = 1.6736 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = 1.6736 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = 1.4265 \text{ cm}$$

Condición de torsión.

$$1.6736 > 1.2 * \frac{1.6736 + 1.4265}{2}$$

$$1.6736 < 1.86 \text{ No Cumple}$$

Si no cumple la condición: significa que no existe irregularidad torsional en el bloque 1.

Los datos para verificar la irregularidad torsional del bloque 2, se encuentran en la tabla 32.

Datos:

$$\Delta = 1.596 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = 1.562 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = 1.596 \text{ cm}$$

Condición de torsión.

$$1.596 > 1.2 * \frac{1.562 + 1.596}{2}$$

$$1.596 < 1.89 \text{ No Cumple}$$

En caso de no cumplir la condición: significa que no existe irregularidad torsional en el bloque 2.

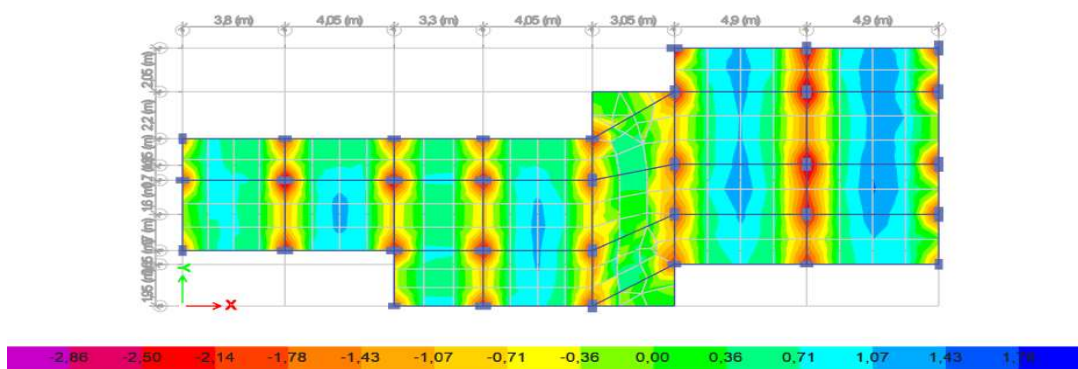
## 4.5 Diseños de elementos estructurales de los elementos nuevos

### 4.5.1 Losa

Para el diseño de la losa, se escogió los momentos (T/m) que genera el programa ETABS como se indica en la figura 39 y 40 se observan los momentos del bloque 1.

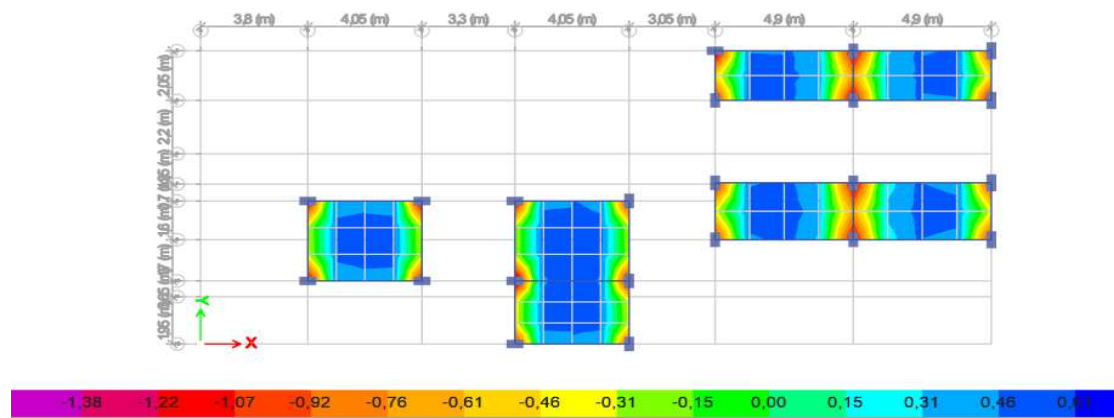
**Figura 39**

*Losa N +0.40 bloque 1.*



**Figura 40**

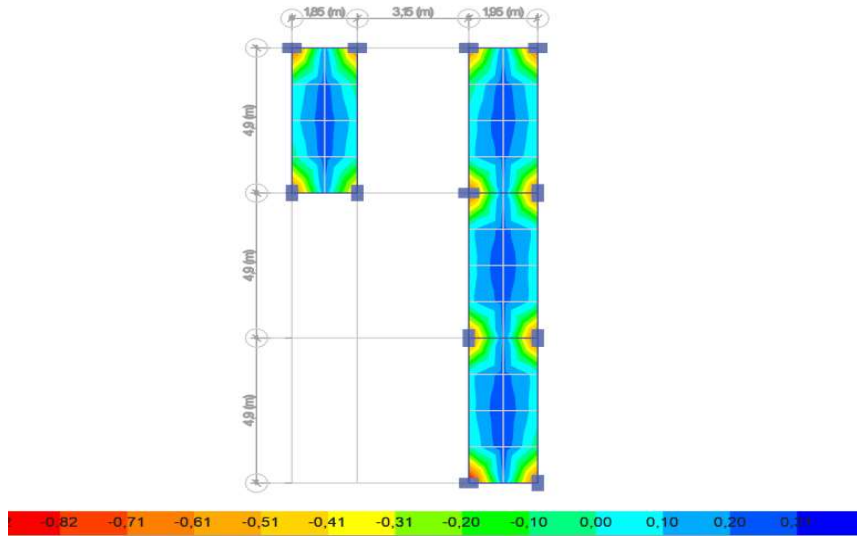
*Losa N +4.6 bloque 1.*



Los momentos del bloque 2 se presentan en la figura 41 y 42.

**Figura 41**

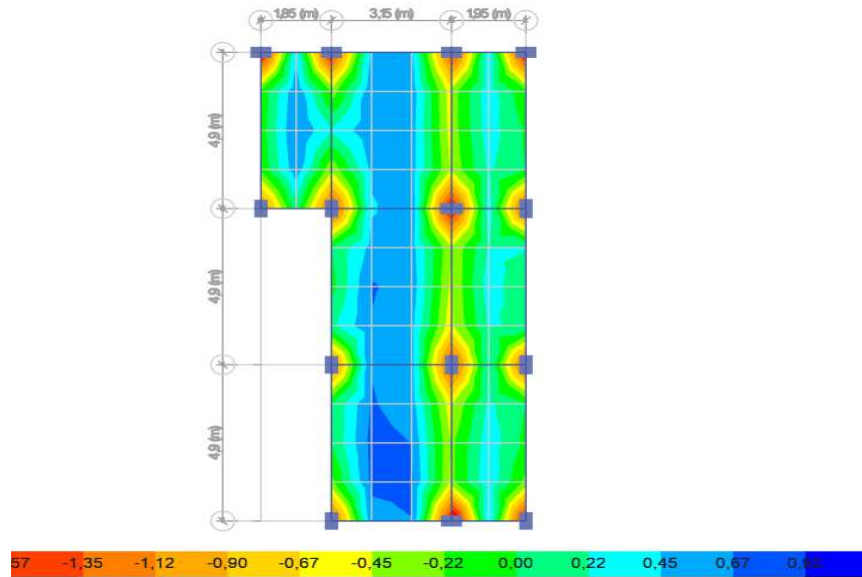
*Losa N+0.22 bloque 2.*



Elaborado por: El autor.

**Figura 42**

*Losa N+4.42 bloque 2.*



Elaborado por: El autor.



Después de realizar el análisis de los momentos de cada losa se obtuvo la cantidad de acero. En la tabla 44 se observa la cantidad de acero las losas en función de cada marca del bloque 1.

**Tabla 34**

*Acero colocado en las losas del Bloque 1.*

Marca	Diámetro mm	Tipo	Cantidad
101	12	C	8
102	12	C	8
103	12	C	8
103-a	12	C	4
104	14	C	12
105	12	C	8
106	12	C	12
107	12	C	3
108	14	C	3
109	12	C	4
110	14	C	15
111	12	C	15
112	16	C	16
113	12	C	16
114	18	C	25
115	16	C	16
116	18	C	30
117	14	C	16
118	14	C	17
119	18	C	13
120	12	C	5
121	12	C	16
122	12	C	17
123	16	C	15
124	12	C	4
125	16	C	4
126	16	L	8
127	16	L	8
128	14	C	13
129	12	C	12
130	18	C	5
131	12	C	16
132	14	C	5
133	14	C	5
134	14	C	9
135	14	C	9

<b>Marca</b>	<b>Diámetro mm</b>	<b>Tipo</b>	<b>Cantidad</b>
136	14	C	3
137	14	C	3
138	14	C	3
139	14	C	16
140	14	C	16
141	14	C	16
142	14	C	14
143	14	C	16
144	14	C	7
145	14	C	7
146	14	C	7
147	14	C	6
148	14	C	9
149	14	C	5
150	14	C	6
151	14	C	7
152	14	C	16
153	14	C	16

Elaborado por: El autor.

En la tabla 45 se observa la cantidad de acero de las losas en función de cada marca del bloque 2.

**Tabla 35**

*Acero colocado en las losas del Bloque 2.*

<b>Marca</b>	<b>Diámetro mm</b>	<b>Tipo</b>	<b>Cantidad</b>
160	12	C	9
161	12	C	18
162	12	C	9
163	14	C	27
164	12	C	27
165	16	C	10
166	16	C	8
167	18	C	10
168	16	C	8
169	16	C	8
170	12	C	18

<b>Marca</b>	<b>Diámetro mm</b>	<b>Tipo</b>	<b>Cantidad</b>
171	12	C	9
172	12	L	8
173	12	L	8
174	16	C	2
175	12	C	9
176	12	C	9
177	12	C	27
178	12	C	27
179	12	C	5
180	12	C	3
181	12	C	5
182	12	C	3
183	12	C	3
184	12	C	27
185	12	C	9
186	12	L	3
187	12	L	3
188	12	C	2

Elaborado por: El autor.

En el anexo 5 se puede observar de manera detallada el plano de losa y sus marcas respectivas.

#### **4.5.2 Viga**

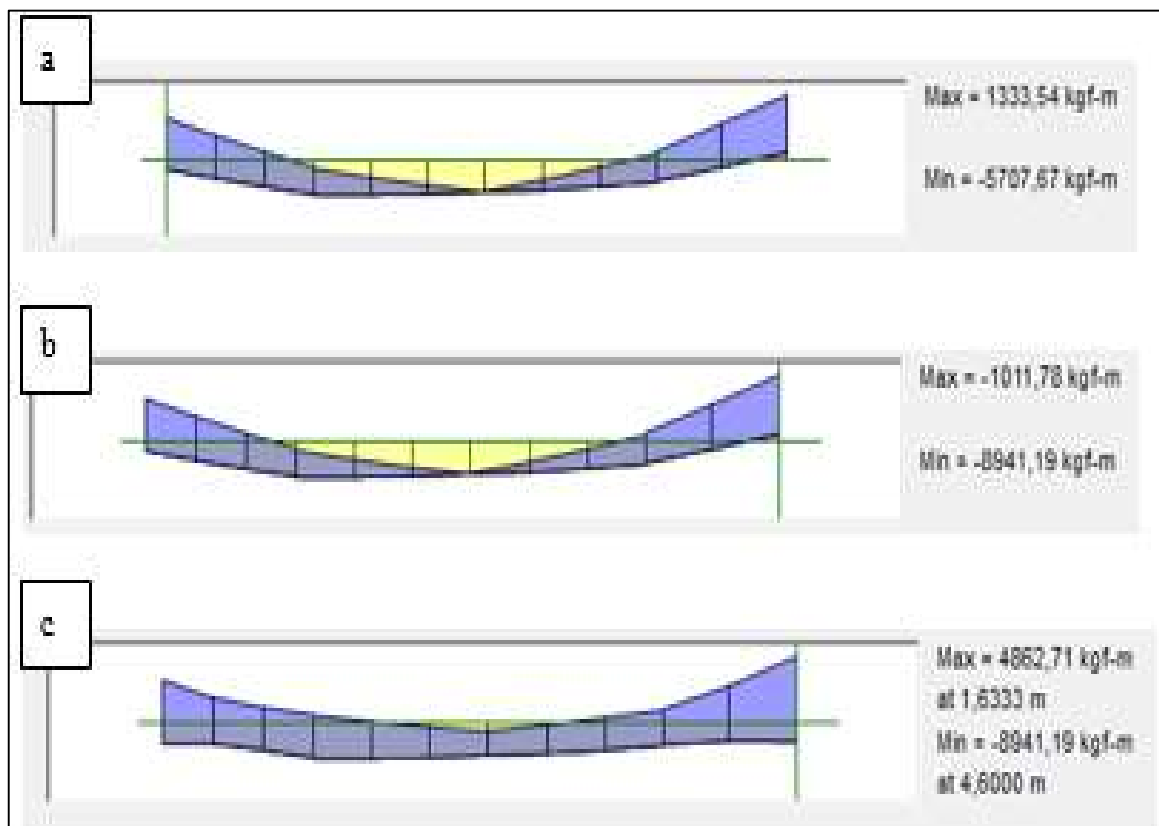
El diseño de las vigas se obtuvo del software ETABS, el cual generó la cantidad de acero que longitudinal que se colocará en cada una de ellas.

#### **Diseño por flexión**

Como verificación del cálculo realizado por el software, se escogió la viga I del bloque 2, por consiguiente, se procedió a obtener los momentos positivos y negativos de la respectiva viga como se indica en la figura 43.

**Figura 43**

*Momentos de loa viga I (4-5).*



**Nota:** a) Momento negativo izquierda b) momento negativo derecha y c) momento positivo. Elaborado por: El autor.

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} \quad \text{Ecuación (36)}$$

$$\rho = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 * f'c}} \right) * 100\% \quad \text{Ecuación (37)}$$

$$As. cal. = \rho * b * d \quad \text{Ecuación (38)}$$

$$As. min. = \frac{14}{fy} * b * d \quad \text{Ecuación (39)}$$

Donde

Mu = momento último

$\rho$  = es la cuantía del acero de refuerzo calculado.

