



**UNIVERSIDAD DEL AZUAY**

**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE  
CONSTRUCCIONES**

**DISEÑO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LA  
CONSTRUCCIÓN CON ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO Y  
ESTRUCTURA MIXTA PARA UNA EDIFICACIÓN DE CUATRO PLANTAS**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de  
Ingeniero Civil con énfasis en Gerencia de Construcciones**

**AUTOR:  
ANDRES GUSTAVO BUCHELI PEÑA**

**DIRECTOR:  
ROBERTO GAMÓN TORRES**

**Cuenca – Ecuador  
Abril 2014**

## DEDICATORIA

A mis padres **Franklin y Cristina**, de quienes aprendí, que la única forma de hacer realidad un sueño es mediante el esfuerzo y la perseverancia, con la fortaleza que tiene una persona honesta y responsable; este es mi mejor regalo en reconocimiento fraterno a su bondad, este es el fruto de su sacrificio infinito.

A mis hermanas **Jessica y Yadira**; para que nunca se rindan en la lucha por conseguir sus objetivos.

A mi entrañable Abuelo **José Rodrigo (Tatos) †**, mi hermano del alma, en reconocimiento y honra a su amor sin límites.  
...A pesar de tu partida, te mantienes a mi lado como siempre y para siempre.

A mi tío **Juan Peña**, mi amigo incondicional, a quien le guardo profundo cariño y admiración... Gracias por tu apoyo de siempre.

A mi hijo, mi pilar y mi cimiento; con su dulzura e inocencia ha colmado de amor mi vida, su sonrisa es la luz de mis días. Mi adorado **Joaquín Francesco**, que esto te sirva de ejemplo para alcanzar tus anhelos y cumplir tus sueños.

## **AGRADECIMIENTOS**

A las Autoridades y Docentes de la Escuela de Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones de la Facultad de Ciencia y Tecnología, quienes con gran esfuerzo sacaron adelante esta prestigiosa Escuela y formaron la primera promoción de ingenieros civiles de la Universidad del Azuay.

A cada uno de nuestro Maestros, porque buscaron inculcar en los estudiantes los principios y valores que deben tener los profesionales de excelencia, compartiendo sin egoísmo todos sus conocimientos.

Con especial aprecio,

**Ing. Juan Carlos Malo D.**

**Ing. Paúl Cordero D.**

**PhD. Roberto Gamón T.**

Director de tesis

## Índice de contenidos

DEDICATORIA .....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	iv
INDICE DE ANEXOS .....	vii
RESUMEN .....	ix
ABSTRACT .....	x
INTRODUCCIÓN .....	1

### CAPITULO 1. GENERALIDADES

1.1. Ubicación del proyecto, características del lugar de emplazamiento .....	4
1.2. Descripción general del proyecto .....	6
1.2.1. Alcance del proyecto .....	7
1.2.2. Descripción general del lugar de emplazamiento .....	7
1.2.3. Revisión de la propuesta arquitectónica .....	8
1.3. Sistemas constructivos .....	12
1.4. Especificaciones técnicas generales .....	15
1.4.1. Descripción de las especificaciones técnicas .....	15
1.4.2. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC .....	16
1.4.3. Permisos de construcción del DM. Quito .....	17
1.5. Modificación del proyecto arquitectónico .....	19

### CAPITULO 2. ESTUDIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DEL LUGAR

2.1. Conceptos generales .....	20
2.2. Pruebas y ensayos de laboratorio .....	25
2.2.1. Tipos de pruebas a realizar .....	25
2.2.2. Toma de muestras del suelo .....	30
2.3. Procedimiento y análisis de resultados .....	31
2.3.1. Características y especificaciones del tipo de suelo .....	31
2.3.2. Determinación de la cohesión, ángulo de fricción interna y peso volumétrico .....	33

2.3.3.	Determinación de la capacidad de carga última para el diseño de .....	35
	cimentaciones.....	35

### **CAPITULO 3. DISEÑO ESTRUCTURAL, HIDROSANITARIO, ELÉCTRICO Y TELEFÓNICO**

3.1.	Conceptos generales.....	39
3.2.	Diseño estructural sismo-resistente .....	50
3.2.1.	Diseño de elementos estructurales de hormigón armado .....	56
3.2.2.	Diseño de estructura mixta con perfiles metálicos y hormigón.....	163
3.2.3.	Diseño de cimentaciones .....	202
3.3.	Diseño hidrosanitario.....	224
3.3.1.	Sistema de abastecimiento de agua potable.....	225
3.3.2.	Disposiciones de diseño .....	226
3.3.3.	Sistema sanitario .....	228
3.4.	Diseño eléctrico y telefónico .....	228
3.4.1.	Determinación de la demanda.....	229
3.4.2.	Acometida de baja tensión.....	230
3.4.3.	Tablero principal de medición .....	230
3.4.4.	Tablero de distribución.....	230
3.4.5.	Sistema de iluminación.....	231
3.4.6.	Circuito de tomacorrientes.....	231
3.4.7.	Carga especial .....	232
3.4.8.	Sistema de puesta en tierra.....	232
3.4.9.	Sistema telefónico .....	233

### **CAPITULO 4. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES**

4.1.	Sistema estructural de hormigón armado.....	235
4.1.1.	Análisis de costos estructurales .....	236
4.1.2.	Peso total de la estructural .....	248
4.1.3.	Análisis de rendimientos y duración de la construcción estructural.....	250
	(Sistema de hormigón armado).....	250
4.2.	Sistema de estructura mixta .....	255
4.2.1.	Análisis de los costos estructurales .....	255
4.2.2.	Peso total de la estructural.....	265

4.2.3.	Análisis de rendimientos y duración de la construcción estructural.....	266
	(Sistema de estructura mixta).....	266
4.3.	CONCLUSIONES .....	269
	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>273</b>

## **Índice de anexos**

- Anexo 1: Licencia urbanística del predio.
- Anexo 2: Planos arquitectónicos.
- Anexo 3: Informe del estudio de suelos.
- Anexo 4: Esquema de porticos estructurales.
- Anexo 5: Planos estructurales.
- Anexo 6: Planos hidrosanitarios.
- Anexo 7: Planos eléctricos y telefónicos.
- Anexo 8: Programas de cálculo resultados (digital).

07-04-14

**DISEÑO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LA  
CONSTRUCCIÓN CON ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO Y  
ESTRUCTURA MIXTA PARA UNA EDIFICACIÓN DE CUATRO PLANTAS**

**RESUMEN**

Saber entender los fenómenos físicos e interpretar correctamente el comportamiento de una estructura interactuando con estos, es el factor determinante para lograr un modelo adecuado de diseño estructural. Hoy en día el crecimiento y la evolución de la construcción tradicional hacia la industrialización de las obras, implica dar soluciones constructivas urgentes, objetivas y seguras; la construcción con estructura mixta es un proceso que combina las características esenciales en cuanto a peso, resistencia y comportamiento mecánico de elementos estructurales de acero y hormigón. El presente trabajo de graduación contempla el diseño sismo-resistente de una edificación mediante un sistema tradicional y un sistema mixto, fundamentado con las teorías de la mecánica de suelos, el cálculo estructural, la hidráulica y la ingeniería de costos, para determinar mediante un análisis comparativo, tanto el comportamiento estructural, así como ciertas ventajas y desventajas de aplicar uno u otro sistema en términos de funcionalidad, seguridad y costos.

**Palabras clave:** Acero, hormigón, estructura, sistemas constructivos, comportamiento estructural, ingeniería de costos.

**Ing. Paúl Cornelio Cordero Díaz.**

**Ing. Roberto Gamón Torres.**

**DIRECTOR DE CARRERA**

**DIR. DE TRABAJO DE GRADO**

**Andrés Gustavo Bucheli Peña.**

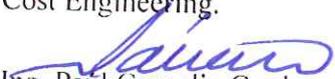
**AUTOR**

## ABSTRACT

### STRUCTURAL DESIGN AND COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN CONCRETE ELEMENTS AND MIXED STRUCTURE CONSTRUCTION OF A FOUR-STORY BUILDING

Being able to understand the physical phenomena and interpret the behavior of a structure interacting with these elements is the determinant factor for a proper structural design model. Today the growth and evolution of traditional construction towards industrialization of works involves giving urgent, objective and reliable construction solutions. The construction with mixed structure is a process that combines the essential features in terms of weight, resistance and mechanical behavior of concrete and steel structural elements. This graduation paper considers the earthquake-resistant design of a building through a traditional system and a mixed system based on theories of soil mechanics, structural calculation, hydraulics and cost engineering in order to determined by an analysis comparison, both the structural behavior and certain advantages and disadvantages of either systems in terms of functionality, safety and cost.

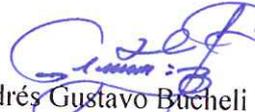
**Keywords:** Steel, Concrete, Structure, Building Systems, Structural Behavior, Cost Engineering.

  
Ing. Paul Cornelio Cordero Díaz.

**SCHOOL DIRECTOR**

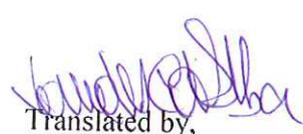
  
Ing. Roberto Gamón Torres.

**THESIS DIRECTOR**

  
Andrés Gustavo Bucheli Peña.

**AUTHOR**



  
Translated by,  
Lic. Lourdes Crespo

Andrés Gustavo Bucheli Peña.

Ing. Roberto Gamón Torres., PhD., Msc.

Abril-2014

Trabajo de Titulación:

**DISEÑO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LA  
CONSTRUCCIÓN CON ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO Y  
ESTRUCTURA MIXTA PARA UNA EDIFICACIÓN DE CUATRO PLANTAS**

**INTRODUCCIÓN**

La construcción de tipo habitacional requiere soluciones urgentes, objetivas y seguras. Frecuentemente algunas personas que han desarrollado cierta habilidad e ingenio se vuelven auto-constructores, muchas familias de esta forma han creado su posibilidad de vivienda para cubrir sus necesidades habitacionales en los países del tercer mundo. En nuestro país, la construcción de edificaciones no se ejecutaba bajo el cumplimiento de las normas y procedimientos que deberían cumplirse obligatoriamente en una zona de alto riesgo sísmico; el análisis sismo resistente no había sido estudiado con tanta profundidad ni aplicado en nuestro medio constructivo; inclusive en la actualidad todavía se observan muchas falencias a la hora de realizar los cálculos estructurales; en ocasiones por temas de ahorro de tiempo y dinero, no se toma en cuenta parámetros fundamentales del análisis estructural y diseño en base a criterios de sismo resistencia, que pueden llegar a ser decisivos al momento de la interacción verdadera suelo-estructura una vez concluida la obra, lo que puede provocar el fracaso de los elementos estructurales y sobre todo poner en riesgo la integridad de sus habitantes.

Actualmente existe la posibilidad de ampliar los conocimientos y la visión de los profesionales dedicados a la construcción, adquirir materiales y sistemas cada vez más innovadores, con mejores características de resistencia y funcionamiento a

costos relativamente menores a largo plazo, así como acceder fácilmente a las normativas de diseño y aplicar herramientas de gran ayuda para ejecutar los procesos de cálculo. Sin embargo lo esencial está en saber entender el funcionamiento y los fenómenos físicos, interactuando en conjunto sobre la estructura.

Hoy en día es posible romper los esquemas de la construcción tradicional, en términos de estética, uso de materiales e innovadores sistemas constructivos, pero esencialmente se logra edificar estructuras que nos garantizan un porcentaje más efectivo de seguridad y funcionalidad, reduciendo ampliamente el peso estructural y mejorando sustancialmente el diseño a partir de una modelación bajo parámetros de sismo resistencia. La construcción de estructura mixta, acero y hormigón es un moderno sistema que brinda la posibilidad de combinar las características más importantes en cuanto a peso, resistencia y comportamiento mecánico de elementos estructurales de acero laminado y losas colaborantes de placa metálica y hormigón. Sin embargo se debe conocer claramente en qué condiciones resulta más ventajoso utilizar un sistema moderno o un sistema tradicional, adaptándose a las condiciones sobre todo técnicas y presupuestales, esta son las conclusiones a las que se debe llegar en el presente trabajo.

El objetivo fundamental, es diseñar una edificación sismo-resistente de óptima calidad, funcional, económica y que brinde seguridad a sus usuarios. Específicamente se debe conocer mediante los estudios pertinentes las características y comportamiento del suelo del lugar y según estos resultados ofertar las dos propuestas de diseño, cumpliendo estas condiciones y adaptándose al diseño arquitectónico propuesto; así finalmente se puede identificar mediante el análisis comparativo, cuál de estos sistemas es el más favorable en la construcción de esta edificación en particular.

El presente trabajo de grado requiere la aplicación de varias ciencias de la ingeniería civil, por lo mismo es necesario realizar una investigación adecuada y específica, enfocada en cumplir los objetivos planteados para el proyecto. Inicialmente se tiene que investigar el área de mecánica de suelos y complementar esta teoría con la práctica respectiva de pruebas y estudios de laboratorio, para obtener las características y especificaciones requeridas en la realización de un diseño adecuado, que se adapte a las condiciones del terreno sobre el cual se emplazan los cimientos de la edificación.

Seguido de este primer proceso, se aplica lo referente al diseño y cálculo de estructuras, la dinámica estructural, y paralelamente es necesario investigar sobre las condiciones sísmicas del lugar y los tipos de materiales a emplearse en el mismo, con el fin de lograr el modelo adecuado de diseño. Es importante recalcar que los conceptos teóricos, deben manejarse muy claramente para lograr una correcta interpretación de los resultados obtenidos.

Una vez conseguido el modelo estructural adecuado, se complementa el proyecto con la parte hidrosanitaria, para establecer un sistema de distribución de agua eficiente y garantizar la evacuación adecuada de las aguas residuales; además se tiene que estudiar el campo de instalaciones eléctricas y telefónicas, que a pesar de no ser áreas específicas de la ingeniería civil, es necesario conocerlas y manejarlas, con el propósito de cumplir de forma eficiente los servicios básicos de vivienda para los usuarios. Finalmente a más del análisis técnico funcional de los elementos estructurales de la edificación, se aplican los conceptos de la ingeniería de costos que complementan el estudio comparativo entre los diseños planteados.

La correcta interpretación de los conceptos teóricos, que sustentan el análisis y los parámetros de diseño adoptados, es la única manera de lograr un modelo adecuado, que permita obtener resultados exitosos.

## CAPITULO I

### 1. GENERALIDADES

#### 1.1. Ubicación del proyecto, características del lugar de emplazamiento

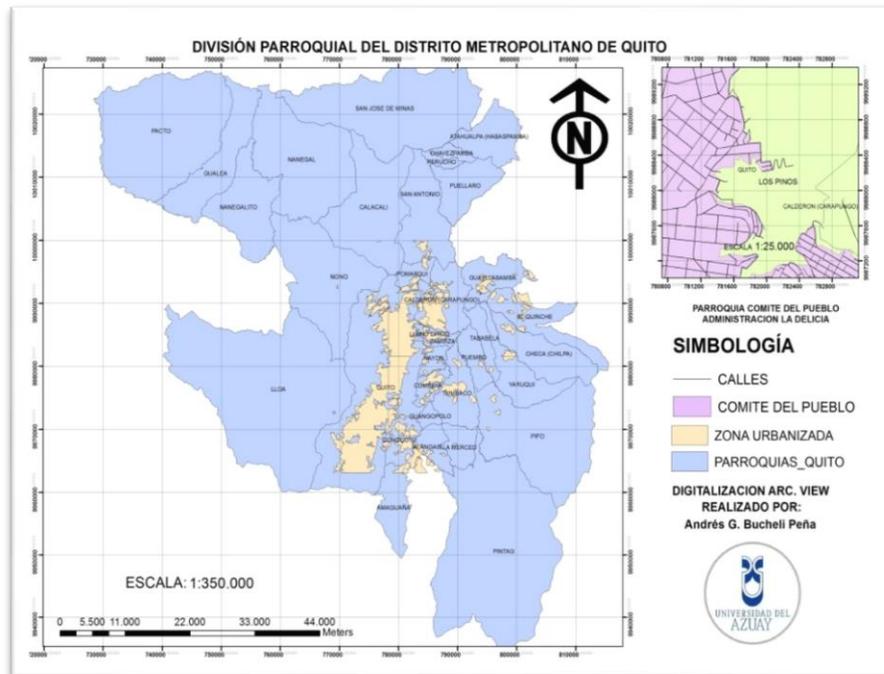


Figura. 1.1 División Parroquial del Distrito Metropolitano de Quito  
Digitalización ARC. GIS. (Mayo del 2013)

El proyecto se llevará a cabo en la ciudad de Quito, dentro de la zona urbana del distrito metropolitano, parroquia “Comité del Pueblo”, sector “las Carretas”. El predio pertenece a la urbanización privada “Vista Real” ubicada dentro de esta parroquia al noroeste de la ciudad y a una distancia aproximada de 18 km del centro urbano. El distrito Metropolitano de Quito está dividido en ocho administraciones zonales, las cuales contienen 33 parroquias rurales y 32 parroquias urbanas. La parroquia Comité del Pueblo es parte de la administración zonal “La Delicia”, que es la más extensa y poblada. La parroquia cuenta con aproximadamente 37319 habitantes y una densidad poblacional de

72,62 habitantes/km<sup>2</sup>, en una extensión superficial de 514 km<sup>2</sup> <sup>1</sup>. El lugar de emplazamiento del proyecto se encuentra en una zona de reciente lotización; la urbanización “Vista Real” fue construida hace apenas cuatro años, en la misma se ejecutan actualmente varias construcciones de vivienda, así como edificaciones de poca altura, como se establece a las restricciones establecidas por el departamento de control y planificación urbana del Distrito Metropolitano para la zona.

Dentro de las principales características de la urbanización se puede destacar lo siguiente:

Tiene una extensión aproximada de 4,9 ha, en las cuales se ha lotizado un total de 136 predios, la mayoría de estos tienen un área de 200 a 250 m<sup>2</sup>, cuentan con las acometidas para la distribución de agua potable, pozos de descarga de aguas servidas al alcantarillado sanitario combinado existente, así como la conexión de luz eléctrica y alumbrado público. Todas las calzadas de la urbanización están construidas mediante pavimento articulado, con un ancho libre de circulación de nueve metros y veredas de hormigón de ancho igual a un metro con veinte centímetros.

En cuanto a los accesos para el sitio existen múltiples alternativas, pero se describen las dos más importantes y mayormente utilizadas por las personas que residen en el lugar. La primera es la Autopista de primer orden Quito-Calderón-Guayllabamba, carretera de primera calidad, que tiene una capacidad de seis carriles, cuenta con mantenimiento continuo por parte del H. Consejo Provincial de Pichincha, por la misma circulan aproximadamente 8 000 vehículos al día y es el principal acceso norte a la ciudad de Quito; este eje vial también se conecta desde el cantón Calderón a un acceso que conduce directamente hacia Tababela,

---

<sup>1</sup> **Fuente:** Dirección Metropolitana de Gestión de Información. (Secretaría General de Planificación del Distrito Metropolitano de Quito)

lugar de emplazamiento del nuevo aeropuerto de la ciudad.<sup>2</sup> La segunda alternativa es la Av. General Eloy Alfaro, esta es una de las principales arterias viales de Quito, atraviesa la ciudad de norte a sur; aproximadamente a la altura del kilómetro doce es posible el ingreso a la urbanización “Vista Real”.

En la siguiente imagen satelital se puede observar claramente la ubicación exacta del sitio descrito anteriormente y las vías de acceso disponibles.



Figura. 1.2 Imagen Satelital del lugar de emplazamiento – Google Earth2013  
Adaptaciones del Autor (mayo del 2013).

## 1.2. Descripción general del proyecto

Este proyecto consiste en la realización de un diseño estructural con dos sistemas diferentes para la construcción de una edificación de vivienda en cuatro plantas y un posterior análisis comparativo entre estos, en función de los parámetros técnicos y económicos más relevantes. Los cálculos y parámetros adoptados en el proceso están fundamentados en las normas vigentes para diseño y construcción de estructuras sismo- resistentes, emplazadas en zonas sísmicas.

<sup>2</sup> Fuente: I. Municipalidad del DM. Quito [2011].

La edificación será emplazada dentro de los límites exigidos mediante licencia urbanística o Línea de fábrica otorgada al propietario en la municipalidad del Distrito Metropolitano de Quito, de manera que la propuesta arquitectónica debe estar estrictamente sujeta a tales condiciones y restricciones establecidas en dicha licencia.

### **1.2.1. Alcance del proyecto**

El presente proyecto se realiza a partir del diseño arquitectónico que ha sido proyectado en función de las preferencias y necesidades requeridas por el propietario del predio. Se inicia con el estudio del suelo del lugar de emplazamiento, para obtener las principales características de comportamiento y resistencia, posteriormente se realiza el diseño estructural sismo resistente con elementos de hormigón armado y el diseño mediante un sistema mixto, que combina elementos estructurales de acero laminado, con losa de hormigón y placa colaborante. Luego es posible establecer un análisis técnico – económico general, para poder plasmar un criterio cualitativo en cuanto al uso de uno u otro sistema. Además se incluye el diseño hidrosanitario, eléctrico y telefónico para la edificación.

### **1.2.2. Descripción general del lugar de emplazamiento**

El proyecto se emplazará dentro del lote No. 111 perteneciente a la urbanización “Vista Real” de propiedad del Ingeniero David Vallejo Ávila, con clave catastral N° 13109-02-015. El terreno tiene una superficie de 225,50 m<sup>2</sup> constituidos por un frente de 11 metros y un fondo de 20,50 m. La superficie del terreno es inclinada y se define con un perfil de pendiente aproximada al 20%, la cota de elevación de arranque en el nivel cero, que es tomado en referencia al nivel de vereda es de 2 813 msnm, mientras que en el fondo del predio es de 2 818 msnm, es decir hay una diferencia de 5 metros. Según las condiciones establecidas en la licencia urbanística es necesario un retiro frontal y posterior de 3 m, la construcción puede

estar adosada en los dos lados del terreno con la pared vecinal de los colindantes. La altura máxima permitida para una edificación de vivienda en el lugar es de 12 metros desde el nivel del suelo natural, es decir el edificio puede tener un máximo de tres pisos o cuatro plantas; en caso de ser dos o más bloques de edificaciones, estos deben tener una separación mínima de 6 metros.

En cuanto a la clasificación de suelo el departamento de planificación y uso del suelo del DMQ establece a los predios situados en esta zona como: suelos urbanos, la ocupación que deben tener los mismos debe ser continua con retiro frontal y de uso principal estrictamente residencial de baja densidad.<sup>3</sup>



Figura. 1.3. Imagen Satelital del lugar de emplazamiento Parroquia Comité del Pueblo, DM. Quito Google Earth2013. Adaptaciones del Autor (mayo de 2013).

### 1.2.3 Revisión de la propuesta arquitectónica

El diseño arquitectónico contempla una edificación de cuatro plantas que ocupa el ancho total del terreno, es decir 11 m y una longitud de 13,25 m, con lo que se

---

<sup>3</sup> **Fuente:** Dirección Metropolitana de Gestión de Información. (Secretaría General de Planificación del Distrito Metropolitano de Quito).

respetar el retiro obligatorio de tres metros frontal y posterior exigido en la licencia. En esta área de  $145,75 \text{ m}^2$  se constituye la edificación mencionada que cuenta con un departamento tipo por cada planta, el primero de estos se encuentra en un nivel  $N=+2,10 \text{ m}$ , pues el arquitecto diseñador de la propuesta consideró ventajoso aprovechar de este espacio como parqueadero de vehículos y así evitar la construcción de un sótano, tal como se puede observar en la figura 1.4. Para acceder hasta dicho nivel el usuario deberá subir una rampa que tiene una longitud horizontal de  $2,15 \text{ m}$  y asciende en esta distancia una longitud vertical de  $0,60 \text{ m}$ , a partir de aquí se propone construir ocho escalones de  $0,18 \text{ m}$  de contra huella para llegar hasta el nivel  $N=+2,10 \text{ m}$ , en donde se fundirá la losa del primer nivel.



Figura. 1.4. Ambientación frontal en 3D de la edificación. Digitalización 3D Max: Juan Sardi Barzallo –Andrés G. Bucheli Peña. Agencia Ecuatoriana de Servicios Integrales Profesionales AESIP – Diseño Arquitectónico. (Mayo de 2013)

La primera planta está constituida por un portal de ingreso de  $5,06 \text{ m}^2$  que permite el acceso directo hacia el departamento 101 y conduce hacia los escalones de

ascenso a las plantas superiores. El área para los escalones se encuentra en la parte frontal del edificio y sus dimensiones son de 3,30 X 3,00 m, que permite la construcción de 15 escalones con ancho de 1,20 m, 0,30 m de huella y 0,18 m de contra huella para ascender 2,70 m hasta la planta superior siguiente en cada piso. El área de parqueadero se emplaza en el retiro frontal del predio, se cuenta con tres parqueaderos contiguos de 1,95 X 5,00 m y otro independiente de 3,50 X 5,00 m, separado por una pared de mampostería que tiene una función únicamente estética.



Figura. 1.5. Vista en Planta Edificio “Terraza Real”-Diseño y Digitalización CAD 2013:  
Arq. José Sardi Calle, Andrés G. Bucheli Peña - Agencia Ecuatoriana de Servicios Integrales  
Profesionales AESIP- Diseño Arquitectónico. (Marzo de 2013)

En cuanto a los departamentos, se ha indicado ya que son todos de un solo tipo, únicamente el departamento de primera planta tiene acceso a un patio posterior de 33 m<sup>2</sup>, espacio que queda libre de construcción debido al retiro exigido. La distribución de los espacios que establece el diseño arquitectónico se detalla en la tabla 1.1, presentada a continuación.

ESPACIO	SUPERFICIE
○ ÁREA SOCIAL	33,05m <sup>2</sup>
- Sala	3,90x4,40m = 17,16m <sup>2</sup>
- Comedor	3,90x2,65m = 10,34m <sup>2</sup>
- Baño social	1,00x1,50m = 1,50m <sup>2</sup>
- Terraza	2,90x1,40m = 4,05m <sup>2</sup>
○ COCINA Y LAVANDERIA	17.52m <sup>2</sup>
- Cocina	3,90x3,14m = 12,25m <sup>2</sup>
- Lavandería	3,90x1,35m = 5,27m <sup>2</sup>
○ STAR	8,35 m <sup>2</sup>
- Sala de Star	3,15x2,65 m = 8,35 m <sup>2</sup>
○ HABITACIONES	43,50 m <sup>2</sup>
- Dormitorio Master	3,35x4,80 m = 16,08 m <sup>2</sup>
- Dormitorio 1	3,15x4,10 m = 14,18 m <sup>2</sup>
- Dormitorio 2	3,15x4,20 m = 13,23 m <sup>2</sup>
○ BAÑOS	8,14 m <sup>2</sup>
- Baño de Dormitorio Master	3,15x1,40 m = 4,41 m <sup>2</sup>
- Baño de Dormitorios 1 y 2	1,82x2,05 m = 3,73 m <sup>2</sup>

Tabla. 1.1. Distribución de Ambientes de los Departamentos Tipo.  
(Mayo del 2013)

En cuanto a los materiales de la propuesta arquitectónica se tiene:

MATERIAL	USO
○ MAMPOSTERIA	
- Ladrillo macizo “Tochano”	Fachada Frontal y Posterior
- Ladrillo hueco “Prensado”	Paredes Internas
- Piedra de Fachada	Fachada Frontal
○ TUMBADOS	
- Yeso cartón (Gypsum)	Cielo raso
○ CARPINTERIA Y VIDRIO	
- Madera Contrachapada	Puertas principales, Muebles de cocina y dormitorios, pasamanos.
- Aluminio Antioxidante	Ventanas, pasamanos y puertas corredizas
○ PISOS	
- Piso flotante	Pisos Interiores
- Porcelanato	Áreas comunales del edificio
- Hormipiso exteriores	Patio Frontal y posterior

Tabla. 1.2. Materiales de Construcción de la propuesta Arquitectónica.  
(Mayo del 2013)

Lo expuesto, si bien es cierto está enfocado principalmente en la parte estética y de distribución de espacios, es necesario tomar en cuenta algunos valores y características de los materiales para la determinación de las cargas que actuarán en la modelación estructural.

### 1.3. Sistemas constructivos

Los procedimientos y sistemas constructivos están en general poco estudiados, esto conlleva a un gran desperdicio de recursos en la ejecución de una obra, tanto humanos como materiales, al incremento innecesario de los riesgos y a una calidad inadecuada del producto final, en nuestro caso la obra de edificación.

El procedimiento constructivo dentro de la ejecución misma del proyecto siempre está en función de tres ejes principales, que son: Los materiales, el equipo de herramientas, maquinaria y la mano de obra; esta última es de vital importancia, ya que representa un lugar importante en la planificación de las etapas constructivas, y de ella depende el rendimiento y la eficacia con la que se realiza cada uno de los procesos, independientemente del sistema que se esté aplicando.



Figura. 1.6. Materiales de Construcción Estructural<sup>4</sup>.

---

<sup>4</sup> **Tomado de: NOVAS, Javier.** *Sistemas Constructivos Prefabricados aplicados a países en desarrollo.* [En línea]. Universidad Politécnica de Madrid [Madrid - España] 2010. [Citado en mayo de 2013].

Disponibile: [http://oa.upm.es/4514/1/TESIS\\_MASTER\\_JOEL\\_NOVAS\\_CABRERA](http://oa.upm.es/4514/1/TESIS_MASTER_JOEL_NOVAS_CABRERA).

En la actualidad podemos contar con una amplia gama de materiales y equipos que nos faciliten dichos procesos, generalmente los componentes de mayor importancia dentro de un sistema estructural es el concreto y el acero, para los cuales en función del avance tecnológico y el crecimiento sin límites de la demanda constructiva de edificaciones, se han desarrollado diferentes técnicas específicas para construcción in-situ, fabricación y puesta en obra, dentro de las diferentes etapas de la construcción, que se ejecutan con diversos sistemas constructivos. La estructura es la parte de mayor importancia de una edificación, en esta se sostienen todos los demás elementos que componen la misma, por ese motivo es que los sistemas constructivos se enfocan claramente en la mejora continua del desarrollo y construcción estructural, de tal manera que puedan abarcar los elementos que componen el todo del sistema.

- **Construcción con hormigón armado**

Es el sistema constructivo más común utilizado tradicionalmente y el que a su vez se puede descomponer en: sistema unidireccional, que contempla los elementos que son de tipo lineal o esqueleto (vigas y columnas), sistema bidireccional, con el cual se construyen los elementos planos, como las losas y placas en general y por último se tiene el sistema constructivo tridireccional, en el cual se encuentran elementos tipo “cajón”, de volumen considerable.

- **Construcción con estructura metálica**

Es un sistema constructivo que ha tenido un enorme desarrollo en los últimos años y ha facilitado la ejecución de la obras de manera notable. Los elementos estructurales de este sistema son perfiles metálicos de acero, diseñados según las solicitaciones que se tenga en la edificación, al igual que los elementos de hormigón armado, pero estos, según como estén dispuestos estructuralmente, nos permiten reducir las secciones, los espesores y estéticamente se pueden adaptar

fácilmente a la distribución y los espacios requeridos. Sin embargo hay que tener bien claros los conceptos y la teoría de diseño para lograr que el sistema funcione correctamente, tomando en cuenta los tipos de perfiles utilizados, la disposición de los mismos en la estructura, el tratamiento previo al que deben estar sometidos y las conexiones entre elementos estructurales, ya sean soldadas o conectadas con pernos, en función de las cargas aplicadas, así como ciertas limitaciones que pueden tener en comparación a los que son construidos de hormigón.

- **Construcción mixta**

Últimamente se ha puesto en auge el aplicar el sistema de construcción mixta, que no es nada más que la combinación entre el sistema de estructura metálica, de vigas perimetrales, viguetas y columnas, combinadas con un sistema de piso colaborante de hormigón, esto permite ampliar de manera práctica la solución estructural que tengamos que implementar en una edificación, sacando provecho de las características más favorables de los sistemas para solucionar de mejor manera las condiciones requeridas en obra.

La clasificación anteriormente descrita, se refiere a la forma y elaboración de los elementos estructurales, pero a su vez estos pueden ser subdivididos como sistemas realizados “in-situ”, es decir que los elementos se construyen dentro de la obra, o sistema de elementos prefabricados. Los elementos prefabricados son parte de la industrialización de la construcción, que requiere cada día mayor eficacia, calidad y sobre todo un mejor rendimiento que permita reducir los tiempos de ejecución y abaratar los costos.

El escoger uno u otro sistema en la construcción estructural, está en dependencia del tipo de edificación, el financiamiento y las necesidades que requiera el usuario, sin embargo no se puede decir que un sistema sea mejor que otro, sino más bien se

debe tener claro qué tipo de estos es el que mejor se adapta a las condiciones presentadas al ingeniero constructor.

#### **1.4. Especificaciones técnicas generales**

Las especificaciones son el conjunto de requerimientos técnicos necesarios para poder ejecutar la obra, donde se describe claramente el procedimiento para la ejecución de cada una de las actividades que conforman una etapa constructiva dentro de la construcción. Las especificaciones técnicas forman parte de toda la documentación que debe ser presentada y aprobada por las entidades encargadas del control y planificación urbana.

La documentación que se presenta para la aprobación de un proyecto debe contener como información técnica mínima: Los planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones, así como los estudios de suelo, memorias de cálculo y diseño y especificaciones técnicas.

##### **1.4.1. Descripción de las especificaciones técnicas**

La descripción o contenido de las especificaciones técnicas está en función del tipo de obra y sus etapas, pero independientemente de ello deben contener la siguiente estructura:

**Descripción.-** En la descripción se explica técnicamente las características y condiciones que se deben cumplir necesariamente, tanto en materiales y maquinaria, como en el procedimiento de las actividades de una etapa constructiva, en base a lo que se ha establecido en las normas.

**Normas.-** En esta parte se debe especificar los requisitos que dictan las normas técnicas en la ejecución y el cumplimiento de una actividad, tanto para materiales y maquinaria, así como para el procedimiento de ejecución.

**Requisitos.-** Se refiere a la descripción de forma, dimensiones y otras características geométricas, físicas y mecánicas de los materiales y equipos empleados en la realización de la actividad.

**Medición y forma de pago.-** Se define las unidades en las que se cuantifican las actividades realizadas y la forma en la que se pagarán las mismas.

#### **1.4.2. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC**

Toda obra o proyecto de ingeniería, está regido en los diferentes países que fueren ejecutados, por normas específicas para cada procedimiento a realizar, las mismas que están básicamente en función del lugar, tipo de edificación, solicitudes, etc. En Ecuador La Norma Ecuatoriana de la Construcción es el documento donde se encuentra establecidos dichos requisitos que deben cumplirse obligatoriamente tanto en la planificación, como en la ejecución de las obras.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción a partir del año 2011 se ha reformado y desarrollado en convenio con el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y la Cámara de la Construcción de Quito, tomando en cuenta algunos parámetros que garantizan, la seguridad de la vida humana y la calidad de las obras tanto públicas como privadas. Cabe recalcar que anteriormente no existía en el país una norma técnica que de fiabilidad a las construcciones, en la actualidad las condiciones a las

que se fundamenta esta norma se han tomado de otras normas internacionales que no siempre se pueden ajustar a nuestra realidad.<sup>5</sup>

Una de las principales características de esta norma reformada, es que ha mejorado de manera notable los parámetros de diseño estructural, tomando en cuenta los riesgos sísmicos que se incluirán dentro del análisis.

### **1.4.3. Permisos de construcción del DM. Quito**

Para poder dar inicio a una obra de construcción es necesario obtener todos los permisos que normalmente exigen los departamentos de control y planificación de las ciudades. Para este proyecto que se realiza en la ciudad de Quito, la I. Municipalidad del Distrito Metropolitano exige obtener los siguientes permisos aquí descritos:

**Licencia de construcción de edificación.-** Esta licencia se obtiene mediante formulario adquirido en la I. Municipalidad, el mismo que deberá ser presentado con la firma del propietario del predio y el profesional debidamente calificado que ha diseñado el proyecto, además de esto se presentan en conjunto los planos de diseño tanto arquitectónicos, como estructurales, elaborados en base a las especificaciones establecidas, memoria de cálculo, en caso de ser una edificación que supere los tres pisos y el estudio de suelos del predio, si la excavaciones son superiores a los 2.50m y los pagos respectivos por servicios públicos a las entidades pertinentes. También es necesario que se presente el certificado de pago de garantías al municipio y un comprobante de pago de la tasa al colegio de arquitectos o ingenieros, al que pertenezca el constructor. La licencia de construcción de edificación será emitida por las autoridades municipales en dependencia de la división zonal a la que pertenezca el predio, la misma tiene una

---

<sup>5</sup> **Fuente:** Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). Convenio MIDUVI – Cámara de la Construcción de Quito. [2011].

vigencia igual a la duración de la construcción, salvo el caso que por distintos motivos se haya cambiado de profesional encargado de la obra, para lo cual se deberá notificar previamente al departamento de control y planificación de la división zonal perteneciente. Solo una vez emitida esta licencia el constructor podrá dar inicio a las actividades de construcción y en base a las ordenanzas establecidas

**Control de la edificación.-** La solicitud de control de la edificación es otro requisito exigido por las autoridades zonales de la I. Municipalidad del Distrito Metropolitano de Quito, consiste en la realización de inspecciones programadas y periódicas a la obra por parte de los funcionarios municipales, para verificar que las obras se realizan de acuerdo a las normativas establecidas. De igual manera se hará la solicitud mediante formulario suscrito por el propietario y el constructor; en el momento de las inspecciones el constructor deberá presentar el acta de registro correspondiente (libro de obra), los planos aprobados en la I. Municipalidad y el permiso o licencia de construcción obtenida anteriormente.

**Licencia de habitabilidad y devolución del fondo de garantías.-** Esta licencia se obtiene una vez concluida la obra de edificación, para que la misma obtenga la autorización de ser habitada por los usuarios, además si se ha cumplido con todos los requisitos y normativas municipales establecidas, se procederá a devolver el fondo de garantías presentado para la obtención de la licencia de construcción. Para ello tanto como constructor como propietario deberán presentar un formulario solicitando dicha licencia, tal y como se ha procedido para las otras licencias mencionadas, además de ello se presentarán los planos aprobados, la licencia de construcción emitida, el comprobante de depósito de las garantías y el certificado de control e inspección de la edificación durante la ejecución de la obra. Estos permisos o licencias brevemente mencionados en este trabajo, son exigidos por las autoridades municipales zonales, para el cumplimiento de los requisitos que establecen las normativas municipales mediante ordenanza. Toda esta información

es de carácter público y se encuentra al alcance de los usuarios a través del portal electrónico [www.quito.gob.ec](http://www.quito.gob.ec), página oficial de la I. municipalidad del Distrito Metropolitano de Quito.

### **1.5. Modificación del proyecto arquitectónico**

Si bien es cierto el diseño arquitectónico, como en la mayoría de proyectos habitacionales está sujeto a los requerimientos y necesidades que exigen los propietarios y las preferencias de los diseñadores, siempre es necesario el fundamento técnico para que se pueda llevar a cabo la ejecución del proyecto, por esto muchas veces se requiere realizar algunos cambios que pueden ser establecidos por decisión del constructor o del diseñador estructural, siempre tratando de aplicar los parámetros adecuados y corregir algún tipo de incumplimiento de las restricciones establecidas en licencia urbanística o solicitudes que tienen que ver directamente con el análisis. Al no presentarse ninguna de estas razones o circunstancias de modificación del proyecto arquitectónico, se concluye que no es necesario en el presente trabajo realizar ningún cambio al diseño planteado previamente.

## CAPITULO II

### 2. ESTUDIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DEL LUGAR



Figura. 2.1. Fotografía del suelo en lugar del proyecto. (Enero del 2013).

#### 2.1. CONCEPTOS GENERALES

##### **Estudio geotécnico**

El estudio geotécnico del suelo del lugar, tiene como propósito fundamental conocer las características principales del terreno en el cual se soportará la obra constructiva, tanto en la fase de ejecución y una vez concluida la misma. El resultado de dicho estudio define la naturaleza de los materiales componentes del suelo, su clasificación y los parámetros necesarios para calcular asentamientos que puedan ocurrir y básicamente determinar la capacidad portante del terreno para soportar las solicitaciones de carga provocada por los rellenos y la estructura de la obra, necesaria para el cálculo y diseño de la cimentación.

## Condiciones Geológicas del suelo

### ○ Distribución granulométrica

Las condiciones geológicas del suelo se determinan mediante los análisis de las características físicas del terreno, de esta forma se obtiene los parámetros de cálculo que se utilizan dentro del estudio geotécnico. De estos análisis físicos, se debe efectuar primeramente la distribución granulométrica y establecer los límites de los tamaños de partículas presentes, con el fin de determinar la variabilidad de los granos en una masa o porción de suelo específica, que permita realizar una clasificación apropiada del mismo.

### ○ Relaciones de peso y volumen

En cuanto al peso y volumen, es adecuado conocer que los suelos son un sistema de tres fases, una que contiene partículas sólidas, otra con partículas líquidas (agua) y una tercera fase que contiene partículas de aire (gas), el peso y volumen del suelo es igual a la suma de los pesos y volumen en cada fase respectivamente, la relación que existe entre estas fases, se conoce como relación peso-volumen, con esto es posible establecer la porosidad del suelo, la relación de vacíos y el grado de saturación o contenido de agua y determinar los pesos específicos en estado seco, húmedo y saturado.

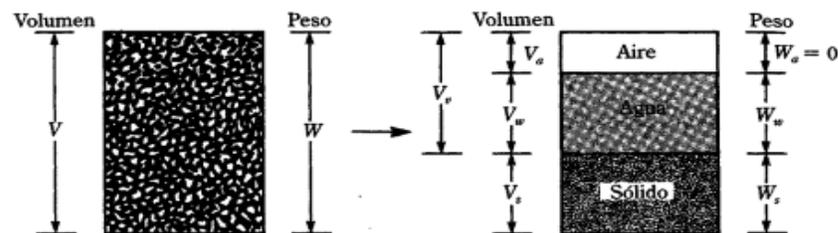


Figura. 2.2. Relaciones de peso y volumen.<sup>6</sup>

<sup>6</sup> Tomado de: DAS, Braja M. *Principios de Ingeniería Geotécnica*, 4ª Edición. California – EEUU: Editores Thomson, 1999. [Citado en noviembre del 2013].

○ **Límites de Attemberg, índice de plasticidad**

Un suelo arcilloso, al mezclarse con una cantidad excesiva de agua, podría fluir como un material semilíquido, que al secarse gradualmente se comportaría poco a poco como un material plástico, semisólido o sólido, en dependencia de la cantidad de agua que contenga. Mediante el porcentaje de cambio de un estado líquido a un estado plástico se establece el límite líquido de un suelo en particular, de igual forma el porcentaje de cambio de estado plástico a líquido determina el límite plástico de ese suelo, a estos se les conoce como los límites de Attemberg. La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico es el índice de plasticidad, que es un parámetro fundamental para realizar la clasificación de los suelos y calcular asentamientos y resistencia.<sup>7</sup>

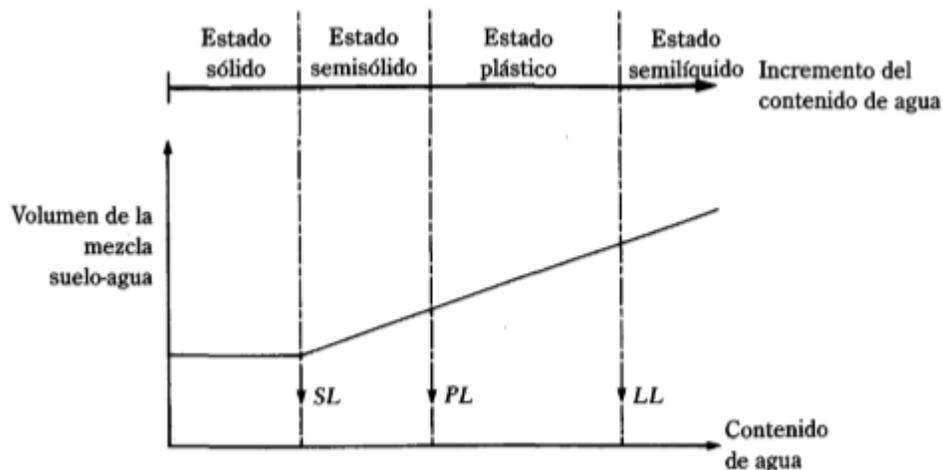


Figura .2.3. Definición de los límites de Attemberg.<sup>8</sup>

<sup>7</sup> Fuente: DAS, Braja M. *Principios de Ingeniería Geotécnica*, 4ª Edición. California – EEUU: Editores Thomson, 1999. [Citado en noviembre del 2013]. Capítulo IV.

<sup>8</sup> Tomado de: DAS, Braja M. *Principios de Ingeniería Geotécnica*, 4ª Edición. California – EEUU: Editores Thomson, 1999. [Citado en noviembre del 2013].

## Sistema de clasificación de suelos

Los sistemas de clasificación utilizados generalmente, dividen a los suelos en subgrupos en función de propiedades tales como la distribución granulométrica, límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad. Los principales sistemas de clasificación son el sistema AASHTO y el sistema unificado SUCS. La clasificación de suelos del sistema AASHTO es usada frecuentemente para la clasificación de las capas de suelo en carreteras, no se usa para la construcción de cimentaciones. Este sistema clasifica a los suelos en ocho grupos principales, que van desde el grupo A-1 hasta el A-8, los suelos de los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso, los suelos clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7, son materiales de grano fino, los lodos, turbas y otros suelos altamente orgánicos pertenecen al grupo de clasificación A-8.

El sistema unificado de clasificación de suelos SUCS es usado para toda clase de trabajo y estudio geotécnico, la división de este sistema se realiza mediante simbología en letras, la cual consta de un prefijo, que determina el grupo al cual pertenece el suelo y un sufijo que establece las características granulométricas y de plasticidad. Para realizar la clasificación de un suelo con el sistema SUCS, se emplea la carta de plasticidad que contiene los valores límites para determinar si un material es plástico o no, o si se encuentra en el límite de comportarse como un material semilíquido. Además es necesario considerar los criterios de clasificación establecidos en las tablas D-2487 de la norma ASTM.

Símbolo	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos orgánicos y arcilla	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduados	Mal graduados

Tabla. 2.1. Sistema SUCS de clasificación de suelos.<sup>9</sup>

<sup>9</sup> Tomado de: DAS, Braja M. *Principios de Ingeniería Geotécnica*, 4<sup>o</sup> Edición. California – EEUU: Editores Thomson, 1999. [Citado en noviembre del 2013].

Materiales granulares (35% o menos de la muestra total pasan por la malla no. 200)							
Clasificación general	A-1			A-2			
Clasificación del grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-12-6	A-2-7
Análisis por cribas (%)							
Malla no. 10	50 máx						
Malla no. 40	30 máx	50 máx	51 mín				
Malla no. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Para la fracción que pasa la malla no. 40							
Límite líquido (LL)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (PI)		6 máx	No plástico	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Fragmentos de roca, grava y arena			Arena fina Grava y arena limosa o arcillosa			
Calificación de la capa	Excelente a buena						

Materiales de lodo y arcilla (Más del 35% de la muestra total pasa por la malla no. 200)				
Clasificación general	A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación del grupo				A-7-5 <sup>a</sup> A-7-6 <sup>b</sup>
Análisis por cribas (%)				
Malla no. 10				
Malla no. 40				
Malla no. 200	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Para la fracción que pasa la malla no. 40				
Límite líquido (LL)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (PI)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos		Principalmente suelos arcillosos	
Calificación de la capa	Regular a pobre			

<sup>a</sup> Si  $PI \leq LL - 30$ , es un A-7-5.  
<sup>b</sup> Si  $PI > LL - 30$ , es un A-7-6.

Tabla. 2.2. Imagen de la tabla del sistema AASHTO de clasificación de suelos.<sup>10</sup>

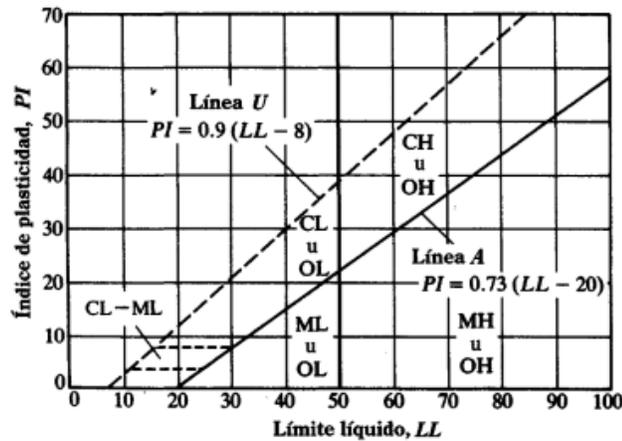


Figura. 2.4. Carta de plasticidad, para clasificación de suelos con el sistema SUCS.<sup>11</sup>

<sup>10</sup> Tomado de: DAS, Braja M. *Principios de Ingeniería Geotécnica*, 4º Edición. California – EEUU: Editores Thomson, 1999. [Citado en noviembre del 2013]. Capítulo I. Tabla 1.8.

<sup>11</sup> Tomado de: DAS, Braja M. *Principios de Ingeniería Geotécnica*, 4º Edición. California – EEUU: Editores Thomson, 1999. [Citado en noviembre del 2013] Capítulo I. Tabla 1.7.

## **2.2. PRUEBAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO**

### **2.2.1. Tipos de pruebas a realizar**

Los tipos de pruebas a realizar son únicamente las que se necesitan para obtener los parámetros de clasificación y de cálculo de la capacidad portante o carga última del suelo, con lo que se diseñará la cimentación de la estructura del presente proyecto. Para lo mencionado, se realizan los siguientes ensayos:

- Prueba de compactación (proctor estándar).
- Análisis granulométrico.
- Análisis de límite líquido y límite plástico.
- Clasificación del suelo.
- Ensayo de corte directo.

#### **○ Prueba de compactación**

La compactación es la densificación del suelo por la remoción del volumen de vacíos, para lo cual es necesario implementar energía mecánica, el resultado permite conocer el grado de compactación medido en términos del peso específico seco del suelo sometido a prueba. En la prueba compactación se agrega cierta cantidad de agua que actúa como un agente ablandador, permitiendo que las partículas se muevan y se acomoden en una posición de empaque más denso. Luego de la compactación el peso específico seco aumenta y cuando se incrementa gradualmente el contenido de agua y se usa el mismo esfuerzo compactador, incrementa el peso de los sólidos, hasta cierto límite en donde el incremento de agua tiende a reducir el peso específico seco, debido a que las moléculas de agua empieza a ocupar los espacios que podrían haber sido ocupados por partículas sólidas, este comportamiento se puede observar al construir la curva de valores de peso específico seco en función del porcentaje de humedad, conocida como curva de compactación. El contenido de agua con el cual se puede alcanzar el máximo peso específico seco, se conoce como contenido de agua óptimo.

El procedimiento a seguir en este ensayo se detalla en la norma ASTM D-698, o la norma AASHTO T-99.

- **Análisis granulométrico**

Con el análisis granulométrico se determina básicamente la distribución de los tamaños de partículas que conforman el suelo, mediante el uso de tablas y límites establecidos por diferentes organizaciones; estos valores están en función del tamaño predominante de las partículas de un suelo en general, medidas en las muestras con una serie estandarizada de tamices de control, por los cuales pasan y se retienen las partículas según su tamaño; de esta manera se debe determinar el rango de tamaños de las partículas presentes y la variación de estos en términos de porcentaje del peso específico seco total de la muestra; este es un procedimiento mecánico denominado análisis por cribado, el objetivo principal es poder realizar una clasificación del suelo apropiada; la variación de forma y tamaño de las partículas se expresan en términos de los coeficientes de uniformidad y concavidad ( $C_v$  y  $C_c$ , respectivamente), calculados mediante la curva de distribución granulométrica, de donde se obtienen los valores de algunos diámetros característicos que poseen las muestras en análisis.

Otro sistema empleado para el análisis granulométrico del suelo, es el método del hidrómetro, con el cual se obtiene un valor estimado de la distribución granulométrica de los suelos, cuyas partículas se encuentra en un rango de tamaño que va desde los 0,075 mm hasta 0,001 mm. Este proceso puede combinarse con el análisis mecánico del material retenido con partículas mayores al tamaño de 0,075 mm. El objetivo fundamental del método del hidrómetro, es obtener el porcentaje de arcilla (porcentaje más fino que 0,002 mm) que contiene la muestra, ya que de este parámetro depende el comportamiento natural de un suelo cohesivo, más que de la distribución misma de los tamaños de partícula.

- **Análisis de límite líquido y límite plástico**

El análisis de los límites de liquidez y plasticidad tiene que ver con la consistencia de un suelo, este parámetro determina la capacidad que tiene el mismo de poder ser deformado o remodelado ante la presencia de humedad, sin desmoronarse. El resultado de la prueba refleja en dependencia del contenido de agua del suelo, el comportamiento natural de este, es decir, si se obtiene un contenido de humedad por debajo del límite plástico, el material es considerado evidentemente no plástico, así mismo obteniendo un contenido de humedad menor al límite líquido, el material es considerado plástico y está en el vértice de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso. El objetivo fundamental del análisis, es la identificación y clasificación del suelo, el procedimiento para determinar el límite líquido y límite plástico, se establece en la norma D-4318. ASTM.

- **Clasificación del suelo**

Una vez que se ha determinado la granulometría y el análisis de liquidez y plasticidad, es posible realizar la clasificación por cualquier método. Como se mencionó anteriormente, los dos métodos principales de clasificación, son el sistema ASSHTO y el sistema unificado SUCS, independientemente del sistema a utilizar, todos los métodos de clasificación existentes utilizan los límites de Atterberg (límite líquido y plástico) con un análisis parcial o total de granulometría.

El sistema ASSHTO provee una manera conveniente de utilizar los límites plástico y líquido, además de la distribución granulométrica de las partículas que pasan por la tamices de control, sobre todo si se trata de materiales de grano fino. En la tabla de clasificación ASSTHO (tabla 2.1 del presente capítulo), los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, en los cuales un porcentaje menor al 35% del total

de la muestra pasa por el tamiz 200 (0,0075 mm); la clasificación de estos suelos está más enfocada en las características de las fracciones pasantes y retenidas en tamices de mayor tamaño, como es el caso del grupo A-3, en donde máximo un 10% del total de la muestra pasa el tamiz No. 200 y para el cual se determina directamente que el material es de tipo “no plástico” y no se requiere los valores de los límites de Attemberg. Para los suelos entre los grupos A-4 y A-7, considerados limo-arcillosos, que tienen un porcentaje de partículas finas mayor al 35% de total de la muestra que pasa el tamiz No. 200, es esencial la obtención adecuada y el uso de los límites líquido y plástico, así como el índice de plasticidad para poder hacer una clasificación apropiada. Además el sistema ASSHTO, emplea un parámetro denominado índice de grupo, el mismo que compara las características de diferentes suelos que pueden encontrarse dentro de un mismo grupo, en términos del tamaño de las partículas y porcentajes del índice de plasticidad.

En el sistema de clasificación unificada SUCS se considera dos grupos: materiales de grano grueso, si se retiene más del 50% en el tamiz No. 200 y material de grano fino, si un porcentaje mayor al 50% pasa por el tamiz No. 200. Estos dos grupos de materiales gruesos y finos se subdividen de igual forma en dependencia de las partículas pasantes y retenidas en los juegos de tamices de control y haciendo uso de la carta de plasticidad que se mencionó anteriormente, en la cual se expresa el índice de plasticidad en función del límite líquido, para determinar el grupo al cual pertenece el suelo en análisis. Para clasificar ciertos materiales de grano grueso, se utiliza además los valores de los coeficientes de uniformidad y concavidad obtenidos en el análisis granulométrico. Como se dijo anteriormente, este sistema unificado utiliza prefijos y sufijos; los prefijos determinan si el suelo es una grava, arena, arcilla o limo y con los sufijos se establece si el material es limpio, o si contiene cierta cantidad de partículas finas, si está bien graduado, pobremente graduado o si existe presencia de material inorgánico.

Por ejemplo un material denominado como **SW**, es una arena bien graduada, con pocas o ninguna partícula de finos, en donde más del 50% de la muestra es retenida en el tamiz No. 200 y más del 50% de la fracción gruesa pasa el tamiz No. 4. El coeficiente de uniformidad de este suelo es mayor a 6 y el de concavidad menor a 3, el índice de plasticidad es menor a 4.<sup>12</sup>

○ **Ensayo de corte directo**

Con el ensayo de corte directo se trata de simular en la muestra de un suelo, las condiciones idealizadas de la ocurrencia de una falla en un plano de localización predeterminada, sobre el cual se producen básicamente dos esfuerzos, el primero es un esfuerzo normal provocado por una carga vertical aplicada externamente, el segundo es un esfuerzo cortante, debido a la aplicación de una carga horizontal y se determinan con las siguientes expresiones respectivamente:

$$\sigma_n = \frac{P_v}{A} \quad \text{Eq: 2.1}^{13}$$

$$\tau = \frac{P_h}{A} \quad \text{Eq: 2.2}^{14}$$

Donde:

$\sigma_n$ : Esfuerzo normal.

$\tau$ : Esfuerzo cortante.

$P_v$ : Carga vertical externa.

$P_h$ : Carga horizontal.

$A$ : Área nominal de la muestra (caja de corte).

---

<sup>12</sup> **Fuente:** BOWELS, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos de Ingeniería Civil*. 1980. [Citado en noviembre del 2013]. Experimento No.8

<sup>13</sup> **Fuente:** DAS, Braja M. *Principios de Ingeniería Geotécnica*, 4º Edición. California – EEUU: Editores Thomson, 1999. [Citado en noviembre del 2013].

<sup>14</sup> **Fuente:** DAS, Braja M. *Principios de Ingeniería Geotécnica*, 4º Edición. California – EEUU: Editores Thomson, 1999. [Citado en noviembre del 2013].

Los dos esfuerzos ocurridos en el plano determinado deben satisfacer una expresión conocida como la ecuación de Coulomb, que viene dada por la siguiente expresión:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi$$

Con el ensayo de corte directo es posible obtener los valores de  $\tau$  y  $\sigma_n$  para diferentes fuerzas, tanto vertical como horizontal, aplicadas en la misma área del plano determinado. La solución gráfica de la expresión puede realizarse, dibujando en el plano de ejes coordenados los valores de  $\tau$  en función de  $\sigma_n$ ; a partir de la gráfica de dispersión resultante se genera una línea de tendencia y su ecuación en términos de  $y = mx + c$ , en donde la pendiente de la recta formada es el ángulo  $\varphi$  de la expresión, que a su vez equivale al ángulo de fricción interna del suelo; la intersección de dicha recta con el eje de las ordenadas equivale al valor de  $C$  en la expresión, igual a la cohesión del suelo.

Después de generar la línea de tendencia, la ecuación de la recta resultante nos da directamente los valores de  $m$  y  $c$ . Para obtener el ángulo de fricción interna del suelo  $\varphi$ , simplemente se requiere calcular la tangente inversa del valor de pendiente  $m$ .

Las imprecisiones cometidas durante el ensayo, así como los efectos de la tensión superficial de materiales húmedos no cohesivos, en donde el resultado de  $C$  debería ser igual a cero, puede generar un valor aparente de cohesión, que debe ser despreciado, a menos que dicho valor sea mayor a 10 k pa.

### **2.2.2. Toma de muestras del suelo**

Las muestras de suelo a ser sometidas a pruebas de laboratorio, se tomaron siguiendo el procedimiento establecido en la norma ASTM, para lo cual se

hicieron tres perforaciones en el terreno con una profundidad de 6 m. De cada perforación se extrajeron muestras del material por cada metro de excavación y cuando se visualizaba cambios en el estrato, siguiendo las recomendaciones de los expertos geotécnicos, encargados de realizar las pruebas y ensayos en el laboratorio.



Figura. 2.5. Fotografía de la extracción de las muestras del suelo en lugar del proyecto. (Agosto de 2013).

Una vez obtenidas las muestras, fueron colocadas en sacos y traídas hasta la ciudad de Cuenca, en donde se efectuaron los ensayos para obtener los parámetros de clasificación y capacidad portante. La empresa que se encargó de realizar el estudio es “R&R – Laboratorio de Suelos”.

## **2.3. PROCEDIMIENTO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS**

### **2.3.1. Características y especificaciones del tipo de suelo**

Una vez entregadas las muestras en el laboratorio, se procede primeramente a realizar un moldeado del material para simular las condiciones naturales en las que

se encuentran las partículas. El primer ensayo que se realiza es la compactación Proctor, empleando el procedimiento establecido en la norma ASSHTO T99. Luego se realizan los ensayos para determinar la clasificación del suelo, es decir, análisis granulométrico con el procedimiento de la norma ASTM D-422 y ASSHTO T-88, límite líquido, con las normas ASTM D-423 y ASSHTO T-89, límite plástico con las normas ASTM D-424 y ASSHTO T-90, y el análisis del contenido de humedad, mediante la norma ASTM D-2216, con los resultados obtenidos de estas pruebas se procede a realizar la clasificación mediante el sistema ASSHTO y el sistema unificado SUCS. Por último se realiza el ensayo de corte directo, para determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna.

- **Resultados del ensayo de compactación Proctor**

- Contenido de Agua óptimo = 10,03%.

- Densidad seca máxima = 1 826 kg/m<sup>3</sup>.

- **Resultados del análisis granulométrico**

- Contenido de grava = 73,98%

- Contenido de arena = 17,00%

- Contenido de material fino = 9,02%

- **Resultado del análisis de límite líquido y límite plástico**

- Límite líquido = 39,04

- Límite plástico = 19,71

- **Resultado del análisis del contenido de humedad**

- Contenido de humedad media = 6,93%

○ **Clasificación del suelo**

Sistema de clasificación ASSTHO:

Tipo de material: Granular (35% o menos del total pasa el tamiz No. 200).

Límite líquido = 39

Índice de plasticidad = 19

Índice de grupo = 0

**Grupo de clasificación: A-2-6**

Sistema unificado SUCS:

Tipo de material: Material de grano grueso. (Más del 50% del total es retenido en el tamiz No. 200).

Material pasante del Tamiz No. 4 = 26,02 (Más del 50% del material retenido en el tamiz No. 200, no pasa por el tamiz No. 4).

Límite líquido = 39

Índice de plasticidad = 19 (Ip mayor a 7, límites de Attemberg por encima de la línea A de la carta de plasticidad).

**Grupo de clasificación: GC.**

Según los resultados de las pruebas realizadas con las muestras del suelo en análisis, se llega a la conclusión que el material es un grava arcillosa, con una cantidad apreciable de finos.

**2.3.2. Determinación de la cohesión, ángulo de fricción interna y peso volumétrico**

○ **Resultado del ensayo de corte directo**

<b>Esfuerzo Normal</b>	<b>Esfuerzo Cortante</b>
<i>kg/cm<sup>2</sup></i>	<i>Kg/cm<sup>2</sup></i>
1,11	0,34
2,22	0,56
4,44	0,93

Tabla 2.3. Valores de los esfuerzos normales y cortantes en el ensayo de corte directo.

La ecuación de la línea de tendencia, generada a partir de la gráfica de dispersión (Fig.2.6), de los valores de esfuerzo normal y cortante del ensayo de corte directo realizado, está dada por:

$$y = 0,1763x + 0,154$$

Por lo tanto:

**Cohesión del suelo (C) = 0,15**

Ángulo de fricción interna del suelo  $\varphi$ :

$$tg^{-1}(0.1763) = 9,99$$

**$\varphi = 10$**

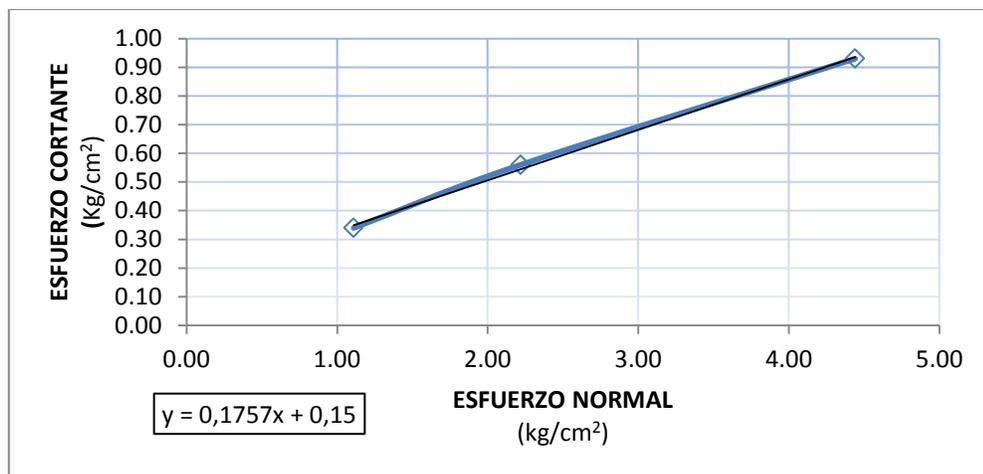


Figura. 2.6. Gráfica de dispersión y línea de tendencia (noviembre de 2013).

#### ○ **Peso volumétrico del suelo**

El peso volumétrico a emplearse en el cálculo de la capacidad portante del suelo en análisis, es igual al valor del peso específico seco máximo obtenido en la prueba de compactación proctor estándar, esto debido a que la toma in situ de las muestras de material, perturba las condiciones reales del suelo natural. En el laboratorio, para simular el estado natural de las muestras se realiza un moldeado del material; si se calcula un peso volumétrico en estas condiciones, el valor no

será igual al que se tiene realmente in situ, por lo tanto el ingeniero geotécnico encargado del estudio, recomienda asumir el peso volumétrico igual al valor de peso específico seco máximo, que será siempre un valor inferior al de peso volumétrico en condiciones naturales, de esta manera se garantiza la seguridad del diseño.

-Peso volumétrico = 1 826 kg/m<sup>3</sup>.

### 2.3.3. Determinación de la capacidad de carga última para el diseño de cimentaciones

La carga por área unitaria en una cimentación, con la cual se produce una falla general por corte en el suelo soportante, se denomina capacidad portante del suelo o capacidad de carga última. Para la determinación de este parámetro, se emplea la fórmula de cálculo que establece la teoría de Karhl von Terzaghi para cimentación de tipo rectangular, asumiendo un área aproximada de la zapata de 2 × 2 m en planta. Para el cálculo, es necesario emplear factores de capacidad de carga, que están en función del ángulo de fricción interna del suelo, además se requiere conocer los valores de peso volumétrico, la cohesión y la profundidad de la cimentación estructural.

La expresión para el cálculo de capacidad portante de Terzaghi, viene dada por:

$$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma$$

Eq: 2.3<sup>15</sup>

En donde:

---

<sup>15</sup> Fuente: DAS, Braja M. *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. 7º Edición. California – EEUU: Editores CENGAGE, 2011. [Citado en noviembre del 2013].

$q_u$ : Capacidad de carga última.

$N_c, N_q$  y  $N\gamma$ : Factores de capacidad de carga.

$c'$ : Cohesión

$\gamma$ : Peso específico del suelo (Peso volumétrico).

$B$ : Ancho de la zapata de cimentación.

$$q = \gamma \times D_f$$

En donde:

Eq: 2.4<sup>16</sup>

$D_f$ : Profundidad de la cimentación.

### Valores adoptados para el cálculo de capacidad portante del suelo

El peso volumétrico y la cohesión se calculó a partir del estudio realizado, los factores de capacidad de carga de Terzaghi están dados en función del ángulo de fricción según la tabla de la tabla 2.4, la profundidad de cimentación recomendada por el ingeniero geotécnico que realizó el estudio de suelo es de 1.50 m a partir del nivel N+0.00

$$c' = 0,15 \text{ kg/cm}^2 = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\varphi = 10^\circ$$

$$\gamma = 1826 \text{ kg/m}^3.$$

$$B = 2 \text{ m.}$$

$$D_f = 1,50 \text{ m.}$$

---

<sup>16</sup> Fuente: DAS, Braja M. *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. 7ª Edición. California – EEUU: Editores CENGAGE, 2011. [Citado en noviembre del 2013].

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Tabla. 2.4. Tabla de factores de capacidad de carga de Terzagui.<sup>17</sup>

De la tabla 2.4, se obtienen los valores de capacidad de carga siguientes:

$$N_c = 9,61$$

$$N_q = 2,69$$

$$N_\gamma = 0,56$$

○ **Cálculo de la capacidad portante del suelo**

$$q_u = 1,3(150)(9,61) + (1826 \times 1,50)(2,69) + 0,4(1826)(2)(0,56)$$

$$q_u = 12\,515,878 \text{ kg/m}^2.$$

$$q_u = 1,25 \text{ kg/cm}^2.$$

<sup>17</sup> Fuente: DAS, Braja M. *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. 7ª Edición. California – EEUU: Editores CENGAGE, 2011. [Citado en noviembre del 2013]. Capítulo III. Tabla 3.1.

## **Conclusión**

Con los valores obtenidos, se determina que el suelo pertenece al grupo C de clasificación de perfiles, para el análisis sísmico de la Norma Ecuatoriana de Construcción (2011).

## CAPITULO III

### 3. DISEÑO ESTRUCTURAL, HIDROSANITARIO, ELÉCTRICO Y TELEFÓNICO



Figura. 3.1. Interpretación Diseño Estructural<sup>18</sup>

#### 3.1. CONCEPTOS GENERALES

##### **Diseño estructural**

El diseño estructural es un proceso que implica diversas etapas, en las cuales se va desarrollando paulatinamente un modelo de elementos estructurales para ajustar las formas y dimensiones establecidas previamente en el diseño arquitectónico y definir la morfología ideal que de sostén a una edificación. Roberto Meli Piralla (1985) denomina al diseño estructural como un proceso de actividades, en donde el proyectista determina las formas, dimensiones y características detalladas de

---

<sup>18</sup> Tomado de: M&H Ingeniería Estructural [en línea]. [Citado en mayo de 2013]. Disponible en: [www.m&hingenieriaestructural.com](http://www.m&hingenieriaestructural.com)

una estructura; el objetivo principal de este proceso será establecer las características constructivas ideales, para conseguir que el modelo final, cumpla con la función para la cual ha sido diseñado.

### **Funcionalidad y seguridad estructural**

De acuerdo al autor Arthur H. Nilson (*Diseño de Estructuras de Concreto – 2001*), para que una estructura cumpla su propósito de manera adecuada, debe ser totalmente segura contra un colapso y funcional en todas sus condiciones de servicio. La funcionalidad estructural implica un grado de deflexión mínimo, fisuras dentro de los límites tolerables y que las vibraciones puedan ser minimizadas de forma adecuada. En lo que compete a seguridad, la estructura debe estar en capacidad de soportar todas las cargas que puedan llegar a actuar, aunque siempre exista cierto nivel de incertidumbre dentro del análisis, el diseño y la construcción; por lo que es necesario mantener márgenes de seguridad adecuados y claramente definidos.

Para definir las especificaciones de seguridad, es fundamental considerar las consecuencias de fallo; en ocasiones los fallos pueden provocar consecuencias menores que no implican un daño estructural considerable, sin embargo pueden presentarse situaciones de fallo que implican un daño estructural que compromete la vida humana y pérdidas materiales importantes.

### **Resistencia estructural**

Para establecer el concepto de resistencia estructural se puede plantear un esquema, para enfocar a la estructura desde dos puntos de vista: El primero tiene que ver específicamente con los materiales de la cual está conformada y el segundo trata del proceso constructivo, establecido a partir de los parámetros

específicos de forma y dimensiones definidos en el diseño, tal como se mencionó anteriormente.



Figura. 3.2 Esquema de resistencia estructural (mayo de 2013).

La resistencia de los materiales no se puede saber de manera precisa, por lo tanto se considera como una variable aleatoria. El otro factor es el cuidado y control que se tenga en el momento de ejecución de cada etapa constructiva, ya que de esto depende también que no se produzca mayor variación de las dimensiones establecidas para los elementos, de la posición del acero de refuerzo, la dosificación y vertido del concreto, etc. Por tanto teniendo en cuenta estas condiciones, la resistencia estructural tiene que considerarse de igual manera como una variable aleatoria, que no puede definirse con exactitud, pero puede ser aproximada mediante datos conocidos, tales como estadísticas de resistencias reales en los materiales y elementos en condiciones similares de carga.<sup>19</sup>

<sup>19</sup> Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de Estructuras de Concreto*. 1° Edición. Bogotá – Colombia: Editores McGraw Hill 1999. [Ciató en mayo de 2013].

## **Fundamentos del diseño para estructuras de hormigón**

Hoy en día se identifican claramente dos métodos de diseño para estructuras de hormigón armado. El primero fue utilizado con mucha frecuencia hasta el siglo pasado, conocido como “Diseño elástico” o “Diseño por cargas de Servicio”, en este se plantea la hipótesis sobre la posibilidad de predecir la distribución de esfuerzos tanto en el hormigón, como en el acero de refuerzo por la acción de las cargas de servicio, asumiendo el comportamiento elástico en ambos materiales. En el método de diseño elástico, se trata de obtener esfuerzos que no superen los esfuerzos admisibles; los mismos que son una fracción de la resistencia del hormigón y el esfuerzo de fluencia del acero. Actualmente, gracias al avance tecnológico y los estudios efectuados con el fin de realizar un diseño más adecuado, se ha comprobado que el hormigón armado tiene un comportamiento complejo, en el cual se produce constantemente una redistribución de esfuerzos entre acero y concreto y el diseño elástico es solamente una de estas distribuciones; por lo tanto otras distribuciones que no se toman en cuenta, podrían eventualmente ocasionar alguna falla considerable.

Para Arthur H. Nilson (1999), la característica esencial de los elementos estructurales es la resistencia real que poseen, esta debe ser capaz de soportar todas las solicitaciones previsibles que actúan sobre la estructura a lo largo de su vida útil, sin que se presenten fallos importantes o daños estéticos. Por esto es preciso diseñar elementos con dimensiones y cantidad de acero, de tal forma que puedan soportar los esfuerzos que provocan las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, utilizando cargas mayores a las cargas reales existentes. Esta es la metodología conocida como “*Diseño a la resistencia*” o “*Diseño a la rotura*”.