Rn = expresión para simplificación de cálculo

As. cal = acero de refuerzo calculado

As. min = acero de refuerzo mínimo

Ejemplo de cálculo

Los datos para el cálculo se obtienen de la figura 46 y de la tabla 46.

**Tabla 36**

*Datos para el diseño de la viga.*

Variable	Viga (cm)
b	30
h	55
r	6
d	49
$\Phi$	0.9

Elaborado por: El autor.

$$Rn = \frac{8941.19kg * m * \frac{100 cm}{1m}}{0.9 * 30cm * 49cm^2} = 13.792 \frac{kg}{cm} = 1379.2 \frac{kg}{m}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 210}{4200} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 13.792}{0.85 * 210}} \right) * 100\% = 0.34\%$$

$$As. cal. = 0.003 * 30 * 49 = 5.030 cm^2$$

$$As. min. = \frac{14}{4200} * 30 * 49 = 4.9 \text{ cm}^2$$

**Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M<sub>u3</sub>**

	Design -Moment kgf-cm	Design +Moment kgf-cm	-Moment Rebar cm <sup>2</sup>	+Moment Rebar cm <sup>2</sup>	Minimum Rebar cm <sup>2</sup>	Required Rebar cm <sup>2</sup>
Top (+2 Axis)	-894118,83		5,03	0	4,92	5,03
Bottom (-2 Axis)		447059,41	0	2,46	3,28	3,28

En la tabla 47, se presenta la cantidad de acero calculada mediante una hoja de cálculo.

**Tabla 37**

*Cálculo de acero de viga.*

Variable	Momento negativo		Momento positivo
	Derecho	Izquierdo	
Mu()(Kg*m)	5707.67	8941.19	4470.59
ρ	0.002	0.003	0.002
Rn (kg/cm)	8.804	13.792	7.501
As. calc. (cm2)	3.162	5.030	2.683
As. min. (cm2)	4.9	4.9	4.9
As. máx. (cm2)	4.9	5.030	4.9

Elaborado por: El autor.

Diseño a corte

Se procede a realizar la verificación por corte para la capacidad de la viga con las siguientes ecuaciones.

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * fc * b} \quad \text{Ecuación (40)}$$

$$Mp = 1.25 * As * fy * \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación (41)}$$

$$Vp = \frac{(M(+)+M(-))}{L} \quad \text{Ecuación (42)}$$

$$Va = 0.75 * 1.20 * Vcm \quad \text{Ecuación (43)}$$

$$Vu = Va + Vp \quad \text{Ecuación (44)}$$

$$Vp > 0.5 Vu; Vc = 0 \quad \text{Ecuación (45)}$$

$$Av = \frac{Vu - Vc}{fy * d} \quad \text{Ecuación (46)}$$

Ejemplo de cálculo

$$a = \frac{5.03 * 1.25 * 4200}{0.85 * 210 * 30} = 4.93 (-)$$

$$a = \frac{4.9 * 1.25 * 4200}{0.85 * 210 * 30} = 4.80 (+)$$

$$Mp = 1.25 * 5.03 * 4200 * \left(49 - \frac{4.93}{2}\right) * 100 = 12288.1042 \text{ kg} * m$$

$$Mp = 1.25 * 4.9 * 4200 * \left(49 - \frac{4.80}{2}\right) * 100 = 11987.34 \text{ kg} * m$$

$$Vp = \frac{(12288.1042 + 11987.34)}{4.9 \text{ m}} = 4954.17 \text{ kg}$$

$$Va = 0.75 * 1.20 * 86.87 = 78.183 \text{ kg}$$

$$Vu = 78.183 + 4954.17 = 5032.35 \text{ kg}$$

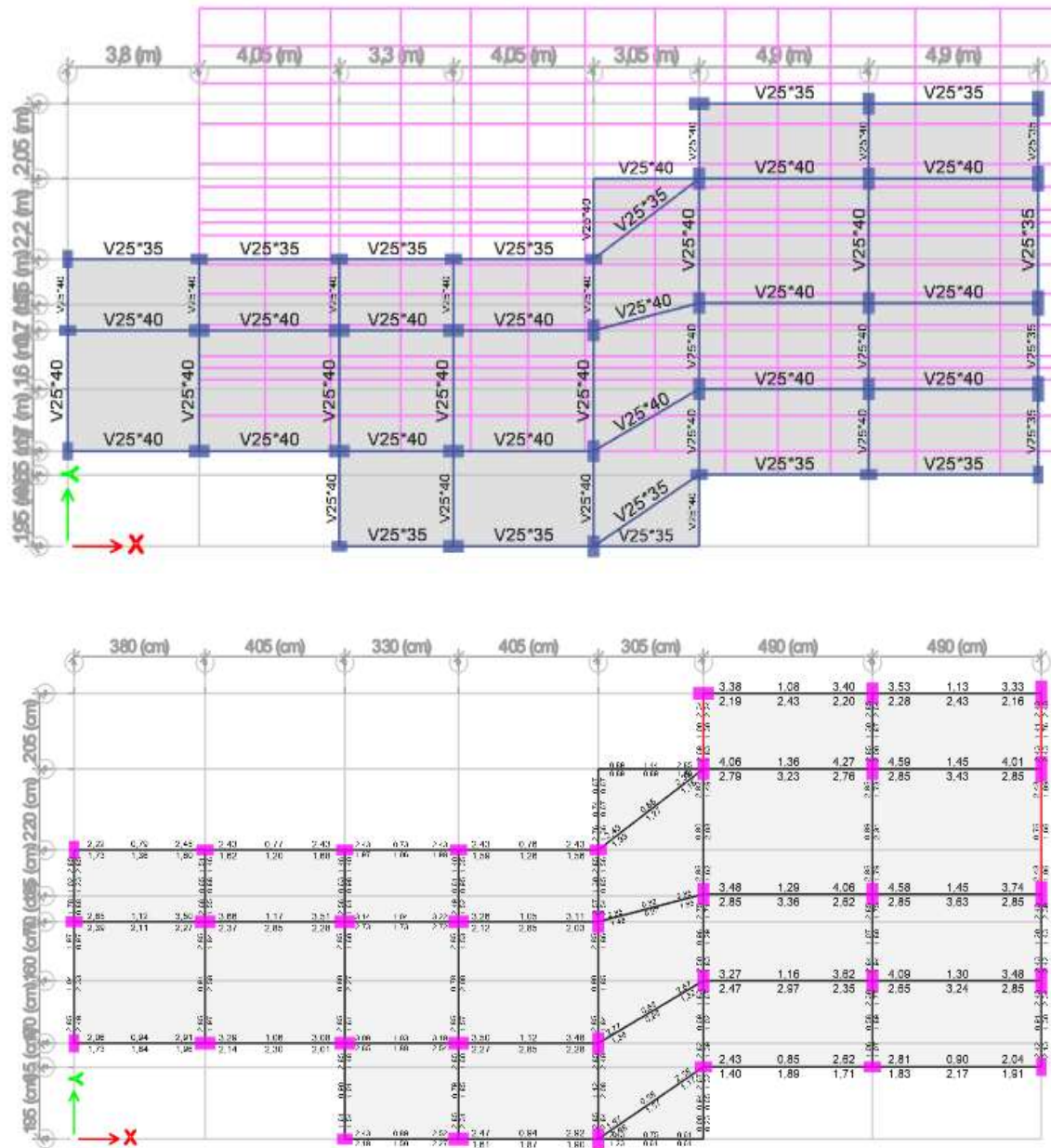
$$Vp > 0.5 * 5032.35 = 2516.18 \text{ kg}; Vc = 0$$

$$Av = \frac{5032.35 \text{ kg} - 0}{4200 * 49 \text{ cm}} = 3.26 \text{ cm}$$

En las figuras 44 y 45 se indican las cantidades de acero del bloque 1 en  $\text{cm}^2$  y además a que viga pertenecen.

**Figura 44**

*Vigas N +0.40 bloque 1.*

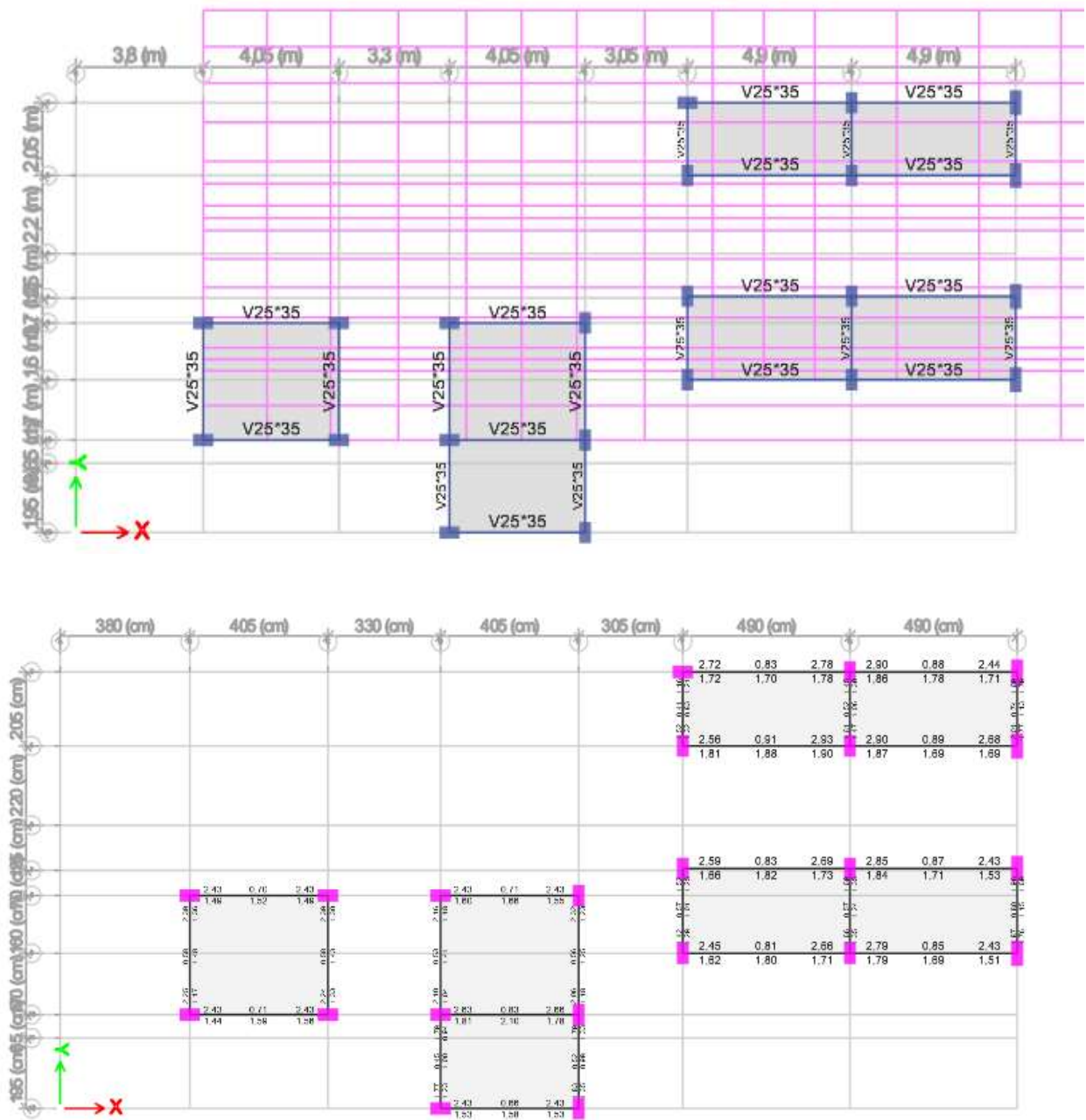


**Nota:** En la figura superior se indica la dimensión de la viga y en la figura inferior al área de acero. Elaborado por: El autor.