Es precisamente el diseño a la resistencia el método que ha tenido un impulso en los últimos años, este método consiste en obtener una aproximación adecuada de la carga que ocasiona el fallo del elemento y establecer el tipo de colapso producido, toma en cuenta el comportamiento inelástico de los dos materiales (hormigón y acero), lo que permite obtener una mejor estimación de la capacidad de carga de los elementos diseñados. Teodoro E. Armasen (*“Diseño de Estructuras de Concreto Armado”* – 2005) recomienda el uso de este método con la combinación de otros procedimientos para verificar el comportamiento adecuado de las piezas bajo cargas de servicio, ya que el método se basa fundamentalmente en criterios de resistencia, sin embargo es preciso garantizar que las condiciones de servicios sean óptimas.

Según el autor Roberto Meli Piralla (1985), para que la construcción cumpla con las funciones para las cuales ha sido proyectada, es necesario que las respuestas de la estructura debido a las solicitaciones a las que está sometida, se mantengan dentro de límites que no afecten su funcionamiento ni su estabilidad, e indica que a cualquier etapa de su comportamiento estructural, que se considere una respuesta inaceptable, se le denomina *“Estado Límite”*.

Los estados límite pueden ser de falla o de servicio, los primeros se pueden producir debido a los efectos provocados por fuerzas internas, tales como: flexión, torsión, carga axial o su combinación, y pueden causar fallas de modo parcial o total en la estructura. Los estados Límite de servicio tienen que ver con los efectos provocados por las fuerzas que afectan el funcionamiento adecuado de la edificación y no necesariamente afectan a la seguridad estructural, estos son: deflexión, agrietamientos, vibraciones, etc.

En términos de criterio para el diseño estructural, la seguridad es el parámetro más importante, es por eso que la mayor atención se concentra en reducir los

efectos que pongan en riesgo dicho parámetro. Para esto se pueden utilizar los denominados “factores de seguridad”, en donde de igual manera estaríamos utilizando cargas mayores a las reales existentes, dentro de este contexto, el autor Roberto Meli P (1985) enmarca también los estados límite, debido a que se puede comparar la resistencia para cada estado con las acciones actuantes, pudiendo obtener así un factor de seguridad. En otras palabras, se trataría de un diseño por resistencia, en el que se debe cumplir la siguiente expresión:

$$F_R \times R_D > \sum F_C \times S_D$$

En donde:

$R_D$ : Resistencia, calculada con valores nominales de esfuerzos de los materiales.

$F_R$ : Factor de Reducción de Resistencia.

$S_D$ : Fuerzas internas.

$F_C$ : Factor de carga.

La resistencia, calculada con valores nominales de esfuerzos resistentes en base a un comportamiento inelástico de los materiales, multiplicada por un factor de reducción de resistencia, será mayor a la sumatoria de las fuerzas internas que se obtienen a partir del análisis estructural, multiplicadas por un factor de carga que considera un exceso del efecto que estas puedan causar.

Una expresión análoga se podría obtener considerando esfuerzos resultantes de cargas normales de servicio, que se encuentren dentro de ciertos límites especificados, a los cuales se les denomina esfuerzos admisibles, los cuales son fracciones de los límites reales de falla en los materiales.

## **Fundamentos de diseño para estructuras de acero**

De igual forma que en el hormigón armado para estructuras o elementos de acero, se establecen fundamentalmente dos métodos importantes de diseño. En primer lugar se tiene el método de diseño plástico, que tiene que ver con la distribución de esfuerzos en la estructura, para el caso de elementos estructurales de acero esta distribución se considera luego de que en algunos puntos del miembro se ha alcanzado el esfuerzo de fluencia; por lo tanto supone que no es posible resistir esfuerzos adicionales en estos lugares, más bien se puede decir que estas partes fluyen la cantidad necesaria para transmitir dichos esfuerzos hacia otros puntos de las estructuras, en donde se tienen esfuerzos menores a los de fluencia, estos criterios se consideran en la teoría de plasticidad publicada por J. Van der Brock (1939) la base fundamental de esta teoría es que la ductilidad del acero permite una reserva de resistencia y por tanto la distribución de los esfuerzos. Pero también hay que tomar en cuenta que los estudios experimentales que se han realizado a través de los años, muestran que los aceros son capaces de resistir esfuerzos bastante mayores a sus esfuerzos de fluencia.

De esta teoría se obtienen algunas consideraciones:

- Es obligatorio realizar el análisis y diseño plástico siempre que sea posible.
- En el método se analiza la estructura no como un todo sino como elementos independientes, considerando la carga máxima para cuando al menos un punto llega al límite de fluencia.
- Se debe obtener el valor de la carga que convierte a la estructura en un mecanismo.

Otro método de diseño que se está empleando mayormente en la actualidad es el LRFD (Load and Resistance Factors Design), que tiene que ver con el diseño mediante factores de carga y resistencia, contemplando la combinación de las principales características de los procedimientos de diseño por resistencia última,

diseño plástico y el diseño al límite o por colapso. El Autor Jack C. McCormac (*“Diseño de Estructuras de Acero”* – 2002) establece que el diseño mediante factores de carga y resistencia se basa en los estados límite, tal cual se indicó anteriormente en los fundamentos de diseño de estructuras de hormigón. El estado límite se considera a partir del momento en que la estructura o parte de ella ya no cumple su función establecida.

En el diseño estructural en acero mediante el método LRFD se debe multiplicar las cargas de servicio establecidas por ciertos factores de seguridad, generalmente mayores a 1, los cuales varían en función de las combinaciones de carga a considerar. La estructura se diseña para que sea capaz de resistir las cargas resultantes de la multiplicación por los factores, como se menciona anteriormente, a esta resistencia se le denomina “resistencia última” y se considera que debe ser igual a la resistencia nominal del miembro estructural, multiplicado por un factor de resistencia menor que 1, esto con el objetivo de tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene con respecto a la resistencia de los materiales, sus dimensiones y la ejecución de la mano de obra en el momento de la construcción. Por lo tanto tendremos que: la sumatorias del producto de las cargas de servicio por los factores de seguridad, será menor o igual al producto de la resistencia nominal por el factor de resistencia.

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde:

$\lambda$ : Factor de Carga.

Q: Carga de servicio.

$\phi$ : Factor de Resistencia.

$R_n$ : Resistencia nominal.

### **Parámetros de diseño**

Una tarea importante que contemplan los parámetros de diseño estructural, es la estimación precisa de solicitaciones que actuarán sobre la estructura durante toda su vida útil; es preciso recalcar que no se puede obviar solicitaciones que pueden presentarse cierta probabilidad razonable. Una vez que se ha determinado las cargas, consideramos la combinación más desfavorable que puede presentarse en un momento dado. Dentro del proceso de cálculo los parámetros de diseño se encuentran establecidos en función de los esfuerzos para los cuales se está diseñando un elemento y para ello se utiliza las normativas vigentes, nacionales e internacionales.

### **Tipo de solicitaciones**

- **Carga muerta**

La magnitud de las cargas muertas siempre es constante, al igual que su posición en la estructura, como por ejemplo el peso propio de la misma, así como todas aquellas que pueden encontrarse permanentemente unidas a ella. Dentro del diseño de una estructura se tiene que estimar las cargas muertas de todas sus partes, a pesar que los tamaños y pesos exactos de estas partes no se conocen hasta después del análisis estructural. En edificios se toman generalmente como cargas muertas los rellenos, acabados de entresijos, el cielo raso pañetado, además de las cargas suspendidas como ductos, aparatos y accesorios de iluminación.

- **Cargas vivas**

Las cargas vivas son aquellas de magnitud y posición variable, pueden encontrarse de manera total o parcial en un lugar determinado o simplemente no estar presentes. La carga viva generalmente es inducida por la gravedad y los objetos colocados temporalmente sobre una estructura, es decir, todas aquellas sollicitaciones que ocupan un espacio en la edificación.

Debido a la incertidumbre en magnitud y direccionamiento de la intensidad máxima de las cargas de este tipo, se suele tener un margen para protección contra deflexiones excesivas o sobrecargas repentinas. En el diseño estructural de edificaciones, vamos a suponer que cada uno de los pisos que conforman la edificación están sometidos a cargas vivas uniformes, las mismas que están en función del propósito para el cual fue diseñado el edificio. Por ello es necesario el uso de tablas de valores mínimos establecidos para el diseño de entresijos, que nos dan un valor de carga en base a datos estadísticos, según el área y lugar determinado, lo que nos permiten realizar una buena aproximación previa al cálculo. El diseñador, debido a la experiencia adquirida en la práctica profesional, puede hacer ciertas adaptaciones a estos valores según su criterio, como le parezca más conveniente. Para el presente trabajo de grado se utiliza los valores establecidos según Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11.

- **Cargas ambientales**

Este tipo de cargas son ocasionadas por los fenómenos naturales que forman parte de un entorno ambiental, como es la lluvia, el viento, cambios de temperatura y los sismos. Este tipo de cargas son aún más difíciles de determinar con precisión, por lo cual es de vital importancia poner un cuidado especial al momento de considerar estos parámetros dentro de un diseño, sobre todo la de sismo, de la cual se requiere de un análisis especial y cuidadoso dentro del cálculo.

El efecto de una carga sísmica en una estructura tiene que ver básicamente con la situación de la edificación con respecto a la zona de actividad sísmica, en la cual se encuentra ubicada. Los movimientos de suelo provocados por la acción de un sismo se transmiten a la estructura en forma de aceleraciones, provocando una respuesta o reacción que está principalmente en función de la masa y la distribución estructural, y es igual al esfuerzo cortante de la base, que equivale a un porcentaje del peso total de la construcción. Esta respuesta depende también de los factores de rigidez, relacionada a su vez con la mayor o menor deformabilidad, otro factor es la distribución de la masa, tanto en planta como en elevación, el tipo de suelo del terreno donde se encuentra apoyada, además de las características y condiciones del terreno que se presente.

### **Sistema de instalaciones generales**

El proyecto y construcción de edificaciones, sean habitacionales o de instituciones públicas o privadas, no solamente implica el diseño estructural y arquitectónico, a más de eso se debe pensar en aquellos servicios básicos, que garantizan la comodidad y bienestar de los usuarios. Para esto es preciso plantear un proyecto que contemple la modelación de todos estos sistemas, que enmarcan al diseño hidrosanitario, eléctrico y telefónico, que forman parte este trabajo de grado y a los cuales se les pueden denominar como un sistema de instalaciones generales. Es importante señalar, que las instalaciones se deben concebir desde el punto de vista económico y funcional o servicial, sin embargo en este caso los sistemas, pueden ser tan complejos como beneficios y comodidades se quiera tener, que implicaría un incremento presupuestal importante; por otro lado también es fundamental tomar en cuenta las necesidades y características propias del proyecto y el fin para el cual se construye.

- **Instalaciones hidrosanitarias**

Dentro del proyecto de instalaciones generales de la edificación, parte fundamental son las instalaciones hidrosanitarias, que forman parte de los servicios básicos de vivienda y se pueden tratar en dos partes básicamente, la primera tiene que ver con la distribución de agua potable, mediante el diseño de la red de distribución, en este se contemplan todas las obras, aparatos, conductos y accesorios requeridos para el abastecimiento del agua y está en función directa del consumo que se pueda generar en dependencia de la cantidad de usuarios; la segunda tiene que ver con la parte de la evacuación de aguas residuales de cada piso del edificio que genera una descarga, en este caso se puede considerar el diseño de la red en función del número total de piezas sanitarias a instalarse, además de otros parámetros importantes, de carácter técnico y constructivo.

- **Instalaciones eléctricas y telefónicas**

Este estudio se realiza con el objetivo de diseñar las instalaciones eléctricas interiores para iluminación y comunicaciones, que también forman parte de los servicios básicos de una edificación de tipo habitacional. Se debe diseñar además el tablero de control principal, tableros secundarios para cada departamento y tableros de medición de energía, estos son aprobados por la Compañía encargada de brindar el servicio eléctrico. Además con el estudio se ha de cubrir las necesidades de calidad y cantidad requeridas en cuanto a cableado y accesorios de tipo eléctrico y telefónico.

### **3.2. DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE**

El Ecuador está ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico, una zona de alta actividad sísmica, en donde se han producido la mayor cantidad de terremotos y los más fuertes registrados a nivel mundial. Los ejemplos más actuales de tal situación, son sin duda los terremotos de Chile en el 2010 y Japón 2011, con magnitudes en la escala de Richter de 8,8 y 9,0 respectivamente.

El Ecuador no ha sido la excepción de estas catástrofes naturales y a pesar de que en los últimos 15 años no se han producido sismos tan fuertes como otros ocurridos algunos años atrás, toda la energía almacenada durante este tiempo, deberá ser liberada en algún momento, pues las placas tectónicas de Nazca y la Sudamericana, que son la fuente principal de generación de energía sísmica en nuestro país, se encuentran en permanente movimiento. Por lo tanto es muy necesario empezar a cambiar la manera en que elaboramos nuestros diseños y ejecución de obras, de manera que podamos reducir en cierta forma los riesgos de fallas súbitas en las estructuras, en el caso de presentarse un incidente considerable que pueda afectar la integridad de las personas.

El objetivo fundamental de este proceso, es diseñar estructuras sísmo resistentes reforzadas, para que además de cumplir su función específica, exista la posibilidad de salvar vidas en caso de ocurrir una catástrofe.

#### ○ Vulnerabilidad sísmica de Quito

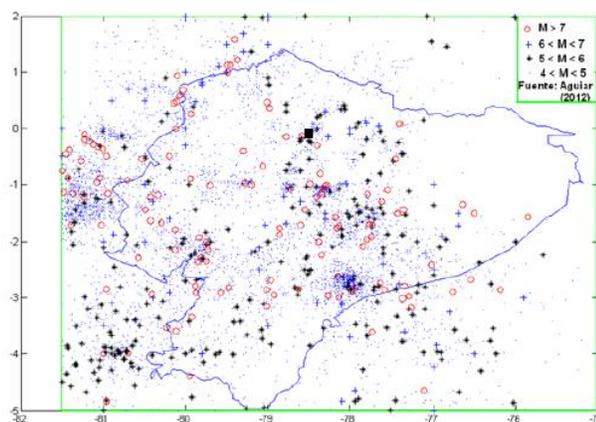


Figura. 3.3. Sismicidad registrada en el Ecuador desde 1900 -2012.<sup>20</sup>

<sup>20</sup> Tomado de: AGUIAR FALCONÍ, Roberto. *Peligrosidad, Vulnerabilidad y Reforzamiento sísmico*. Quito – Ecuador: Curso Internacional de Reforzamiento Estructural 2012. [Citado en junio de 2013].

La ciudad de Quito, lugar de emplazamiento del presente proyecto, presenta una falla geológica conocida como “la falla ciega de Quito”, esta tiene un ancho de 10 km y es de tipo inversa de componente dextral, lo cual ocasiona levantamientos y desplazamientos laterales en los suelos, existiendo una falla con estas características, de producirse un sismo de magnitud mayor a 6 podría ocasionarse una catástrofe de gran magnitud; así mismo con sismos superficiales ocurridos en otras regiones, con ondas expansivas que alcanzan grandes distancias.

### Zona sísmica y factor de zona (Z)

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción capítulo II, se establecen seis zonas sísmicas en el Ecuador, que se pueden distinguir en el mapa de diseño sísmico mostrado en la figura 3.4; cada una de estas se encuentra caracterizada por un factor de zona (Z), este valor representa la máxima aceleración esperada para un determinado sismo de diseño, expresado como una fracción de la gravedad. Quito se encuentra en la zona sísmica V, que tiene un valor  $z = 0.40$  y es considerada una zona de alta amenaza.

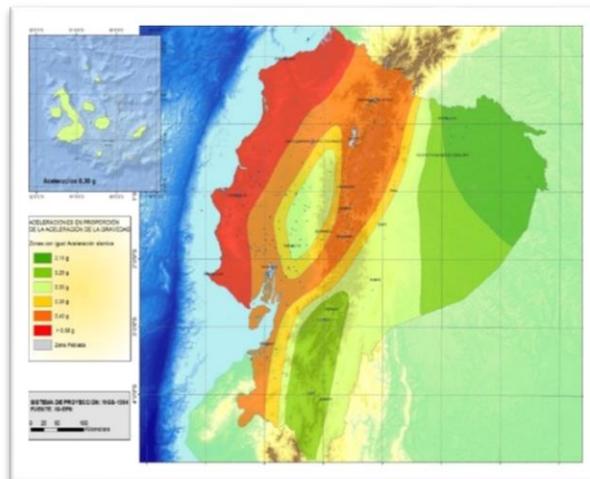


Figura. 3.4. Mapa para diseño sísmico del Ecuador.<sup>21</sup>

<sup>21</sup> Tomado de: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC [2011].

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla. 3.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.<sup>22</sup>

### Curva de peligrosidad sísmica

La curva de peligrosidad sísmica representa la probabilidad anual de excedencia de movimientos telúricos en una determinada región del país, en relación a la aceleración máxima en roca esperada, es útil para verificar el cumplimiento de los distintos niveles de desempeño sísmico de las estructuras, el período de retorno es el inverso de la probabilidad anual de excedencia.

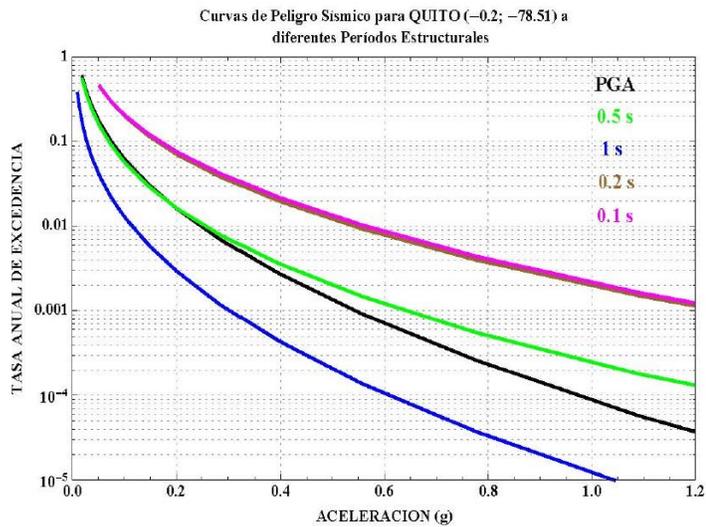


Figura. 3.5. Curvas de Peligro Sísmico para Quito.<sup>23</sup>

<sup>22</sup> Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción [2011].

<sup>23</sup> Tomado de: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC [2011]. Capítulo II. Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño sísmo resistente. [Citado en junio de 2013].

### Espectro elástico de diseño

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) se establece el espectro elástico de respuesta de aceleración ( $S_a$ ) en función de la gravedad, que obedece a una fracción de amortiguamiento, respecto a un valor crítico de  $\xi = 0,05$  y se obtiene con las siguientes ecuaciones:

$$S_a(g) = \eta z F_a \quad T_0 < T < T_C$$

$$S_a(g) = \eta z F_a \left(\frac{T_C}{T_0}\right)^r \quad T > T_C$$

Eq: 3.1<sup>24</sup>

$S_a(g)$  representa la aceleración del suelo como una fracción de la gravedad,  $Z$  es el factor de la zona sísmica según el lugar de emplazamiento;  $F_a$  y  $F_d$  son factores de sitio, los mismos que dependen de las características del suelo, es decir el tipo y perfil de clasificación (A,B,C,D o E) según la Norma Ecuatoriana de la Construcción;  $F_s$  es el factor que toma en cuenta el comportamiento no lineal del suelo, con la ocurrencia de sismos de alta magnitud,  $T$  es el tiempo o período de vibración estructural,  $T_0$  y  $T_c$  son los tiempos de vibración que definen las ramas del espectro, y se pueden hallar mediante las siguientes ecuaciones:

$$T_0 = 0,1 F_s \left(\frac{F_d}{F_a}\right)$$

$$T_C = 0,55 F_s \left(\frac{F_d}{F_a}\right)$$

Eq: 3.2<sup>25</sup>

---

<sup>24</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC [2011]. Capítulo II. Eq: (2-7). [Citado en junio de 2013].

El valor  $r$  está en función del tipo de suelo del lugar, para perfiles A, B y C, el valor de  $r$  es igual a 1, para perfiles D o E,  $r$  es igual a 1,5. Del análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca, para un período de retorno de 475 años, obtenidos a partir de las curvas de peligrosidad sísmica y normalizados para la aceleración máxima ( $Z$ ) se tiene que:

$$\eta = \frac{S_a}{Z}$$

Eq: 3.3<sup>26</sup>

$\eta$ , representa los valores de amplificación espectral. En la NEC-11 se indica además, que solamente para evaluar la respuesta de modos de vibración diferentes al fundamental y para el análisis dinámico, el valor de  $S_a$  se debe evaluar mediante la siguiente expresión, para períodos de vibración menores a  $T_0$ :

$$S_a(g) = zF_a \left( 1 + (\eta - 1) \frac{T_c}{T_0} \right) \quad T < T_0$$

Eq: 3.4<sup>27</sup>

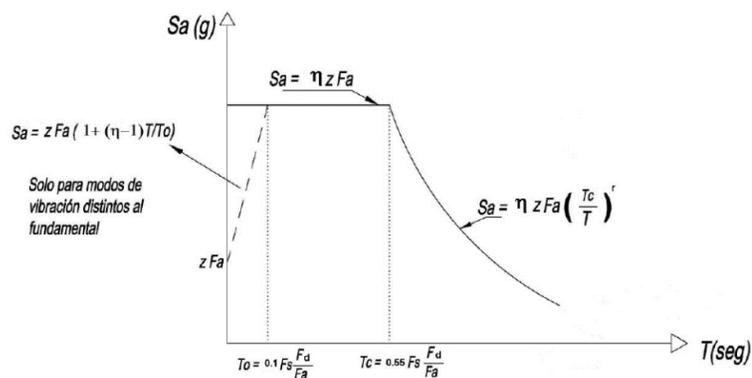


Figura. 3.6. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.<sup>28</sup>

<sup>25</sup> Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC [2011]. Capítulo II. Eq: (2-8). [Citado en junio de 2013].

<sup>26</sup> Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC [2011]. Capítulo II. [Citado en junio de 2013].

<sup>27</sup> Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC [2011]. Capítulo II. Eq: (2-9). [Citado en junio de 2013].

### **Criterio general para el diseño de estructuras**

*“...La dificultad más grande que se encuentra dentro del diseño es modelar la estructura, ya que es aquí donde se trata de definir las dimensiones de los componentes estructurales con una precisión adecuada para garantizar la compatibilidad final de la solución estructural.”<sup>29</sup>*

El análisis estructural no puede convertirse en una receta, más bien debe estar siempre en función de cómo haya sido concebida físicamente la estructura, es decir, que debe interpretar de manera precisa la modelación del proyecto, que varía según el diseño previo en cada edificación. Únicamente cuando se conoce muy bien el funcionamiento físico de la estructura, entonces se puede desarrollar el modelo para resolver el sistema estructural.

#### **3.2.1. Diseño de elementos estructurales de hormigón armado**

##### **Pre dimensionamiento y cuantificación de cargas**

Como ya se mencionó anteriormente el diseño estructural es un proceso iterativo, en el cual se irá definiendo según los parámetros del cálculo las secciones más apropiadas de los elementos que se ajustan a los requerimientos funcionales y de seguridad, procurando que los elementos diseñados no encarezcan demasiado el proyecto constructivo. Para el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado, se propone inicialmente una sección tipo rectangular de 35x35 cm para columnas y 30x20 cm en vigas, estos valores se usan únicamente para realizar un modelamiento inicial del sistema estructural, por tanto no se considera su peso dentro del cálculo del peso propio total de la estructura, cortante basal y

---

<sup>28</sup> **Tomado de:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC [2011]. Capítulo II. [Citado en junio de 2013].

<sup>29</sup> **Tomado de:** VASCO LÓPEZ, Patricio M. *Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado*. [Documento]. Universidad Técnica de Ambato 2003. [Citado en julio de 2013].

distribución vertical de fuerzas laterales en el pre diseño inicial, dado que no son las secciones definitivas de la edificación y el objetivo del modelamiento inicial es justamente obtener valores aproximados de esfuerzos para diseñar estas secciones. Los valores escogidos son secciones típicas en edificaciones de pocos niveles, más no tienen que ver necesariamente con un cálculo técnico.

### Pre diseño de losa

Para el pre diseño de la losa se ha escogido el paño con mayor área de ocupación, que pertenece a los ejes (C-D) (2-3) del plano. En cuanto a la distribución interior del hormigón, las losas del diseño serán de tipo alivianada, es decir que el hormigón no ocupa el total del volumen, sino que se utilizan materiales más livianos para dar forma a espacios que quedarán vacíos una vez se haya fundido los paños, esto con el fin de disminuir los pesos muertos que actuarán en la estructura permanentemente.

Para dimensionar el espesor inicial del paño en mención, utilizamos la siguiente expresión:

$$h_{min} = \frac{L_n(800+0,0712F_y)}{36000+5000\beta(\alpha_m-0,2)}$$

Eq: 3.5<sup>30</sup>

Donde:

$h$ : Espesor de Inercia equivalente para losas nervadas.

$L_n$ : Claro libre en la dirección larga del panel medido cara a cara de las columnas, en losas con vigas embebidas.

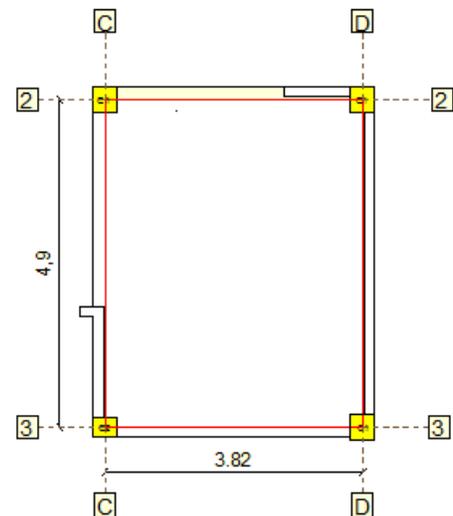


Figura. 3.7. Tablero de losa en análisis

<sup>30</sup> Tomado de: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en junio de 2013]. Capítulo IX - ACI 9.5.3.3

$\alpha_m$ : Promedio de los valores de la razón entre la rigidez (EI) a la flexión de la sección de la viga y la rigidez (EI) a la flexión del ancho adyacente de la losa.

$F_y$ : Fluencia del acero [ $\text{kg}/\text{cm}^2$ ].

$\beta$ : Relación de forma = Panel largo libre/ Panel Corto libre.

“Para zonas sísmicas, no se recomiendan concepciones estructurales viga-losa cuyo valor de  $\alpha$  sea menor a 2, por la falta de aporte a la ductilidad de los elementos horizontales en el nudo, que es uno de los componentes claves del factor de reducción de la fuerza sísmica.”<sup>31</sup>

Por lo tanto asumiendo el valor más desfavorable igual a 2, tenemos:

$$h_{min} = \frac{4,90(800 + 0,0712 \times 4200)}{36000 + 5000 \times \frac{4,90}{3,82} (2 - 0,2)}$$

$$h_{min} = 0,148 \text{ m}$$

$h_{min} = 15 \text{ cm}$ , se asume un ancho igual a 20 cm, que permite realizar instalaciones necesarias en el interior del piso.

#### ○ **Carga muerta de la losa**

Para calcular la carga muerta por metro cuadrado de losa alivianada, se requiere realizar un esquema de corte transversal y en planta con área igual a  $1 \text{ m}^2$ .

---

<sup>31</sup> **Tomado de: ROMO PROAÑO, Marcelo.** *Temas de Hormigón Armado.* Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en junio de 2013]. Capítulo IX.

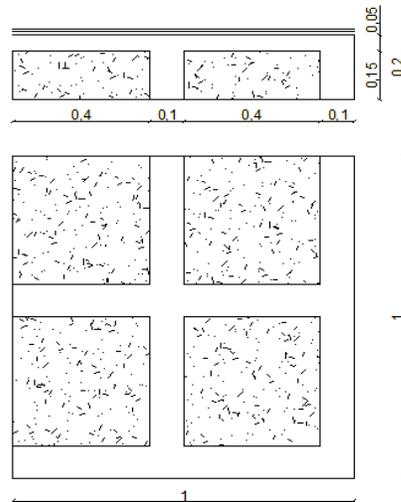


Figura. 3.8. Corte Tipo de losa, con área igual a 1 m<sup>2</sup>.

CALCULO DE CARGA MUERTA DE LOSA POR m <sup>2</sup>							
DESCRIPCIÓN	MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO	DIMENSIONES				Peso
	(NEC-11)	kg/m <sup>3</sup>	e(m)	B(m)	L(m)	CANTIDAD	Kg/m <sup>2</sup>
Peso de Losa de Piso	Hormigón Armado	2400	0.05	1	1	1	120.00
Peso de los nervios	Hormigón Armado	2400	0.15	0.1	1	2	72.00
Peso de los nervios	Hormigón Armado	2400	0.15	0.4	0.1	4	57.60
Peso de Alivianamientos	Bloque de H° Hueco	1200	0.15	0.4	0.4	4	115.20
Peso del acabado de piso	Loseta	1800	0.01	1	1	1	18.00
Peso del alisado de piso	Mortero cemento y arena	1800	0.03	1	1	1	54.00
<b>CARGA MUERTA TOTAL</b>							<b>436.80</b>

Tabla. 3.2. Cálculo de carga muerta para losa alivianada (junio de 2013).

La carga muerta calculada es el resultado de multiplicar el volumen de cada sección que conforma la losa, por el peso volumétrico que tiene el material empleado en dicha sección, dividido este valor para el área, que en este caso es igual a 1 m<sup>2</sup>. Este proceso se muestra en la Tabla 3.2. La sumatoria de carga muerta de cada una de las secciones es la carga muerta total de losa por metro cuadrado.

**Carga muerta de losa = 436,80 kg/m<sup>2</sup>.**

○ **Carga muerta de la mampostería**

Según el diseño arquitectónico la edificación cuenta con tres tipos de mampostería:

- Paredes Internas de ladrillo hueco prensado (Tipo A).
- Paredes Externas de Ladrillo macizo (Tipo B).
- Antepedochos Externos de ladrillo macizo con ventanal de vidrio (Tipo C).

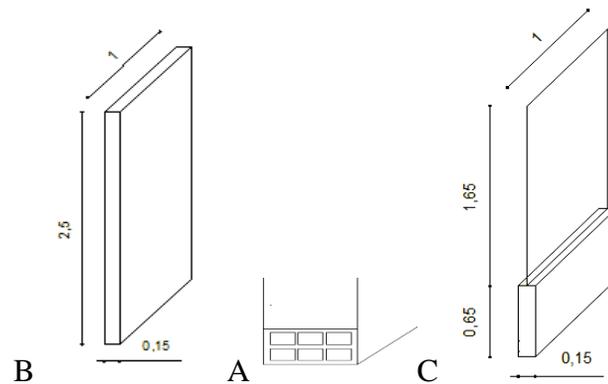


Figura. 3.9. Esquema de Mampostería a emplear (junio de 2013).

La carga muerta de mampostería está calculada mediante la multiplicación del espesor total de pared, (incluye terminado con mortero y arena) por la altura total, en un metro de longitud y por el peso volumétrico de los materiales de los cuales se construye la pared. Este Cálculo se muestra en la Tabla 3.3. La carga muerta de mampostería se expresa en kg/m, lo cual es útil para calcular el peso total por mampostería multiplicando simplemente por la longitud total de la misma, medida en los planos de diseño, sin embargo para definir las cargas actuantes en las vigas de los pórticos estructurales, esta carga se debe considerar distribuida. Para esto lo que se hace es dividir la sumatoria de peso total de mampostería para el área total de piso, de tal manera que la carga se exprese en  $\text{kg/m}^2$ .

CALCULO DE CARGA MUERTA DE MAMPOSTERIA POR METRO LINEAL					
TIPO	MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO	DIMENSIONES		PESO
	(NEC-11)	kg/m <sup>3</sup>	e(m)	h(m)	Kg/m
A	Ladrillo Hueco prensado	900	0.15	2.5	337.5
	Mortero cemento y arena	1800	0.04	2.5	180
<b>CARGA MUERTA TOTAL PARED TIPO A</b>					<b>517.5</b>
TIPO	MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO	DIMENSIONES		PESO
B	Ladrillo macizo artesanal	1500	0.15	2.5	562.5
	Mortero cemento y arena	1800	0.04	2.5	180
<b>CARGA MUERTA TOTAL PARED TIPO B</b>					<b>742.5</b>
TIPO	MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO	DIMENSIONES		PESO
C	Ladrillo macizo artesanal	1500	0.15	0.65	146.25
	Mortero cemento y arena	1800	0.04	0.65	46.8
	Ventana de vidrio	1800	0.01	1.65	29.7
<b>CARGA MUERTA TOTAL PARED TIPO C</b>					<b>193.05</b>

Tabla. 3.3. Cálculo de carga muerta en mampostería (junio de 2013).

### Repartición de pesos en cada nivel de la Estructura

- Losa de tumbado Nivel N+12,90 m

$$\text{AREA} = 141,20 \text{ m}^2$$

$$\text{CM(kg)/m}^2 = 440$$

$$\text{CM} = 141,21 \text{ m}^2 \times 440 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso} = \mathbf{62128 \text{ kg.}}$$

- Losas de entrepiso N+10,20 m; N+7,50 m; N+4,80 m

$$\text{AREA} = 130,20 \text{ m}^2$$

$$\text{CM(kg)/m}^2 = 440$$

$$\text{CM} = 130,20 \text{ m}^2 \times 440 \text{ kg/m}^2 = 57288 \text{ kg}$$

$$\text{Peso} = \mathbf{57288 \text{ Kg.}}$$

$$\text{Longitud pared Tipo A} = 30,84 \text{ m}$$

$$\text{CM}_{\text{PA}}(\text{kg})/\text{m} = 520$$

$$\text{Peso} = 30,84 \text{ m} \times 520 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso} = \mathbf{16036,80 \text{ kg.}}$$

Longitud pared Tipo B = 30,84 m

$CM_{PA}(\text{kg})/\text{m} = 745$

Peso = 36,64 m  $\times$  745 kg/m

Peso = 27296,80 kg.

Longitud pared Tipo C = 10,31 m

$CM_{PA}(\text{kg})/\text{m} = 195$

Peso = 10,31 m  $\times$  195 kg/m

Peso = 2010,35 Kg.

Peso total mampostería = 45343,95Kg.

**Peso total = 102632 kg/m<sup>2</sup>.**

- Losas de entrepiso N+2.10 m

Empleando el mismo proceso se tiene:

Peso de losa = 62128 kg.

Peso total Mampostería = 45792,55 kg-

**Peso total = 107920,55 kg/m<sup>2</sup>.**

La tabla 3.4 contiene el resumen de los resultados obtenidos en peso muerto para cada nivel de la edificación y el peso muerto total del pre- diseño, sin considerar el peso de vigas y columnas.

REPARTICIÓN DE CARGAS EN CADA NIVEL DE LA ESTRUCTURA							
PISO	NIVEL (m)	CM (Kg)	$CM_{PA}$ (Kg)	$CM_{PB}$ (Kg)	$CM_{PC}$ (Kg)	PESO TOTAL DE MAMPOSTERIA (Kg)	PESO TOTAL DE PISO (Kg)
5	12.90	62128.00	0	0	0	0	62128
4	10.20	57288.00	16036.80	27296.80	2010.35	45343.95	102631.95
3	7.50	57288.00	16036.80	27296.80	2010.35	45343.95	102631.95
2	4.80	57288.00	16036.80	27296.80	2010.35	45343.95	102631.95
1	2.10	62128.00	16036.80	27296.80	2458.95	45792.55	107920.55
<b>PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA</b>							477944.4

Tabla 3.4. Repartición de cargas en cada nivel de la Estructura (junio de 2013).

**Peso total de pre-diseño = 477 944,40 kg.**

○ **Carga viva**

Para carga viva empleamos el valor de  $150 \text{ kg/m}^2$  obtenido de las tablas de cargas y materiales de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011, en edificaciones de tipo habitacional. Es recomendable establecer un valor de  $50 \text{ kg/m}^2$  adicionales en carga viva, considerando terminados, instalaciones, entre otros factores que deben ser tomados en cuenta para estar de lado de la seguridad, por lo tanto el valor final de carga viva será de  $200 \text{ kg/m}^2$ .

**Cortante basal de diseño**

De la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011), se sigue el procedimiento para el cálculo de cortante basal y la carga de sismo aplicada como carga lateral puntual en cada nivel de la estructura.

El cortante basal de diseño es la carga sísmica que se aplica a la estructura en una dirección específica, mediante el procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas repartidas en cada nivel de piso. Para calcular el cortante basal se emplea la siguiente expresión:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_E}W$$

Eq: 3.6<sup>32</sup>

Donde:

$V$ : Cortante basal de diseño.

$I$ : Importancia Estructural.

$S_a$ : Aceleración espectral.

$R$ : Factor de reducción sísmica.

$\phi_P$  y  $\phi_E$ : Coeficientes de configuración estructural

$W$ : Carga sísmica reactiva.