**Figura 45**

*Vigas N +4.60 bloque 1.*

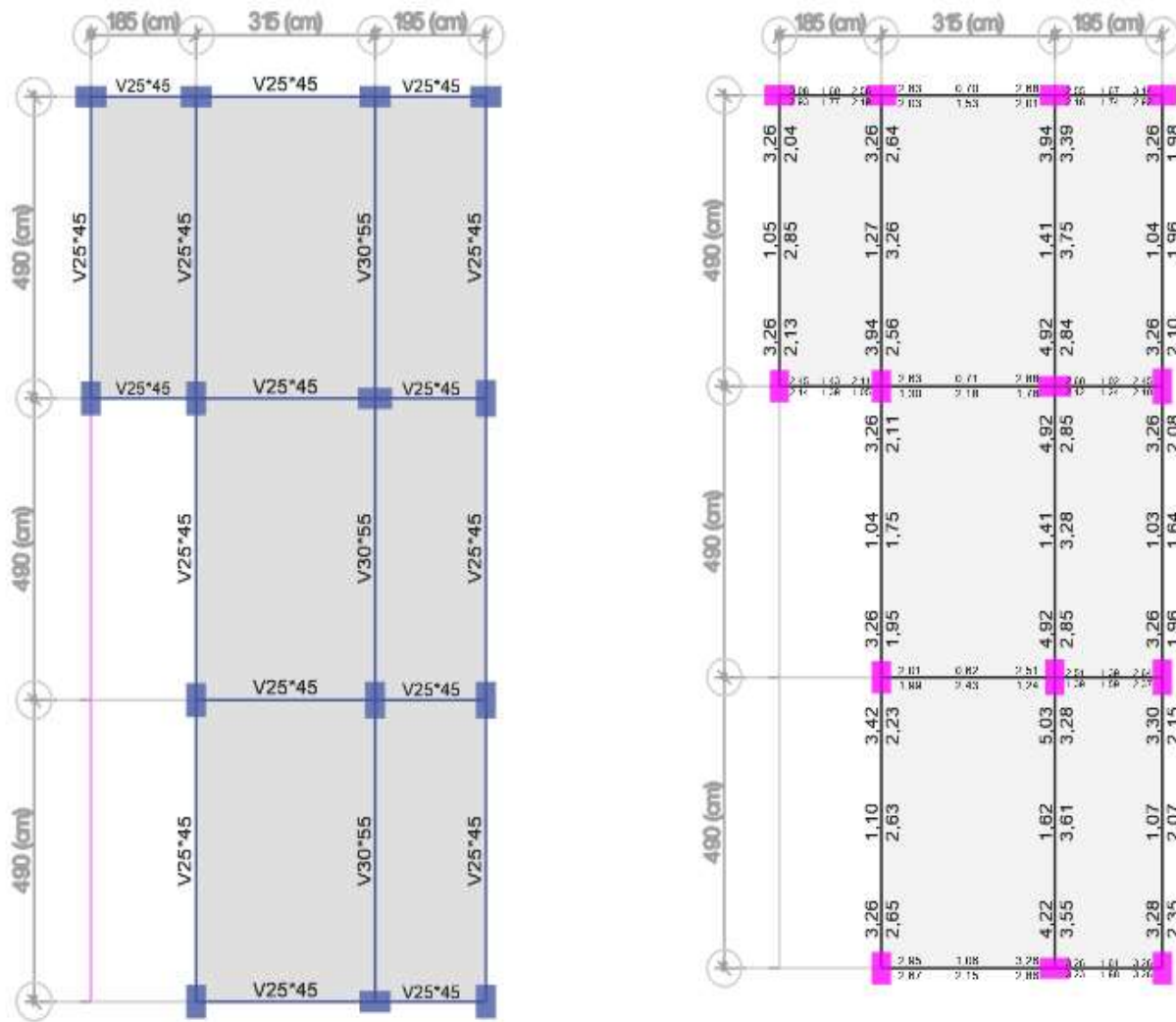


**Nota:** En la figura superior se indica la dimensión de la viga y en la figura inferior al área de acero. Elaborado por: El autor.

En las figuras 46 y 47 se indican las cantidades de acero del bloque 2 en  $\text{cm}^2$  y además a que viga pertenecen.

**Figura 46**

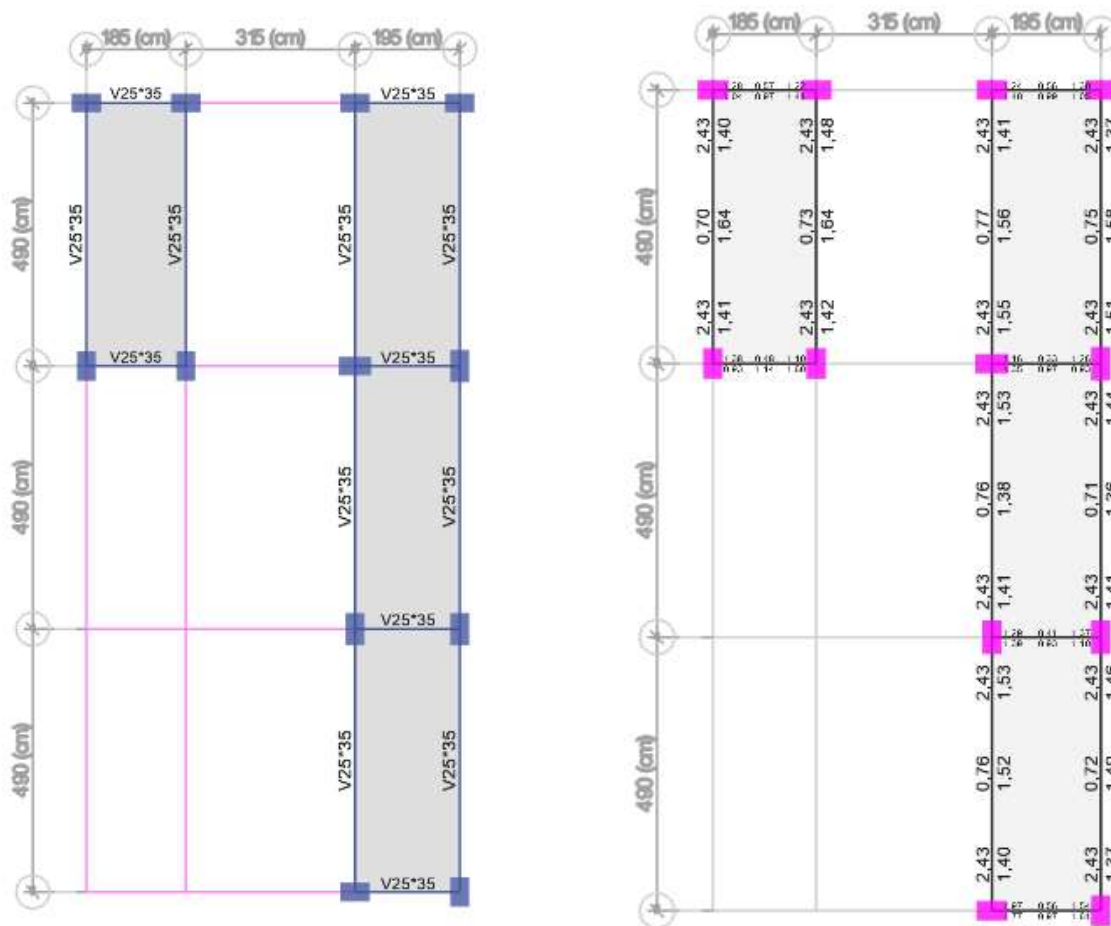
*Vigas N +0.22 bloque 2.*



**Nota:** En la figura superior se indica la dimensión de la viga y en la figura inferior al área de acero. Elaborado por: El autor.

**Figura 47**

*Vigas N +4.42 bloque 1.*



**Nota:** En la figura superior se indica la dimensión de la viga y en la figura inferior al área de acero. Elaborado por: El autor.

En la tabla 48 se presentará el acero que se requirió para el armado de cada viga y el acero que se colocó en cada viga en función de los datos del software ETABS.

**Tabla 38**

*Acero longitudinal en vigas del bloque 1 y del bloque 2.*

Bloque 1																					
NIVEL	VIGA	TRAMO	b (cm)	hc (cm)	As requer/As colocado	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	
						(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	
+0.40	V3	EJE F - EJE I	25	35	As requer (cm2)	3.38	2.43	3.53	2.43	3.33											
					As coloca (cm2)	4	3.1	4	3.1	4											
	V5	EJE E - EJE I	25	40	As requer (cm2)	0.89	0.89	4.06	3.23	4.59	3.43	4.01									
					As coloca (cm2)	4.6	4	4.6	4	4.6	4	4.6									
	V6	EJE A - EJE F	25	35	As requer (cm2)	4.6	1.68	2.43	1.98	2.43	1.59	2.43	1.33								
					As coloca (cm2)	4.6	2.3	3.1	2.3	3.1	2.3	3.1	2.3								
	V8	EJE A - EJE I	25	40	As requer (cm2)	4.6	2.39	3.66	2.85	3.51	2.73	3.26	2.85	3.11	1.65	3.48	3.36	4.58	3.63	3.74	
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	4.2	3.1	4.2	3.1	4.2	3.1	3.1	3.1	4.2	4	4.6	4	4.6	4
	V10	EJE A - EJE I	25	40	As requer (cm2)	4.6	1.96	3.29	2.3	3.09	2.65	3.5	2.85	3.48	1.36	3.27	2.97	4.09	3.24	3.48	
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	4.2	3.1	3.1	3.1	4	3.1	4	3.1	4	3.1	4	3.1	4.1	4
	V11	EJE F - EJE I	25	35	As requer (cm2)	4.6	1.37	2.43	1.89	2.81	2.17	2.04									
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1									
	V12	EJE C - EJE F	25	35	As requer (cm2)	4.6	2.27	2.52	1.9	2.92	1.23	0.61									
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1									
	VA-VB	EJE 10 - EJE 6	25	40	As requer (cm2)	4.6	2.49	1.97	2.85	2.85											
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1											
	VC-VD	EJE 12 - EJE 6	25	40	As requer (cm2)	4.6	1.54	2.85	2.27	2.85	1.61	1.46									
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1									
	VE	EJE 1 - EJE 5	25	40	As requer (cm2)	4.6	2.84	2.85	1.86	2.85	2.54	2.85	1.36	0.67							
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1									
VF	EJE 12 - EJE 3	25	40	As requer (cm2)	4.6	1.32	2.82	1.67	2.5	1.83	2.85	2.03	2.82	1.83	2.34						
				As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1						
VG	EJE 11 - EJE3	25	40	As requer (cm2)	4.6	1.89	2.84	1.94	2.85	2.31	2.85	2.64	2.85								
				As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1								
VI	EJE 11 - EJE4	25	40	As requer (cm2)	4.6	2.34	2.43	2.42	2.43	1.99	2.43	2.43	2.43								
				As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1								

NIVEL	VIGA	TRAMO	b (cm)	hc (cm)	As requer/As colocado							
						(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
+4.60	V3	EJE F - EJEI	25	40	As requer (cm2)	4.6	1.78	2.9	1.86	2.44		
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1		
	V5	EJE F - EJEI	25	40	As requer (cm2)	4.6	1.9	2.93	1.87	2.68		
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1		
	V7	EJE F - EJEI	25	40	As requer (cm2)	4.6	1.82	2.85	1.84	2.43		
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
	V8	EJE B - EJEE	25	40	As requer (cm2)	4.6	1.52	2.43		2.43	1.66	2.43
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
	V9	EJE F - EJEI	25	40	As requer (cm2)	4.6	1.8	2.79	1.79	2.43		
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
	V10	EJE B - EJEE	25	40	As requer (cm2)	4.6	1.59	2.43		2.63	2.1	2.66
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
	V12	EJE D - EJEE	25	40	As requer (cm2)	4.6	1.58	2.43				
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1				
	VB	EJE 10 - EJE 8	25	35	As requer (cm2)	4.6	1.48	2.39				
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1				
	VC	EJE 10 - EJE 8	25	35	As requer (cm2)	4.6	1.43	2.39				
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1				
	VD	EJE 12 - EJE 8	25	35	As requer (cm2)	4.6	1.23	2.1	1.41	2.16		
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1		
	VE	EJE 12 - EJE 8	25	35	As requer (cm2)	4.6	1.35	2.06	1.25	2.32		
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1	3.1	3.1		
	VF	EJE 3 - EJE 9	25	35	As requer (cm2)	4.6	1.29	1.52		1.52	1.32	1.16
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1		3.1	3.1	3.1
	VG	EJE 3 - EJE 9	25	35	As requer (cm2)	4.6	1.35	1.69		1.61	1.47	1.45
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1		3.1	3.1	3.1
	VI	EJE 3 - EJE 9	25	35	As requer (cm2)	4.6	1.76	1.96		2.01	1.79	1.69
					As coloca (cm2)	4.6	3.1	3.1		3.1	3.1	3.1

Bloque 2												
NIVEL	VIGA	TRAMO	b (cm)	hc (cm)	As requer/As colocado	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
N+0.40	V1	EJE H- EJEL	25	45	As requer (cm2)	3.08	2.93	2.83	2.03	2.68	2.92	3.14
					As coloca (cm2)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
	V2	EJE H- EJEL	25	45	As requer (cm2)	2.45	2.14	2.63	2.18	2.88	2.12	2.45
					As coloca (cm2)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
	V4	EJE J - EJEL	25	45	As requer (cm2)	2.01	2.43	2.51	2.37	2.64		
					As coloca (cm2)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1		
	V7	EJE J - EJEL	25	45	As requer (cm2)	2.95	2.86	3.26	3.26	3.26		
					As coloca (cm2)	4	4	4	4	4		
	VH	EJE 1 - EJE2	25	45	As requer (cm2)	3.26	2.85	3.26				
					As coloca (cm2)	4	4	4				
	VJ	EJE 1 - EJE5	25	45	As requer (cm2)	3.26	2.65	3.42	2.11	3.94	2.64	3.26
					As coloca (cm2)	4	4	4	4	4	4	4
	VK	EJE 1 - EJE7	30	55	As requer (cm2)	4.22	3.61	5.03	3.28	4.92	3.75	3.94
					As coloca (cm2)	5.1	4	5.1	4	5.1	4	4
VL	EJE 1 - EJE7	25	45	As requer (cm2)	3.28	2.35	3.3	2.08	3.26	2.1	3.26	
				As coloca (cm2)	4	3.1	4	3.1	4	3.1	4	
N+4.60	V1	EJE H- EJEL	25	35	As requer (cm2)	1.28	1.41	1.22		1.24	1.4	1.3
					As coloca (cm2)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
	V2	EJE H- EJEL	25	35	As requer (cm2)	1.38	1.6	1.1		1.16	1.35	1.26
					As coloca (cm2)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
	V4	EJE K - EJEL	25	35	As requer (cm2)	1.29	1.39	1.37				
					As coloca (cm2)	3.1	3.1	3.1				
	V7	EJE JK- EJEL	25	35	As requer (cm2)	1.97	1.77	1.54				
					As coloca (cm2)	3.1	3.1	3.1				
	VH	EJE 1 - EJE2	25	35	As requer (cm2)	2.43	1.64	2.43				
					As coloca (cm2)	3.1	3.1	3.1				
	VJ	EJE 1 - EJE2	25	35	As requer (cm2)	2.43	1.64	2.43				
					As coloca (cm2)	3.1	3.1	3.1				
	VK	EJE 1 - EJE7	25	35	As requer (cm2)	2.43	1.53	2.43	1.53	2.43	1.56	2.43
					As coloca (cm2)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
VL	EJE 1 - EJE7	25	35	As requer (cm2)	2.43	1.49	2.43	1.44	2.43	1.58	2.43	
				As coloca (cm2)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	

**Nota:** Acero requerido y acero colocado en cada eje de viga. Elaborado por: El autor.

## Espaciamiento de los estribos (S)

La consideración que se debe tener en cuenta es: que el primer estribo no se debe ubicar a más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo y además que la separación debe ser la menor de las siguientes ecuaciones.