○ **Factor de importancia estructural (I)**

El primer coeficiente a determinar en este proceso es la importancia que tiene la edificación, esto tiene que ver básicamente con el tipo de uso que se le vaya a dar a la misma; de la Tabla 2.9 del capítulo de “*Peligro sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente*” de la Norma Ecuatoriana de La Construcción (2011), se obtiene el valor del factor de importancia para una edificación de tipo habitacional, que corresponde a la edificación del presente trabajo de grado, según esta tabla para edificaciones con esta categoría se da un factor de importancia igual a 1.

$$I = 1$$

---

<sup>32</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011). Capítulo II. Literal: 2.7.2.1

○ **Configuración estructural ( $\phi_E$  y  $\phi_P$ )**

La configuración Estructural está en dependencia de la regularidad en planta y en elevación de la geometría de la edificación y la simetría entre ejes. Para verificar si la edificación es regular o no se utilizan las tablas 2.12 y 2.13 del capítulo de “*Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente*” de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011); los coeficientes  $\phi_E$  y  $\phi_P$  están dispuestos con el fin de penalizar las irregularidades de forma verificadas según estas tablas, debido a que dichas irregularidades hacen que los miembros estructurales sean más vulnerables al fracaso cuando actúan las solicitaciones de carga.

Cuando se verifica que el diseño de la edificación no presenta ninguna irregularidad, tanto en planta como elevación, los valores de los coeficientes toman un valor igual a 1. Para el presente trabajo de grado se comprueba con las tablas mencionadas de la norma (NEC-11 – Capítulo II), que la configuración estructural es regular en planta y en elevación, por lo tanto el valor de los coeficientes  $\phi_E$  y  $\phi_P$  es igual a 1.<sup>33</sup>

$$\phi_P = \phi_E = 1$$

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011), capítulo II, literal 2.6.8.2, se indica lo siguiente:

Cuando la estructura es regular tanto en planta como elevación, es suficiente realizar cálculos de fuerzas laterales con procedimientos estáticos.”<sup>34</sup>

---

<sup>33</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011) – Capítulo II. Literal: 2.6.6.2 - 2.6.7.2

<sup>34</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011) – Capítulo II. Literal: 2.6.8.2

○ **Carga sísmica reactiva (W)**

Representa la carga de reacción estructural ante la presencia de un sismo, es igual a la carga muerta total de la estructura, más un 25% de la carga viva de piso planteada.

Peso total de la estructura = 477 944,40 kg.

Carga viva de piso = 200 kg/m<sup>2</sup>.

Área de piso = 141,20 m<sup>2</sup> (Utilizo el área mayor de piso, para garantizar la seguridad del diseño).

CV[kg] = 141,20 × 200 = 28 240 kg.

25% CV = 28 240 × 0,25 = 7 060 kg.

W = 477 944,40 + 7 060

**W = 485 004,00 kg.**

○ **Factor de reducción sísmica (R)**

El factor R implica la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, puede ser empleado siempre y cuando las estructuras sean diseñadas para desarrollar mecanismos de falla previsible y con adecuada ductilidad; por lo tanto se debe escoger de los valores propuestos en la tabla 2.14 del Capítulo II de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011) y según las características del sistema estructural de la edificación, contemplados en dos grupos principales: sistemas estructurales dúctiles y sistemas de ductilidad limitada.

Para el diseño en hormigón armado del presente trabajo, se obtiene de la tabla mencionada lo siguiente:

**SISTEMA:** Pórticos resistentes a momentos.

**TIPO DE ESTRUCTURA:** Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado.

**FACTOR R = 6**

○ **Aceleración espectral – Curva del espectro elástico de diseño**

Anteriormente ya se ha descrito el proceso de obtención del espectro elástico de diseño y los parámetros que se consideran para el cálculo, los factores de sitio, y comportamiento inelástico del suelo  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  respectivamente, se obtienen a partir de las tablas 2.5, 2.6 y 2.7 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011), en función de la zona sísmica y del perfil del suelo, establecido según los parámetros determinados con el estudio de las características del mismo en el capítulo II del presente trabajo de grado.

FACTORES DE SITIO Y DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DEL SUELO DEL LUGAR				
PERFIL DEL SUELO	ZONA SÍSMICA	FACTOR DE SISMO	FACTOR DE SITIO	FAC. COMPORTAMIENTO INELÁSTICO
		$F_a$	$F_d$	$F_s$
C	V	1.2	1.3	1.3

Tabla 3.5. Factores de sitio y de comportamiento inelástico del suelo (junio de 2013).

Para determinar la curva del espectro elástico de diseño, que está en función de la aceleración espectral y se emplean en un análisis estructural de tipo dinámico, es necesario determinar los tiempos de vibración estructural que definen las ramas del espectro  $T_c$  y  $T_o$ , y el período de vibración estructural total  $T$ . En el análisis estático se requiere obtener el valor de aceleración espectral, para calcular el cortante en la base de la estructura.

Para el Cálculo de T se utiliza la fórmula establecida en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para estructuras con pórticos espaciales de hormigón armado, sin muros estructurales, ni diagonales rigidizadoras.

$$T = C_t h_n^a$$

Eq: 3.7<sup>35</sup>

Donde:

T: Período de vibración estructural

$h_n$ : Altura máxima de la estructura en n pisos, medida desde la base en metros.

$C_t$ : Constante = 0,047

$a$ : Constante = 0,9

Las constantes  $C_t$  y  $a$  están en función del sistema estructural empleado, los valores se obtienen de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2011).<sup>36</sup>

La altura máxima de la estructura medida desde la base es de 12.90 m

Entonces:

$$T = 0,047 \times 12,90^{0,9}$$

$$T = 0,469 \text{ s}$$

$$T_C = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Eq: 3.8<sup>37</sup>

---

<sup>35</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011). Capítulo II. Literal: 2.7.2.2

<sup>36</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011). Capítulo II. Literal: 2.7.2.2

$$T_C = 0,55 \times 1,3 \left( \frac{1,3}{1,2} \right)$$

$$T_C = 0,775 \text{ s}$$

$$T_o = 0,10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Eq: 3.9<sup>38</sup>

$$T_o = 0,10 \times 1,3 \left( \frac{1,3}{1,2} \right)$$

$$T_o = 0,141 \text{ s}$$

### **$S_a$ : Aceleración espectral**

$$S_a(g) = \eta z F_a \quad 0 < T < T_C$$

$$S_a(g) = \eta z F_a \left( \frac{T_C}{T} \right)^r \quad T > T_C$$

$\eta = 2,48$  (Para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos).<sup>39</sup>

$r = 1$  (Para perfiles de suelo con tipo A, B y C).<sup>40</sup>

$z = 0,4$  (Factor de zona sísmica, perteneciente a la zona V).<sup>41</sup>

Con los valores de  $T$ ,  $T_C$  y  $T_o$  calculados anteriormente se procede a realizar el cálculo de  $S_a$  en cada período de tiempo que establece la Norma Ecuatoriana de la

<sup>37</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011). Capítulo II. Literal: 2.5.5.1

<sup>38</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011). Capítulo II. Literal: 2.5.5.1

<sup>39</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011). Capítulo II. Literal: 2.5.5.1

<sup>40</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011). Capítulo II. Literal: 2.5.5.1

<sup>41</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011). Capítulo II. Literal: 2.5.2 – Tabla 2.1

Construcción, de esta forma se obtiene la curva de aceleración espectral y el espectro elástico de diseño.

Para calcular el cortante basal de diseño, se ha escogido el valor de  $S_a$  que se obtiene en el período de vibración  $0 < T < T_c$ , puesto que es el mayor valor de la curva del espectro.

$$S_a = 2,48 \times 0,4 \times 1,2$$

$$S_a = 1,190$$

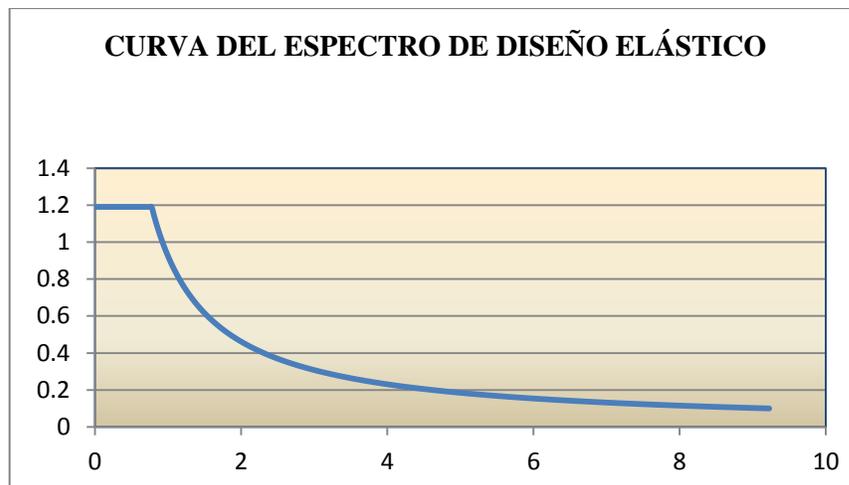


Figura. 3.10 Curva del Espectro Elástico de Diseño (junio de 2013).

○ **Cálculo del cortante basal de diseño**

$$V = \frac{1 \times 1,190}{6 \times 1 \times 1} \times 485\,004$$

$$V = 96192,50 \text{ kg.}$$

### Distribución vertical de fuerzas laterales en cada nivel de la estructura

Una vez que se obtiene la fuerza cortante total en la base de la estructura, se debe distribuir dicha fuerza a nivel de cada piso mediante el procedimiento establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, que se basa en principios de la dinámica estructural, a esto se le conoce como la distribución de fuerzas laterales, las mismas que son una fracción del cortante basal calculado y para lo cual se emplea la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{W_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Eq: 310<sup>42</sup>

Donde:

$F_x$ : Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

$W_x$ : Peso del piso o nivel x de la estructura, siendo fracción de la carga reactiva W y que incluye el 25% de la carga viva planteada.

$h_x$ : Altura del piso x de la estructura, medida desde la base.

$\sum_{i=1}^n w_i h_i$ : Sumatoria del producto de los pesos de cada piso por las alturas respectivas de la estructura.

V: Cortante basal de diseño calculado.

k: Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

$$T \leq 0,5s; K = 1$$

Eq: 3.11<sup>43</sup>

Para mostrar el procedimiento de cálculo se efectúa la obtención de la fuerza lateral en el último nivel de la estructura (N+12,90 m), para los demás niveles se

<sup>42</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011). Capítulo II. Literal: 2.7.2.4

<sup>43</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011). Capítulo II. Literal: 2.7.2.4

sigue el mismo proceso, realizado mediante hoja electrónica y mostrado en la tabla 3.6 del presente trabajo.

Al ser las fuerzas laterales aplicadas en cada piso de la estructura una fracción del cortante total en la base de la misma, la sumatoria de cada una estas debe ser igual al cortante basal de diseño; esto a manera de comprobar que el cálculo de distribución de dichas fuerzas este bien efectuado.

○ **Fuerza lateral aplicada en el Nivel N+12,90 m**

$$F_x = \frac{W_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

$$W_x = W_i + \%C_v$$

Donde:

$W_i$ : Peso Total del piso, fracción de la carga muerta total de la estructura.

$\%C_v$ : Porcentaje de carga viva, equivalente al 25% de la carga viva de piso planteada.

$$W_i = 62\,128 \text{ kg.}$$

$$\text{AREA DE PISO} = 141,20 \text{ m}^2.$$

$$C_v = 141,20 \text{ m}^2 \times 200 \text{ kg/m}^2.$$

$$C_v = 28\,240 \text{ kg.}$$

$$25\%C_v = 7\,060 \text{ kg.}$$

$$W_x = 62\,128 \text{ kg} + 7\,060 \text{ kg.}$$

$$W_x = 69\,188 \text{ kg.}$$

$$h_x^k = 12,90^1 = 12.90 \text{ m.}$$

$$\sum_{i=1}^n w_i h_i^k = 3\,589\,678,23 \text{ kg} - \text{m.}$$

$$V = 96\,192,50 \text{ kg.}$$

$$F_x = \frac{69\,188 \times 12,90^1}{3\,589\,678,23} 96\,192,50$$

$$F_x = 23\,916,971 \text{ kg.}$$

- Fuerza lateral aplicada en el Nivel N+10,20 m

$$F_x = 29\,831,670 \text{ kg.}$$

- Fuerza lateral aplicada en el Nivel N+7,50 m

$$F_x = 21\,935,052 \text{ kg.}$$

- Fuerza lateral aplicada en el Nivel N+4,80 m

$$F_x = 14\,038,433 \text{ kg.}$$

- Fuerza lateral aplicada en el Nivel N+2,10 m

$$F_x = 6\,470,374 \text{ kg.}$$

$$\sum_{i=x}^n F_x = 96\,192,500 \text{ kg} = V$$

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES EN CADA NIVEL DE LA ESTRUCTURA												
PISO	NIVEL	PESO (CM)	$W_x * h_x$	K	AREA DE NIVEL	CARGA VIVA	PESO (CV)	%CVx	PESO DE NIVEL	$W_x * h_i * k$	V	FX
	$h_i (m)$	$W_i (Kg)$	$ton \cdot m$	$T < 0.5s$	$A_x (m^2)$	$CV (Kg/m^2)$	$CV_x (Kg)$	25%	$W_x (Kg)$		Kg	Kg
5	12.90	62128.00		1	141.2	200	28240	7060	69188	892525.2	96192.5	23916.971
4	10.20	102631.95		1	130.2	200	26040	6510	109141.95	1113247.89	96192.5	29831.670
3	7.50	102631.95		1	130.2	200	26040	6510	109141.95	818564.625	96192.5	21935.052
2	4.80	102631.95		1	130.2	200	26040	6510	109141.95	523881.36	96192.5	14038.433
1	2.10	107920.55		1	141.2	200	28240	7060	114980.55	241459.155	96192.5	6470.374
SUMATORIA										3589678.23		96192.500

Tabla 3.6. Distribución vertical de fuerzas laterales en cada nivel de la estructura (junio de 2013).

De igual manera la fuerza aplicada en cada nivel debe ser repartida tanto en la dirección horizontal X, como en la dirección horizontal Y, considerando la rigidez del piso; al no contar en el pre diseño con una sección de vigas ni columnas definidas, se distribuye la fuerza lateral de acuerdo al número de pórticos de la estructura en cada sentido, tomando en cuenta que el centro de masas de la edificación no se encuentra exactamente en el centro mismo de cada piso al contar con una planta completamente simétrica, por lo tanto se divide la fuerza total para el número de pórticos en el sentido de aplicación, tanto en X como en Y, proceso mostrado en la tabla 3.7.

**NOTA:** Ver esquema de pórticos estructurales en el ANEXO: 4

PISO	NIVEL	FX	N° Porticos	Y-Y	N° Porticos	X-X
	hi (m)	Kg	Eje Y	Kg	Eje X	Kg
5	12.90	23916.971	4.00	5979.24	5.00	4783.39
4	10.20	29831.670	4.00	7457.92	5.00	5966.33
3	7.50	21935.052	4.00	5483.76	5.00	4387.01
2	4.80	14038.433	4.00	3509.61	5.00	2807.69
1	2.10	6470.374	4.00	1617.59	5.00	1294.07

Tabla 3.7. Repartición horizontal de la fuerza aplicada en cada nivel de la estructura. (Julio de 2013).

### Cargas actuantes sobre las vigas de la estructura

Las cargas que actúan sobre las vigas estructurales, son distribuidas en función a la porción de área de los paños de losa que ejercen peso sobre el elemento estructural; para lo cual se debe realizar previamente el esquema en planta de la partición y el cálculo de dichas áreas, llamadas también áreas de tributación. Una vez obtenido este valor se multiplica por las cargas totales actuantes y se divide para la longitud total del elemento, con lo que se tiene la carga distribuida en kg/m.

Con el propósito de mostrar el proceso de obtención de los pesos actuantes en las vigas de la estructura, se realiza el cálculo para el elemento  $V_{1-2}$  que pertenece al pórtico **PB** (Eje B-B) del nivel N+10,80 m.

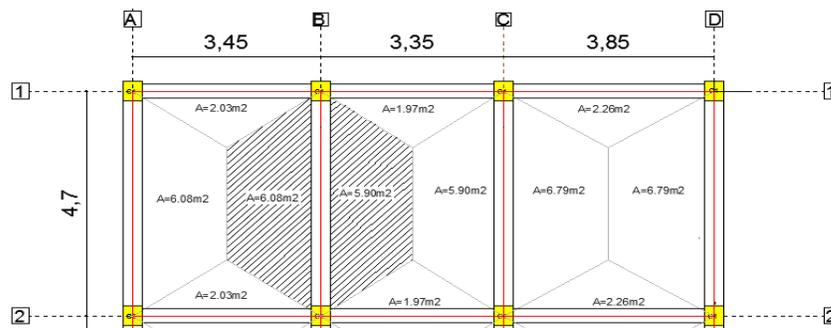


Figura. 3.11. Esquema de Área de tributación – Elemento  $V_{1-2}$  Eje B-B

(julio de 2013).

- Cálculo de la carga actuante en la viga  $V_{1-2}$  del pórtico  $PB$  nivel

N+10,20 m.

$$\text{Area de Nivel} = 130,20 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de la Losa} = 57\,288 \text{ kg.}$$

$$CM = \frac{57\,288 \text{ kg}}{130,20 \text{ m}^2}$$

$$CM = 440 \text{ kg/m}^2$$

Para obtener la carga muerta total que actúa sobre los elementos, es necesario considerar que la carga de mampostería está distribuida uniformemente en toda el área de piso de cada nivel; por esta razón se divide este valor para el área mencionada y se obtiene la carga de mampostería en  $\text{kg/m}^2$ , sumando este resultado con la carga muerta de la losa para tener la carga muerta total del piso.

$$\text{Peso de mampostería} = 45\,343,95 \text{ kg.}$$

$$CM = \frac{45\,343,95 \text{ kg}}{130,20 \text{ m}^2}$$

$$CM = 348,26 \text{ kg/m}^2.$$

$$CM \text{ total } (CM_T) = 788,26 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Area tributaria } (A_T) = 6,08 \text{ m}^2 + 5,90 \text{ m}^2$$

$$\text{Area tributaria } (A_T) = 11,98 \text{ m}^2.$$

Longitud del elemento (L) = 4,70 m.

Carga muerta actuante sobre el elemento  $V_{1-2}$  del pórtico PB:

$$CM \text{ Actuante} = \frac{CM_T \times A_T}{L}$$

$$CM \text{ Actuante} = \frac{788,26 \text{ kg/m}^2 \times 11,98 \text{ m}^2}{4,70 \text{ m}}$$

CM Actuante = 2009,22 kg/m.

Carga viva actuante sobre el elemento  $V_{1-2}$  del pórtico PB:

$$CV \text{ Actuante} = \frac{CV \times A_T}{L}$$

$$CV \text{ Actuante} = \frac{200 \text{ kg/m}^2 \times 11,98 \text{ m}^2}{4,70 \text{ m}}$$

CV Actuante = 509,79 kg/m.

PISO	NIVEL	AREA	Peso de Losa	CM	Peso Mampostería	CM	CM Total	CV
	<i>hi (m)</i>	<i>m2</i>	<i>Kg</i>	<i>Kg/m2</i>	<i>Kg</i>	<i>Kg/m2</i>	<i>Kg/m2</i>	<i>Kg/m2</i>
5	12.90	141.2	62128.00	440	0.00	0.00	440.00	200
4	10.20	130.2	57288.00	440	45343.00	348.26	788.26	200
3	7.50	130.2	57288.00	440	45343.00	348.26	788.26	200
2	4.80	130.2	57288.00	440	45343.00	348.26	788.26	200
1	2.10	141.2	62128.00	440	45792.55	324.31	764.31	200

Tabla 3.8. Carga muerta total y carga viva, para el cálculo de cargas actuantes en las vigas.  
(Julio de 2013).

Siguiendo el mismo proceso, se calcula las cargas actuantes en las vigas de los pórticos **PC** y **P3**, que son los más desfavorables en función de las áreas de tributación solicitantes a sus elementos estructurales, tanto en la dirección Y, como en la dirección X respectivamente.

La fuerza horizontal distribuida verticalmente en cada nivel de la estructura, también debe incluirse en el modelamiento, los valores adoptados, son los que se calcularon anteriormente y constan en la tabla 3.7 del presente capítulo.

### **Modelación inicial del sistema estructural en SAP2000**

Gracias al desarrollo tecnológico, hoy en día los ingenieros tienen la capacidad de emplear herramientas muy útiles para el diseño y cálculo estructural, esto sin embargo no implica que los profesionales dejen de conocer y entender claramente los conceptos teóricos y los fenómenos físicos que se intentan representar con una herramienta software, de lo contrario podrían presentarse errores graves de concepto, que perjudiquen el resultado final del diseño.

Con la modelación inicial del sistema estructural de hormigón armado se requiere obtener valores de esfuerzos para realizar una primera aproximación al diseño estructural definitivo. Por esta razón este primer proceso se realiza en dos dimensiones y solamente para los pórticos más desfavorables PC y P3.

### **Modelación del pórtico “PC”. Eje C**

El pórtico denominado “PC”, se encuentra longitudinalmente en el eje Y, y elevación eje Z; en la modelación con el programa SAP 2000 se ingresan las coordenadas de cada nudo para representar la geometría estructural del proyecto. Las unidades que se utilizan son las mismas que se han empleado para efectos de cálculo y representación gráfica. (kg, m, C).

- **Secciones de los elementos estructurales**

Por no tener secciones definitivas para el modelo estructural, y tomando en cuenta que el interés en esta etapa del proyecto es determinar los esfuerzos que permitan dimensionar los elementos estructurales de la edificación, se adopta las secciones propuestas de 35x35 cm en columnas y 30x30 cm en vigas, las mismas que estarán sometidas a las solicitaciones mostradas en los esquemas de las figuras 3.12 y 3.13, sin tomar en cuenta el peso propio de los elementos inicialmente.

### **Parámetros de la modelación en dos dimensiones**

- **Propiedades del material (hormigón estructural)**

-Peso por unidad de volumen = 0,0024 kg/cm<sup>3</sup>

- $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>.

-Módulo de Elasticidad = 218 820 kg/cm<sup>2</sup>.

Estos valores establecidos por la norma ACI 318, se deben ingresar en las propiedades de materiales del programa, previo a definir las secciones adoptadas para los miembros estructurales.

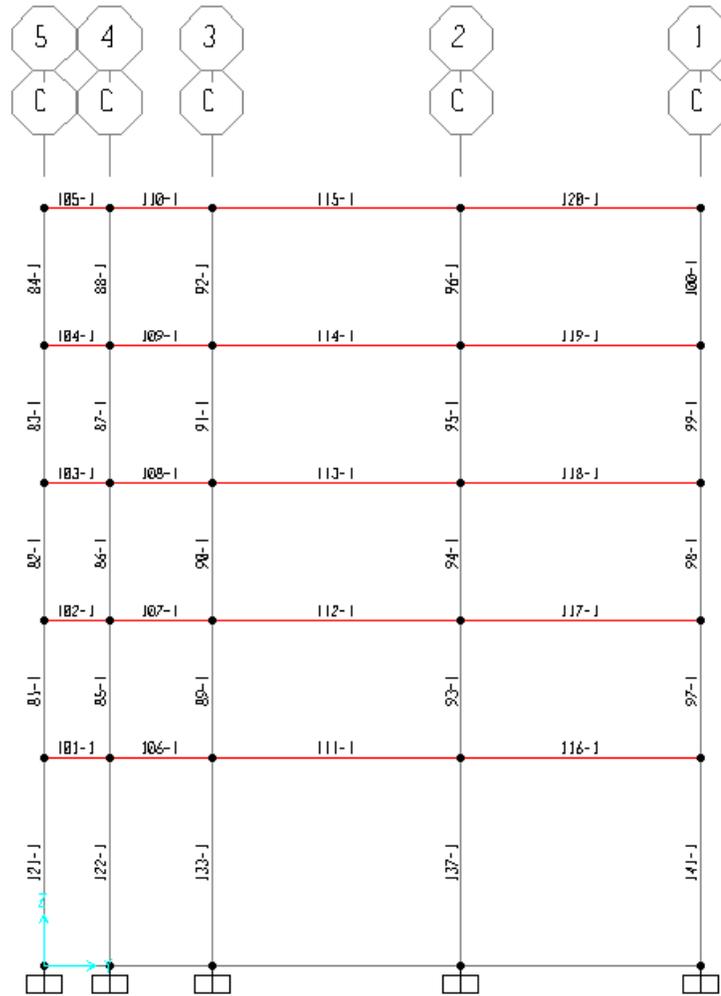


Figura. 3.12. Esquema del Pórtico “PC” para modelación inicial en SAP 2000 (julio de 2013).

### Casos de análisis

Los casos de análisis que intervienen en la modelación inicial: son la carga muerta (CM), la carga viva (CV) y la carga horizontal por sismo (SX y SY), repartida en cada nivel verticalmente. En el programa se ingresan los valores de las solicitaciones actuantes en cada viga del pórtico, uniformemente repartida para carga muerta y carga viva, la carga sísmica es una fuerza lateral que se aplica puntualmente a un nudo perimetral en cada nivel y en el sentido de análisis, según

el valor calculado y presentado en la tabla 3.7. Luego de haber cargado el pórtico con las solicitaciones actuantes se tiene:

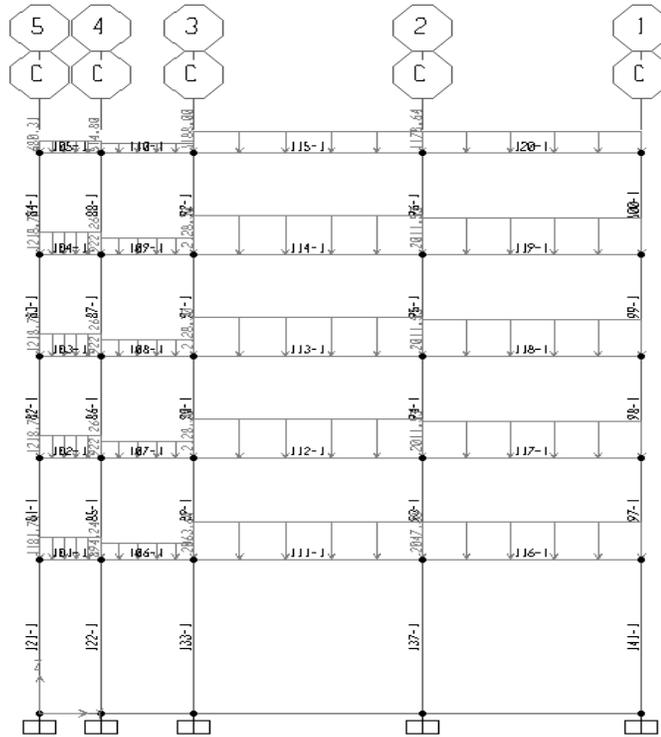


Figura. 3.13. Esquema de solicitaciones para modelación inicial pórtico “PC” (julio de 2013).

### Grados de libertad

Una vez ingresados los valores de las cargas actuantes, se define los grados de libertad aplicados al cálculo; para este caso se permite el desplazamiento en la dirección Y (UY), el desplazamiento en la dirección Z (UZ) y la rotación en el eje X (RX), luego de que se han establecido estos parámetros en el programa, se procede con la corrida que resuelve el sistema.

### Informe de resultados

Con la modelación en el programa SAP, se trata de simular las condiciones reales en las que se encuentra la edificación y las solicitaciones de carga a las que está sometida; luego de terminado el análisis con las características y parámetros establecidos anteriormente, se genera un reporte o informe de resultados, que contiene los esfuerzos presentes en cada uno de los elementos, los mismos que dan la posibilidad de efectuar un primer dimensionamiento de las secciones para ser evaluadas en una modelación estática espacial o tridimensional.

El programa facilita además, los diagramas de momentos para cada caso analizado, como el que se muestra en la figura 3.14; lo cual es de gran ayuda para interpretar gráficamente, el efecto físico causado en la estructura.

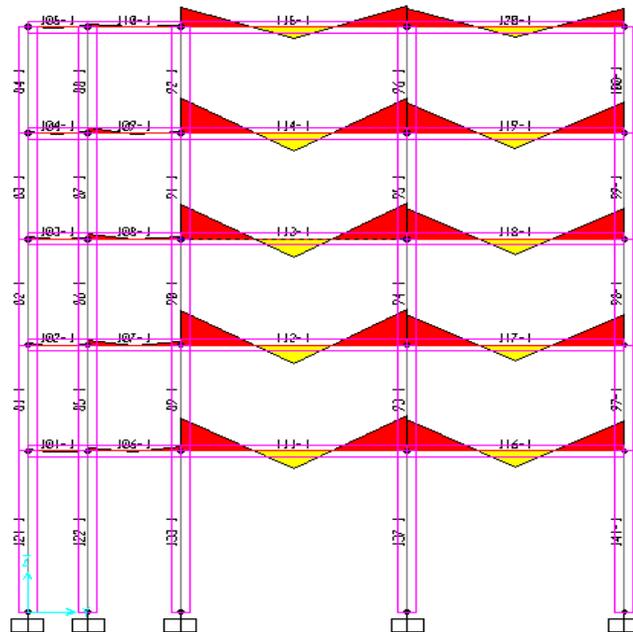


Figura. 3.14. Diagrama de momentos por carga viva en las vigas del pórtico "PC"

(julio de 2013).

### Modelación del pórtico “P3”. Eje 3

En la modelación del pórtico “P3”, se sigue el mismo proceso empleado en el análisis de “PC”, así mismo las secciones adoptadas, las propiedades del hormigón y las solicitaciones de carga con los tres casos de análisis son las mismas.

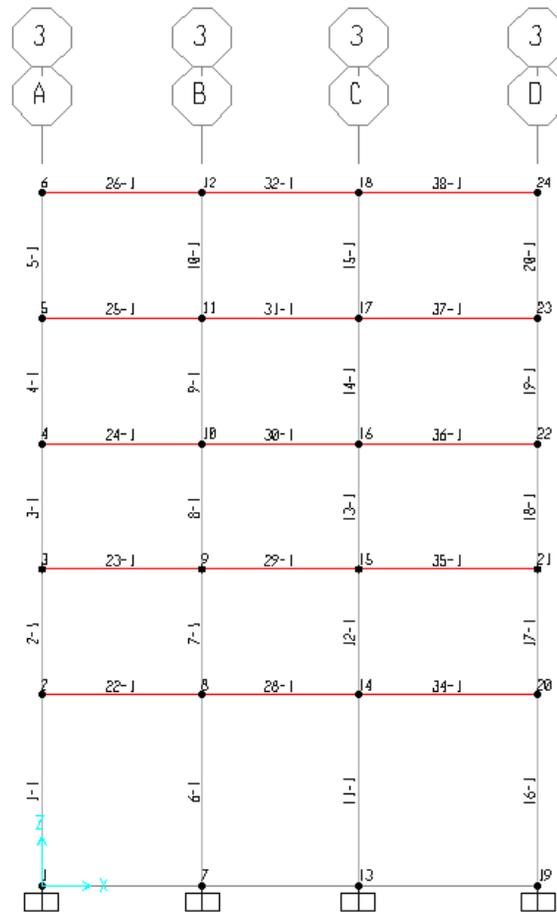


Figura. 3.15. Esquema del Pórtico “P3” para modelación inicial en SAP 2000. (Julio de 2013).

### Grados de libertad

Para este caso, está permitido el desplazamiento en la dirección X (UX), el desplazamiento en la dirección Z (UZ) y la rotación alrededor del eje Y (RY).

Luego de terminado el análisis, tanto de “PC” como de “P3”, se genera el informe final de esfuerzos resultantes y se trabaja en el dimensionamiento de las secciones para los miembros estructurales de toda la edificación.

### **Pre diseño de las vigas**

#### ○ **Combinaciones de carga**

Las combinaciones de carga se realizan con el fin de factorar los valores obtenidos en el análisis estructural, para simular la ocurrencia de dichos efectos de una manera más cercana a la realidad y con ello estar siempre de lado de la seguridad. En este proceso se acoge lo establecido en las normas ACI 318 y La Norma Ecuatoriana de la construcción, para diseño sismo resistente, que se presentan a continuación:

1.  $1.4D$
2.  $1.2D + 1.6L$
3.  $0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$
4.  $0.9D + 1.43E$

En donde:

D: Esfuerzos debido a carga viva.

L: Esfuerzos debido a carga muerta.

E: Esfuerzos debido a carga de sismo.

#### ○ **Disposiciones de pre diseño**

Para el primer diseño de los elementos estructurales, se utilizan los esfuerzos resultantes más desfavorables de la modelación inicial (valores más altos) en los dos pórticos analizados; dichos valores pertenecen a los momentos máximos

provocados por las solicitaciones de diseño empleadas en el análisis, con los cuales se realiza la combinación de cargas, empleando las fórmulas planteadas anteriormente y se determina el momento máximo de diseño. Las dimensiones establecidas en las vigas de los pórticos analizados se adoptan en los elementos homólogos de los demás pórticos estructurales, por eso se diseñan los elementos más desfavorables, con el fin de cumplir con los esfuerzos en toda la estructura.

En los niveles intermedios de la edificación se puede mantener una misma sección, dado que los esfuerzos provocados por las solicitaciones de carga son similares, de todas maneras, esto se verifica con los resultados de la modelación tridimensional, teniendo en cuenta que el diseño estructural es un proceso iterativo, que requiere de varios cambios para llegar a un resultado óptimo. El último nivel de la estructura, que es una losa de cubierta, estará sometido a valores de carga inferiores, por tanto la sección en las vigas de este nivel serán menores.

Para el cálculo de las secciones de pre diseño, se adopta las disposiciones establecidas en la normativa ACI -318 para elementos de hormigón estructural simplemente armados, sometidos a flexión, inicialmente no se consideran las disposiciones para diseño a corte.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

Eq: 3.12<sup>44</sup>

En donde:

$\rho_{min}$ : Cuantía de acero mínima requerida en elemento.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.

---

<sup>44</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en julio de 2013]. Capítulo VI. Eq: (7.18)

$$\rho_b = 0,85\beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{0,03}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

Eq: 3.13<sup>45</sup>

En donde:

$\rho_b$ : Cuantía balanceada de acero, que provoca simultáneamente la deformación máxima permitida en el hormigón de compresión (0,003) y el inicio de la fluencia del acero. (ACI 10.3.2).

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del hormigón.

$\beta_1 = 0,85$  Para  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero.

$$\rho_{max} = 0,5\rho_b$$

Eq: 3.14<sup>46</sup>

En donde:

$\rho_{max}$ : Cuantía máxima de acero para elementos estructurales construidos en zona sísmica.

$$q = \rho \times \frac{f_y}{f'_c}$$

Eq: 3.15<sup>47</sup>

En donde:

$q$ : Índice de refuerzo según la cuantía de acero obtenida.

$$M_u = \emptyset \times q \times f'_c \times b_w \times d^2 \times (1 - 0,59 \times q)$$

Eq: 3.16<sup>48</sup>


---

<sup>45</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en junio de 2013]. Capítulo VI. Eq: (7.8)

<sup>46</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en junio de 2013]. Capítulo VI. Eq: (7.12)

<sup>47</sup> Fuente: VASCO LÓPEZ, Patricio M. *Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado*. [Documento]. Universidad Técnica de Ambato 2003. [Citado en julio de 2013]. ACI 318 – 9.3.2.

En donde:

$M_u$ : Momento último resistente mayorado, con las combinaciones de carga.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia = 0,90 (ACI-318-2011).

$b_w$ : Ancho de la viga rectangular.

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión, hasta el centroide del refuerzo longitudinal. (ACI-318-2011).

○ **Propiedades del hormigón armado**

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E = 218\,820 \text{ kg/cm}^2.$$

**Dimensionamiento de las vigas V1-2 y V2-3 N+2,10 m**

Las vigas V1-2 y V2-3 del Eje C en el nivel N+2,10, pertenecen a los elementos 111-1 y 116-1 del esquema de modelación inicial, de la figura 3.12. Los valores más desfavorables para los casos de análisis, se presentan en el elemento 111-1, como se muestra en las tablas 3.9 y 3.10 del informe de resultados. Para los esfuerzos presentes en elemento 111-1 se lleva a cabo la combinación de cargas y se determina el momento último de pre diseño. La sección obtenida con el cálculo se adopta en todas las vigas V1-2 y V2-3 del nivel N+2,10; así como todas las secciones determinadas en este proceso se adoptan a sus pares homólogos.

---

<sup>48</sup> **Fuente:** VASCO LÓPEZ, Patricio M. *Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado*. [Documento]. Universidad Técnica de Ambato 2003. [Citado en julio de 2013]. ACI 318 – 9.3.2.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Text	m
111	0	CM	LinStatic	1217.88	-5362.22	0	0	0	-4241.8	111-1	0
111	2.45	CM	LinStatic	1217.88	46.5	0	0	0	2269.96	111-1	2.45
111	4.9	CM	LinStatic	1217.88	5455.22	0	0	0	-4469.65	111-1	4.9
111	0	CV	LinStatic	293.72	-1311.92	0	0	0	-1037.85	111-1	0
111	2.45	CV	LinStatic	293.72	11.08	0	0	0	555.67	111-1	2.45
111	4.9	CV	LinStatic	293.72	1334.08	0	0	0	-1092.16	111-1	4.9
111	0	SY	LinStatic	-2916.29	1781.65	0	0	0	4300.33	111-1	0
111	2.45	SY	LinStatic	-2916.29	1781.65	0	0	0	-64.72	111-1	2.45
111	4.9	SY	LinStatic	-2916.29	1781.65	0	0	0	-4429.77	111-1	4.9

Tabla 3.9. Resultados de análisis del elementos 111-1 (julio de 2013).