### Zona de confinamiento

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} \\ 6 * \varnothing \text{ varilla longitudinal menor} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Ecuación (47)}$$

### Zona de no confinamiento

$$s = \frac{d}{2} \quad \text{Ecuación (48)}$$

## Ejemplo de cálculo

### Datos

$$d = 50.3 \text{ cm}$$

$$\varnothing \text{ varilla longitudinal menor} = 1.4 \text{ cm}$$

### Zona de confinamiento

$$s \leq \begin{cases} \frac{50.3 \text{ cm}}{4} = 12.50 \\ 6 * 1.4 \text{ cm} = 8.4 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

### Zona de no confinamiento

$$s = \frac{50.3 \text{ cm}}{2} = 25.15 \text{ cm}$$

En el anexo 5 se puede observar de manera detallada el plano de viga y sus marcas respectivas.

#### 4.5.3 Columna

Se presenta el procedimiento para la verificación del acero de refuerzo en una columna del bloque 1 de dimensiones 35\*60 localizada en el eje G-7. A continuación las ecuaciones para el diseño a flexo- compresión.

$$1\% \leq \frac{\rho}{Ag} \leq 3\% \quad \text{Ecuación (49)}$$

$$Ag = b * h \quad \text{Ecuación (50)}$$

$$As_{calc} = \rho * Ag \quad \text{Ecuación (51)}$$

$$d1 = r + \frac{\phi}{2} \quad \text{Ecuación (52)}$$

$$ex = \frac{Muy}{Pu} \quad \text{Ecuación (53)}$$

$$ey = \frac{Mux}{Pu} \quad \text{Ecuación (54)}$$

$$\gamma = \frac{h-2*d1}{h} \quad \text{Ecuación (55)}$$

$$Rn = \frac{Pu*e}{\theta*f'c*Ag*50} \quad \text{Ecuación (56)}$$

$$Kn = \frac{Pn*e}{f'c*Ag*h} \quad \text{Ecuación (57)}$$

$$\phi Pn \geq Pu$$

$$\phi Mn = \phi Pn * e \quad \text{Ecuación (58)}$$



$$\phi Mn \geq Mu$$

Ejemplo de cálculo

$$Ag = 35 \text{ cm} * 60 \text{ cm} = 2100 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ req} = 1\% * 2450 = 21.0 \text{ cm}^2$$

$$d1 = 4 + \frac{16}{2 * 10} = 4.8 \text{ cm}$$

$$ex = \frac{2.43 \frac{T}{m}}{14.34 T} = 0.169 \text{ m}$$

$$ey = \frac{5.83 \frac{T}{m}}{14.34 T} = 0.406 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{60 \text{ cm} - 2 * 4.8 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 0.84$$

$$Rn = \frac{14.34 T * 0.406 \text{ cm}}{0.65 * 210 * 28.14 \text{ cm}^2 * 60 \text{ cm}} = 0.025$$

$$0.03 = \frac{Pn * 0.406 * 100}{210 * 28.14 \text{ cm}^2 * 60 \text{ cm}}$$

$$\phi Pn = 15.71 T$$

$$15.71 T \geq 14.34 \text{ cumple}$$

$$\phi Mn = 15.71 T * 0.406 \text{ m} = 5.745 T * m$$

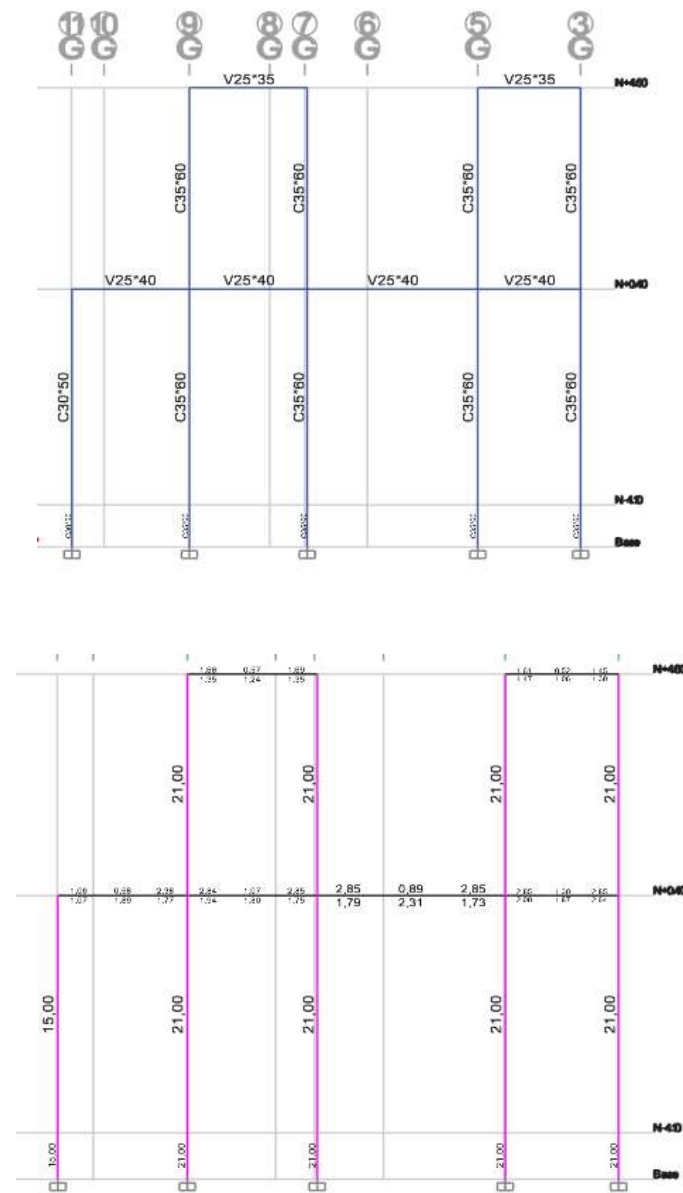
$$5.745 T * m \geq 5.83 T * m \text{ cumple}$$

Varillas colocadas 6  $\Phi$  18 y 4  $\Phi$  14

En la figura 48 y 49 se puede observar el acero requerido por las columnas del bloque 1 y bloque 2 respectivamente.

**Figura 48**

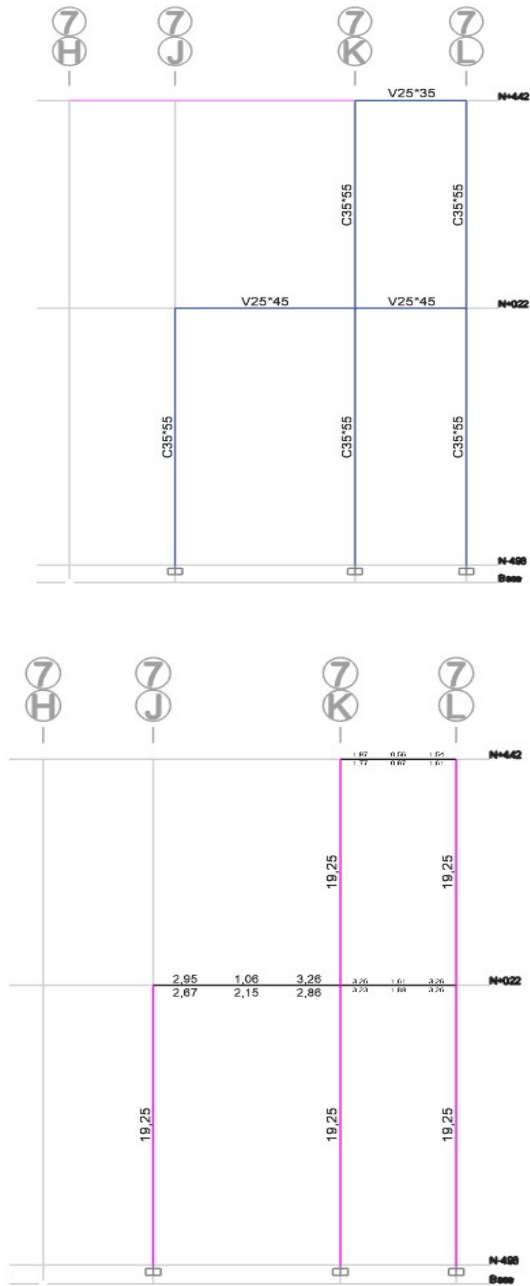
*Acero del eje G de las columnas del bloque 1.*



Elaborado por: El autor.

**Figura 49**

*Acero del eje 7 de las columnas del bloque 2.*

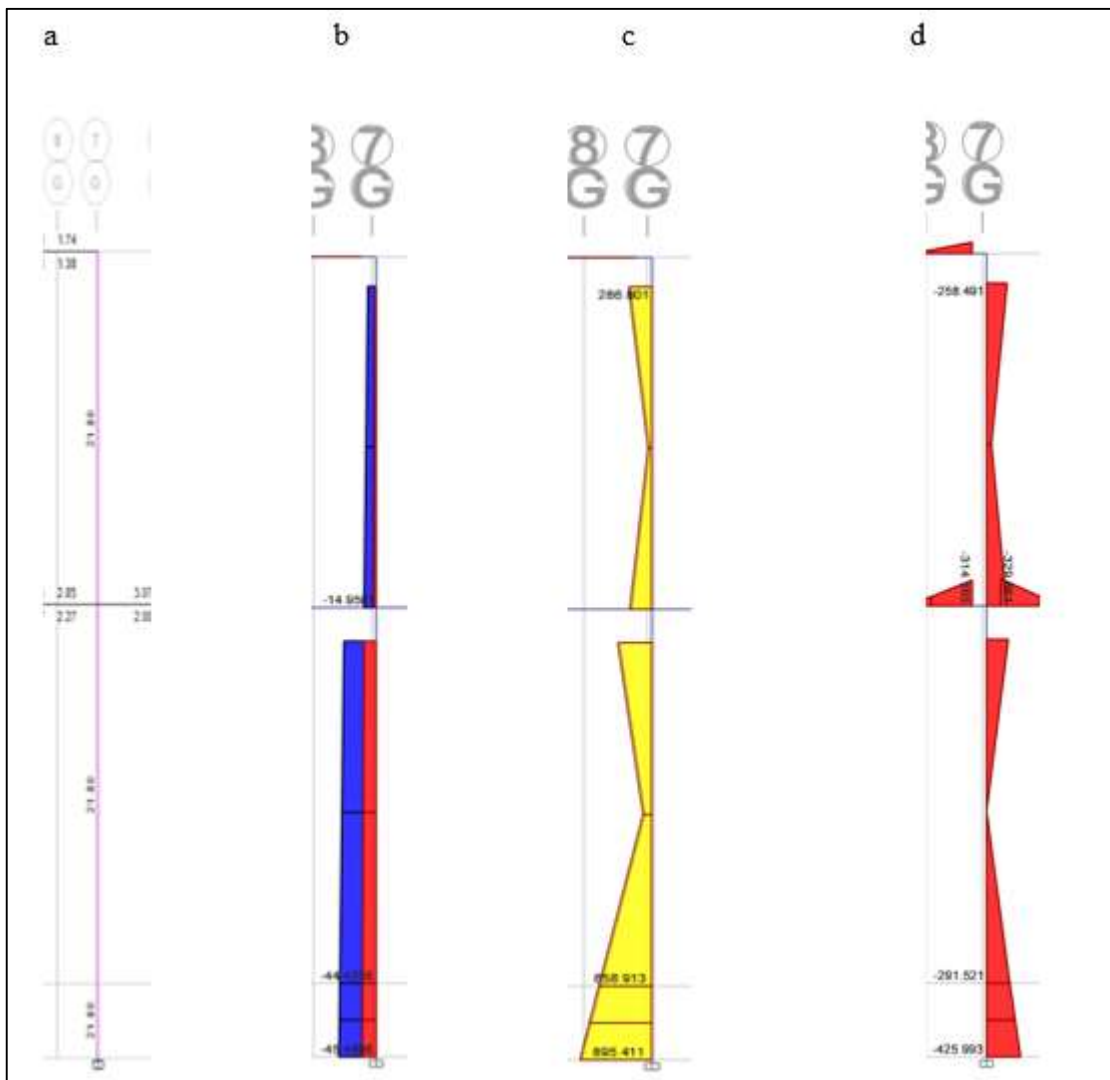


Elaborado por: El autor.

En la figura 50 se presenta el diagrama de interacción de la columna crítica para lo cual se indica los diagramas de: Fuerzas Axiales, Momentos 2-2, Momentos 3-3, máximas y mínimas respectivamente, de columna G7.

**Figura 50**

*Diagramas de fuerza axial y momento.*



Nota: a) diagrama de referencia, b) Fuerza axial, c) Momento 22 y d) Momento 33.