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Text	m
116	0	CM	LinStatic	1089.89	-5196.11	0	0	0	-4084.36	116-1	0
116	2.35	CM	LinStatic	1089.89	-46.37	0	0	0	2075.56	116-1	2.35
116	4.7	CM	LinStatic	1089.89	5103.37	0	0	0	-3866.41	116-1	4.7
116	0	CV	LinStatic	270.79	-1269.57	0	0	0	-997	116-1	0
116	2.35	CV	LinStatic	270.79	-10.59	0	0	0	507.19	116-1	2.35
116	4.7	CV	LinStatic	270.79	1248.4	0	0	0	-947.25	116-1	4.7
116	0	SY	LinStatic	-2038.16	2067.03	0	0	0	4785.76	116-1	0
116	2.35	SY	LinStatic	-2038.16	2067.03	0	0	0	-71.76	116-1	2.35
116	4.7	SY	LinStatic	-2038.16	2067.03	0	0	0	-4929.28	116-1	4.7

Tabla 3.10. Resultados de análisis del elemento 116-1 (julio de 2013).

○ **Combinaciones de Carga**

-Momento máximo por carga muerta = 4 469,65 kg-m-

-Momento máximo por carga viva = 1 092,16 kg-m.

-Momento máximo por carga sísmica = 4 429,77 kg-m.

1.  $1,4(4\ 469,65) = 6\ 257,51\ \text{kg-m.}$
2.  $1,2(4\ 469,65) + 1,6(1\ 092,16) = 7\ 111,04\ \text{kg-m.}$
3.  $0,75(1,4(4\ 469,65) + 1,7(1\ 092,16) + 1,87(4\ 429,77)) = 12\ 298,40\ \text{kg-m.}$
4.  $0,9(4\ 469,65) + 1,43(4\ 429,77) = 10\ 357,30\ \text{kg-m.}$

Momento máximo de pre diseño =  $12\ 298,40\ \text{kg-m} = 1\ 229\ 840,00\ \text{kg-cm.}$

○ **Cálculo de las cuantías de acero e índice de refuerzo**

De la ecuación 3.12 Tenemos:

$$\rho_{min} = \frac{14}{4\ 200} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

De la ecuación 3.13 Se obtiene una cuantía balanceada:

$$\rho_b = 0,85(0,85) \times \frac{210}{4\ 200} \times \frac{0,003}{\frac{4\ 200}{2\ 100\ 000} + 0,003}$$

$$\rho_b = 0,022$$

Con la cuantía balanceada, se calcula la cuantía máxima de acero para elementos que se construyen en zona sísmica y se obtiene el índice de acero (q) para dicha cuantía.

Ecuación 3.14

$$\rho_{max} = 0,5(0,022)$$

$$\rho_{max} = 0,011$$

Ecuación 3.15

$$q = 0,011 \times \frac{4\ 200}{210}$$

$$q = 0,216$$

○ **Cálculo de la sección**

De la ecuación 3.16, se obtiene la siguiente expresión:

$$b_w \times d^2 = \frac{M_u}{\phi \times q \times f'_c \times (1 - 0,59 \times q)}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{b \times \phi \times q \times f'_c \times (1 - 0,59 \times q)}}$$

Si se adopta un ancho  $b_w = 30$  cm, entonces:

$$d = \sqrt{\frac{1\ 229\ 840}{30 \times 0,9 \times 0,216 \times 210 \times (1 - 0,59 \times 0,216)}}$$

$$d = 33,92 \text{ cm.}$$

$$H = d + r \text{ (Siendo } r \text{ el recubrimiento de acero } \approx 6 \text{ cm)}$$

$$H = 40 \text{ cm.}$$

Se asume una sección:

$$b_w = 30 \text{ cm.}$$

$$H = 45 \text{ cm (Teniendo mayor peralte, se le da más rigidez al elemento estructural).}$$

Este proceso se lleva a cabo con los resultados de los dos pórticos analizados, de esa manera se han dimensionado todas las vigas de la estructura que se modelarán en el análisis estático espacial.

**Pre diseño para columnas**

Para definir la sección de columnas que serán sometidas a la modelación espacial, se toma del análisis, los esfuerzos resultantes máximos del elemento perteneciente a los dos pórticos en estudio por cada nivel, es decir la columna “C3”, que se encuentra en los ejes C y 3. Para calcular la sección se suma los valores de

esfuerzo axial máximo en cada caso analizado (carga muerta y carga viva y carga de sismo), tomando en cuenta que al ser un pre dimensionamiento, solo se considera las disposiciones de diseño por compresión simple.

○ **Combinaciones de Carga**

Determinados los valores de esfuerzo máximos, se realizan las combinaciones de carga con los mismos casos planteados para el diseño de las vigas.

1. 14D
2. 1,2D + 1,6L
3. 0,75(1,4D + 1,7L + 1,87E)
4. 0,9D + 1,43E

En donde:

D: Carga viva.

L: Carga muerta.

E: Carga de sismo.

○ **Disposiciones de diseño**

Las disposiciones de diseño, se basan en los parámetros que establece la norma ACI 318 para elementos de hormigón estructural sometidos a compresión, con lo que se tiene:

$$P_n = \frac{P_u}{\phi}$$

Eq: 3.17<sup>49</sup>

---

<sup>49</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en junio de 2013]. Capítulo VI. Eq: (7.18)

En donde:

$P_n$ : Resistencia axial nominal de la sección

$P_u$ : Resistencia última de la sección.

$\phi$ : Factor para reducción de resistencia de columnas con estribos = 0,70  
(ACI-318-2011).

Si se considera que la capacidad resistente del elemento estructural, está en función únicamente del área de concreto, se tiene:

$$P_n = A_g \times f'_c$$

Eq: 3.18<sup>50</sup>

En donde:

$A_g$ : Área geométrica de concreto.

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del hormigón.

Como el interés de este primer diseño es determinar una sección para ser modelada en un análisis estático espacial, se puede obtener las dimensiones de las columnas mediante la expresión establecida anteriormente, despreciando el acero de refuerzo. Esta primera aproximación, no debe variar sustancialmente con respecto a las dimensiones del diseño definitivo, dado que en los elementos sometidos a compresión la cuantía máxima de acero es de 0.06 (ACI -318), es decir que la mayor cantidad de esfuerzo soporta el hormigón.

---

<sup>50</sup> Fuente: VASCO LÓPEZ, Patricio M. *Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado*. [Documento]. Universidad Técnica de Ambato 2003. [Citado en julio de 2013].

**Dimensionamiento de las columnas para N-2.00 – N+2.10 m**

La columna “C3”, de N-2.00 a N+2.10, pertenece a los elementos 133\_1 y 11\_1 de los pórticos “PC y “P3” respectivamente. Del informe de resultados se obtiene los esfuerzos por compresión para calcular la resultante máxima que debe soportar el elemento, para ello se suman los esfuerzos presentados en ambas direcciones, como se indica a continuación.

Text	m	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Text	m
133	0	CM	LinStatic	-35440	0	-477.85	0	-644.61	0	133-1	0
133	2.05	CM	LinStatic	-34652.8	0	-477.85	0	334.98	0	133-1	2.05
133	4.1	CM	LinStatic	-33865.6	0	-477.85	0	1314.57	0	133-1	4.1
133	0	CV	LinStatic	-7640.65	0	-118.81	0	-159.44	0	133-1	0
133	2.05	CV	LinStatic	-7640.65	0	-118.81	0	84.12	0	133-1	2.05
133	4.1	CV	LinStatic	-7640.65	0	-118.81	0	327.68	0	133-1	4.1
133	0	SY	LinStatic	-25316.11	0	5072.84	0	14311.52	0	133-1	0
133	2.05	SY	LinStatic	-25316.11	0	5072.84	0	3912.2	0	133-1	2.05
133	4.1	SY	LinStatic	-25316.11	0	5072.84	0	-6487.11	0	133-1	4.1

Tabla 3.11. Resultados de análisis del elemento 133-1, pórtico “PC” (julio de 2013).

Text	m	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Text	m
11	0	CM	LinStatic	-28689.79	2.59	0	0	0	5.94	11-1	0
11	2.05	CM	LinStatic	-27902.59	2.59	0	0	0	0.63	11-1	2.05
11	4.1	CM	LinStatic	-27115.39	2.59	0	0	0	-4.68	11-1	4.1
11	0	CV	LinStatic	-5713.03	1.96	0	0	0	3.3	11-1	0
11	2.05	CV	LinStatic	-5713.03	1.96	0	0	0	-0.72	11-1	2.05
11	4.1	CV	LinStatic	-5713.03	1.96	0	0	0	-4.74	11-1	4.1
11	0	SX	LinStatic	-3119.39	5212.91	0	0	0	15439.82	11-1	0
11	2.05	SX	LinStatic	-3119.39	5212.91	0	0	0	4753.36	11-1	2.05
11	4.1	SX	LinStatic	-3119.39	5212.91	0	0	0	-5933.1	11-1	4.1

Tabla 3.12. Resultados de análisis del elemento 11-1, pórtico “P3” (julio de 2013).

<b>ESFUERZOS AXIALES DE LA COLUMNA C3 DE N-2.00 a N+2.10m.</b>			
<b>ELEMENTO:</b>	133_1	11_1	<b>SUMATORIA</b>
<b>PORTICO:</b>	PC	P3	
<b>CARGA</b>	Kg	Kg	
<b>CM</b>	35440.00	26689.80	<b>62129.80</b>
<b>CV</b>	7640.00	5713.03	<b>13353.03</b>
<b>SX - SY</b>	25316.11	3119.39	<b>28435.50</b>

Tabla 3.13. Sumatoria de esfuerzos de los elementos 133\_1 y 11-1 (julio de 2013).

○ **Combinaciones de Carga**

-Esfuerzo máximo por carga muerta = 62 129,80 kg

-Esfuerzo máximo por carga viva = 13 353,03 kg.

-Esfuerzo máximo por carga sísmica = 28 435,50 kg.

1.  $1,4(62\ 129,80) = 86\ 981,72\ \text{kg}.$

2.  $1,2(62\ 129,80) + 1,6(13\ 353,03) = 126\ 985,51\ \text{kg-m}.$

3.  $0,75(1,4(62\ 129,80) + 1,7(13\ 353,03) + 1,87(28\ 435,50)) =$   
 $122\ 142,19\ \text{kg}.$

5.  $0,9(62\ 129,80) + 1,43(28\ 435,50) = 96\ 579,60\ \text{kg}.$

Carga axial última de diseño = 126 985,51 kg.

**Cálculo de la sección**

De las ecuaciones 3.17 y 3.18 Se tiene:

$$P_n = \frac{126\ 985,51}{0,70}$$

$$P_n = A_g \times f'_c$$

$$A_g = \frac{126\,985,51}{0,70 \times 210}$$

$$A_g = 863,24$$

Asumiendo una sección cuadrada, tengo:

$$b = \sqrt{863,24}$$

$$b = 29,38$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$b \geq 30 \text{ cm.}$$

Se mantiene la sección de 40x40 cm establecida para la modelación inicial.

$$b_w = 40 \text{ cm.}$$

$$H = 40 \text{ cm.}$$

Siguiendo el mismo proceso, se calculan las dimensiones aproximadas de los demás elementos de tipo columna, que se modelarán en el análisis estático espacial. A continuación se presenta el resumen de las secciones de todos los miembros estructurales pre dimensionados.

SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES OBTENIDOS EN EL PRIMER ANÁLISIS												
PISO	VIGA		VIGA		VIGA		VIGA		VIGA		COLUMNAS	
	<i>EJE A</i>		<i>EJES: B, C Y D</i>		<i>EJE 1, 2 y 3</i>		<i>EJE 4</i>		<i>EJE 5</i>			
Nivel 12.90	25X35	V3	25X35	V3	25X35	V3	25X35	V3	25X35	V3		
Nivel 10.20	30x45	V2	30x45	V2	30X40	V1	30X40	V1	30X40	V1	30X30	C3
Nivel 7.50	30x45	V2	30x45	V2	30X40	V1	30X40	V1	30X40	V1	35X35	C1
Nivel 4.80	30x45	V2	30x45	V2	30X40	V1	30X40	V1	30X40	V1	35X35	C1
Nivel 2.10	30x45	V2	30x45	V2	30X40	V1	30X40	V1	30X40	V1	35X35	C1
Nivel -2.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40X40	C2

Tabla 3.14. Secciones calculadas para la modelación estática espacial. (Julio de 2013).

### **Análisis estático espacial de la edificación con estructura de hormigón armado**

En el análisis estático espacial, se evalúan las secciones de los elementos estructurales, que fueron pre dimensionados para los pórticos más desfavorables y adoptados en sus pares homólogos. La modelación espacial consiste de un análisis más completo y detallado de la estructura, en donde se toman en cuenta ciertas consideraciones que en un análisis en el plano fueron despreciadas, tales como: el peso de los elementos estructurales, para el cálculo de cortante basal, la ubicación del centro de masas y rigideces para la repartición de la fuerza lateral; considerando la rigidez de los elementos estructurales y la modelación del sistema de pisos (losa nervada), de manera que se contemple el peso muerto total de la estructura para distribuir la carga uniformemente en cada nivel, además se determina el período verdadero de vibración estructural para verificar el cumplimiento de los límites establecidos en desplazamientos laterales (derivas de piso) y establecer el requerimiento de realizar o no un análisis estructural considerando el efecto P-Delta, según lo establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).

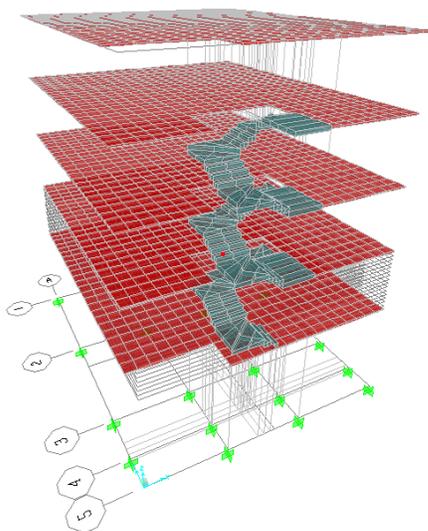


Figura. 3.16. Sistema de pisos empleados en la modelación espacial (julio agosto de 2013).

### **Modelación de los pórticos estructurales**

Se ingresan las coordenadas de cada nudo para representar la geometría estructural del proyecto en tres dimensiones y se definen las secciones que se deben asignar a los elementos que conforman la modelación; las propiedades del material, son las que ya se han definido en la modelación inicial. Además se debe incluir las coordenadas, que definen la geometría de la grada para modelar los esfuerzos que también provocan en ciertas vigas estructurales.

### **Secciones de los elementos estructurales**

Se adoptan las secciones determinadas en el pre dimensionamiento, presentadas en la tabla 3.15. En esta etapa se incluye la modelación de las losas de piso, para ello se crea un elemento tipo área, dándole las características necesarias para representar a la losa nervada de hormigón armado, en la que se repartirán las cargas uniformemente. Es importante establecer en el programa de cálculo, que la losa trabaja de manera bidireccional, para ello se definen las características y dimensiones de los nervios y loseta de piso; la grada del edificio debe ser modelada como un área en la cual las cargas se deben repartir proyectando su inclinación; todos los nudos estructurales deben estar conectados en el programa mediante la opción “joint”, de manera que la modelación realizada cumpla como un sistema monolítico, que no fracase al momento de ejecutar el análisis de las solicitaciones. Finalmente el modelo que se somete al análisis es el que se presenta en la figura 3.17.

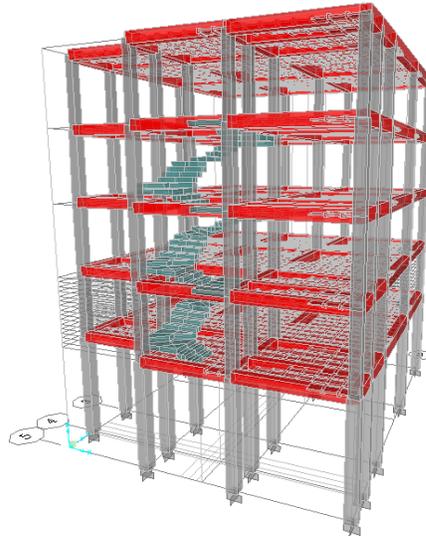


Figura. 3.17. Esquema de modelación estática espacial (agosto de 2013).

### Parámetros de la modelación espacial

Para modelar la estructura en tres dimensiones, se considera los pesos adicionales de vigas y columnas que no fueron tomados en cuenta en la repartición de cargas del pre diseño. Estos valores mostrados en la tabla 3.15, se emplean para calcular nuevamente el cortante basal de diseño y obtener las fuerzas laterales repartidas verticalmente, considerando esta vez la rigidez de los elementos sismo resistentes de la edificación.

PISO	NIVEL (m)	PESO DE LOSA (Kg)	PESO TOTAL MAMPOSTERIA (Kg)	PESO TOTAL DE VIGAS	PESO TOTAL DE COLUMNAS	PESO TOTAL DE PISO (Kg)
5	12.90	62128.00	0	20317.5	0	82445.50
4	10.20	57288.00	45343.95	29674.80	11080.80	143387.55
3	7.50	57288.00	45343.95	29674.80	15082.20	147388.95
2	4.80	57288.00	45343.95	29674.80	15082.20	147388.95
1	2.10	62128.00	45792.55	29674.80	15082.20	152677.55
<b>PESO TOTAL DE LA REPARTIDO</b>						<b>673288.50</b>

Tabla 3.15. Repartición de cargas en cada nivel de la estructura - Peso total repartido

(agosto de 2013).

Peso total de la estructura = 673 288,50 kg.

### **Cálculo del cortante basal de diseño**

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_E} W$$

-Factor de Importancia Estructural

Factor (**I**)

$$I = 1$$

-Configuración Estructural ( $\phi_E$  y  $\phi_P$ )

$$\phi_P = \phi_E = 1$$

-Carga sísmica reactiva (W)

Peso total de la estructura = 703 202,10 kg.

Carga viva de piso = 200 kg/m<sup>2</sup>.

Área de piso = 141,20 m<sup>2</sup> (Utilizo el área mayor de piso, para garantizar la seguridad del diseño).

$$CV[\text{kg}] = 141,20 \times 200 = 28\,240 \text{ kg.}$$

$$25\% CV = 28\,240 \times 0,25 = 7\,060 \text{ kg.}$$

$$W = 673\,288,50 + 7\,060$$

$$W = 680\,348,50 \text{ kg.}$$

-Factor de Reducción Sísmica (R)

$$\text{FACTOR } R = 6$$

-Aceleración espectral

$$S_a = 1,190$$

-Cortante Basal de Diseño

$$V = \frac{1 \times 1,190}{6 \times 1 \times 1} \times 680\,348,50$$

$$V = 135\,729,00 \text{ kg.}$$

### Distribución vertical de fuerzas laterales en cada nivel de la estructura

Siguiendo el mismo proceso que se llevó a cabo en el pre diseño, se calcula la repartición vertical de cargas horizontales en cada piso. Esta fuerza se aplica en el centro de masas y en proporción a la rigidez de los pisos; el sentido de aplicación de la fuerza está en función del giro que se provoca alrededor del eje z con respecto al centro de masas del piso inferior, debiendo colocar la fuerza en el sentido en donde el momento torsionante sea mayor. Esta consideración se la hace en base a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES EN CADA NIVEL DE LA ESTRUCTURA											
PISO	NIVEL	PESO (CM)	K	AREA DE NIVEL	CARGA VIVA	PESO (CV)	%CVx	PESO DE NIVEL	$W_x \cdot h_i^2 \cdot k$	V	FX
	$h_i (m)$	$W_i (Kg)$	$T < 0.5s$	$A_x (m^2)$	$CV (Kg/m^2)$	$CV_x (Kg)$	25%	$W_x (Kg)$		Kg	Kg
5	12.90	82445.50	1	141.2	200	28240	7060	89505.5	1154620.95	135729	31641.832
4	10.20	147388.95	1	130.2	200	26040	6510	153898.95	1569769.29	135729	43018.773
3	7.50	147388.95	1	130.2	200	26040	6510	153898.95	1154242.125	135729	31631.451
2	4.80	147388.95	1	130.2	200	26040	6510	153898.95	738714.96	135729	20244.129
1	2.10	152677.55	1	141.2	200	28240	7060	159737.55	335448.855	135729	9192.815
SUMATORIA									4952796.18		135729.000

Tabla 3.16. Distribución vertical de fuerzas laterales en cada nivel de la estructura (agosto de 2013).

### Cálculo de la posición del centro de masas

Para calcular el centro de masas de cada piso se descompone la planta en rectángulos, se ubica el centro de gravedad de cada uno con respecto a los ejes perpendiculares y se multiplica el área del rectángulo por la distancia de su centro de gravedad a cada eje, el centro de masas se obtiene de la siguiente expresión:

$$X_{CM} = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} \quad Y_{CM} = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

Eq: 3.19

En donde:

$X_{CM}$ ;  $Y_{CM}$ : Coordenadas del centro de masas.

$X_i$ ;  $Y_i$ : Coordenadas del centro de gravedad del rectángulo  $i$ .

$A_i$ : Área del rectángulo  $i$ .

La planta tipo de la edificación se muestra en la figura 3.18, en esta se puede observar la ubicación del centro de masas. Como en este proyecto la planta es igual en todos los niveles, entonces el centro de masas tiene la misma ubicación en cada piso de la estructura.

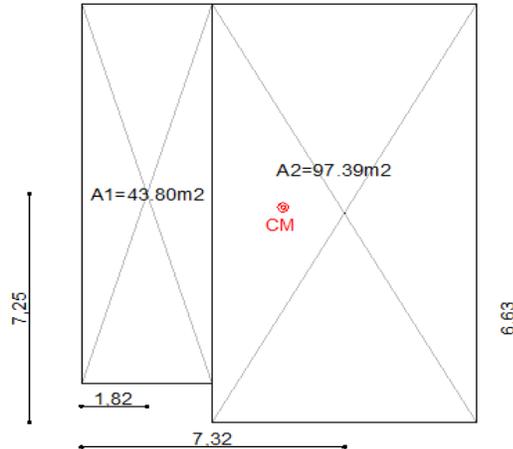


Figura. 3.18 .Ubicación del centro de masas en planta (agosto de 2013).

PISO	AREA (m2)	X (m)	Y (m)	AX	AY
A1	43.80	1.82	7.25	79.716	317.55
A2	97.39	7.32	6.63	712.8948	645.6957
<b>SUMATORIA</b>	<b>141.19</b>			<b>792.61</b>	<b>963.25</b>

Tabla 3.17. Áreas de distribución para el cálculo del Centro de masas (agosto de 2013).

De la ecuación 3.19 Se tiene:

$$X_{CM} = \frac{792,61}{141,20} = 5,61$$

$$Y_{CM} = \frac{963,25}{141,20} = 6,82$$

### Cálculo de la posición centro de rigideces CR

El centro de rigideces es el punto, alrededor del cual se supone que gira la planta del nivel superior respecto a la planta del nivel inferior.

Para calcular la ubicación de CR, se considera la rigidez a cortante de cada elemento sismo resistente en la dirección en que actúa, multiplicada por la menor distancia al eje de referencia. La suma de productos de todos los elementos que actúan en una dirección dividida para la suma de rigideces en esa dirección, nos da las coordenadas del centro de rigideces, como se tiene en la siguiente expresión:

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i} \quad Y_{CR} = \frac{\sum K_i \times Y_i}{\sum K_i}$$

Eq: 3.20

En donde:

$X_{CR}$ ;  $Y_{CR}$ : Coordenadas del centro de rigideces.

$X_i$ ;  $Y_i$ : Coordenadas del elemento sismo resistente  $i$ .

$K_i$ : rigidez a cortante del elemento sismo resistente  $i$ .

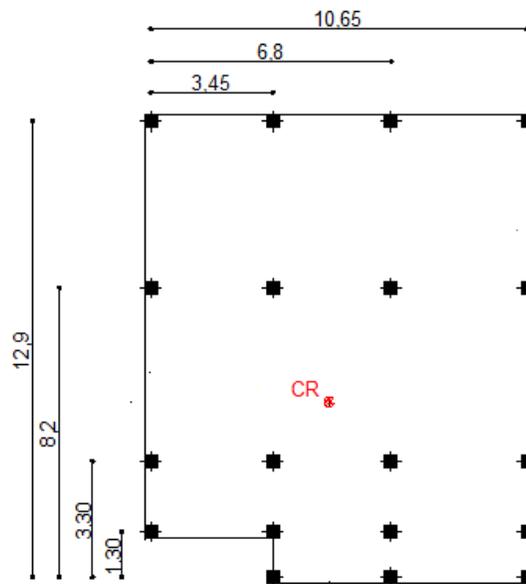


Figura. 3.19. Elementos sismo resistentes de la planta tipo de la edificación (agosto de 2013).

○ **Cálculo de la rigidez**

Para las plantas tipo de los diferentes niveles de la edificación se adoptaron secciones iguales en los elementos sismo resistentes, empleando la sección mayor de las establecidas para las columnas, se calcula la rigidez K mediante la siguiente expresión:

$$K = \frac{12EI}{L^3}$$

Eq: 3.21<sup>51</sup>

En donde:

*E*: Módulo de elasticidad del hormigón = 218 820 kg/cm<sup>2</sup> (ACI-318).

*I*: Inercia del elemento en el plano de la fuerza lateral.

*L*: Longitud total del elemento sismo resistente.

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12}$$

$$I = 125\,052 \text{ cm}^4$$

Luego,

$$K = \frac{12 \times 218820 \times 125052}{270^3}$$

$$K = \frac{16682.70 \text{ kg}}{\text{cm}}$$

De la ecuación 3.20 Se tiene:

$$X_{CR} = \frac{(16\,682,7 \times 345) + (16\,682,70 \times 680) + (16\,682,70 \times 1\,065)}{(4 \times 16\,682,70)}$$

---

<sup>51</sup>**Fuente:** VASCO LÓPEZ, Patricio M. *Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado*. [Documento]. Universidad Técnica de Ambato 2003. [Citado en agosto de 2013].

$$X_{CR} = 522 \text{ cm} = 5.22 \text{ m.}$$

$$Y_{CR} = \frac{(16\,682,70 \times 130) + (16\,682,70 \times 330) + (16\,682,70 \times 820) + (16\,682,70 \times 1290)}{(5 \times 16\,682,70)}$$

$$Y_{CR} = 514 \text{ cm} = 5.14 \text{ m.}$$

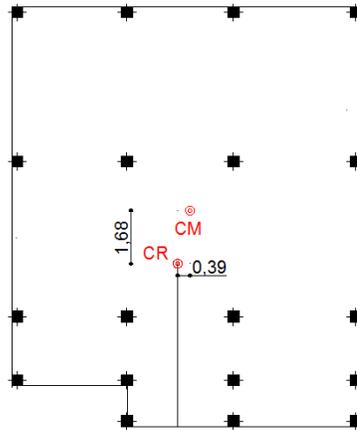


Fig.3.20. Ubicación del centro de rigideces y centro de masa (agosto de 2013).

Dado que el centro de masas y el centro de rigideces no coinciden en ubicación, se produce un momento torsional, provocado por la acción de la fuerza lateral que se aplica a la estructura, simulando la carga sísmica. Este momento torsionante se calcula con la resultante de las excentricidades del centro de masas y centro de rigideces, entre la superficie de los pisos superiores al piso en análisis y la carga lateral aplicada en el centro de masas de ese nivel.

La excentricidad de cálculo se define como:

$$ei = ex + 0,05Li$$

Eq: 3.22<sup>52</sup>

<sup>52</sup> Fuente: VASCO LÓPEZ, Patricio M. *Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado*. [Documento]. Universidad Técnica de Ambato 2003. [Citado en agosto de 2013].

En donde:

$e_i$ : Excentricidad de cálculo en el nivel  $i$ .

$e_x$ : Distancia entre el centro de rigidez CR y el centro de masas CM

$L_i$ : Máxima dimensión en planta del nivel  $i$ .

El momento torsor total en el nivel está dado por la siguiente expresión:

$$M_{Ti} = F_x \times e_i$$

Eq: 3.23<sup>53</sup>

En donde:

$M_{Ti}$ : Momento torsor de entrepiso.

$F_x$ : Fuerza sísmica del nivel  $i$ .

La excentricidad es igual en todos los niveles excepto en el nivel 5, dado que este es el nivel de cubierta en donde coinciden CR y CM, para este caso se emplea la mínima excentricidad exigida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, que debe ser igual al 5% de la máxima dimensión en planta, es decir equivale a la segunda parte de la ecuación 3.22.

---

<sup>53</sup> **Fuente:** VASCO LÓPEZ, Patricio M. *Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado*. [Documento]. Universidad Técnica de Ambato 2003. [Citado en agosto de 2013].

○ **Obtención de la excentricidad de cálculo y momento torsionante**

Excentricidad del sentido X.

$$ei = (5,61 - 5,22) + 0,05(12,90)$$

$$ei = 1,04$$

Excentricidad del sentido Y.

$$ei = (6,82 - 5,14) + 0,05(12,90)$$

$$ei = 2,33$$

PISO	F <sub>x</sub> (Kg)	ei XX (m)	ei YY (m)	Torsión XX (Kg-m)	Torsión YY (Kg-m)
5	31641.83	0.65	0.65	20567.1895	20567.1895
4	43018.77	1.04	2.33	44739.5208	100233.7341
3	31631.45	1.04	2.33	32896.708	73701.2785
2	20244.13	1.04	2.33	21053.8952	47168.8229
1	9192.82	1.04	2.33	9560.5328	21419.2706

Tabla 3.18. Momentos torsores generados por acción sísmica (agosto de 2013).

### Constricciones

Para colocar la fuerza lateral aplicada al centro de masas, se ingresan las coordenadas del nudo que fueron calculadas anteriormente y se le asigna una restricción de tipo diafragma en el eje Z, este proceso se ejecuta en cada nivel de la estructura modelada.

## **Restricciones**

En los nudos entre columnas inferiores y los plintos de la cimentación se asignan restricciones de tipo empotramiento. Todos los nudos de la estructura deben estar conectados para modelar un sistema monolítico.

## **Casos de análisis**

Los casos de análisis que intervienen en la modelación tridimensional son: la carga muerta (CM), la carga viva (CV) y la carga horizontal por sismo (SX y SY). A diferencia de la modelación inicial, para este análisis no se asigna la carga muerta a las vigas estructurales, sino que se considera el peso propio de todos los elementos utilizando el factor de multiplicación de peso propio = 1, la sobre carga de uso o carga viva se reparte de manera uniforme, directamente al área de piso en los diferentes niveles, adicionalmente se ingresa una carga muerta con factor de multiplicación igual a 0 para representar el peso distribuido de la mampostería, esta igualmente se distribuye directamente en el área de piso. Se considera además que la solicitación de carga en la grada del edificio debe ser proyectada, debido a la inclinación de la misma. Finalmente, la carga sísmica se aplica como fuerza puntual lateral en el nudo que pertenece al centro de masas (CM); el sentido de aplicación, es en eje Y, al 100%, porque reporta mayor momento, actuando simultáneamente en el eje X el 30% de la carga calculada. El valor del momento torsionante obtenido se aplica en este mismo nudo. Esta consideración se fundamenta en los requerimientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).

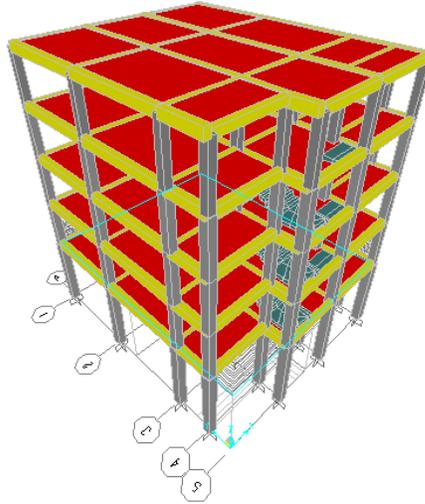


Figura. 3.21. Presentación final de la modelación estática espacial (agosto de 2013).

### **Informe de resultados**

Luego de terminada la modelación y análisis de la estructura con los parámetros establecidos, se genera el informe de resultados. Para ello es posible aplicar una opción del programa, que nos permite obtener los resultados directamente combinando las cargas con los factores de mayoración establecidos y la envolvente de combinaciones, que considera la actuación más desfavorable de todas las combinaciones, así obtenemos los esfuerzos últimos para realizar el diseño final de los elementos.

Con los valores de desplazamiento en los nudos; lo que interesa es determinar dentro de un análisis sísmico, los valores máximos de desplazamiento en el centro de masas para el chequeo de las derivas de piso y verificar si es necesario considerar el efecto P-Delta dentro del análisis.

Antes de llevar a cabo el análisis de desplazamientos y diseño final, se debe chequear que los elementos estructurales sean capaces de soportar los esfuerzos a

los que están sometidos. Tomando en cuenta que en la modelación inicial no se consideró el peso de las secciones, ciertos elementos estructurales pueden estar trabajando al límite de su capacidad soportante; esto se puede verificar mediante el reporte de resultados del programa. En caso de no cumplir con las solicitaciones, tanto en columnas como en vigas, se debe recalculer nuevamente las secciones con los esfuerzos obtenidos como se realizó en el pre diseño, hasta cumplir los requerimientos. Este justamente es el caso de los elementos estructurales tipo columna, los mismos que se encuentran trabajando al límite de su capacidad, por lo que luego de recalculer sus dimensiones con los esfuerzos presentes, se determina aumentar la sección en 5 cm en sus dos caras principales para las tres secciones establecidas y se vuelve a ejecutar el programa, recalculando los pesos, repartición de cargas y distribución de fuerzas laterales y se verifica que todos los elementos sean capaces de soportar las solicitaciones.

### Análisis estructural sísmico

#### ○ Características de deformación de los Elementos

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
124	ENVOLV	Combination	Max	0.000012	0.029436	0.000000	0.000000	0.000000	0.001214
124	ENVOLV	Combination	Min	-0.001556	0.000062	0.000000	0.000000	0.000000	3.912E-08
125	ENVOLV	Combination	Max	0.000039	0.048765	0.000000	0.000000	0.000000	0.001813
125	ENVOLV	Combination	Min	-0.002171	0.000172	0.000000	0.000000	0.000000	8.867E-07
126	ENVOLV	Combination	Max	0.000072	0.065427	0.000000	0.000000	0.000000	0.002303
126	ENVOLV	Combination	Min	-0.002611	0.000338	0.000000	0.000000	0.000000	1.729E-06
127	ENVOLV	Combination	Max	0.000106	0.078263	0.000000	0.000000	0.000000	0.002630
127	ENVOLV	Combination	Min	-0.002818	0.000542	0.000000	0.000000	0.000000	2.452E-06
128	ENVOLV	Combination	Max	0.000130	0.087393	0.000000	0.000000	0.000000	0.002770
128	ENVOLV	Combination	Min	-0.002782	0.000751	0.000000	0.000000	0.000000	1.980E-06

Tabla 3.19. Valores de desplazamientos en los centros de masa de cada nivel. SAP2000 (agosto de 2013).

Cuando los elementos estructurales han pasado las pruebas de diseño en hormigón del programa SAP 2000, se obtiene del informe de resultados para la envolvente de combinaciones (considera la combinación más desfavorable de carga), los

desplazamientos del centro de masas CM de cada nivel, mostrados en la tabla 3.19, luego se calcula el período de vibración verdadero de la estructura mediante el método establecido en la Norma Ecuatoriana de la construcción, con la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{\sum W_i \times d_i^2}{g \times \sum F_x \times d_i}}$$

Eq: 3.24<sup>54</sup>

En donde:

T: Período verdadero de vibración de la Estructura.

W<sub>i</sub>: Peso total del piso i.

d<sub>i</sub>: Desplazamientos en el piso i de la estructura, provocados por la fuerza lateral.

F<sub>x</sub>: Fuerza lateral aplicada en el piso i.

g: valor de la gravedad.

Con la tabla 3.20 se determinan los factores que intervienen en la ecuación 3.24, para calcular el período verdadero de vibración estructural.

PISO	dx (m)	W <sub>i</sub> .dx <sup>2</sup> (Kg-m <sup>2</sup> )	F <sub>x</sub> .dx (Kg-m)	dy (m)	W <sub>i</sub> .dy <sup>2</sup> (Kg-m)	F <sub>y</sub> .dy (Kg-m)
5	0.0028	0.65	88.597124	0.087	624.02999	2752.8392
4	0.0028	1.16	120.452556	0.079	919.854437	3398.4828
3	0.0026	1.00	82.24177	0.065	622.718314	2056.0443
2	0.0021	0.65	42.512673	0.049	353.880869	991.96237
1	0.0015	0.34	13.78923	0.029	128.40182	266.59178
	Σ	3.79	347.59	Σ	2648.89	9465.92

Tabla 3.20. Características de deformación de los elementos resistentes (septiembre de 2013).