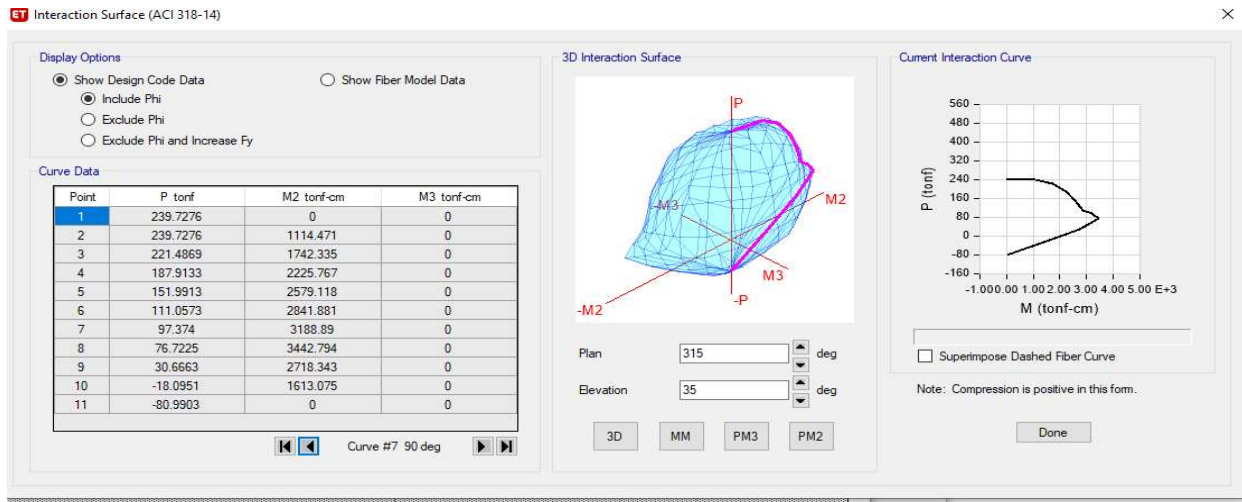
Elaborado por: El autor.

A continuación, en la figura 51, se presenta el diagrama de interacción proporcionado por el software ETABS, de la columna de dimensiones (35\*60).

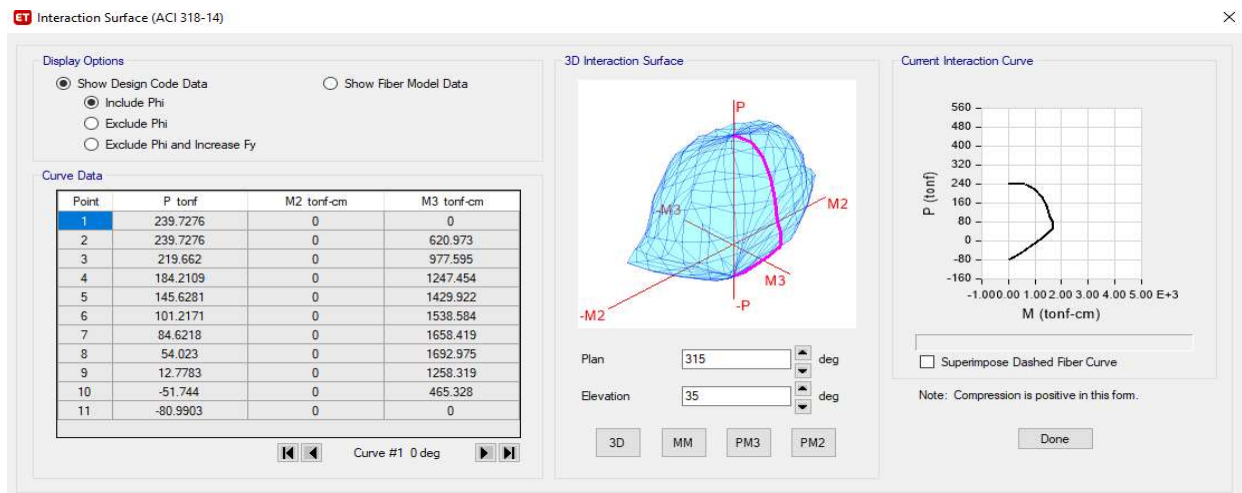
**Figura 51**

*Diagrama de interacción de los momentos  $M_{22}$  Y  $M_{33}$ .*

a



b

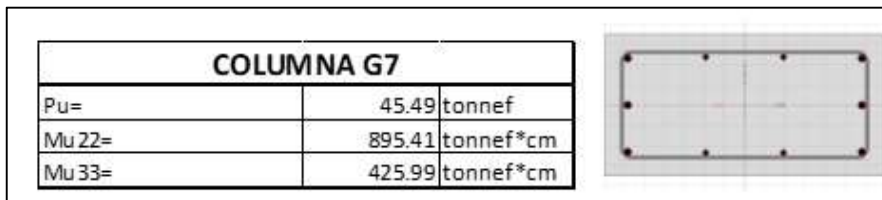


Nota: Curvas de interacción a) Momento 22 y b) Momento 33. Elaborado por: El autor.

Las solicitaciones y el grafico de la sección transversal de la columna se presentan en la figura 52.

### Figura 52

*Solicitaciones máximas de fuerza axial y momentos.*



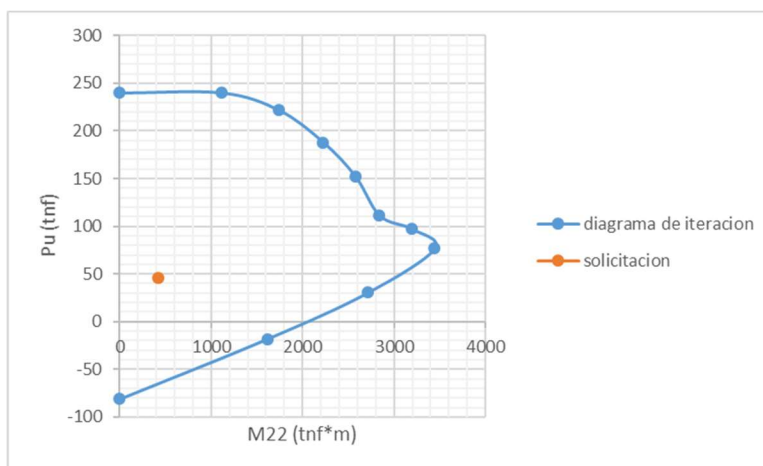
Nota: Se presenta los valores máximos de fuerzas y momentos. Elaborado por: El autor.

En la figura 53, puede observar que la combinación de fuerza axial y momento se encuentra dentro del diagrama de interacción, por ende, la sección cumple con las solicitaciones.

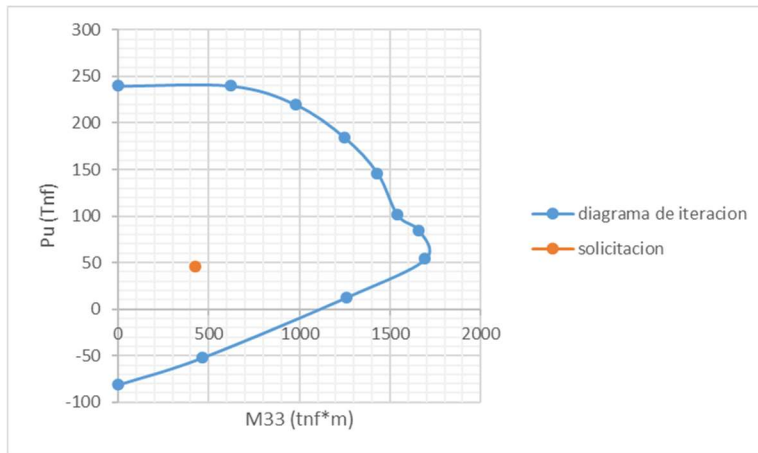
### Figura 53

*Diagramas de interacción.*

a



b



**Nota:** a) Momento eje 22 y b) Momento en el eje 33. Elaborado por: El autor.

En la tabla 49, se puede observar el acero colocado y requerido del bloque 1 y 2 en función a las dimensiones de las columnas.

**Tabla 39**

*Acero de columnas.*

COLUMNAS	b (cm)	hc (cm)	As REQUERIDO (cm <sup>2</sup> )	As COLOCADO (cm <sup>2</sup> )	Varillas	Estribo	Ramas x	Ramas y
I3,I5,I7,I9	35	70	24.5	24.5	6 $\Phi$ 18 y 6 $\Phi$ 14	1 $\Phi$ 10	3	3
F3, F5, F7, F9, G3, G5,G7,G9	35	60	21	21.5	6 $\Phi$ 18 y 4 $\Phi$ 14	1 $\Phi$ 10	4	3
B8, B10, C8, C10, D8, D10,D12,E8,E10,E12	35	60	21	21.5	6 $\Phi$ 18 y 4 $\Phi$ 14	1 $\Phi$ 10	4	3
F11,G11,I11	30	50	15	15.4	10 $\Phi$ 14	1 $\Phi$ 10	4	3
A6,A8,A10,B6,C6,D6	30	50	15	15.4	10 $\Phi$ 14	1 $\Phi$ 10	4	3
E6	30	50	21.93	22.3	4 $\Phi$ 18 y 8 $\Phi$ 16	1 $\Phi$ 10	4	3
C12	30	45	13.5	13.7		1 $\Phi$ 10	4	3

K2,K4,L2,L4	35	60	21	21.5	6 $\Phi$ 18 y 4 $\Phi$ 14	1 $\Phi$ 10	4	3
H1,H2,J1,J2,,K1,K7,L1,L7	35	55	19.25	19.4	6 $\Phi$ 14 y 4 $\Phi$ 18	1 $\Phi$ 10	4	3
J4,J7	35	55	19.25	19.4	6 $\Phi$ 14 y 4 $\Phi$ 18	1 $\Phi$ 10	4	3

Elaborado por: El autor.

Espaciamiento de los estribos (S)

Zona confinamiento

$$S = 6 * \emptyset \text{ longitudinal menor} \quad \text{Ecuación (59)}$$

$$S \leq \begin{cases} 6 * \emptyset \text{ longitudinal menor} \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Ecuación (60)}$$

$$L_o \geq \begin{cases} h \\ \frac{l_n}{6} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Ecuación (61)}$$

Zona no confinada

$$S \leq \begin{cases} 6 * \emptyset \text{ longitudinal} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Ecuación (62)}$$

Ejemplo de cálculo

Datos columna G7

$\emptyset$  longitudinal menor= 1.4 cm



h=60 cm

Zona confinada.

$$S \leq \begin{cases} 6 * 1.4 \text{ cm} = 8.4 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Lo \geq \begin{cases} 60 \text{ cm} \\ \frac{508 \text{ cm}}{6} = 85 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Zona no confinada

$$S \leq \begin{cases} 6 * \emptyset 1.8 = 10.8 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

En la tabla 50, se presenta la separación en la zona confinada y no confinada en las columnas.

**Tabla 40**

*Separación entre estribos en columnas.*

#varillas	$\Phi$ longitudinal (cm)	#varillas	$\Phi$ longitudinal menor (cm)	ln (cm)	Lo (cm)	S en Lo (cm)	S en zona confinam (cm)	ln (cm)	Lo (cm)	S en Lo	S en zona confinam
6	1.8	6	1.4	508	85	8.4	15	420	70	8.4	15
6	1.8	4	1.4	508	85	8.4	15	420	70	8.4	15
6	1.8	4	1.4	450	75	8.4	15	420	70	8.4	15
4	1.8	6	1.4	480	80	8.4	15	420	70	8.4	15

Elaborador por: El autor.

En el anexo 5 se puede observar de manera detallada el plano de columna respectivas.

#### 4.5.4 Zapata

En el diseño de la zapata se necesita conocer las cargas y momentos que llegan a la base de la columna de la planta baja; esos datos proporcionarán el software ETABS.

Se calculó el momento equivalente

$$Me = \sqrt{Mx^2 + My^2} \quad \text{Ecuación (63)}$$

Donde

Me=momento equivalente (T\*m)

Mx=momento en x (proporcionado por el software ETABS) (T\*m)

My= momento en y (proporcionado por el software ETABS) (T\*m)

Ejemplo de cálculo

$$Me = \sqrt{(-0.126)^2 + (-0.0184)^2} = 0.127$$

Se procede a calcular la excentricidad

$$e = \frac{Me}{P} \quad \text{Ecuación (64)}$$

Donde

P= carga (proporcionado por el software ETABS) (T)

Ejemplo de cálculo

$$e = \frac{0.127 T * m}{9.09 T} = 0.014 m$$

Se obtiene las dimensiones de la zapata.

$$A = \frac{P}{qa} \quad \text{donde } B = 1.5 * L \quad \text{Ecuación (65)}$$

$$A = 1.5 * L * L = 1.5 * L^2$$

Donde

A= área de la zapata ( $m^2$ )

L= largo de la zapata (m)

B=ancho de la zapata (m)

qa= esfuerzo admisible  $\frac{T}{m^2}$

Ejemplo de cálculo

$$L = \sqrt{1.5 * \frac{9.09 T}{20 \frac{T}{m^2}}} = 0.83 m$$

$$L_{CONS} = 0.85 m$$

$$B = 1.5 * 0.85 m = 0.60 m$$

Obtención de los esfuerzos en la zapata

$$q_{1-2} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6 * e}{L} \right) \quad \text{Ecuación (66)}$$

Ejemplo de cálculo

$$q_{1-2} = \frac{9.09 T}{0.85 m * 0.6 m} \left( 1 \pm \frac{6 * 0.014 m}{0.85 m} \right)$$

$$q_1 = 16.06 \frac{T}{m^2} < 20 \frac{T}{m^2} \text{ cumple}$$

$$q_2 = 19.58 \frac{T}{m^2} < 20 \frac{T}{m^2} \text{ cumple}$$

$$q_{med} = \frac{q_1 + q_2}{2}$$

$$q_{med} = \frac{16.06 + 19.58 \left(\frac{T}{m^2}\right)}{2} = 17.82 \frac{T}{m^2}$$

La zapata debe cumplir dos verificaciones, para su correcto diseño:

Corte como viga, se obtiene el cortante en función del material y se asume como que si ese fuera el cortante ultimo y se obtiene una altura de la zapata.

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación (67)}$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} = 7.68 \frac{kg}{cm^2} = 76.8 \frac{T}{m^2}$$

Asumo que  $v_u = v_c$

$$v_u = \frac{q * b * l}{\phi * b * d} * FM \quad \text{Ecuación (68)}$$

$$l = \frac{L - b_{column}}{2} - d \quad \text{Ecuación (69)}$$

$$l = \frac{0.85 \text{ m} - 0.35 \text{ m}}{2} - d$$

Ejemplo de cálculo

$$v_u = \frac{17.82 \frac{T}{m^2} * 1 * \left(\frac{0.85 \text{ m} - 0.35 \text{ m}}{2} - d\right)}{0.75 * 1 * d} * 1.297$$

$$d = 0.072 \text{ m}$$

El corte por punzonamiento, es otra condición que debe cumplir de igual manera se obtiene el corte y se compara con el corte último.

$$v_c = 1.06 * \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación (70)}$$

$$v_c = 1.06 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} = 15.36 \frac{kg}{cm^2} = 153.36 \frac{T}{m^2}$$

$$v_u = \frac{(q * \{B * L - [(b_{colum} + d) * (h_{colum} + d)]\} * FM)}{\phi * [2 * (b_{colum} + d) + 2 * (h_{colum} + d)] * d} \quad \text{Ecuación (71)}$$

Ejemplo de cálculo

$$v_u = \frac{\left(17.82 \frac{T}{m^2} * \{0.85 * 0.60 - [(0.35 + 0.072) * (0.6 + 0.072)]\} * 1.297\right)}{0.75 * [2 * (0.35 + 0.072) + 2 * (0.6 + 0.072)] * 0.072} = 44.30 \frac{T}{m^2}$$

$$44.30 \frac{T}{m^2} < 153.609 \frac{T}{m^2} \text{ cumple}$$

Una vez que se cumplen las dos verificaciones se procede a obtener los esfuerzos admisibles para la obtención de los momentos últimos.

$$q_c = (q_2 - q_1) * \frac{L - l_1}{L} + q_1 \quad \text{Ecuación (72)}$$

$$l_1 = \frac{L - b_{colum}}{2} \quad \text{Ecuación (73)}$$

$$M_u = \frac{l_1^2}{6} * (2 * q_2) + q_c \quad \text{Ecuación (74)}$$

$$M_u = \frac{q_{med} * l_1^2 * FM}{2} \quad \text{Ecuación (75)}$$

Ejemplo de cálculo

$$l_1 = \frac{0.85 \text{ m} - 0.35 \text{ m}}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$qc = (19.58 - 16.06) * \frac{0.85 - 0.25}{0.85} + 16.06 = 18.55 \frac{T}{m^2}$$

$$Mu = \frac{0.13^2}{6} * (2 * 19.58) + 18.55 = 0.15$$

$$Mu = \frac{17.82 * 0.13^2 * 1.297}{2} = 0.18 T * m$$

$$H = d + rec = 0.072 + 0.075 = 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

Con los momentos establecidos se escoge el mayor que proporciona entre ambas ecuaciones y se calcula la cantidad de acero, en este caso el acero longitudinal.

$$As = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}}\right) \quad \text{Ecuación (76)}$$

$$As_{min} = \frac{14 * b * d}{fy} \quad \text{Ecuación (77)}$$

Ejemplo de cálculo

$$As = 0.85 * \frac{210 * 1 * 0.072(10000)}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.18 (100000)}{0.85 * 0.9 * 210 * 1 * 100 * (0.072 * 100)^2}}\right)$$

$$As = 2.779 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14 * 1 * 100 * 0.072 * 100}{4200} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor entre ambos aceros y se escoge las varillas.

$$As \text{ escogido} = 2.779 \text{ cm}^2$$

$$\text{Varillas} = 4\emptyset 12$$

Para el cálculo del acero transversal es el mismo proceso que el antes mencionado, con la diferencia que se trabaja con el ancho de la columnas y el ancho de la zapata, y se obtuvo como resultado un refuerzo transversal de  $3\emptyset 12$ .

Se puede observar en la tabla 51 y 52 el resumen de los aceros de las zapatas de cada bloque.

**Tabla 41**

*Acero de zapatas bloque 1.*

TIPO	CANTIDAD	DIMENSIONES (m)			MARCAS ARMADURA	NIVEL DE CIMENTACIÓN	UBICACIÓN
		B	L	H			
P1	9	0.6	0.85	0.15	4 $\emptyset 12@0.23m$ 3 $\emptyset 12@0.23m$	N-1.2	A6, A8, A10, B6, C6, D6,E6,G11,I11
P2	13	0.85	1.25	0.25	4 $\emptyset 12@0.23m$ 6 $\emptyset 12@0.23m$	N-1.2	B10, C10, D12, E8, E12, F3, F9,F11,G3,I3,I5,I7,I9
P3	12	1.05	1.55	0.3	6 $\emptyset 12@0.18m$ 7 $\emptyset 14@0.23m$	N-1.2	B8, C8, D8, D10, E10, F5, E10, F5,F7,G5,G7,G9

Elaborado por: El autor.

**Tabla 42**

*Acero de zapata del bloque 2.*

TIPO	CANTIDAD	DIMENSIONES (m)			MARCAS ARMADURA	NIVEL DE CIMENTACIÓN	UBICACIÓN
		B	L	H			
P1	2	0.9	1.3	0.25	7 $\emptyset 12@0.23m$ 4 $\emptyset 12@0.23m$	N-1.2	J4,J7
P3	2	1.3	1.9	0.35	11 $\emptyset 14@0.23m$ 7 $\emptyset 14@0.23m$	N-1.2	K4,K7

Elaborado por: El autor.

En el anexo 5 se puede observar de manera detallada el plano de las zapatas.

### 4.5.5 Muros

Para el diseño de muros, se realizó mediante estimaciones de las medidas que se indican en la tabla 53 con referencia a la figura 54, para después comprobar las condiciones y obtener la cantidad de acero colocado.

**Tabla 43**

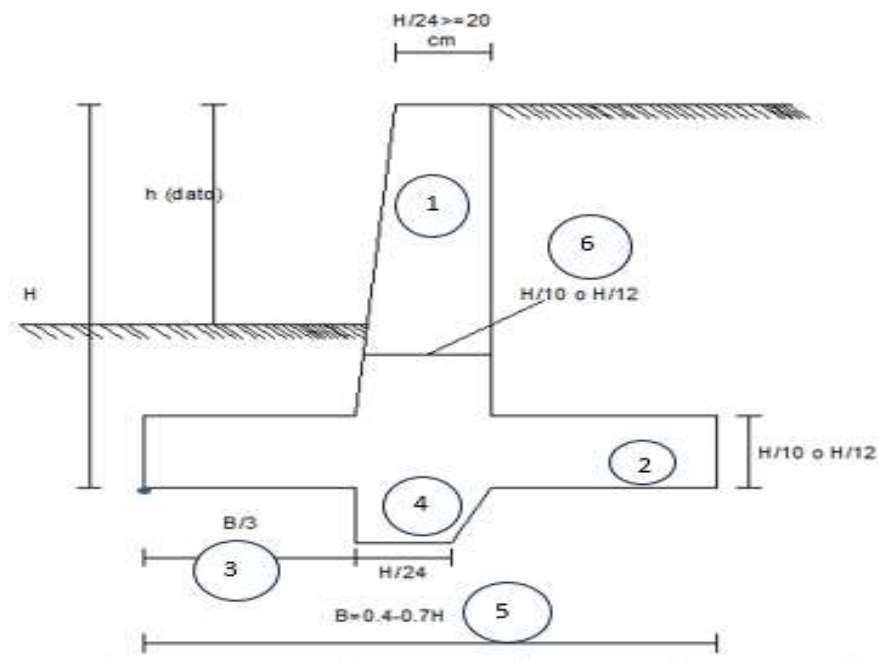
*Valores asumidos para el diseño del muro.*

Elementos	Recomendado (m)	Valor Elegido (cm)
1: Pantalla	0.125	20
2: Talón	0.275	30
3: Dedo	0.567	45
4: Diente	0.125	20
5: Base	1.65	170
6: Ancho	0.275	30

Elaborador por: El autor.

**Figura 54**

*Esquema del muro en voladizo.*



Elaborador por: El autor.



Las características del material (concreto), con el que se realizó el diseño y las características del suelo, se indican en la tabla 54.

**Tabla 44**

*Datos de las características de los materiales.*

Datos		
$f'c(\text{kg/cm}^2)=$	210	
$f_y(\text{kg/cm}^2)=$	4200	
$\Phi=$	33	
$q_a(\text{T/m}^2)=$	20	
$\gamma_s(\text{T/m}^3)=$	1.7	Peso del suelo
$\text{sen } \Phi=$	0.544639035	
$\text{cos } \Phi=$	0.838670568	
$\gamma_h(\text{T/m}^3)=$	2.4	Peso del hormigón

Elaborador por: El autor.

Cálculo del coeficiente de presión activo de Rankine mediante la ecuación 78.

$$kha = \frac{1 - \text{sen}\Phi}{1 + \text{sen}\Phi} \quad \text{Ecuación ( 78)}$$

$$kha = \frac{1 - \text{sen } 33^\circ}{1 + \text{sen } 33^\circ} = 0.295$$

Cálculo de las fuerzas y momentos estabilizadores y de volcamiento, se indican en la tabla 55.

**Tabla 45***Resumen de las fuerzas y los momentos.*

Figura	Peso	Fv(T)	Fh(T)	d(m)	Mest(T-m)	Mvolc(T-m)
1	pantalla rectang	1.296		0.65	0.8424	
2	triángulo hormigón	0.324		0.516666667	0.1674	
3	rectang, hormigón	1.224		0.85	1.0404	
4	rectang,suelo	4.3605		1.225	5.3416125	
5	rectang,suelo	0.3825		0.225	0.0860625	
E1	Empuje suelo		2.255226822			2.255226822
E2	Empuje sobrecarga		0.902090729	1.5		1.353136093
<b>Sumatoria FV</b>		<b>7.587</b>	<b>3.157317551</b>		<b>7.477875</b>	<b>3.608362915</b>

Elaborador por: El autor.

Se realiza el chequeo por volcamiento aplicando la ecuación 79.

$$Fsv = \frac{\text{Sumatoria Mest}}{\text{Sumatoria Mvolc}} \geq 1.5 \quad \text{Ecuación (79)}$$

$$Fsv = \frac{7.478}{3.608} \geq 1.5$$

$$2.072 \geq 1.5 \text{ Cumple}$$

Se realiza el chequeo por deslizamiento aplicando la ecuación 80.

$$Fsd = \frac{f * \text{Suma Fv}}{\text{Suma FH}} \geq 1.5 \quad \text{Ecuación (80)}$$

$$Fsd = \frac{0.649 * 7.587}{3.157} \geq 1.5$$

$$1.567 \geq 1.5 \text{ Cumple}$$

Obtener la posición resultante la cual debe cumplir la condición que se muestra en la ecuación 81

$$\lambda = \frac{\text{SumaMest} - \text{SumaMvolc}}{\text{SumaFv}} \geq \frac{B}{3} \quad \text{Ecuación (81)}$$

$$\frac{7.478 - 3.608}{7.587} \geq \frac{1.7}{3}$$

$$0.60 \geq 0.567$$

*Cumple dentro del tercio medio*

Cálculo de los esfuerzos admisibles del suelo

$$e = \frac{B}{2} - \lambda \quad \text{Ecuación (82)}$$

$$e = \frac{1.70}{2} - 0.60 = 0.25$$

$$f_{s1-2} = \frac{w}{BL} \pm \frac{6 * W * e}{LB^2} \quad \text{Ecuación (83)}$$

$$f_{s1-2} = \frac{7.587}{0.5 * 1.7} \pm \frac{6 * 7.587 * 0.25}{0.5 * 1.7^2}$$

$$f_1 = 16.80 \frac{T}{m^2}$$

$$f_2 = 1.05 \frac{T}{m^2}$$

El cálculo del diseño de cada elemento como es la pantalla, el dedo y el talón se detallan en el anexo 3.

A continuación, en la tabla 56, se presenta un resumen de los aceros de la armadura longitudinal y transversal calculados y colocados en la pantalla, el dedo y el talón.

**Tabla 46***Acero principal y transversal de los elementos del muro.*

<b>Sección</b>	<b>As requerido</b>		<b>As colocado</b>	
Pantalla principal	As cálculo(cm2):	5.18	#Varillas	3.81
	As (min)(cm2)	7.67	Separación	13.11
	As requerido (cm2):	7.67	<b>1 varilla de 16 cada 10 cm</b>	
Pantalla transversal	As t(cm2):	4.5	#varillas	1.99
	As(paracara)	2.25	separación	50.22
			<b>1 varilla de 12 cada 30 cm por cara</b>	
Dedo	As calc(cm2)	2.58	#varillas	6.78
	As min1(cm2)	7.67	separación	14.74
	As(cm2)	7.67	<b>1 varilla de 12 cada 15</b>	
Talón	As calc(cm2)	0.47	#varillas	4.98
	As min (cm2)	7.67	separación	20.09
	As(cm2)	7.67	<b>1 varilla de 14 cada 20</b>	
Dedo y talón transversal	As(cm2)=	4.6	#varillas	2.04
			separación	49.13
			<b>1 varilla de 12 cada 30</b>	

Elaborador por: El autor.

En el anexo 5 se puede observar de manera detallada el plano de los muros y sus marcas respectivas.

#### **4.6 Misceláneos de intervenciones de obras menores en el cementerio de Zámbriza**

En esta sección se presentará el sistema de drenaje de las aguas lluvias, que se implementará en el Cementerio de Zámbriza.

##### **4.6.1 Determinación del caudal pluvial**

Para la determinación de caudal se aplicó la ecuación del método racional

$$Q = \frac{CIA}{360} \quad \text{Ecuación (84)}$$

Donde

C= coeficiente de escorrentía

I= intensidad de lluvia

A= Área de aportación

Se utilizó la ecuación de la intensidad que se presenta en la tabla 13, con los siguientes datos:

T = Periodo de retorno = 5 años (Área con edificios de servicio público–EMMAP (2009))

t= duración de la lluvia o tiempo de concentración= 5 min

$$I = \frac{39.9 * 5^{0.09} * [\ln(5 + 3)^{5.38} + (\ln 5)^{0.11}]}{5^{1.93}} = 111.73 \frac{mm}{h}$$

El coeficiente de escorrentía se escogió de la EMMAP (2009), tabla 5.3.7.2. (b), realizando la consideración que es área es concreto y con periodo de retorno de 5 años, por lo cual el valor es 0.8.