<sup>54</sup> Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC [2011]. Capítulo II. Ecuación 2.22

Luego,

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{3,79}{9,81 \times 347,59}} = 0,21 \text{ s}$$

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{2\,648,89}{9,81 \times 9\,465,92}} = 1,06 \text{ s}$$

El valor de 0,21 s es menor al valor del período calculado para la modelación inicial, por tanto se adopta el valor de  $T = 1,06 \text{ s}$ .

### **Período de vibración verdadero $T = 1,06 \text{ s}$**

Para este período de vibración se calcula nuevamente el cortante basal de diseño y las fuerzas laterales aplicadas al centro de masas. Siguiendo el proceso ya planteado para el cálculo de cortante basal de diseño se tiene:

$$S_a(g) = \eta z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad T > T_c$$

$$S_a(g) = 2,48 \times 0,4 \times 1,2 \left( \frac{0,76}{1,06} \right)^1 \quad (\text{Se usa la Ecuación de } T > T_c)$$

$$S_a(g) = 0,85$$

Calculando el cortante basal para esta aceleración espectral elástica se tiene:

$$V = \frac{1 \times 0,85}{6 \times 1 \times 1} \times 680\,348,50$$

$$V = 96949.60 \text{ kg.}$$

La nueva repartición vertical de fuerzas laterales sería:

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES EN CADA NIVEL DE LA ESTRUCTURA											
PISO	NIVEL	PESO (CM)	K	AREA DE NIVEL	CARGA VIVA	PESO (CV)	%CVx	PESO DE NIVEL	$W_x \cdot h_i^2 \cdot k$	V	FX
	$h_i (m)$	$W_i (Kg)$	$T < 0.5s$	$A_x (m^2)$	$CV (Kg/m^2)$	$CV_x (Kg)$	25%	$W_x (Kg)$		$Kg$	$Kg$
5	12.90	82445.50	1	141.2	200	28240	7060	89505.5	1154620.95	96949.6	22601.382
4	10.20	147388.95	1	130.2	200	26040	6510	153898.95	1569769.29	96949.6	30727.795
3	7.50	147388.95	1	130.2	200	26040	6510	153898.95	1154242.125	96949.6	22593.967
2	4.80	147388.95	1	130.2	200	26040	6510	153898.95	738714.96	96949.6	14460.139
1	2.10	152677.55	1	141.2	200	28240	7060	159737.55	335448.855	96949.6	6566.318
SUMATORIA									4952796.18		96949.600

Tabla 3.21. Distribución vertical de fuerzas laterales en cada nivel de la estructura  
(septiembre de 2013).

PISO	F <sub>x</sub> ( Kg )	e <sub>i</sub> XX ( m )	e <sub>i</sub> YY ( m )	Torsión XX ( Kg-m )	Torsión YY ( Kg-m )
5	22601.382	0.65	0.65	14690.8984	14690.8984
4	30727.795	1.04	2.33	31956.9066	71595.7619
3	22593.967	1.04	2.33	23497.7254	52643.9426
2	14460.139	1.04	2.33	15038.5443	33692.1233
1	6566.318	1.04	2.33	6828.97022	15299.5198

Tabla 3.22. Momentos torsores generados por acción sísmica (septiembre de 2013).

Ahora se ingresa nuevamente las fuerzas laterales calculadas a los centros de masa de cada nivel y los momentos torsionantes, y se ejecuta el análisis para el período verdadero de la estructura en SAP2000.

## Análisis estructural con el período verdadero de vibración

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
124	ENVOLV	Combination	Max	-0.000347	0.034077	0.000000	0.000000	0.000000	0.001407
124	ENVOLV	Combination	Min	-0.001806	0.006805	0.000000	0.000000	0.000000	0.000278
125	ENVOLV	Combination	Max	-0.000468	0.056439	0.000000	0.000000	0.000000	0.002102
125	ENVOLV	Combination	Min	-0.002524	0.011338	0.000000	0.000000	0.000000	0.000417
126	ENVOLV	Combination	Max	-0.000545	0.075699	0.000000	0.000000	0.000000	0.002670
126	ENVOLV	Combination	Min	-0.003041	0.015311	0.000000	0.000000	0.000000	0.000530
127	ENVOLV	Combination	Max	-0.000567	0.090521	0.000000	0.000000	0.000000	0.003049
127	ENVOLV	Combination	Min	-0.003288	0.018440	0.000000	0.000000	0.000000	0.000606
128	ENVOLV	Combination	Max	-0.000541	0.101048	0.000000	0.000000	0.000000	0.003211
128	ENVOLV	Combination	Min	-0.003250	0.020729	0.000000	0.000000	0.000000	0.000637

Tabla 323. Valores de desplazamientos en los centros de masa de cada nivel. SAP2000 (septiembre de 2013).

### ○ Análisis P-Delta y derivas máximas

El efecto P-Delta, es un efecto de segundo orden, que produce un incremento de las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, debe ser considerado no solo para la verificación del incremento de estos parámetros, sino además para evaluar la estabilidad global de la estructura. El efecto P-Delta, sin embargo se considera siempre y cuando el índice de estabilidad estructural sea mayor a 0.10, calculado mediante la siguiente expresión:

$$Q_i = \frac{P_i \times \Delta_i}{V_i \times h_i}$$

Eq: 3.25<sup>55</sup>

En donde:

$Q_i$ : Índice de estabilidad estructural del piso  $i$ .

$P_i$ : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerta y la sobrecarga, del piso  $i$  y de todos los pisos localizados sobre este.

$\Delta_i$ : Deriva del piso  $i$ , calculada en el centro de masas.

$V_i$ : Cortante sísmico del piso  $i$ .

<sup>55</sup> Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC [2011]. Capítulo II. Ecuación 2.26

$h_i$ : Altura del piso  $i$  considerado.

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011) se establece, que la deriva máxima de piso en estructuras de hormigón armado deberá ser menor que 0.02. Para el chequeo del índice de estabilidad y derivas máximas, se emplean los valores resultantes de los desplazamientos máximos en los centros de masa de cada nivel.

PISO	H PISO (m)	$V_i$	$P_i$ CM	$P_i$ CV	$d$	$d=dn-dn-1$	$\Delta (H/d)$	$P_i \Delta_i$	$V_i h_i$	$Q_i$	CHEQUEO
5	2.7000	22601.38	82445.50	28240	0.0032	-0.0001	-3.7037E-05	-4.09946296	336761	-0.00001	OK
4	2.7000	53329.18	147388.95	26040	0.0033	0.0003	0.000111111	19.26988333	650616	0.00003	OK
3	2.7000	75923.14	147388.95	26040	0.0030	0.0005	0.000185185	32.11647222	721270	0.00004	OK
2	2.7000	90383.28	147388.95	26040	0.0025	0.0007	0.000259259	44.96306111	614606	0.00007	OK
1	2.7000	96949.60	152677.55	28240	0.0018	0.0018	0.000666667	120.6117	397493	0.00030	OK

Tabla 3.24. Verificación del efecto P-Delta, sentido X-X (septiembre de 2013).

PISO	H PISO (m)	$V_i$	$P_i$ CM	$P_i$ CV	$d$	$d=dn-dn-1$	$\Delta (H/d)$	$P_i \Delta_i$	$V_i h_i$	$Q_i$	CHEQUEO
5	2.7000	28185.29	82445.50	28240	0.1000	0.0100	0.003703704	409.9462963	419961	0.00098	OK
4	2.7000	66504.70	147388.95	26040	0.0900	0.0140	0.005185185	899.2612222	811357	0.00111	OK
3	2.7000	94680.74	147388.95	26040	0.0760	0.0200	0.007407407	1284.658889	899467	0.00143	OK
2	2.7000	112713.41	147388.95	26040	0.0560	0.0220	0.008148148	1413.124778	766451	0.00184	OK
1	2.7000	120902.00	152677.55	28240	0.0340	0.0340	0.012592593	2278.221	495698	0.00460	OK

Tabla 3.25. Verificación del efecto P-Delta, sentido Y-Y (septiembre de 2013).

PISO	H PISO (m)	$dx$	$dy$	$\Delta M$		$d=dn-dn-1$		Deriva		$\Delta M < 0.01$	
				X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
5	2.7000	0.0029	0.087	0.0032	0.100	-0.0001	0.0100	-3.7037E-05	0.0037	OK	OK
4	2.7000	0.0028	0.079	0.0033	0.090	0.0003	0.0140	0.000111111	0.00519	OK	OK
3	2.7000	0.0026	0.065	0.0030	0.076	0.0005	0.0200	0.000185185	0.00741	OK	OK
2	2.7000	0.0021	0.049	0.0025	0.056	0.0007	0.0220	0.000259259	0.00815	OK	OK
1	2.7000	0.0015	0.026	0.0018	0.034	0.0018	0.0340	0.000666667	0.01259	OK	OK

Tabla 3.26. Verificación de las derivas máximas de piso (septiembre de 2013).

Luego de haber verificado que, las secciones de la estructura cumplen con los requerimientos de sismo resistencia y esfuerzos solicitantes, se procede a realizar el diseño definitivo en hormigón armado de los miembros estructurales.

### Diseño de vigas estructurales a flexión y corte

#### ○ Disposiciones de diseño de vigas estructurales

Para los elementos estructurales sometidos a flexión y corte se utilizan las disposiciones de diseño que establece la norma ACI-318 y La Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).

-La NEC-11 establece que el recubrimiento mínimo del acero en vigas, debe ser de 4 cm, lo que añadido al diámetro de estribos y la mitad del diámetro de varillas, nos da una distancia de recubrimiento igual a 6 cm, que se emplea para el diseño.

-Para asegurar un comportamiento dúctil de todo el pórtico, en zonas sísmicas se exige diseñar las vigas para resistir por lo menos un momento flector reversible positivo igual a la mitad del momento flector principal.

-Para calcular las secciones de acero requeridas, se utilizan las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{0,85 \times f'c \times b \times d}{F_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0,85 \times f'c \times b \times d^2}} \right]$$

Eq: 3.26<sup>56</sup>

---

<sup>56</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (7.4)

En donde:

$M_u$ : Momento último resistente mayorado, con las combinaciones de carga.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia para zona sísmica = 0,90 (ACI-318-2011).

$b_w$ : Ancho de la viga rectangular.

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión, hasta el centroide del refuerzo longitudinal. (ACI-318-2011).

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Eq: 3.27<sup>57</sup>

En donde:

$a$ : Altura del bloque de compresión del elemento.

$$a = \frac{A_{s1} \times F_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

Eq: 3.28<sup>58</sup>

-Para el cálculo de la cuantía de acero se tiene:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

-La fuerza cortante absorbida por el acero de refuerzo no debe superar a cuatro veces la máxima fuerza cortante básica que puede absorber el hormigón simple.

---

<sup>57</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (7.4)

<sup>58</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (7.3)

-La sección crítica de diseño a cortante, se ubica a una distancia “d”, desde la cara interna del apoyo.

-El esfuerzo unitario último de corte se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \times b \times d}$$

Eq: 3.29<sup>59</sup>

En donde:

$v_u$ : Esfuerzo cortante último

$V_u$ : Fuerza cortante mayorada, con las combinaciones de carga.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia para cortante = 0,85 (ACI-318-2011).

$$v_u = v_c - v_s$$

Eq: 3.30<sup>60</sup>

En donde:

$v_c$ : Capacidad resistente a corte del hormigón simple.

$v_s$ : Capacidad resistente del acero de refuerzo transversal.

-La capacidad resistente del hormigón simple es:

$$v_c = 0,53\sqrt{f'_c}$$

-La capacidad resistente del acero de refuerzo transversal se calcula como:

$$v_s = \frac{A_v \times F_y}{s \times b}$$

$$v_s \leq 2,12\sqrt{f'_c}$$

---

<sup>59</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (8.9)

<sup>60</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (8.10)

Eq: 3.31<sup>61</sup>

En donde:

$A_v$ : Área de acero de refuerzo transversal.

$s$ : Espaciamiento de los estribos transversales.

-El espaciamiento de los estribos se obtiene de:

$$s = \frac{A_v \times F_y}{(v_u - v_c) \times b}$$

Eq: 3.32<sup>62</sup>

-Para obtener el espaciamiento mínimo de los estribos, se tiene:

$$s \leq \frac{d}{2}$$

Eq: 3.33<sup>63</sup>

-Para los estribos de confinamiento en zona sísmica se aplica:

$$s \leq \frac{d}{4}$$

Eq: 3.34<sup>64</sup>

$$s \leq 8\phi_L$$

Eq: 3.35<sup>65</sup>

$$s \leq 24\phi_T$$

Eq: 3.36<sup>66</sup>

En donde:

$\phi_L$ : Menor diámetro de las varillas longitudinales.

---

<sup>61</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (8.12)

<sup>62</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (8.13)

<sup>63</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (8.15).

<sup>64</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (8.17).

<sup>65</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (8.18).

<sup>66</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (8.19).

$\phi_T$ : Diámetro de los estribos transversales.

-El armado mínimo de cortante que debe tener un elemento es:

$$A_{v_{\min}} = 0,196 \times \sqrt{f'_c} \frac{b \times s}{F_y}$$

Eq: 3.37<sup>67</sup>

Para realizar el diseño de las vigas estructurales, se toma los resultados, de esfuerzos más desfavorables en los elementos de cada sección y ejes establecidos, considerando los resultados mediante combinación de cargas obtenida directamente del programa, como indica la tabla 3.27.

VIGA TIPO	EJE LONGITUDINAL	SECCIÓN cm <sup>2</sup>	ELEMENTO MÁS DESFAVORALBE	Momentos Negativos		Momento Positivo	Fuerzas cortantes	
				MU1 (Kg-cm)	MU2 (Kg-cm)	MU3 (Kg-cm)	V1 (Kg)	V2 (Kg)
V1	(A-B); (B-C) (C-D)	30X40	35_1 (VIGA C-D EJE 5: N+2.10m)	1749875.0000	1692931.0000	126510	9395.67	10238.81
V2	(3-4); (4-5)	30X45	247_1 (VIGA 3-4 EJE D; N+7.50m)	2013276.0000	1992802.0000	17330	39400.09	38141.48
V2	(1-2); (2-3)	30X45	21_1 (VIGA 2-3 EJE D N+2.10m)	2437476.0000	2162198.0000	20228	17061.3	13571.04
V3	(A-B); (B-C) (C-D)	25X35	347_1 (VIGA B-C) EJE 2 N+12.90m)	116796.0000	334770.0000	55556	1964.82	2077.69
V3	(1-2); (2-3)	25X35	335_1 (VIGA 1-2 EJE D N+12.90m)	102609.0000	601758.0000	209755	1850.03	4793.33
V3	(3-4); (4-5)	25X35	342_1 (VIGA 4-5 EJE D N+12.90m)	1169802.0000	1189534.0000	383825	17413.5	18342.11

Tabla 3.27. Secciones, momentos flectores y fuerzas cortantes de diseño final para vigas estructurales (septiembre de 2013).

<sup>67</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq: (8.19).

### Vigas V1 (30X40 cm) Ejes (A-B) (B-C) y (C-D)

#### ○ Diseño a flexión

#### Sección del elemento:

$$b = 30\text{cm.}$$

$$H = 40\text{cm.}$$

$$d = 34\text{cm.}$$

#### Momento flector último de diseño

$$M_u = 174\,9875,00 \text{ kg-cm.}$$

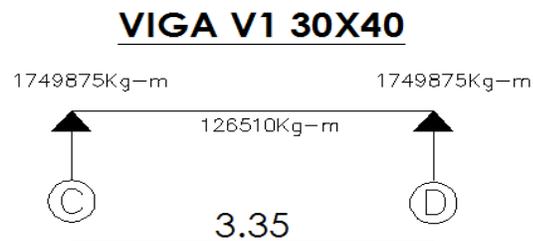


Figura. 3.22. Esquema de valores para diseño final a flexión (septiembre de 2013).

#### Procedimiento de cálculo a flexión

1. Cuantía mínima de acero:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{4200} = 0,0033$$

2. Cuantía balanceada de acero:

$$\rho_b = 0,85\beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4\,200} \times \frac{0,003}{\frac{4\,200}{2\,100\,000} + 0,003} = 0,023$$

3. Cuantía máxima permitida en zona sísmica:

$$\rho_{\max} = 0,5\rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,012$$

4. Cálculo de las secciones de acero requeridas:

$$A_s = \frac{0,85 \times f'_c \times b \times d}{F_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b \times d^2}} \right]$$

$$M_{u-} = 1\,749\,875,00 \text{ kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{0,85 \times 210 \times 30 \times 34}{4\,200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1\,749\,875}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 30 \times 34^2}} \right]$$

$$A_s = 16,92 \text{ cm}^2.$$

$$M_{u+} = 126\,510,00 \text{ kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{0,85 \times 210 \times 30 \times 34}{4\,200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 126\,510}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 30 \times 34^2}} \right]$$

$$A_s = 1,00 \text{ cm}^2.$$

5. Cuantías de acero de las secciones calculadas:

5.1. Sección de Momento último (Extremos zona crítica).

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{16.63}{30 \times 34} = 0,0165 \quad 0,0163 > \rho_{\max}$$

∴ La cuantía de armado calculada, supera a la cuantía máxima permisible, se requiere aumentar las secciones de acero para poder soportar los momentos permisibles.

5.1.1. Sección de acero máxima permisible, sin armadura de compresión:

$$A_{S_1} = \rho_{\max} \times b \times d$$

$$A_{S_1} = 0,0108 \times 30 \times 34 = 11,02 \text{ cm}^2.$$

5.1.2. Momento máximo que puede resistirse únicamente con armadura de tracción:

$$M_{u_1} = \phi \times A_{S_1} \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_{S_1} \times F_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{11,05 \times 4\,200}{0,90 \times 210 \times 30} = 8,60 \text{ cm.}$$

$$Mu_1 = 0,90 \times 11,05 \times 4\,200 \times \left(34 - \frac{8,67}{2}\right) = 1\,235\,889,45 \text{ kg} - \text{cm}.$$

5.1.3. Momento flector adicional a ser resistido con armadura de tracción y compresión:

$$Mu_2 = 1749875 - 1235889.45 = 513985.55 \text{ Kg-cm}.$$

5.1.4. Sección de acero adicional:

Se va a suponer que la posición del eje neutro calculada para la cuantía de armado máximo únicamente a tracción, se mantiene luego de colocar el acero faltante a tracción y compresión, por tanto el momento flector resistido únicamente por el acero de tracción adicional y el acero a compresión sería:

$$As_2 = \frac{Mu_2}{\varphi \times Fy \times (d - r')}$$

Eq: 3.38

$r'$ : Recubrimiento de acero a compresión = 6cm.

$$As_2 = \frac{513\,985,55}{0,9 \times 4\,200 \times (34 - 6)} = 4,63 \text{ cm}^2$$

5.1.5. Sección de acero total en tracción y compresión:

$$As = As_1 + As_2 = 11,02 + 4,63$$

$$As = 15,65 \text{ cm}^2 \text{ (Tracción)}.$$

$$As' = 2 \times As_2 \quad \text{Eq: 3.39}^{68}$$

$$As' = 2 \times 4,62 = 9,26 \text{ cm}^2 \text{ (Compresión).}$$

## 5.2. Sección media

$$\rho = \frac{1,00}{30 \times 34} = 0,00098 \quad \rho_{\min} > 0,00098$$

∴ Se utiliza el armado mínimo.

$$AS_{\min} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$AS_{\min} = 0,033 \times 30 \times 34 = 3,40 \text{ cm}^2$$

6. Secciones de acero para cubrir momentos reversibles deben ser:

$$As' = \frac{As}{2} \text{ (Para momentos positivos).}$$

$As_r = As$  mínimo (Sección media).

7. Varillas comerciales para las secciones requeridas.

$As = 15,65 \text{ cm}^2$  (Tracción); 5 varillas de 20mm (5Ø20mm).

$As' = 9,26 \text{ cm}^2$  (Compresión); 3 varillas de 20mm (3Ø20mm).

$AS_{\min} = 3,40 \text{ cm}^2$  (Sección media); 3 varillas de 12mm (3Ø12mm).

---

<sup>68</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Diseño de vigas a compresión.

○ **Diseño a cortante**

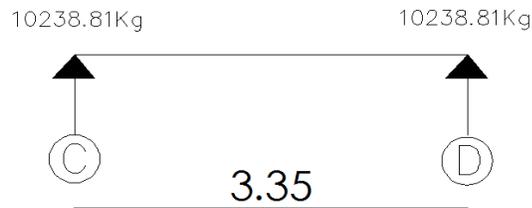


Figura. 3.23. Esquema de valores para diseño final a corte – Vigas V1 (septiembre de 2013).

**Procedimiento de Cálculo a cortante**

1. Fuerza cortante en la sección crítica.

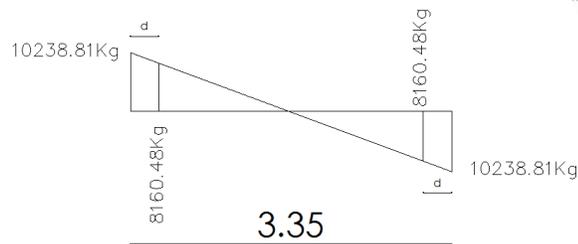


Figura. 3.24 Fuerza cortante de la sección crítica de longitud igual d. (Septiembre de 2013).

$$V_u = 8160,48 \text{ kg.}$$

2. Cálculo del esfuerzo unitario de corte último

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \times b \times d}$$

$$v_u = \frac{8\,160,48}{0,85 \times 30 \times 34} = 9,41 \text{ kg/cm}^2$$

3. Capacidad resistente del hormigón simple:

$$v_c = 0,53\sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0,53\sqrt{210} = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Requiere refuerzo por cortante.

4. Cálculo de espaciamiento de estribos:

$$s = \frac{A_v \times F_y}{(v_u - v_c) \times b}$$

Si se emplean estribos de 10mm de diámetro (Varillas empleadas para el armado transversal), en cuyo caso el área de corte de cada estribo es:

$$A_v = 2 \times (0,5^2 \times \pi) \quad (\text{Cubre dos veces la misma sección en una vuelta}).$$

$$A_v = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{1,58 \times 4\,200}{(9,73 - 7,68) \times 30} \approx 126,91 \text{ cm}$$

5. Cálculo del espaciamiento mínimo.

5.1. Zona de confinamiento con una distancia de  $2 \times H = 80 \text{ cm}$  desde el apoyo

$$s \leq \frac{d}{4}$$

$$s \leq \frac{34}{4} \approx 9 \text{ cm.}$$

$$s \leq 24\phi_T$$

$$s \leq 24(1) = 24 \text{ cm.}$$

$$s \leq 24\phi_L$$

$$s \leq 24(1) = 24 \text{ cm.}$$

Se emplea:

S= 9 cm. (Espaciamiento más restrictivo).

## 5.2. Zona media del elemento

$$s \leq \frac{d}{2}$$

$$s \leq \frac{34}{2} = 17 \text{ cm.}$$

Se emplea:

S= 17 cm. (Espaciamiento más restrictivo).

## 6. Varillas comerciales utilizadas.

-Zona de confinamiento de longitud 2(H) desde el extremo; 8 varillas de 10 mm, cada 9 cm (8Ø10 mm @ 9 cm).

-Zona media; 16 varillas de 10 mm, cada 17 cm (16Ø10 mm @ 17 cm).

Siguiendo el mismo proceso ejecutado para las vigas tipo V1, se diseñan los demás elementos estructurales sometidos a flexión y esfuerzos cortantes de la tabla de valores de diseño 3.27, obteniendo los siguientes resultados:

VIGA TIPO	EJE LONGITUDINAL	SECCIÓN cm <sup>2</sup>	ARMADURA DE ACERO POR FLEXION		ARMADURA DE ACERO POR CORTE	
			TRACCIÓN	COMPRESIÓN	ZONA DE CONFINAMIENTO	ZONA MEDIA
V1	(A-B);(B-C) (C-D)	30X40	5Φ20mm	3Φ20mm	8Φ10mm @ 9cm	16Φ10mm @ 17cm
V2	(3-4); (4-5)	30X45	5Φ20mm	3Φ20mm	19Φ10mm @ 10cm	
V2	(1-2); (2-3)	30X45	4Φ25mm	2Φ20mm + 1Φ10mm	8Φ10mm @ 10cm	14Φ10mm @ 19cm
V3	(A-B);(B-C) (C-D)	25X35	2Φ14mm + 1Φ10mm	2Φ10mm	9Φ10mm @ 7cm	12Φ10mm @ 14cm
V3	(1-2); (2-3)	25X35	4Φ14mm	3Φ12mm	9Φ10mm @ 7cm	22Φ10mm @ 14cm
V3	(3-4); (4-5)	25X35	4Φ20mm	2Φ24mm + 1Φ10mm	17Φ10mm @ 7cm	

Tabla 3.28. Armadura de refuerzo por flexión y corte en vigas estructurales.

(Septiembre de 2013).

### Diseño de losa nervada bidireccional a flexión y corte

#### ○ Disposiciones de diseño

-Para el diseño de losas nervadas bidireccionales, sustentadas en vigas colgadas, se utilizan tablas de cálculo, basadas en la mayoría de casos en la teoría de placas, y que están asociadas con las geometrías de los paños y estados de carga más comunes, con esto se logra facilitar el análisis y agilizar el diseño, además de asegurar que las deflexiones en las vigas no tengan mayor influencia sobre el comportamiento de la losa.

-Los coeficientes de cálculo de la deflexión máxima y los momentos flectores positivos y negativos de un paño en análisis dependen de las condiciones geométricas y técnicas en que se encuentra, las tablas de diseño representan 18 modelos diferentes que abarcan condiciones tales como: Empotramiento, condición de apoyo con rotación alrededor de un eje, que se utiliza para modelar la presencia de una viga de borde de peralte mayor al de la losa; condición de borde

libre, así como las relaciones de lado largo y corto de la losa y finalmente la carga última de solicitación en el elemento estructural, considerando el peso propio de la losa como carga permanente y la sobre carga de diseño repartida uniformemente en el piso.

-Las losas de piso en los niveles N+2,10; N+4,80; N+7,50 y N+10,20 están sometidas a la carga viva de  $200 \text{ kg/m}^2$  planteada, se considera que la losa del nivel N+12,90 es inaccesible, por tanto tendrá un valor menor de carga viva igual  $150 \text{ kg/m}^2$ .

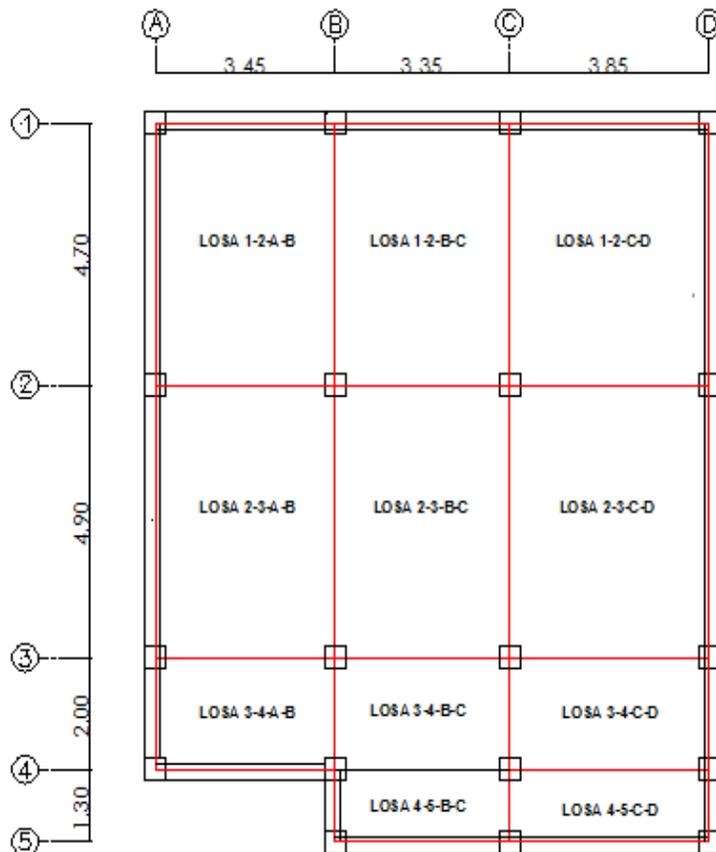


Figura. 3.25. Esquema de distribución de paños para las losas de piso.  
(Octubre de 2013).

## Procedimiento de cálculo

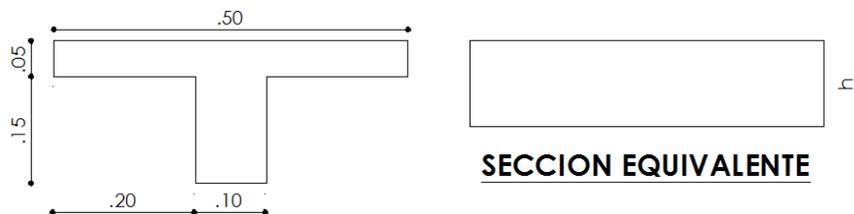
### ○ Geometría de la losa

En el pre diseño se había determinado la geometría de la losa hormigón armado, la misma que tiene un espesor total de 20 cm en las cinco plantas, con loseta de compresión de 5cm, nervios de 10 cm de espesor y alivianamientos de 40 x 40 cm y 20 cm de altura.

### ○ Control de deflexiones

Se debe calcular un peralte equivalente a una sección rectangular maciza, para determinar si ese valor es mayor que la altura de losa mínima determinado en el pre diseño, lo que asegura que la flexión del elemento se encuentre dentro de los límites aceptados y establecidos en la norma ACI -318. Para ello se sigue el proceso, establecido en el libro: “*Temas de Hormigón armado*” del Autor Marcelo Romo Proaño (2008), donde se tiene:

1. Determinación del área de sección T de losa nervada formada por un nervio y la loseta de compresión.



$$A = [(50 \times 5) + (15 \times 10)] = 400 \text{ cm}^2.$$

2. Momento de inercia de la sección T con respecto a su base:

$$M = [(5 \times 50) \times 17,5] + [(15 \times 10) \times 7,5] = \mathbf{5\ 500\ cm^3}$$

3. Cálculo de la posición del centro de gravedad de la sección T.

$$y_G = \frac{M}{A} = \frac{5\ 500}{400} = 13,75\text{cm.}$$

4. Cálculo de la inercia de la sección T, respecto a  $y_G$ .

$$I = \frac{(50)(5)^3}{12} + [(50)(5)] \times (17,5 - 13,75)^2 + \frac{(20)(15)^3}{12} + [(10)(15)](13,75 - 7,5)^2 = 15\ 646,60\ \text{cm}^4$$

5. Altura de la sección equivalente.

La inercia de una sección rectangular constante debe ser la misma que la inercia de la sección T, por tanto se tiene:

$$\frac{50 \times h^3}{12} = 15\ 646,60$$

$$h_{\text{equi}} = 15,54\ \text{cm.}$$

Mediante la ecuación 3.5, se definió el espesor mínimo de la losa de entrepiso, el cual fue de 14.68 cm, por tanto se verifica que la altura equivalente de la losa nervada propuesta, supera la altura mínima obtenida en el pre diseño.

- **Cargas de diseño N+2,10; N+4,80; N+7,50 y N+10,20 m**

-Carga muerta losa =  $436 \text{ kg/m}^2$ .

-Carga viva =  $200 \text{ kg/cm}^2$ .

Combinación:

$$q_u = 1,4(436,80) + 1,7(200) = 951,52 \text{ kg/m}^2.$$

- **Carga de diseño N+12,90 m.**

-Carga muerta losa =  $436 \text{ Kg/m}$ .

-Carga viva =  $150 \text{ Kg/cm}^2$ .

Combinación:

$$q_u = 1.4(436.80) + 1.7(150) = 866,52 \text{ kg/m}^2.$$

- **Modelos estructurales de losa para diseño a flexión**

En la figura 3.25 se muestran los paños que conforman las losas de entre piso del proyecto, las líneas entrecortadas determinan la continuidad de los paños, las líneas continuas determinan la condición de empotramiento. En las tablas se busca el sistema que simule estas condiciones o pueda adaptarse al modelo, para obtener los parámetros de cálculo de momentos flectores bidireccionales  $m_x$  y  $m_y$ .

- **Coefficientes de diseño**

Los coeficientes de momento  $m_x$  y  $m_y$  positivos y negativos que se obtienen de las tablas, se emplean en la fórmula de cálculo de momento que viene dada por:

$$M = 0,0001 \times m \times q \times L_x^2$$

Eq: 3.40<sup>69</sup>

En donde:

M: Momento flector positivo o negativo en sentido X o Y.

m: Coeficiente mx o my obtenido de las tablas de diseño.

q: Carga última uniformemente distribuida por unidad de superficie de losa.

Lx: Longitud más corta de la losa.

De los paños de la losa en estudio se tiene para los niveles N+2,10 y 12,90 m:

**-Losa 1-2-A-B.** Coeficientes obtenidos del modelo 6 de las tablas de diseño. Se considera que la dirección más corta del modelo está en el sentido Y, por lo cual es necesario intercambiar los valores tabulados de **mx y my**.

**-Losa 1-2-B-C.** Coeficientes obtenidos del modelo 2 de las tablas de diseño, considerando un intercambio de los ejes x, y de la tabla, debido a la posición de los ejes de la losa en el plano.

**-Losa 1-2-C-D.** Coeficientes obtenidos del modelo 6.

**-Losa 2-3-A-B** Coeficientes obtenidos del modelo 2.

**-Losa 2-3-B-C** Coeficientes obtenidos del modelo 1.

**-Losa 2-3-C-D.** Coeficientes obtenidos del modelo 3, considerando un intercambio de ejes.

**-Losa 3-4-A-B.** Coeficientes obtenidos del modelo 6.

---

<sup>69</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013].

**-Losa 3-4-B-C.** Coeficientes obtenidos del modelo 3.

**-Losa 3-4-C-D.** Coeficientes obtenidos del modelo 3, considerando un intercambio de ejes.

**-Losa 4-5-B-C.** Coeficientes obtenidos del modelo 7. Simulando la presencia de un paño, con tres bordes libres.

**-Losa -4-5-C-D.** Coeficientes obtenidos del modelo 6, considerando un intercambio de ejes.

De los paños de la losa en estudio se tiene para los niveles N+4,80; 7,50 y 10,20 m:

**-Losa 1-2-A-B.** Coeficientes obtenidos del modelo 6 de las tablas de diseño. Se considera que la dirección más corta del modelo está en el sentido Y, por lo cual es necesario intercambiar los valores tabulados de **mx** y **my**.

**-Losa 1-2-B-C.** Coeficientes obtenidos del modelo 2 de las tablas de diseño, considerando un intercambio de los ejes x, y de la tabla, debido a la posición de los ejes de la losa en el plano.

**-Losa 1-2-C-D.** Coeficientes obtenidos del modelo 6.

**-Losa 2-3-A-B** Coeficientes obtenidos del modelo 2.

**-Losa 2-3-B-C** Coeficientes obtenidos del modelo 3.

**-Losa 2-3-C-D.** Coeficientes obtenidos del modelo 3, considerando un intercambio de ejes.

**-Losa 3-4-A-B.** Coeficientes obtenidos del modelo 7, con la longitud más corta en el sentido Y.

**-Losa 3-4-C-D.** Coeficientes obtenidos del modelo 5, considerando un intercambio de ejes.

**-Losa -4-5-C-D.** Coeficientes obtenidos del modelo 7, considerando un intercambio de ejes.

○ **Momentos de diseño**

Los coeficientes  $m_x$  y  $m_y$  de los modelos, tienen que ajustarse en función de la geometría y el direccionamiento de la losa del proyecto, por lo tanto se deben reorientar en caso de ser necesario para que el modelo usado se adapte al paño original, cuando se reorienta los coeficientes los momentos se intercambian, así pues los valores de  $m_y$  por  $m_x$  y viceversa.

LOSA N+2.10m	qu	MODELO	Lx	Ly	Lx/Ly	m <sub>y</sub>	m <sub>y</sub>	m <sub>x</sub>	m <sub>x</sub>	Muy (-)	Muy (+)	Mux (-)	Mux (+)
			cm	cm	cm	(-)	(+)	(-)	(+)				
1-2-A-B	951.52	6.00	3.45	4.70	0.7	1240.00	704.00	827.00	310.00	1404.3579	797.3129	936.6161	351.0895
1-2-B-C	951.52	2.00	3.35	4.70	0.7	888	464	548	185	948.2449	495.4793	585.1781	197.5510
1-2-C-D	951.52	6.00	3.85	4.70	0.8	621	1120	852	369	875.8525	1579.6374	1201.6527	520.4341
2-3-A-B	951.52	2.00	3.85	4.9	0.8	1071	590	829	318	1510.5282	832.1304	1169.2137	448.5042
2-3-B-C	951.52	1.00	3.35	4.9	0.7	830	428	559	157	886.3100	457.0369	596.9244	167.6514
2-3-C-D	951.52	3.00	3.85	4.9	0.8	562	205	850	439	792.6395	289.1301	1198.8319	619.1614
3-4-A-B	951.52	6.00	2	3.45	0.6	839	428	839	428	319.3301	162.9002	319.3301	162.9002
3-4-B-C	951.52	3.00	2	3.35	0.6	718	354	597	299	273.2765	134.7352	227.2230	113.8018
3-4-C-D	951.52	3.00	2	3.85	0.5	520	177	888	464	197.9162	67.3676	337.9799	176.6021
4-5-B-C	951.52	7.00	2	3.35	0.6	1360	785	0	269	517.6269	298.7773	0.0000	102.3836
4-5-C-D	951.52	6.00	1.3	3.85	0.3	764	238	1353	782	122.8565	38.2720	217.5717	125.7510

Tabla 3.29. Momentos de diseño de losa N+2.10. (Octubre de 2013).