El área de aportación se obtuvo a partir de dividir el área total a ser diseñada, por ende, se obtiene trapecios y triángulos que le corresponde al área de cada tubería.

Se presenta un ejemplo de cálculo del tramo 1-3.

Datos

C=0.8

A=0.0964 ha

I=111.73 mm/h

$$Q = \frac{0.8 * 111.73 \frac{mm}{h} * 0.0964 * ha}{360} = 0.0239 \frac{m^3}{s}$$

#### **4.6.2 Diseño de la red de tuberías**

Una vez obtenido el gasto por el Método Racional se procede a calcular el diámetro de la tubería a partir de la fórmula de Manning utilizando la siguiente ecuación 85.

$$D_{cal} = \left( \frac{3.208 Qn}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \quad \text{Ecuación (85)}$$

Donde

$D_{cal}$  = diámetro interior de la tubería en m calculado.

$Q$  = Gasto requerido en  $m^3/s$

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning.

$S$  = pendiente

Ejemplo de cálculo del tramo 4-1

Datos

$$Q = 0.0239 \frac{m^3}{s}$$

$$n = 0.011$$

$$S = 5.46\%$$

$$D_{cal} = \left( \frac{3.208 * 0.0239 * 0.013}{0.0546^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D_{cal} = 0.129m$$

Por lo tanto, se colocará una tubería comercial de 0.25m o 10", que es lo mínimo que permite la norma para alcantarillado pluvial.

$$D_{col} = 0.25m$$

## CALCULO DE LA VELOCIDAD

$$V = \frac{Rh^{2/3} * s^{1/2}}{n} \quad \text{Ecuación (86)}$$

Donde

V= velocidad (m/s)

Rh o r= Radio hidráulico (m)

S= Pendiente

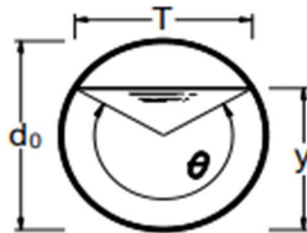
n= coeficiente de rugosidad de Manning

Dcol o do= Diámetro colocado

a= relación de llenado de la tubería

tt= tiempo de traslado

Ejemplo de cálculo



$a = \text{entre } 0.50 \text{ y } 0.75$

Para este calculo se ha escogido la relacion de llenado de 0.75

$$y = a * do$$

$$y = 0.75 * 0.25$$

$$y = 0.1875m$$

$$\alpha = \text{sen}^{-1} \left( \frac{y - do/2}{do/2} \right)$$

$$\theta = 2 * \alpha + 180$$

$$\theta = 239.7131$$

### RADIO HIDRÁULICO

$$Rh = \frac{1}{4} * \left( \frac{\text{sen}\theta}{\theta} \right) * Dcol \quad \text{Ecuación (87)}$$

$$Rh = \frac{1}{4} * \left( 1 - \frac{\text{sen}239.7131}{239.7131} \right) * 0.25$$

$$Rh = 0.0622876m$$

### VELOCIDAD

$$V = \frac{0.0622876^{2/3} * 0.0546^{1/2}}{0.013}$$

$$V = 2.82m/s$$

$$tt = \frac{l}{V}$$

$$tt = \frac{23.56}{2.82} = 8.34 s$$

La velocidad máxima en función del material de la tubería PVC es 5 m/s, por ende, en el tramo 4-1, cumple la condición de velocidad máxima.



En la tabla 47, se presenta el resumen del diámetro requerido y del diámetro colocado, además se puede verificar que la velocidad cumple en todos los tramos y en la figura 55 un esquema de la vista en plan de la red.

**Tabla 47**

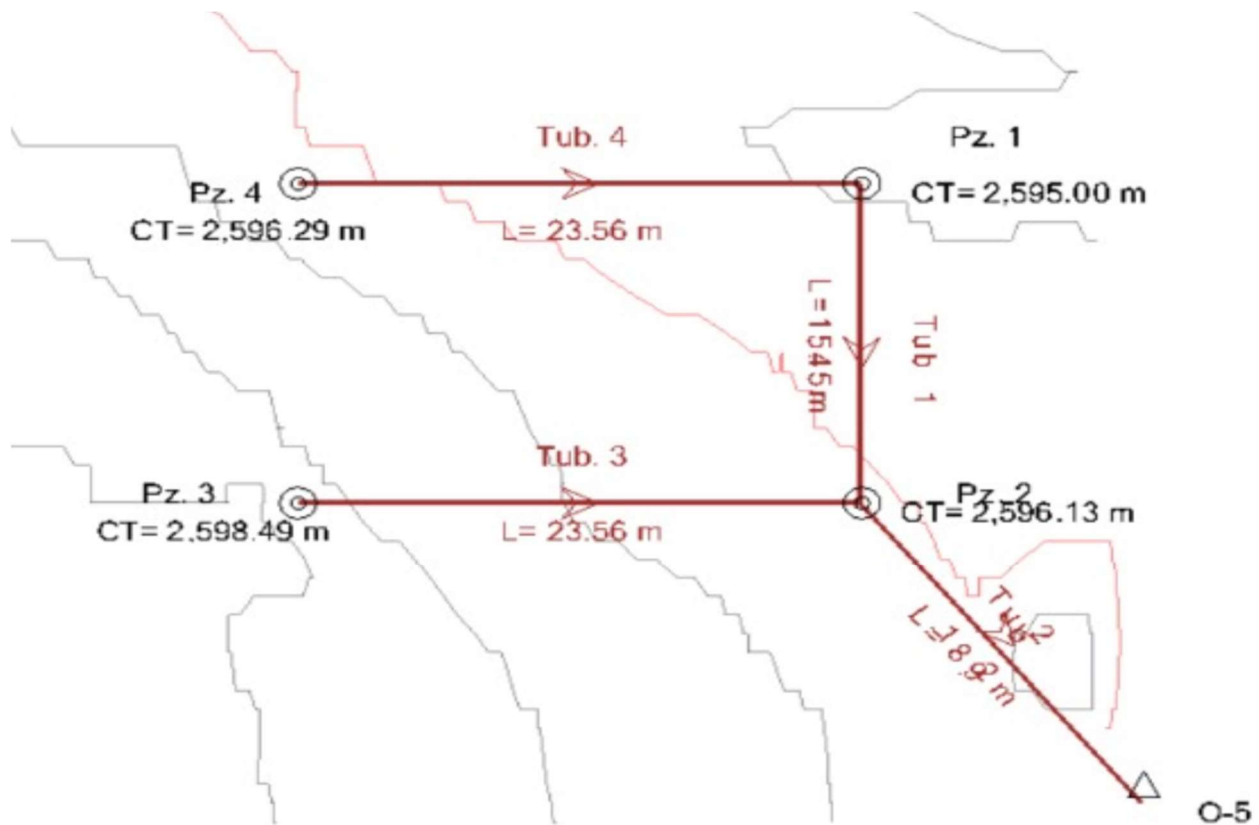
*Resumen de asignación de diámetro de tuberías.*

TRAMO	Longitud (m)	A (ha)	Q/tramo (m <sup>3</sup> /s)	Q acum (m <sup>3</sup> /s)	S	Dcal (m)	Dcol(m)	y	α	R	V	tt
4-1	23.56	0.096	0.02393427	0.023934265	0.05	0.129	0.25	0.188	29.8566	0.0623	2.8244	8.3417
3-2	23.56	0.061	0.01504581	0.015045814	0.07	0.104	0.25	0.188	29.8566	0.0623	3.1980	7.3672
1-2	15.45	0.053	0.01318371	0.037117974	0.02	0.184	0.25	0.188	29.8566	0.0623	1.7094	9.0383
2-5	18.92	0.012	0.00295454	0.055118329	0.02	0.213	0.25	0.188	29.8566	0.0623	1.7094	11.0683

Elaborado por: El autor.

**Figura 55**

*Vista en planta de la red de alcantarillado.*



Elaborado por: El autor.

## CAPÍTULO V

### FINANCIAMIENTO Y PRESUPUESTO

#### 5.1 Fuentes de financiamiento

Las fuentes de financiamiento para el proyecto son la comunidad religiosa de la parroquia de Zámbara, junto con la arquidiócesis de la parroquia de Zámbara.

#### 5.2 Análisis de precios unitarios

Es un análisis del precio de un producto, donde puede observar detalladamente los costos directos, los costos indirectos, la utilidad y cargos adicionales, además incluye los costos de: equipo y herramienta, mano de obra, transporte y materiales.

Materiales: Se debe especificar el nombre de material, según las especificaciones de mercado que proporciona el mercado actual.

Mano de obra: Se ocupan de ejecutar una específica tarea, empleando esfuerzo físico o mental para la elaboración.

Equipo y Herramienta: Es el equipo, maquinaria o herramienta que se emplea en la ejecución del proyecto.

Los APU del proyecto tiene formato que se presenta en la figura 56, y el resto de rubros se los puede observar en el anexo 6.

## Figura 56

APU Derrocamiento de hormigón.

**PROYECTO: CEMENTERIO ZAMBIZA**  
**ELABORADO: BYRON TAIPE**  
**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Hoja 1 de 27

Rubro:

Unidad: m3

Detalle: DERROCAMIENTO DE HORMIGÓN

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Herramienta menor (5% MO)					2.85203
Subtotal M					2.85203
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO H/U	COSTO
Peón	1	3.62	3.62	14.31025	51.80311
Albañil	0.1	3.66	0.366	14.31025	5.23755
Subtotal N					57.04066
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Subtotal O					0.00000
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
Subtotal P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					59.89269
INDIRECTOS 20 %					11.97854
UTILIDAD 5 %					2.99463
COSTO TOTAL DEL RUBRO					74.86586
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>74.87</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Son: SETENTA Y CUATRO dólares con OCHENTA Y SIETE centavos

**QUITO-ECUADOR**

**MAYO-2021**

Elaborador por: El autor.

### 5.3 Presupuesto referencial

El presupuesto referencial de los bloques 1 y 2 para el cementerio de Zámiza en función del análisis de precios unitarios se presenta en la tabla 58.

**Tabla 48***Presupuesto referencial del bloque 1 y 2 del cementerio de Zámbriza.*

DESCRIPCIÓN	UNIDA D	CANTIDA D	PRECIO	
			UNITARI O	PRECIO TOTAL
PRELIMINARES				
DERROCAMIENTO DE HORMIGÓN	m3	277	74.87	20738.99
REUBICACION DE TUMBAS	u	70	79.64	5574.80
REPLANTEO Y NIVELACIÓN.	m2	521	1.22	635.62
EXCAVACION SIN CLASIFICAR A MAQUINA	m3	623	2.15	1339.45
EXCAVACION A MANO CIMIENTOS Y PLINTOS	m3	54.3	8.03	436.03
RELLENO COMPACTADO CON MAT. DE MEJORAMIENTO: LASTRE Y PLANCHA COMPACTADORA	m3	35	34.00	1190.00
REPLANTILLO DE H.S 180 Kg/CM2, e=5cm	m3	3.61	160.99	581.17
ACERO DE REFUERZO 14 a 32 mm. ALAMBRE GALVANIZADO # 18 . EQUIPO: CIZALLA	kg	18373.32	1.98	36379.17
PLINTOS DE HORMIGÓN H.S 210 Kg/cm2. EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO Y VIBRADOR	m3	12.31	228.96	2818.50
CUELLO DE COLUMNAS H.S 210 Kg/cm2, 25x25cm	m3	6.84	237.61	1625.25
HORMIGÓN EN COLUMNAS H.S 210 Kg/cm2	m3	85.85	272.61	23403.57
CADENAS H.S 210 Kg/cm2,	m3	9	255.48	2299.32
ENCOFRADO / DESENCOFRADO	m2	1580.4	16.72	26424.29
HORMIGÓN EN MUROS, FC=210 KG/CM2. NO INCLUYE ENCOFRADO	m3	203.65	163.05	33205.13
HORMIGÓN EN MURO H.S 210 Kg/cm2	m3	21	283.35	5950.35
MAMPOSTERIA Y ENLUCIDOS				
ENLUCIDO VERTICAL INCLUYE ANDAMIOS	m2	720	6.79	4888.80
ENLUCIDO HORIZONTAL LISO INCLUYE ANDAMIOS. MORTERO 1:6, e=1.5 cm	m2	186	14.40	2678.40
ENLUCIDO DE FAJAS Y FILOS	m	1442	4.28	6171.76
MAMPOSTERIA DE BLOQUE E =10 cm. MORTERO 1:6, e = 2.5 cm.	m2	1480	14.42	21341.60
ACABADOS				
PINTURA EXTERIOR	m2	1470	3.73	5483.10
CERAMICA NACIONAL DE PISO	m2	186	18.07	3361.02
PASAMANO METALICO (tubo D=50 y 25 mm; e=1.5mm)	m	59	49.41	2915.19
SANITARIO				
POZOS DE REV. H.A (PROF: 0.8-2.5m) INCLUYE TAPA HF	u	4	631.71	2526.84
CANALIZACIÓN PVC 160MM	m	48	19.41	931.68
CANALIZACIÓN PVC 250MM	m	16	78.09	1249.44
CANALIZACIÓN PVC 300MM	m	22	125.94	2770.68
SUMIDERO DE H.S. con rejilla varilla D=14mm	u	3	311.06	933.18
			<b>Total USD</b>	<b>217853.3</b>
			<b>\$</b>	<b>3</b>

Elaborador por: El autor.

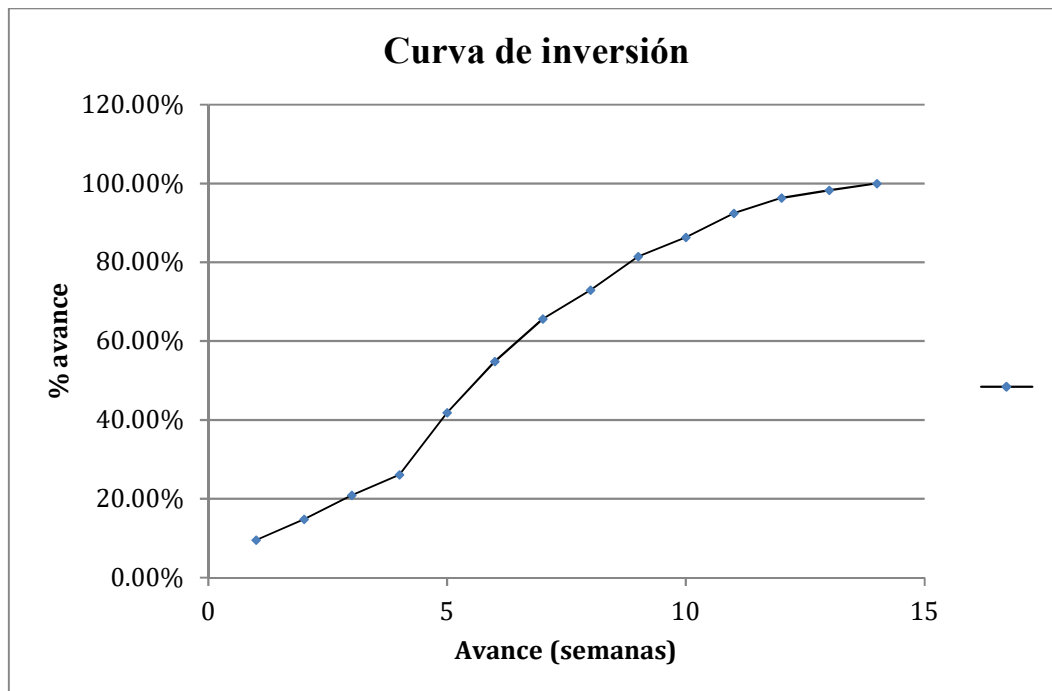
## 5.4 Cronograma valorado

Ayuda a organizar el proyecto y prever los posibles desfases en el momento de la ejecución del mismo. Se trata de la distribución de los recursos económicos y además permite obtener un control del avance del proyecto.

En la tabla 59, se presenta el cronograma valorado del proyecto y en la figura 57 se muestra la curva de inversión.

**Figura 57**

*Curva de inversión del proyecto.*



Elaborado por: El autor.

**Tabla 49**

*Cronograma Valorado.*

Num.	Rubro	Unidad	Cantidad	P. U.	Costo Total	% Activ.	sem1 %	sem2 %	sem3 %	sem4 %	sem5 %	sem6 %	sem7 %	sem8 %	sem9 %	sem10 %	sem11 %	sem12 %	sem13 %	sem14 %	Tot	
	PRELIMINARES																					
1	DERROCAMIENTO DE HORMIGÓN	m3	277	74.87	20738.99	9.52%	100%															100%
																						20738.99
																						277
2	REUBICACION DE TUMBAS	u	70	79.64	5574.8	2.56%		50%	50%													100%
																						5574.8
																						70
3	REPLANTEO Y NIVELACIÓN.	m2	521	1.22	635.62	0.29%		50%	20%				30%									100%
																						635.62
																						521
4	EXCAVACION SIN CLASIFICAR A MAQUINA	m3	623	2.15	1339.45	0.61%			100%													100%
																						1339.45
																						623
5	EXCAVACION A MANO CIMIENTOS Y PLINTOS	m3	54.3	8.03	436.03	0.20%			30%	50%	20%											100%
																						436.03
																						54.3
6	RELLENO COMPACTADO CON MAT. DE MEJORAMIENTO: LASTRE Y PLANCHA COMPACTADORA	m3	35	34	1190	0.55%					50%	50%										100%
																						1190
																						35
7	REPLANTILLO DE H.S 180 Kg/CM2, e=5cm	m3	3.61	160.99	581.17	0.27%			30%	50%	20%											100%
																						581.17
																						3.61
8	ACERO DE REFUERZO 14 a 32 mm. ALAMBRE GALVANIZADO # 18 . EQUIPO: CIZALLA	kg	18373.32	1.98	36379.17	16.70%			15%	15%	15%	15%	15%	15%	10%							100%
																						36379.17
																						18373.32
9	PLINTOS DE HORMIGÓN H.S 210 Kg/cm2. EQUIPO: CONCRETERA 1 SACO Y VIBRADOR	m3	12.31	228.96	2818.5	1.29%			10%	50%	40%											100%
																						2818.5
																						12.31
10	CUELLO DE COLUMNAS H.S 210 Kg/cm2, 25x25cm	m3	6.84	237.61	1625.25	0.75%				50%	50%											100%
																						1625.25
																						6.84
11	HORMIGÓN EN COLUMNAS H.S 210 Kg/cm2	m3	85.85	272.61	23403.57	10.74%					50%	50%										100%
																						23403.57
																						85.85
12	CADENAS H.S 210 Kg/cm2,	m3	9	255.48	2299.32	1.06%				30%	50%	20%										100%
																						2299.32
																						9



							5.6	5.6	4.8											16
26	CANALIZACIÓN PVC 300MM	m	22	125.94	2770.68	1.27%		35%	35%	30%										100%
							969.738	969.738	831.204											2770.68
							7.7	7.7	6.6											22
27	SUMIDERO DE H.S. con rejilla varilla D=14mm	u	3	311.06	933.18	0.43%		35%	35%	30%										100%
							326.613	326.613	279.954											933.18
							1.05	1.05	0.9											3
	<b>TOTAL</b>				217853.33	100.00%														
	<b>Totales Semanales</b>						20738.99	11506.223	13241.997	11400.693	34328.838	28175.064	23536.388	15861.594	18626.157	10659.432	13232.984	8491.363	4254.009	3799.602
	<b>Total Acumulado</b>						20738.99	32245.213	45487.21	56887.903	91216.741	119391.805	142928.193	158789.787	177415.944	188075.376	201308.36	209799.723	214053.732	217853.334
	<b>Porcentaje Semanal</b>						9.52%	5.28%	6.08%	5.23%	15.76%	12.93%	10.80%	7.28%	8.55%	4.89%	6.07%	3.90%	1.95%	1.74%
	<b>Porcentaje Acumulado</b>						9.52%	14.80%	20.88%	26.11%	41.87%	54.80%	65.61%	72.89%	81.44%	86.33%	92.41%	96.30%	98.26%	100.00%

Elaborado por: El autor.



## CONCLUSIONES

Las estructuras actuales de los cementerios de Zámbriza y San José de Cocotog fueron analizadas en el software ETABS, de lo cual se obtuvo que los bloques actuales del cementerio de Zámbriza no cumplen las verificaciones en cuanto al periodo de vibración, derivas máximas y cortante basal, pero si la irregularidad torsional; mientras que la estructura del cementerio de San José de Cocotog, cumplió con todas las verificaciones antes mencionada , las cuales son planteadas por la NEC-Peligro sísmico (2015), en base a dichos resultados, se justifica la construcción de nuevos bloques en el cementerio de Zámbriza.

En el diseño de las nuevas estructuras en el cementerio de Zámbriza se consideró al máximo el aprovechamiento del área asignada, en base a ello se modelaron dichas estructuras en el software ETABS y se verificó que cumplan las condiciones de: periodo de vibración, derivas máximas y cortante basal e irregularidad torsional en base a la norma NEC-Peligro sísmico, por ende, son estructuras que se rigen a la filosofía sismo resistente.

En el cementerio de Zámbriza, el 90 % de la masa participativa del bloque 1 se consiguió en el 9<sup>no</sup> modo con un valor de 91.45% y en el bloque 2 en el 6<sup>to</sup> modo con un valor de 91.39 %.

El periodo de vibración para el bloque 1 según método 1 y método 2 (NEC- Peligro sísmico 2015) es 0.299 s y 0.389 s y para el bloque 2 es 0.305 s y 0.391 s respectivamente, por ende, se concluyó que cumple la verificación del periodo de vibración.

La verificación del cortante basal se cumplió en el eje x y en el eje y, del bloque 1, con valores de  $V_d=68947.13 \text{ kgf}$  y  $V_e= 75061.04 \text{ kgf}$  y en el bloque 2 con valores de  $V_d=65129.01 \text{ kgf}$  y  $V_e= 75061.04 \text{ kgf}$ .

La verificación de deriva inelástica cumplió en el bloque 1 con los valores de  $\Delta ex = 0.001955$  y  $\Delta ey = 0.001715$  y en el bloque 2 con los valores de  $\Delta ex = 0.001945$  y  $\Delta ey = 0.001793$ , siendo estos valores menores a 0.0033.

El ensayo del SPT, permitió concluir que la capacidad admisible del suelo donde se va a implantar los bloques 1 y 2 es de  $20 \text{ T/m}^2$ , con un ángulo de fricción de  $33^\circ$  y un peso específico de  $1.7 \text{ T/m}^3$  y en cuanto a la clasificación del suelo es: de grano fino, limos inorgánicos y arenas muy finas con arcillas inorgánicas de plasticidad baja.

La intervención hidráulica consto de una red de tuberías de diámetros entre 0.15 y 0.3 m, para un caudal de  $0.0239 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ , con el objetivo de evitar daños en las estructuras nuevas, en cuanto al drenaje de las aguas lluvias.

## **RECOMENDACIONES**

Las tipologías existentes (losas sobre mampostería no estructural) en el cementerio de Zámbriza reflejan daños en las losetas que conforman los pabellones, las cuales se encuentran demasiado flexionadas debido a que el apoyo sobre los bloques no fue adecuado, por ende, se sugiere utilizar mampostería estructural o columnas que soporten el peso de las losetas.

Para los pabellones de los cementerios se sugiere el uso de estructuras conformadas por pórticos para distribuir mejor peso de las cargas que se van a recibir.

Para futuros proyectos sería recomendable realizar el diseño de los pabellones, pero con muros o mampostería estructural en lugar de columnas.

## REFERENCIAS

- Aguay naranjo, H., & Dranichnikov, T. (2012). *Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional*. Cuenca: ABYA YALA.
- Aguiar, R., & González, A. (2006). *Evaluación rápida de la deriva máxima de piso en edificios sin muros de corte*. Caracas: Scielo.
- Aguir Falconí, R., Revelo, M., & Tapia, W. (2010). *Análisis de conexiones viga-columna de acuerdo al código ACI318SR-05*. Quito.
- American Concrete Institute. (2015). *ACI318US-14*. Farmington Hills, MI48331: Copyrighted Material.
- Braja Das, M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. México, D.F.: Cengage Learning Editores, S.A. de C.V., una Compañía de Cengage Learning.
- Chávez Manosalvas, K. G., & Tarapues Marquinez, J. L. (s.f.). Análisis comparativo de las derivas de piso, para edificaciones de 3, 6, y 9 pisos entre un sistema de muros confinados con m2 y un sistema aporticado. [Tesis de grado, Universidad Central del Ecuador]. Universidad Central del Ecuador, Quito.
- Concejo Metropolitano de Quito. (2003). *La ordenanza sustitutiva a la ordenanza N°3445 que contiene las normas de arquitectura y urbanismo*. Quito.
- Contreras Jiménez, M. A., & Carranza Ramos, L. Y. (s.f.). Guía para diseño estructural de un edificio en mampostería parcialmente reforzada. [tesis de grado, Universidad Distrital Francisco José de Caldas]. Archivo

*digital.file:///C:/Users/Dell/Downloads/CarranzaRamosLauraYulieth2020.pdf.*

Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá.

EMMAP QUITO. (2009). *Normas de diseño de sistemas de alcantarillado para la EMAAP-Q.*

Quito: VyM Gráficas.

Gobierno Autónomo descentralizado Zámboza. (26 de 10 de 2015). Actualización del plan de desarrollo y ordenamiento territorial. Quito, Pichincha, Ecuador.

INEC. (10 de enero de 2013). *Instituto Nacional de estadísticas y censos.* Obtenido de <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/inec-presenta-sus-proyecciones-poblacionales-cantonales/>

Instituto nacional de estadísticas y censos. (2020). *Censo 2020: Zámboza, el escenario de la última prueba piloto.* Quito.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Cargas (no sísmicas).* Quito.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Estructuras de hormigón armado.* Quito.

Ministerio de desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Mampostería estructural.* Quito.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Peligro Sísmico Diseño sismo resistente.* Quito.

Ortiz Naveda, E. L. (s.f.). Diseño estructural sismo-resistente de los edificios de departamentos de hormigón armado "limburg platz" de la ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes". [*Tesis de grado, Universida Técnica de Ambato*]. Universidad Técnica de Ambato, Ambato.

Patzán, J. E. (2009). Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas. [*Tesis de grado, Universidad de Guatemala*]. *Archivo digital*. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, Guatemala. Obtenido de [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_3004\\_C.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3004_C.pdf)

Pons Gascón, W. F., & Deulofeu Álvarez, E. R. (2018). *Diseño estructural sísmoresistente de edificios de viviendas de mampostería reforzada para su construcción en las ciudades de Bayamo y Guantánamo*. Santiago de Cuba: CIGET.

## **Anexos**

Anexo 1

[Estudio de suelos](#)

Anexo 2

[Prediseño de losa, viga y columnas](#)

Anexo 3

[Diseño de muro y zapata](#)

Anexo 4

[Diseño de red de alcantarillado](#)

Anexo 5

[Planos](#)

Anexo 6

[Análisis de precios unitarios](#)