LOSA N+4.80- N+10.20	qu	MODELO	Lx	Ly	Lx/Ly	my	my	mx	mx	Muy (-)	Muy (+)	Mux (-)	Mux (+)
			cm	cm	cm	(-)	(+)	(-)	(+)				
1-2-A-B	951.52	6.00	3.45	4.70	0.7	1240.00	704.00	827.00	310.00	1404.3579	797.3129	936.6161	351.0895
1-2-B-C	951.52	2.00	3.35	4.70	0.7	888	464	548	185	948.2449	495.4793	585.1781	197.5510
1-2-C-D	951.52	6.00	3.85	4.70	0.8	621	1120	852	369	875.8525	1579.6374	1201.6527	520.4341
2-3-A-B	951.52	2.00	3.85	4.9	0.8	1071	590	829	318	1510.5282	832.1304	1169.2137	448.5042
2-3-B-C	951.52	1.00	3.35	4.9	0.7	830	428	559	157	886.3100	457.0369	596.9244	167.6514
2-3-C-D	951.52	3.00	3.85	4.9	0.8	548	185	888	464	772.8940	260.9222	1252.4268	654.4212
3-4-A-B	951.52	7.00	2	3.45	0.6	0	252	1382	802	0.0000	95.9132	526.0003	305.2476
3-4-C-D	951.52	5.00	2	3.85	0.5	0	178	878	458	0.0000	67.7482	334.1738	174.3185
4-5-C-D	951.52	7.00	1.3	3.85	0.3	0	238	1364	790	0.0000	38.2720	219.3406	127.0374

Tabla 3.30. Momentos de diseño de losas N+4.80; N+7.50 y N+10.20. (Octubre de 2013).

LOSA N+ 12.90m	qu	MODELO	Lx	Ly	Lx/Ly	my	my	mx	mx	Muy (-)	Muy (+)	Mux (-)	Mux (+)
			cm	cm	cm	(-)	(+)	(-)	(+)				
1-2-A-B	866.52	6.00	3.45	4.70	0.7	1240.00	704.00	827.00	310.00	1278.9055	726.0883	852.9475	319.7264
1-2-B-C	866.52	2.00	3.35	4.70	0.7	888	464	548	185	863.5374	451.2178	532.9037	179.9036
1-2-C-D	866.52	6.00	3.85	4.70	0.8	621	1120	852	369	797.6119	1438.5272	1094.3082	473.9433
2-3-A-B	866.52	2.00	3.85	4.9	0.8	1071	590	829	318	1375.5916	757.7956	1064.7670	408.4390
2-3-B-C	866.52	3.00	3.35	4.9	0.7	548	185	888	464	532.9037	179.9036	863.5374	451.2178
2-3-C-D	866.52	3.00	3.85	4.9	0.8	562	205	850	439	721.8324	263.3019	1091.7394	563.8513
3-4-A-B	866.52	6.00	2	3.45	0.6	839	428	839	428	290.8041	148.3482	290.8041	148.3482
3-4-B-C	866.52	3.00	2	3.35	0.6	718	354	597	299	248.8645	122.6992	206.9250	103.6358
3-4-C-D	866.52	3.00	2	3.85	0.5	520	177	888	464	180.2362	61.3496	307.7879	160.8261
4-5-B-C	866.52	7.00	2	3.35	0.6	1360	785	0	269	471.3869	272.0873	0.0000	93.2376
4-5-C-D	866.52	6.00	1.3	3.85	0.3	764	238	1353	782	111.8816	34.8532	198.1359	114.5176

Tabla 3.31. Momentos de diseño de losas N+12.90. (Octubre de 2013).

○ **Armadura de refuerzo**

Con los momentos obtenidos se procede a calcular la armadura de refuerzo necesaria. La armadura por momento flector positivo, se calcula con un ancho de compresión de 1 m, que corresponde a la loseta de compresión, la armadura para momento flector negativo utiliza un ancho efectivo de 20 cm, correspondiente a dos nervios de zona comprimida en un metro lineal de losa.

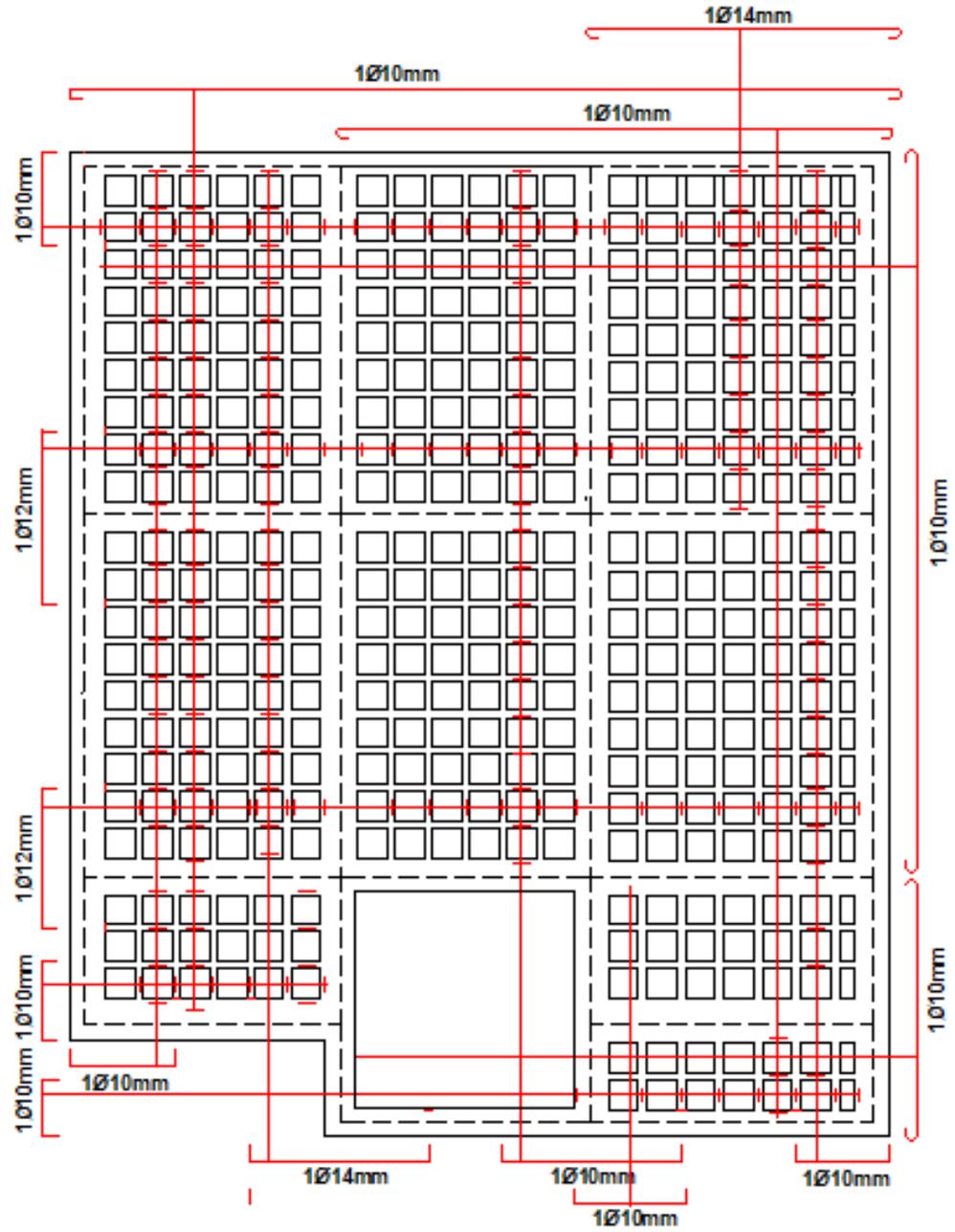


Figura. 3.26. Esquema de armado para las losas de piso. (Octubre de 2013).

LOSA N+2.10m	M (Kg· m/m)		b	d	f'c	Fy	As	
			cm	cm	Kg/cm2	Kg/cm2	cm2/m	
1-2-A-B	Muy (-)	1404.36	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>2.38</b>
1-2-B-C	Muy (-)	948.24	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>1.56</b>
	Muy (+)	495.48	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.78</b>
	Mux (-)	585.18	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.94</b>
	Mux (+)	197.55	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.31</b>
1-2-C-D	Muy (-)	875.85	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>1.43</b>
	Muy (+)	1579.64	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>2.50</b>
	Mux (-)	1201.65	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>2.01</b>
	Mux (+)	520.43	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.81</b>
	2-3-A-B	Muy (-)	1510.53	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)
	Muy (+)	832.13	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>1.31</b>
	Mux (-)	1169.21	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>1.95</b>
	Mux (+)	448.50	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.70</b>
	2-3-B-C	Muy (-)	886.31	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)
	Muy (+)	457.04	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.71</b>
	Mux (-)	596.92	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.96</b>
	Mux (+)	167.65	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.26</b>
	2-3-C-D	Muy (-)	792.64	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)
	Muy (+)	289.13	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.45</b>
	Mux (-)	1198.83	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>2.00</b>
	Mux (+)	619.16	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.97</b>
	3-4-A-B	Muy (-)	319.33	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)
	Muy (+)	162.90	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.25</b>
	Mux (-)	319.33	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.51</b>
	Mux (+)	162.90	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.25</b>
	3-4-B-C	Muy (-)	273.28	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)
	Muy (+)	134.74	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.21</b>
	Mux (-)	227.22	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.36</b>
	Mux (+)	113.80	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.18</b>
	3-4-C-D	Muy (-)	197.92	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)
	Muy (+)	67.37	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.10</b>
	Mux (-)	337.98	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.54</b>
	Mux (+)	176.60	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.28</b>
	4-5-B-C	Muy (-)	517.63	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)
	Muy (+)	298.78	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.47</b>
	Mux (-)	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	Asx(-)	<b>0.00</b>
	Mux (+)	102.38	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.16</b>
	4-5-C-D	Muy (-)	122.86	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)
	Muy (+)	38.27	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.06</b>
	Mux (-)	217.57	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.34</b>
	Mux (+)	125.75	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.20</b>

Tabla 3.32. Armadura de refuerzo Losa N+2,10 m. (Octubre de 2013).

LOSAN+4.80- N+10.20	M (Kg- m/m)		b	d	f'c	Fy	As	
			cm	cm	Kg/cm2	Kg/cm2	cm2/m	
1-2-A-B	Muy (-)	1404.36	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>2.38</b>
	Muy (+)	797.31	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>1.25</b>
	Mux (-)	936.62	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>1.54</b>
	Mux (+)	351.09	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.55</b>
1-2-B-C	Muy (-)	948.24	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>1.56</b>
	Muy (+)	495.48	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.78</b>
	Mux (-)	585.18	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.94</b>
	Mux (+)	197.55	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.31</b>
1-2-C-D	Muy (-)	875.85	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>1.43</b>
	Muy (+)	1579.64	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>2.50</b>
	Mux (-)	1201.65	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>2.01</b>
	Mux (+)	520.43	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.81</b>
2-3-A-B	Muy (-)	1510.53	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>2.58</b>
	Muy (+)	832.13	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>1.31</b>
	Mux (-)	1169.21	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>1.95</b>
	Mux (+)	448.50	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.70</b>
2-3-B-C	Muy (-)	886.31	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>1.45</b>
	Muy (+)	457.04	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.71</b>
	Mux (-)	596.92	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.96</b>
	Mux (+)	167.65	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.26</b>
2-3-C-D	Muy (-)	772.89	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>1.26</b>
	Muy (+)	260.92	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.41</b>
	Mux (-)	1252.43	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>2.10</b>
	Mux (+)	654.42	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>1.03</b>
3-4-A-B	Muy (-)	0.00	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>0.00</b>
	Muy (+)	95.91	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.15</b>
	Mux (-)	526.00	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.84</b>
	Mux (+)	305.25	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.48</b>
3-4-C-D	Muy (-)	0.00	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>0.00</b>
	Muy (+)	67.75	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.11</b>
	Mux (-)	334.17	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.53</b>
	Mux (+)	174.32	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.27</b>
4-5-C-D	Muy (-)	0.00	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>0.00</b>
	Muy (+)	38.27	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.06</b>
	Mux (-)	219.34	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.35</b>
	Mux (+)	127.04	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.20</b>

Tabla 3.33. Armadura de refuerzo Losas N+4,20; N+7,50 y N+10,20 m. (Octubre de 2013).

LOSA N+2.10m	M (Kg· m/m)		b	d	f'c	Fy	As	
			cm	cm	Kg/cm2	Kg/cm2	cm2/m	
1-2-A-B	Muy (-)	1278.91	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>2.15</b>
	Muy (+)	726.09	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>1.14</b>
	Mux (-)	852.95	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>1.39</b>
	Mux (+)	319.73	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.50</b>
1-2-B-C	Muy (-)	863.54	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>1.41</b>
	Muy (+)	451.22	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.71</b>
	Mux (-)	532.90	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.85</b>
	Mux (+)	179.90	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.28</b>
1-2-C-D	Muy (-)	797.61	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>1.30</b>
	Muy (+)	1438.53	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>2.27</b>
	Mux (-)	1094.31	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>1.82</b>
	Mux (+)	473.94	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.74</b>
2-3-A-B	Muy (-)	1375.59	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>2.33</b>
	Muy (+)	757.80	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>1.19</b>
	Mux (-)	1064.77	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>1.76</b>
	Mux (+)	408.44	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.64</b>
2-3-B-C	Muy (-)	532.90	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>0.85</b>
	Muy (+)	179.90	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.28</b>
	Mux (-)	863.54	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>1.41</b>
	Mux (+)	451.22	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.71</b>
2-3-C-D	Muy (-)	721.83	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>1.17</b>
	Muy (+)	263.30	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.41</b>
	Mux (-)	1091.74	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>1.81</b>
	Mux (+)	563.85	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.88</b>
3-4-A-B	Muy (-)	290.80	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>0.46</b>
	Muy (+)	148.35	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.23</b>
	Mux (-)	290.80	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.46</b>
	Mux (+)	148.35	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.23</b>
3-4-B-C	Muy (-)	248.86	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>0.39</b>
	Muy (+)	122.70	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.19</b>
	Mux (-)	206.92	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.33</b>
	Mux (+)	103.64	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.16</b>
3-4-C-D	Muy (-)	180.24	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>0.28</b>
	Muy (+)	61.35	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.10</b>
	Mux (-)	307.79	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.49</b>
	Mux (+)	160.83	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.25</b>
4-5-B-C	Muy (-)	471.39	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>0.75</b>
	Muy (+)	272.09	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.42</b>
	Mux (-)	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	Asx(-)	<b>0.00</b>
	Mux (+)	93.24	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.15</b>
4-5-C-D	Muy (-)	111.88	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(-)	<b>0.18</b>
	Muy (+)	34.85	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asy(+)	<b>0.05</b>
	Mux (-)	198.14	20.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(-)	<b>0.31</b>
	Mux (+)	114.52	100.00	17.00	210.0	4200.00	Asx(+)	<b>0.18</b>

Tabla 3.34. Armadura de refuerzo Losa N+1,20 m. (Octubre de 2013).

○ **Varillas comerciales**

Tomando en cuenta la cuantía mínima de acero de refuerzo  $\rho = 0,0033$  se requiere como área mínima de refuerzo:

$$A_{S_{min}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{S_{min}} = 0,033 \times 20 \times 17 = 1,12 \text{ cm}^2.$$

En cada metro de ancho de la losa, se tienen dos nervios de 10 cm, para cada nervio se requiere la mitad del armado requerido en el metro de ancho de losa.

El valor de  $d = 17\text{cm}$  se obtiene restando la altura total de losa = 20 cm menos el recubrimiento mínimo exigido de 3 cm. (NEC-11).

A continuación se presenta las tablas de armado para cada paño en análisis, en donde se ha sustituido los valores de refuerzo menores al mínimo requerido por  $1.12 \text{ cm}^2$ .

LOSA N+2.10m	Asy (-) cm2/m	Asy (+) cm2/m	Asx (-) cm2/m	Asx (+) cm2/m	Asy (-) cm2/nervio	Asy (+) cm2/nervio	Asx (-) cm2/nervio	Asx (+) cm2/nervio
1-2-A-B	2.38	1.25	1.54	1.12	1.19 = 1Φ14mm	0.63 = 1Φ10mm	0.77 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
1-2-B-C	1.56	1.12	1.12	1.12	0.78 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
1-2-C-D	1.43	2.50	2.01	1.12	0.72 = 1Φ10mm	1.25= 1Φ14mm	1.00= 1Φ12mm	0.56 = 1Φ10mm
2-3-A-B	2.58	1.31	1.95	1.12	1.29= 1Φ14mm	0.65 = 1Φ10mm	0.98 = 1Φ12mm	0.56 = 1Φ10mm
2-3-B-C	1.45	1.12	1.12	1.12	0.73 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
2-3-C-D	1.29	1.12	1.12	1.12	0.65 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
3-4-A-B	1.12	1.12	1.12	1.12	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
3-4-B-C	1.12	1.12	1.12	1.12	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
3-4-C-D	1.12	1.12	1.12	1.12	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
4-5-B-C	1.12	1.12	0.00	1.12	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.00	0.56 = 1Φ10mm
4-5-C-D	1.12	1.12	1.12	1.12	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm

Tabla 3.35. Tabla de armado losa N+2,10 m. (Octubre de 2013).

<b>LOSA N+4.80- N+10.20</b>	<b>Asy (-) cm2/m</b>	<b>Asy (+) cm2/m</b>	<b>Asx (-) cm2/m</b>	<b>Asx (+) cm2/m</b>	<b>Asy (-) cm2/nervio</b>	<b>Asy (+) cm2/nervio</b>	<b>Asx (-) cm2/nervio</b>	<b>Asx (+) cm2/nervio</b>
<b>1-2-A-B</b>	2.38	1.25	1.54	1.12	1.19 = 1Φ14mm	0.63 = 1Φ10mm	0.77 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
<b>1-2-B-C</b>	1.56	1.12	1.12	1.12	0.78 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
<b>1-2-C-D</b>	1.43	2.50	2.01	1.12	0.72 = 1Φ10mm	1.25 = 1Φ14mm	1.01 = 1Φ12mm	0.56 = 1Φ10mm
<b>2-3-A-B</b>	2.58	1.31	1.95	1.12	1.29 = 1Φ14mm	0.66 = 1Φ10mm	0.98 = 1Φ12mm	0.56 = 1Φ10mm
<b>2-3-B-C</b>	1.45	1.12	1.12	1.12	0.73 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
<b>2-3-C-D</b>	1.26	1.12	2.10	1.03	0.63 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	1.05 = 1Φ12mm	0.56 = 1Φ10mm
<b>3-4-A-B</b>	0	1.12	1.12	1.12	0.00	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
<b>3-4-C-D</b>	0	1.12	1.12	1.12	0.00	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
<b>4-5-C-D</b>	0	1.12	1.12	1.12	0.00	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm

Tabla 3.36. Tabla de armado losas N+4,80 – N+10,20 m. (Octubre de 2013).

<b>LOSA N+12.90m</b>	<b>Asy (-) cm2/m</b>	<b>Asy (+) cm2/m</b>	<b>Asx (-) cm2/m</b>	<b>Asx (+) cm2/m</b>	<b>Asy (-) cm2/nervio</b>	<b>Asy (+) cm2/nervio</b>	<b>Asx (-) cm2/nervio</b>	<b>Asx (+) cm2/nervio</b>
1-2-A-B	2.15	1.14	1.39	1.12	1.08 = 1Φ12mm	0.56 = 1Φ10mm	0.70 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
1-2-B-C	1.41	1.12	1.12	1.12	0.71= 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
1-2-C-D	1.3	2.27	1.82	1.12	0.65= 1Φ10mm	1.14 = 1Φ14mm	0.91 = 1Φ12mm	0.56 = 1Φ10mm
2-3-A-B	2.33	1.19	1.76	1.12	1.17 = 1Φ14mm	0.60= 1Φ10mm	0.88 = 1Φ12mm	0.56 = 1Φ10mm
2-3-B-C	1.12	1.12	1.41	1.12	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.71= 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
2-3-C-D	1.17	1.12	1.81	1.12	0.59 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.91 = 1Φ12mm	0.56 = 1Φ10mm
3-4-A-B	1.12	1.12	1.12	1.12	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
3-4-B-C	1.12	1.12	1.12	1.12	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
3-4-C-D	1.12	1.12	1.12	1.12	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm
4-5-B-C	1.12	1.12	0.00	1.12	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.00	0.56 = 1Φ10mm
4-5-C-D	1.12	1.12	1.12	1.12	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm	0.56 = 1Φ10mm

Tabla 3.37. Tabla de armado losa N+12,90 m. (Octubre de 2013).

○ **Resistencia a cortante**

La losa bidireccional debe estar en capacidad de resistir fuerzas cortantes generadas por las cargas que actúan en áreas de tributación, transmitidos directamente a las vigas. La sección crítica de las losas para el diseño a cortante se encuentra en los sectores de ordenada máxima de las áreas de tributación, cerca de los bordes de las vigas de apoyo.

Para verificar la resistencia a cortante de la losa, se toma una sección de diseño con un ancho unitario, la carga última es:

$$q_u = 1.4(436,80) + 1,7(200) = 951,52 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}.$$

Tomando el paño más desfavorable de la losa (2-3-C-D) se calcula la zona crítica de diseño, está se ubica a una distancia igual “**d**” (espesor de la losa menos el recubrimiento) de la superficie longitudinal de la viga; esta superficie está ubicada a 15cm del eje principal, pues el elemento tiene un ancho total de 30cm. Por lo tanto la sección crítica de diseño se sitúa:

$$d_s = d + 15 = 17 + 15 = 32 \text{ cm.}$$

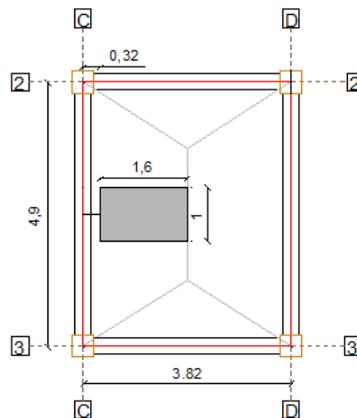


Figura. 3.27. Esquema del paño (2-3-C-D) – Sección crítica de diseño a cortante.

(Octubre de 2013).

La fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho en la zona crítica a cortante es:

$$V_u = 1,00 \text{ m} \times 1,60 \text{ m} \times 951,52 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_u = 1522,43 \text{ kg}.$$

En un metro de losa se dispone de dos nervios de 10cm de ancho (ancho total = 20cm), por lo que el esfuerzo cortante último es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \times b \times d}$$

$$v_u = \frac{1522,43}{0,85 \times 20 \times 17} = 5,27 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo cortante último que puede soportar el hormigón es:

$$v_c = 0,53\sqrt{f'_c} = 0,53\sqrt{210}$$

$$v_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2.$$

$$5,27 < 7,68 \text{ kg/cm}^2.$$

∴ La sección transversal es suficiente para resistir las fuerzas cortantes.

Una vez verificado que las secciones transversales son suficientes para resistir los cortantes, se realiza el armado final de las losas de piso del proyecto.

**Nota:** Ver Anexo 5 (planos estructurales).

## **Diseño de columnas estructurales por flexo-compresión y corte biaxial**

### ○ **Disposiciones de diseño a flexo-compresión**

Los elementos estructurales sometidos a cargas de compresión, también experimentan solicitaciones por momentos flectores; en el diseño estructural se debe tomar en cuenta este efecto actuando simultáneamente con las solicitaciones de carga axial. Al igual que el proceso efectuado en las losas de entrepiso, para las columnas estructurales, existen diagramas de cálculo en flexo compresión que facilitan el diseño.

Estos diagramas modelan la interacción de los efectos de compresión y flexión actuando simultáneamente en un plano determinado, sin embargo en la realidad el análisis de columnas estructurales debe ser biaxial, por lo tanto es necesario interpolar los valores obtenidos entre un diagrama unidireccional con ángulo de rotación igual a cero, y un diagrama con rotación de 30,35 o 45° establecidos en la norma ACI- 318. Cualquier combinación de carga axial y momento flector nominal que defina un punto que cae dentro de la curva del diagrama o sobre esta, indica que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones presentes.

Para transformar las curvas de interacción nominales a curvas de diseño final de columnas estructurales es preciso tomar en cuenta lo siguiente:

-El factor de reducción de capacidad  $\phi$  para compresión pura en columnas rectangulares es 0,70 y para flexión es 0,90. (ACI-318 2008). Las solicitaciones de rotura se calculan con expresión siguiente:

$$P_u = \phi P_n$$

$$M_u = \phi M_n$$

Eq: 3.41<sup>70</sup>

Para utilizar los diagramas de interacción adimensionales de columnas rectangulares, se definen las solicitaciones mayoradas que actúan sobre el elemento en análisis (Carga axial y momento flector), obtenidas del análisis de resultados final que proporciona el programa de cálculo. Con las dimensiones de la columna a ser diseñada (b y t), utilizadas en la modelación y análisis estructural estático espacial, se debe escoger una distribución tentativa de refuerzo longitudinal, respetando el recubrimiento mínimo y el espaciamiento entre varillas.

Finalmente se calculan los parámetros que definen la abscisa (X) y la ordenada (Y) de un punto dentro del diagrama de interacción, mediante las siguientes expresiones:

$$x = \frac{M_u}{f'_c \times b \times t^2}$$

$$y = \frac{P_u}{f'_c \times b \times t}$$

Eq: 3.42<sup>71</sup>

En donde:

Mu: Momento Flector último.

Pu: Carga axial última.

b, t: Dimensiones de la sección de la columna.

---

<sup>70</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013]. Eq (13.2).

<sup>71</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013]. Eq (13.5).

Con estos valores se puede escoger un diagrama adimensional que se ajuste a las condiciones reales del diseño, ubicando el punto de abscisa y ordenada calculado, el mismo que puede coincidir directamente sobre una de las curvas de interacción del diagrama o entre ellas; de caer este punto sobre una curva, se obtiene directamente la cuantía de armado total  $\rho_t$  caso contrario se debe interpolar los valores para obtener este parámetro.

La cuantía de armado obtenida será la mínima requerida por la columna para resistir la carga axial última y el momento flector último, se debe chequear siempre que este valor este comprendido entre las cuantías mínima y máxima permitidas según la normativa ACI-318.

La cantidad de acero total de la columna se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \rho_t \times b \times t$$

Eq: 3.43<sup>72</sup>

En donde:

$A_s$ : Área de acero longitudinal total

$\rho_t$ : Cuantía de armado total, obtenida con los diagramas de interacción adimensional.

Considerando los esfuerzos de manera biaxial, el ACI-318 cuenta con diagramas de interacción para columnas cuadradas uniformemente armadas en sus cuatro caras, con flexión diagonal a 45°, respecto a los ejes principales. Estas curvas junto con las de interacción unidireccional en los ejes principales, permiten una

---

<sup>72</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013]. Eq (13.7)

interpolación angular confiable para cualquier ángulo de flexión en columnas cuadradas, como son las utilizadas en este proyecto.

El efecto de pandeo se considera siempre y cuando la relación de esbeltez de la columna supere el límite establecido en la norma ACI-318 = 22. Cuando se considera efectos de pandeo debido a la esbeltez del elemento columna, es preciso amplificar los momentos flectores obtenidos para cuantificar la reducción de la capacidad resistente.

$$M_c = M_2 \delta$$

Eq: 3.44<sup>73</sup>

En donde:

$M_c$ : Momento flector amplificado.

$M_2$ : Mayor momento flector último en el extremo de la columna.

$\delta$ : Factor de mayoración de momentos por efectos del pandeo.

El factor de mayoración viene dado por:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_{cr}}} \geq 1$$

Eq: 3.45<sup>74</sup>

En donde:

$C_m$ : Factor de sensibilidad de deformación por pandeo = 1 en pórticos no arriostrados.

$P_u$ : Carga axial última de compresión.

$P_{cr}$ : Carga crítica de pandeo.

---

<sup>73</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013]. Eq (13.11).

<sup>74</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en septiembre de 2013]. Eq (13.12).

Para calcular la carga crítica de pandeo, se tiene que determinar el coeficiente de longitud de pandeo (K), el módulo de elasticidad del hormigón y la inercia de la sección transversal compuesta por hormigón y acero, de los elementos estructurales que se conectan en la zona de confinamiento. El coeficiente K es obtenido mediante los nomogramas de Jackson y Morland que consideran fundamentalmente la capacidad de desplazamiento transversal en los extremos de la columna y de la rigidez rotativa de esta con respecto a los demás elementos estructurales que concurren en un mismo nudo.

### Disposiciones de diseño a Corte

Para el diseño a corte biaxial se toma en cuenta la capacidad resistente nominal a corte del hormigón simple en las dos direcciones principales ( $v_{cx}$  y  $v_{cy}$ ), esta a su vez depende del nivel de esfuerzos cortantes últimos en ambas direcciones y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$v_{cy} = \frac{0,53\sqrt{f'_c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{ux}}{V_{uy}}\right)^2}}$$

$$v_{cx} = \frac{0,53\sqrt{f'_c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{uy}}{V_{ux}}\right)^2}}$$

Eq: 3 .46<sup>75</sup>

En donde:

$v_{cx}$ : Esfuerzo resistente a corte del hormigón simple en la dirección x.

---

<sup>75</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013]. Eq (13.26)

$v_{cy}$ : Esfuerzo resistente a corte del hormigón simple en la dirección y.

$V_{ux}$ : Esfuerzo cortante último en la dirección x.

$V_{uy}$ : Esfuerzo cortante último en la dirección y.

El mayor esfuerzo cortante bidireccional que puede resistir una sección rectangular reforzada en las dos direcciones con acero es el siguiente:

$$\sqrt{V_{ux}^2 + V_{uy}^2} \leq 2,65\sqrt{f'c}$$

Eq: 3.47<sup>76</sup>

El acero de refuerzo transversal ( $A_{vx}, A_{vy}$ ), requerido para resistir las fuerzas cortantes en las dos direcciones ortogonales, se calcula como sigue:

$$A_{vx} = \frac{(V_{ux} - v_{cx}) \times b \times s}{F_y}$$

$$A_{vy} = \frac{(V_{uy} - v_{cy}) \times b \times s}{F_y}$$

Eq: 3.48<sup>77</sup>

---

<sup>76</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013]. Eq (13.28).

<sup>77</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013]. Eq (13.28).

**Procedimiento de cálculo**

Para el diseño de las columnas estructurales del presente proyecto, se obtienen los valores de esfuerzos mayorados del informe de resultados y se realiza el diseño del elemento más desfavorable (con mayor carga axial y momento flector), para cada sección planteada; el mismo se adopta para todos elementos que poseen dicha sección. Los esfuerzos últimos mayorados empleados son los expuestos en la tabla 3.38.

COLUMNA TIPO	LONGITUD cm	SECCIÓN cm <sup>2</sup>	ELEMENTO MÁS DESFAVORABLE	Momentos últimos Biaxiales		Carga axial última	Fuerzas cortantes	
				MUX (Kg-cm)	MUY (Kg-cm)	PU (Kg)	VX (Kg)	VY (Kg)
C1	270	35X35	206_1	1019065.0000	4174415.0000	64653.05	3775.65	15973.05
C2	270	40X40	218_1	331893.0000	1896895.0000	25258.94	2684.37	14089.54
C3	410	45X45	282_1	209358.0000	1466936.0000	20431.88	689.26	9825.29

Tabla 3.38. Solicitaciones de diseño a flexo compresión y corte en columnas.

(Noviembre de 2013).

**Columnas C3 (45x45 cm) L = 4.10m.**

○ **Diseño a flexo-compresión**

1. Se escoge la distribución tentativa de las varillas de acero:

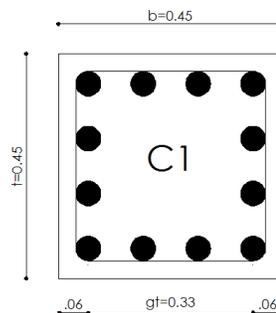


Tabla 3.28. Distribución de acero en columna C3.

(Octubre de 2013).

2. Cálculo del factor de dimensión del núcleo de la columna.

$$g = \frac{gt}{b}$$

$$g = \frac{33}{45} \approx 0,70$$

3. Momento flector último de diseño.

Para calcular el **Mu** de diseño, se suma vectorialmente los valores obtenidos en las dos direcciones ortogonales.

$$Mu = \sqrt{1\,019\,065^2 + 4\,174\,415^2} = 4\,297\,003 \text{ kg} - \text{cm}.$$

4. Cálculo del ángulo que forma el momento flector último resultante con relación al eje X:

$$\tan \alpha = \frac{Mux}{Muy} = \frac{1\,019\,065}{4\,174\,415} = 0,244$$

$$\alpha = 13,72^\circ$$

5. Coeficientes de entrada a los diagramas de interacción adimensionales.

$$X = \frac{Mu}{f'_c \times b \times t^2}$$

$$X = \frac{4\,297\,003}{210 \times 45 \times 45^2} = \mathbf{0,22}$$

$$Y = \frac{Pu}{f'_c \times b \times t}$$

$$Y = \frac{64\,653,05}{210 \times 45 \times 45} = \mathbf{0,15}$$

Se escoge el gráfico #63 de los diagramas adimensionales de interacción de columnas – Flexión diagonal y el gráfico # 63 de los diagramas adimensionales de interacción unidireccional para columnas rectangulares, con valores de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $Fy = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $g = 0,70$  y 12 varillas distribuidas uniformemente. (“*Temas de Hormigón Armado*”. Marcelo Romo Proaño. -2008).

En el diagrama de interacción unidireccional con  $0^\circ$  de rotación, se obtiene una cuantía de armado  $\rho_t = 0,027$

En el diagrama de interacción diagonal con  $45^\circ$  de rotación, se obtiene una cuantía de armado  $\rho_t = 0,032$

Interpolando para el valor del ángulo calculado  $\alpha = 13,72^\circ$  se tiene:  
 $\rho_t = 0,029$

El valor de cuantía obtenido es mayor que la cuantía mínima en columnas = 0,01 (ACI-318), e inferior a la cuantía máxima permitida en zona sísmica = 0,06 (ACI-318), por tanto cumple con los criterios de diseño requeridos.

6. Sección de acero transversal requerida:

$$As = \rho_t \times b \times t$$

$$As = 0.029 \times 45 \times 45 = 57,56 \text{ cm}^2.$$

La Distribución escogida inicialmente determina, que se requieren 12 varillas de 25mm de sección transversal. (12Φ25mm).

7. Verificación de esbeltez y efecto del pandeo.

o Sentido Eje X

E: Módulo de elasticidad del hormigón

$$E = 218\,820.00 \text{ kg/cm}^2.$$

Se calcula el valor aproximado del producto EI (Inercia – Módulo de elasticidad) con la siguiente expresión:

$$E_{\text{col}}I_{\text{col}} = \frac{E_c \times I_{cx}}{1 + \beta_d}$$

Eq: 3.48<sup>78</sup>

En donde:

I<sub>cx</sub>: Inercia de la columna en el sentido X.

$$I_{cx} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 341\,718\,75 \text{ cm}^4.$$

$\beta_d$ : Razón entre la carga permanente factorada y la carga axial factorada sin considerar carga lateral.

$$\beta_d = \frac{1,4(M_{CM})}{(1,4(M_{CM}) + 1,7(M_{CV}))}$$

---

<sup>78</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013].

Estos valores se toman del programa de cálculo, con los resultados de momento flector último por carga permanente y sobre carga de servicio, sin mayoración.

De aquí se obtiene un  $\beta_d = 0,92$

Entonces:

$$E_{col}I_{col} = \frac{\frac{217\,370,65 \times 341\,718,75}{2,5}}{1 + 0,92} = 15\,474\,900\,000 \text{ kg} - \text{cm}^2.$$

Utilizando el mismo proceso para la viga conectada al elemento en el sentido X, se tiene:

$$E_{vig}I_{vig} = \frac{\frac{217\,370,65 \times 160\,000}{5}}{1 + 0,87} = 3\,693\,620\,000 \text{ kg} - \text{cm}^2.$$

Con estos valores, se puede determinar el nivel de arriostramiento en los extremos superior e inferior de la columna, mediante la siguiente expresión:

$$\Psi = \frac{\frac{E_{col}I_{col}}{L_{col}}}{\frac{E_{vig}I_{vig}}{L_{vig}}}$$

Eq: 3.49<sup>79</sup>

$$\Psi = 3,85$$

Para el caso del extremo inferior, que llega al plinto de la cimentación, se puede considerar un semi-empotramiento, lo que significa que puede tomar un valor de  $\Psi = 1,00$

Con estos valores, en el nomograma para pórticos no arriostrados, se define:

$$K = 1,55$$

---

<sup>79</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013]. Eq: (13.23).

Se chequea la esbeltez con la expresión:

$$\frac{k \times l}{rx}$$

En donde:

K: Coeficiente de longitud de pandeo.

L: Longitud libre de la columna.

rx: radio de giro del elemento en la dirección X, igual a 0,3 (b) (ACI-318).

$$\frac{1,55 \times 410}{0,3(45)} = 47,07 > 22$$

∴ Se considera efecto del pandeo.

8. Cálculo de la carga crítica del pandeo.

Para calcular carga crítica por pandeo, se utiliza la expresión de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_{col} I_{col}}{K \times l} = \frac{\pi^2 \times (15\,474\,900\,000)}{1,55 \times 410}$$

Eq: 3.51<sup>80</sup>

$$P_{cr} = 371\,708,38 \text{ kg.}$$

9. Momento flector último para cargas que no producen desplazamiento lateral.

Se obtiene del informe de resultados del programa de cálculo, mediante la combinación que considera solamente carga viva y carga muerta, despreciando la carga sísmica lateral.

---

<sup>80</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013].

$$M_{1ns} = 200\,858,90 \text{ kg} - \text{cm}.$$

10. Momento flector último por cargas que producen desplazamiento lateral.

De igual manera se obtiene del informe de resultados final, pero considerando únicamente una combinación con carga sísmica lateral.

$$M_{1s} = 972\,140,07 \text{ kg} - \text{cm}.$$

11. Cálculo del factor de amplificación de momento flector que no produce desplazamiento transversal y momento flector mayorado.

$C_m = 1$  en pórticos no arriostrados.

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_{cr}}}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{64\,653,05}{0,75(371\,708,38)}} = 1,30$$

$$M_c = 1,30 \times 200\,858,90 = 261\,505,39 \text{ kg} - \text{cm}.$$

12. Cálculo del factor de amplificación del momento flector que produce desplazamiento lateral, cálculo del momento último de diseño.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q}$$

“Q” es el índice de estabilidad de piso, calculado previamente en el análisis sísmico y mostrado en la tabla 3.26.

$$Q = 0,00460$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - 0,00460} = 1,006$$

13. Momento flector último de diseño ( $M_{ux}$ ).

$$M_{ux} = 261\,505,39 + 1,006 \times (972\,140,07) = 1\,238\,137,97 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Para calcular  $M_{uy}$  se sigue el mismo procedimiento, con los parámetros adoptados para el sentido Y; finalmente se tiene:

$$M_{uy} = 4\,198\,637,83 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Se vuelve a realizar el diseño con estos nuevos valores de momento, obteniendo:

$$M_u = 4\,377\,390,00 \text{ kg} - \text{cm}.$$

$$\alpha = 16,43^\circ$$

$$X = 0,25$$

$$Y = 0,16$$

$$\rho_t(0^\circ) = 0,033$$

$$\rho_t(45^\circ) = 0,038$$

$$\rho_t(16.43^\circ) = 0,034$$

14. Sección de acero transversal requerida:

$$A_s = \rho_t \times b \times t$$

$$A_s = 0,034 \times 45 \times 45 = 70,52 \text{ cm}^2.$$

La Distribución escogida determina, que se requieren 12 varillas de 28mm de sección longitudinal. (12Φ28mm).

○ **Diseño a cortante**

1. Cálculo del esfuerzo cortante último.

$$v_{ux} = \frac{V_{ux}}{\varphi \times b \times d}$$

$$v_{uy} = \frac{V_{uy}}{\varphi \times b \times d}$$

$$v_{ux} = \frac{3\,775,65}{0,85 \times 45 \times 39} = 0,28 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v_{uy} = \frac{15\,973,05}{0,85 \times 45 \times 39} = 10,71 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Verificación del esfuerzo máximo que puede resistir el hormigón armado.

$$2,65\sqrt{f'_c} = 2,26\sqrt{210} = 37,10 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Obtención del esfuerzo cortante combinado.

$$v_u = \sqrt{0,28^2 + 10,70^2} = 10,71 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 37,10 \text{ (O.K.)}.$$

∴ Esfuerzo total combinado es menor que el esfuerzo máximo.

4. Cálculo del esfuerzo resistente del hormigón en las direcciones X y Y.

$$v_{cx} = \frac{0,53\sqrt{f'_c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{uy}}{V_{ux}}\right)^2}}$$

$$v_{cx} = \frac{0,53\sqrt{210}}{\sqrt{1 + \left(\frac{10,708^2}{0,28}\right)}} = 0,20 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v_{cy} = \frac{0,53\sqrt{f'c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{ux}^2}{V_{uy}^2}\right)}}$$

$$v_{cy} = \frac{0,53\sqrt{210}}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,28^2}{10,708}\right)}} = 7,68 \text{ kg/cm}^2.$$

5. Cálculo de la armadura transversal para ambas direcciones.

$$A_{vx} = \frac{(V_{ux} - v_{cx}) \times b \times s}{F_y}$$

$$A_{vy} = \frac{(V_{uy} - v_{cy}) \times b \times s}{F_y}$$

Colocando estribos de 8 mm de diámetro, cuya sección transversal es  $0,50 \text{ cm}^2$ , y considerando que un estribo cuadrado tiene dos ramales orientados en las direcciones X y Y, se tiene:

$$A_v = 2 \times 0,50 = 1,00 \text{ cm}^2.$$

Luego de las ecuaciones se despeja el espaciamiento del refuerzo:

$$s_x = \frac{A_{vx} \times F_y}{(v_{ux} - v_{cx}) \times b}$$

$$s_x = \frac{1,00 \times 4\,200}{(0,28 - 0,2) \times 45} = 1\,166,67 \text{ cm}.$$

$$s_y = \frac{A_{vy} \times F_y}{(v_{uy} - V_{cy}) \times b}$$

$$s_y = \frac{1,00 \times 4 \times 200}{(10,708 - 7,68) \times 45} = 30,8 \text{ cm. (Espaciamiento más restrictivo).}$$

Las fuerzas cortantes en dos direcciones ortogonales, son resistidas por ramales diferentes de los estribos cerrados, por lo que no es necesario superponer dos armaduras distintas, se debe escoger el valor más restrictivo.

La norma NEC-11 establece, que en zonas sísmicas, los estribos deberán colocarse con un espaciado no mayor que  $d/2$ , en toda la longitud del miembro. Para el caso en análisis  $d = 39 \text{ cm}$  (adoptando un recubrimiento de  $6 \text{ cm}$ ).

Por tanto:

$$s = \frac{d}{2} = \frac{39}{2} \approx 19 \text{ cm.}$$

Se toma el espaciado de  $19 \text{ cm}$ , ya que es el valor más restrictivo.

La norma NEC-11 establece que en zonas sísmicas, en los extremos de las columnas deberá colocarse un refuerzo transversal especial, conformado por estribos laterales cerrados de confinamiento y estribos interiores si fuera necesario, en una distancia igual a  $1/6$  de la longitud libre de columna. El espaciado del refuerzo transversal especial no podrá ser mayor que  $d/4$ .

Por tanto en zona de confinamiento, se tiene:

$$s = \frac{d}{4} = \frac{39}{4} \approx 9 \text{ cm.}$$

## 6. Varillas comerciales requeridas

Para zona media de columna: 14 varillas de 8mm cada 19 cm. (14Φ8mm @19cm).

Para zona de confinamiento: 7 varillas de 8 mm cada 9 cm. (7Φ8 mm @9 cm).

Siguiendo el mismo proceso ejecutado para las columnas tipo C3, se diseñan los demás elementos estructurales sometidos a flexo compresión biaxial, de los cuales se obtuvo los resultados presentados en la tabla 3.39.

VIGA TIPO	LONGITUD cm	SECCIÓN cm <sup>2</sup>	ARMADURA DE ACERO POR FLEXO COMPRESIÓN	ARMADURA DE ACERO POR CORTE	
				ZONA DE CONFINAMIENTO	ZONA MEDIA
C3	410.00	45X45	12Φ28mm	7Φ8mm @ 9cm	14Φ8mm @ 19cm
C2	270.00	40X40	12Φ25mm	4Φ8mm @ 8cm	11Φ8mm @ 17cm
C1	270.00	35X35	12Φ25mm	4Φ8mm @ 8cm	12Φ8mm @ 15cm

Tabla 3.39. Armadura de refuerzo por flexo-compresión y corte en columnas estructurales. (Noviembre de 2013).

### 3.2.2. Diseño de estructura mixta con perfiles metálicos y hormigón

El diseño de estructura mixta propuesta en este proyecto, se realiza mediante la utilización de perfiles metálicos en vigas perimetrales, viguetas y columnas estructurales, para las losas de entre piso se emplea una placa colaborante con loseta de compresión de hormigón y malla de acero electro soldada. El sistema de estructura mixta permite disminuir el espesor de la losa, reducir las secciones de los miembros estructurales, por la alta resistencia del acero, empleando menor volumen de hormigón, lo cual reduce considerablemente el peso total de la estructura.

### Losa con placa colaborante y hormigón con malla electro soldada

La losa colaborante “novalosa”, es una placa de acero galvanizado, con doblado trapezoidal, su geometría de resaltes dispuestos transversalmente permite la trabazón del concreto, impidiendo el desplazamiento y garantizando una unión monolítica capaz de resistir las cargas verticales y horizontales que actúan en la estructura, por lo que se le denomina también losa compuesta.

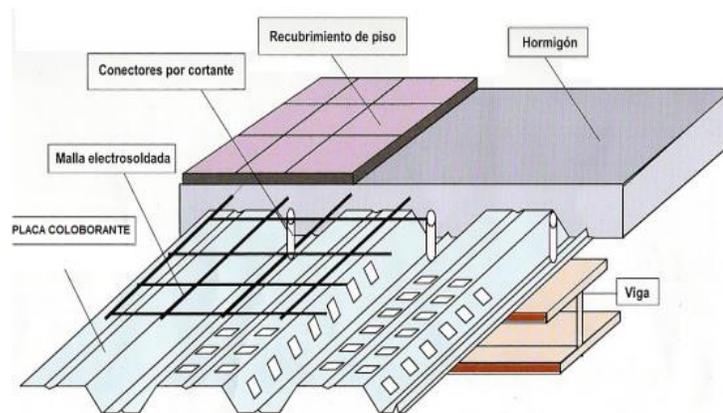


Figura. 3.29. Sistema de losa colaborante.<sup>81</sup>

La placa se asienta sobre viguetas o vigas secundarias, dispuestas horizontalmente en la menor dirección del paño según como se haya planteado la geometría estructural, y estas a su vez se conectan a las vigas perimetrales para transmitir las solicitaciones de carga a las columnas, trabaja de manera unidireccional a diferencia de la losa nervada de hormigón. Es recomendable que la viga principal y la vigueta se mantengan al mismo nivel para una mejor distribución de cargas, lo que se logra con la unión soldada de la vigueta en el alma de la viga principal. (Usando vigas perfil I).

<sup>81</sup> Tomado de: Catálogo de Productos Tugalt. [2013].

Para el diseño del sistema mixto se emplea la placa colaborante “Master Deck” fabricada por la empresa Rooftec del Ecuador, de la cual se tiene las siguientes características y especificaciones que se han tomado del catálogo y hoja técnica del material.

TABLA TÉCNICA DE LA LOSA COLABORANTE MASTER DECK DE ROOFTEC						
ESPEJOR DE LA LOSA			CUBICACIÓN Y PESO PROPIO			
ALTURA TOTAL DE LA LOSA	ALTURA DE HORMIGÓN SOBRE LA CRESTA	VOLUMEN DE HORMIGÓN EN 1m <sup>2</sup> .	HORMIGÓN	PESO DEL DECK	PESO TOTAL	ESPEJOR DEL DECK
cm	cm	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	mm
10	4.8	0.07	168	6.09	174.09	0.65
12	6.8	0.09	216	6.09	222.09	0.65
15	9.8	0.12	288	6.09	294.09	0.65
10	4.8	0.07	168	7.02	175.02	0.75
12	6.8	0.09	216	7.02	223.02	0.75
15	9.8	0.12	288	7.02	295.02	0.75

Tabla. 3.40. Tabla técnica del producto Master Deck de Rooftec.<sup>82</sup>

Para obtener el espesor del Deck, se toma de la tabla 3.40, una altura total de la losa igual a 15 cm, que es el resultado inicial del peralte obtenido en el análisis estructural con hormigón armado, por tanto:

-Altura de hormigón sobre la cresta = 9,8 cm.

-Volumen de hormigón para 1 m<sup>2</sup> = 0,12 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.

-Peso del hormigón con malla por m<sup>2</sup> = 288 kg/m<sup>2</sup>.

-Peso del Deck por m<sup>2</sup> = 6,09 kg/m<sup>2</sup>.

-Espesor del Deck = 0,75 mm.

<sup>82</sup> Fuente: Catálogo de Productos Rooftec. (2013).

### **Carga muerta de la Losa**

De la tabla 3.40, se obtiene el peso total del sistema, incluyendo el hormigón, la malla electro soldada y la placa colaborante, que es:

$$\text{Losa colaborante} = 6,09 + 288 = 294,09 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Carga muerta de losa} = 294.09 \text{ kg/m}^2.$$

### **Carga muerta de la mampostería**

Para mampostería se mantienen los mismos valores que ya se han calculado anteriormente en el sistema de estructura con hormigón armado.

### **Pesos totales de losa y mampostería en cada nivel**

#### ○ **Losa de tumbado Nivel N+12,90 m**

$$\text{AREA} = 141,20 \text{ m}^2.$$

$$\text{CM(kg)/m}^2 = 295$$

$$\text{CM} = 141,20 \text{ m}^2 \times 295 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Peso} = 41654 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso total} = 41654.00 \text{ kg.}$$

#### ○ **Losas de entrepiso N+10,20 m; N+7,50 m; N+4,80 m**

$$\text{AREA} = 130,20 \text{ m}^2$$

$$\text{CM(Kg)/m}^2 = 295$$

$$\text{CM} = 130,20 \text{ m}^2 \times 295 \text{ kg/m}^2 = 38\ 409 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso} = 38\ 409,00 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso mampostería} = 45\ 343,95 \text{ kg.}$$

**Peso total = 83 753,00 kg.**

○ **Losas de entrepiso N+2,10 m**

$$\text{AREA} = 141,20 \text{ m}^2.$$

$$\text{CM(kg)/m}^2 = 295$$

$$\text{CM} = 141,20 \text{ m}^2 \times 295 \text{ kg/m}^2 = 41\ 654 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso} = 41\ 654,00 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso mampostería} = 45\ 792,55 \text{ kg.}$$

**Peso total = 87446.60 kg.**

### **Pre diseño de los miembros estructurales**

En esta etapa es conveniente determinar un pre dimensionamiento de las secciones de los perfiles que se emplearán en la modelación estructural. Cuando se modela una estructura en acero, se tiene menor incertidumbre que al hacerlo con elementos de hormigón armado, debido a que se utilizan perfiles ya establecidos o construidos según los requerimientos estructurales de diseño, de los cuales se conoce las características principales de comportamiento y resistencia, esto permite agilizar el proceso de cálculo y diseño estructural definitivo. La empresa ARMETCO Cía. Ltda., dedicada a la construcción de perfiles estructurales de acero, revisando los planos y las solicitudes de carga existentes para la estructura de la edificación de este proyecto, recomienda utilizar en la modelación del sistema las secciones que se describen a continuación:

○ **Vigas secundarias (Viguetas)**

Perfil I, de acero laminado ASTM- A36:

$F_y = 2\,500 \text{ kg/cm}^2$  (Esfuerzo de fluencia).

$F_u = 4\,100 \text{ kg/cm}^2$  (Resistencia última de tracción).

Peso específico:  $7\,820 \text{ kg/m}^3$ .

Peso/m = 18.05 kg/m.

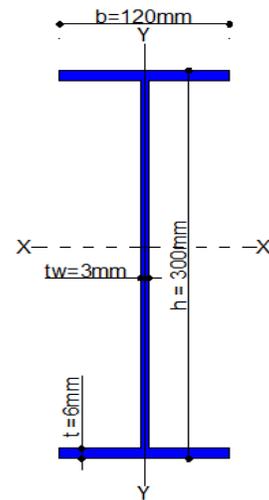


Figura. 3.30. Sección I Viguetas

○ **Vigas principales (Perimetrales)**

Las vigas principales son todos los elementos perimetrales de la estructura, dispuestos en los sentidos X y Y, tienen un espesor de patín y alma mayor al empleado en viguetas. En vigas principales es conveniente usar atiesadores, para controlar el pandeo torsional y las deflexiones; los atiesadores son placas rectangulares de acero de 3 mm de espesor, colocados en el alma de la viga en toda su longitud, con un espaciamiento de  $h/2$  en la zona de unión viga-columna e igual a  $h$  en la zona media o donde exista una carga puntual ejercida en el elemento.

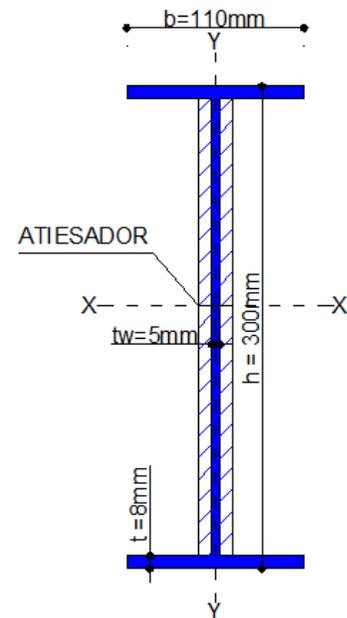


Figura. 3.31. Sección I Vigas

Perfil I, de acero laminado ASTM- A36:

$F_y = 2\,500 \text{ kg/cm}^2$  (Esfuerzo de fluencia).

$F_u = 4\,100 \text{ kg/cm}^2$  (Resistencia última de tracción).

Peso específico:  $7\,820 \text{ kg/m}^3$ .

Peso/m = 26,69 kg/m.

### ○ Columnas estructurales

Las columna estructurales son un elemento compuesto por dos perfiles tipo C, unidos mediante soldadura, que forman un sección de 35x35 cm. Se emplea la misma sección en todos los niveles, únicamente varía el espesor del perfil, que será de 10 mm en las columnas inferiores, de 8 mm en las columnas de los niveles intermedios y de 6 mm para las columnas que llegan al último nivel y soportan menor carga.

El direccionamiento de la columna está dispuesto: en el sentido X, el eje de soldadura y en el sentido Y el eje rígido, debido a que la fuerza lateral sísmica es de menor valor en el sentido X, según las consideraciones revisadas en el diseño del sistema en hormigón armado.

Perfil C, de acero laminado ASTM- A36:

$$F_y = 2\,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4\,100 \text{ kg/cm}^2$$

Columnas

Peso específico:  $7\,820 \text{ kg/m}^3$ .

Peso/m = 102,05 kg/m.

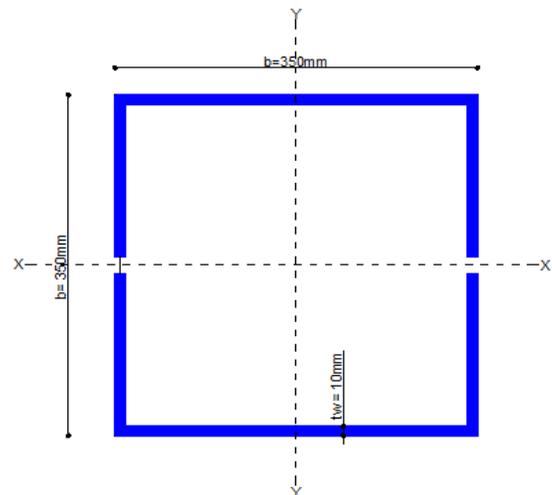


Figura. 3.32. Sección Compuesta

### Repartición de pesos en cada nivel de la estructura

REPARTICIÓN DE CARGAS POR CADA NIVEL DE LA ESTRUCTURA								
PISO	NIVEL (m)	AREA (m <sup>2</sup> )	PESO DE LOSA (Kg)	PESO TOTAL MAMPOSTERIA (Kg)	PESO TOTAL DE VIGUETAS	PESO TOTAL DE VIGAS Kg	PESO TOTAL DE COLUMNAS Kg	PESO TOTAL DE PISO (Kg)
5	12.90	141.20	41654.00	0	1342.21	2579.86	0	45576.07
4	10.20	130.20	38409.00	45343.95	1285.52	2579.86	3221.64	88260.11
3	7.50	130.20	38409.00	45343.95	1285.52	2579.86	4429.76	89468.23
2	4.80	130.20	38409.00	45343.95	1285.52	2579.86	4429.76	89468.23
1	2.10	130.20	41654.00	45792.55	1342.21	2579.86	5235.17	94023.93
<b>PESO TOTAL DISTRIBUIDO</b>								<b>406796.57</b>

Tabla. 3.41. Repartición de cargas en cada nivel – Peso total. (Noviembre de 2013).

Peso total distribuido = 40 6796,57 Kg.

### Carga viva

Se utiliza el mismo valor de carga viva, considerado en el análisis para estructura de hormigón armado, igual a 200 kg/m<sup>2</sup>.

### Cortante basal de diseño

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W$$

- **Factor de importancia estructural (I)**

$$I = 1$$

- **Configuración estructural ( $\phi_E$  y  $\phi_P$ )**

$$\phi_P = \phi_E = 1$$

- **Carga sísmica reactiva (W)**

Peso total de la estructura = 406 796,57 kg.

Carga viva de piso = 200 kg/m<sup>2</sup>

Área de piso = 141,20 m<sup>2</sup> (Utilizo el área mayor de piso, para garantizar la seguridad del diseño)

$$CV[\text{kg}] = 141,20 \times 200 = 28\ 240 \text{ kg.}$$

$$25\% CV = 28\ 240 \times 0,25 = 7\ 060 \text{ kg.}$$

$$W = 406\ 796,57 + 7\ 060$$

$$W = 413\ 857,00 \text{ kg.}$$

- **Factor de reducción sísmica (R)**

Para el diseño mixto del presente trabajo, se obtiene de la tabla 2.14 del capítulo de “*Riesgos Sísmicos y Requisitos de Diseño Sismo –Resistente*” de la Norma Ecuatoriana de la Construcción lo siguiente:

SISTEMA: Pórticos resistentes a momentos.

TIPO DE ESTRUCTURA: Pórticos espaciales sismo-resistentes de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.

$$\text{FACTOR } R = 6$$

○ **Aceleración espectral**

$$T = C_t h_n^a$$

En donde:

T: Período de vibración estructural

$h_n$ : Altura máxima de la estructura en n pisos, medida desde la base en metros.

$C_t$ : Constante = 0,073

$a$ : Constante = 0,8

Las constantes  $C_t$  y  $a$  están en función del sistema estructural empleado, los valores se obtienen de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2011).<sup>83</sup>

La altura máxima de la estructura medida desde la base es de 12,90 m

Entonces:

$$T = 0,073 \times 12,90^{0,8}$$

$$T = 0,564 \text{ s}$$

$S_a$ : Aceleración espectral

$$S_a(g) = \eta z F_a \quad 0 < T < T_c$$

$$S_a(g) = \eta z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad T > T_c$$

$\eta = 2,48$  (Para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos).<sup>84</sup>

$r = 1$  (Para perfiles de suelo con tipo A, B y C).<sup>85</sup>

$z = 0,4$  (Factor de zona sísmica, perteneciente a la zona V).<sup>86</sup>

<sup>83</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción [2011]. Capítulo II. Literal: 2.7.2.2

<sup>84</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción [2011]. Capítulo II. Literal: 2.5.5.1

<sup>85</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción [2011]. Capítulo II. Literal: 2.5.5.1

Para calcular el cortante basal de diseño, se emplea el valor de  $S_a$  perteneciente al período de vibración  $0 < T < T_C$ , puesto que es el mayor valor de la curva del espectro.

$$S_a(g) = \eta z F_a$$

$$S_a = 2,48 \times 0,4 \times 1,2$$

$$S_a = 1,190$$

○ **Cálculo del cortante basal de diseño**

$$V = \frac{1 \times 1,190}{6 \times 1 \times 1} \times 413\,857$$

$$V = 82\,081,60 \text{ kg.}$$

**Distribución vertical de fuerzas laterales en cada nivel de la estructura**

$$F_x = \frac{W_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Donde:

$F_x$ : Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

$W_x$ : Peso del piso o nivel x de la estructura, siendo fracción de la carga reactiva W y que incluye el 25% de la carga viva planteada.

$h_x$ : Altura del piso x de la estructura, medida desde la base.

$\sum_{i=1}^n w_i h_i^k$ : Sumatoria del producto de los pesos de cada piso por las alturas respectivas en la estructura.

V: Cortante basal de diseño calculado.

---

<sup>86</sup> **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción [2011]. Capítulo II. Literal: 2.5.2 – Tabla 2.1

$k$ : Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura  $T$ .

$$0,5 \text{ s} < T \leq 2,5 \text{ s}; K = 0,75 + 0,50 T$$

$$T = 0,564 \text{ s}$$

$$K = 0,75 + 0,50(0,564)$$

$$K = 1,03$$

De la misma manera que se realizó en el análisis estático espacial del sistema de hormigón armado, se determina la fuerza lateral por sismo aplicada en el centro de masas en función de la rigidez de cada piso. Los resultados son los mostrados en la tabla 3.42.

PISO	NIVEL	PESO (CM)	K	AREA DE NIVEL	PESO DE NIVEL	$W_x * h_i^k$	V	FX
	$h_i (m)$	$W_i (Kg)$	$T < 0.5s$	$A_x (m^2)$	$W_x (Kg)$		$K_g$	$K_g$
5	12.90	45576.07	1.03	141.2	52636.07	733146.655	82081.6	18606.777
4	10.20	88260.11	1.03	130.2	94770.11	1036405.148	82081.6	26303.276
3	7.50	89468.23	1.03	130.2	95978.23	764690.7518	82081.6	19407.345
2	4.80	89468.23	1.03	130.2	95978.23	482893.3348	82081.6	12255.513
1	2.10	94023.93	1.03	141.2	101083.93	217054.0991	82081.6	5508.689
<b>SUMATORIA</b>						<b>3234189.989</b>		<b>82081.600</b>

Tabla 3.42. Distribución vertical de fuerzas laterales en cada nivel de la estructura. (Noviembre de 2013).

### Posición del centro de Masas

$$X_{CM} = 5,61$$

$$Y_{CM} = 6,82$$

## Posición centro de rigideces CR

### ○ Cálculo de la rigidez

Para las plantas tipo de los diferentes niveles se modelan secciones iguales para los elementos sismo resistentes de sección compuesta de 35x35 cm. Por tanto las rigideces de todos los elementos son las mismas y se calculan mediante la siguiente expresión:

$$K = \frac{12EI}{L^3}$$

En donde:

$E$ : Módulo de elasticidad del acero = 2 100 000 kg/cm<sup>2</sup> (AISC-360).

$I$ : Inercia del elemento compuesto en el plano de la fuerza lateral.

$L$ : Longitud total del elemento sismo resistente.

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} - \frac{33 \times 33^3}{12}$$

$$I = 26\,225,20 \text{ cm}^4.$$

Luego,

$$K = \frac{12 \times 2\,100\,000 \times 26\,225,20}{270^3}$$

$$K = \frac{33\,575,90\text{Kg}}{\text{cm}}$$

$$X_{CR} = \frac{(3\,357,90 \times 345) + (3\,357,90 \times 680) + (3\,357,90 \times 1\,065)}{(4 \times 3\,357,90)}$$

$$X_{CR} = 522 \text{ cm} = 5.22 \text{ m}.$$

$$Y_{CR} = \frac{(33575,90 \times 130) + (33575,90 \times 330) + (33575,90 \times 820) + (33575,90 \times 1290)}{5 \times 33575,90}$$

$$Y_{CR} = 514 \text{ cm} = 5.14 \text{ m.}$$

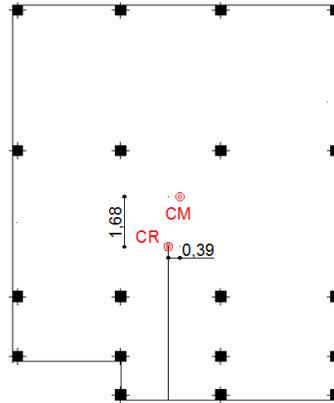


Figura. 3.33. Ubiación del centro de rigideces y centro de masa.  
(Noviembre de 2013).

### Excentricidad de cálculo y momento torsionante

Con el mismo procedimiento planteado para el sistema de hormigón armado se tiene:

- Excentricidad del sentido X.

$$ei = 1,04$$

- Excentricidad del sentido Y.

$$ei = 2,33$$

PISO	F <sub>x</sub> ( Kg)	AREA (m <sup>2</sup> )	ei XX (m)	ei YY (m)	Torsión XX (Kg-m)	Torsión YY (Kg-m)
5	18606.78	141.20	0.65	0.65	12094.40	12094.405
4	26303.28	130.20	1.04	2.33	27355.41	61286.634
3	19407.34	130.20	1.04	2.33	20183.64	45219.113
2	12255.51	130.20	1.04	2.33	12745.73	28555.345
1	5508.69	130.20	1.04	2.33	5729.04	12835.246

Tabla 3.43. Momentos torsores generados por acción sísmica. (Noviembre de 2013).

### **Análisis estático espacial del sistema de estructura mixta**

Las secciones de los elementos estructurales planteadas en el pre diseño, son evaluadas a detalle mediante el programa de cálculo SAP 2000, considerando los pesos propios, sobre carga de uso, el peso del sistema de losa colaborante y la carga sísmica repartida en cada nivel, para la modelación del sistema se considera las siguientes disposiciones:

- **Constricciones**

Para considerar y modelar la rigidez de piso, se crean constricciones de tipo diafragma en cada nivel, se ingresa las coordenadas el centro de masas calculado, en el cual se colocan las fuerzas laterales, que determinan los mayores momentos torsionantes, provocados por la fuerza ejercida al existir excentricidad de los centros de masa y de rigideces entre los pisos estructurales.

- **Restricciones**

En los nudos entre columnas inferiores y los plintos de la cimentación se asignan restricciones de tipo empotramiento. Todos los nudos estructurales deben conectarse para que el sistema cumpla la condición de una estructura monolítica.

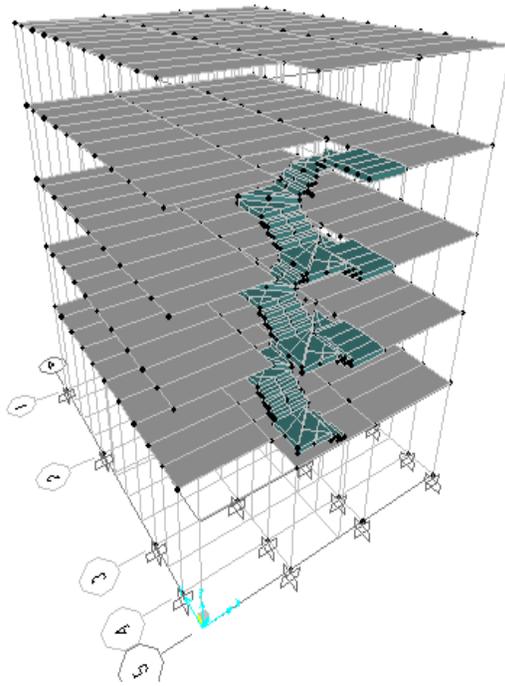


Figura. 3.34. Sistema de pisos empleados en la modelación espacial- Sistema mixto (Diciembre de 2013).

- **Modelación de la losa colaborante**

Para ajustarse a la realidad de trabajar con un sistema de piso placa y hormigón, se crea un elemento tipo membrana con el espesor y las características del material Deck (novalosa), empleado como placa colaborante, no necesariamente se debe crear un elemento para simular la loseta de hormigón, debido a que su equivalencia en peso se aplica directamente en forma distribuida a las áreas conformadas por los paños unidireccionales entre viguetas y vigas principales dispuestas al mismo nivel, con lo cual se garantiza que el diseño este de lado de la seguridad, el sistema de piso de la modelación se puede observar en el esquema de piso tridimensional de la figura 3.34.

○ Secciones de los elementos estructurales

VIGA PRINCIPAL TIPO V1 PERFIL I				VIGA SECUNDARIA TIPO V2 PERFIL I			
<i>b</i> <i>mm</i>	<i>h</i> <i>mm</i>	<i>t</i> <i>mm</i>	<i>tw</i> <i>mm</i>	<i>b</i> <i>mm</i>	<i>h</i> <i>mm</i>	<i>t</i> <i>mm</i>	<i>tw</i> <i>mm</i>
110	300	8	5	120	300	6	3
COLUMNA COMPUESTA TIPO C1							
<i>h</i> <i>mm</i>	<i>s</i> <i>mm</i>	<i>t</i> <i>mm</i>	<i>L</i> <i>m</i>	<i>NIVELES</i>			
350	155	10	4.1	N-2.00m - N+4.10m.			
COLUMNA COMPUESTA TIPO C2							
<i>h</i> <i>mm</i>	<i>s</i> <i>mm</i>	<i>t</i> <i>mm</i>	<i>L</i> <i>m</i>	<i>NIVELES</i>			
350	155	8	2.7	N+2.10 - N+10.20			
COLUMNA COMPUESTA TIPO C3							
<i>h</i> <i>mm</i>	<i>s</i> <i>mm</i>	<i>t</i> <i>mm</i>	<i>L</i> <i>m</i>	<i>NIVELES</i>			
350	155	6	2.7	N+2.10 - N+10.20			

Tabla. 3.44. Secciones de los elementos estructurales del sistema mixto.  
(Diciembre de 2013).

En donde:

b: Longitud total del Patín en la sección I.

h: Altura total de la sección.

t: Espesor de la lámina del patín/ Espesor de la lámina en la sección C.

tw: Espesor del alma.

s: Longitud del ala en la sección C.

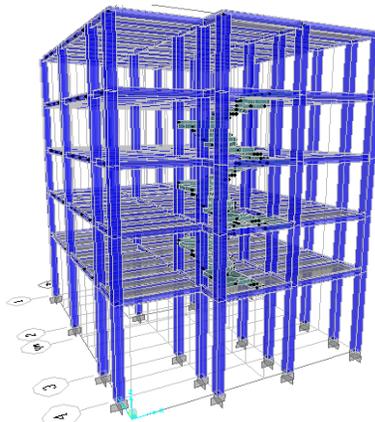


Figura. 3.35. Esquema de modelación estática espacial. (Diciembre de 2013).

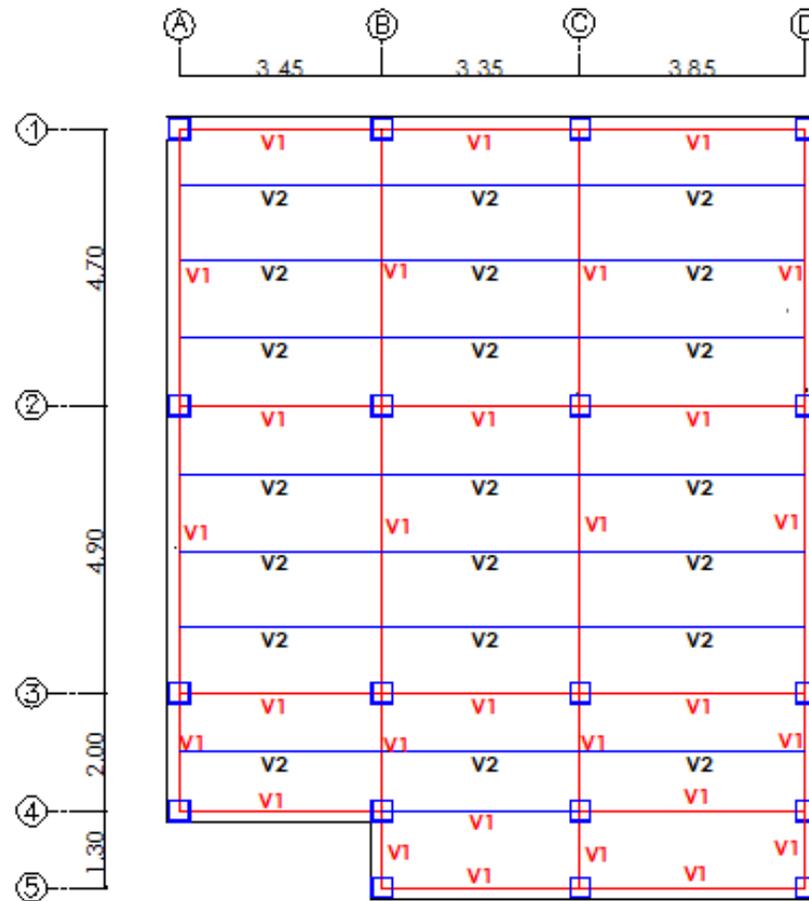


Figura. 3.36. Esquema de entramado de piso Sistema de Estructura mixta. (Diciembre de 2013).

### Propiedades del material (acero estructural ASTM - A36)

-Peso por unidad de volumen =  $0,00785 \text{ kg/cm}^3$ .

- $F_y = 2\,500 \text{ kg/cm}^2$ .

$F_u = 4\,100 \text{ kg/cm}^2$ .

-Módulo de Elasticidad =  $2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$ .

### **Casos de análisis**

Los casos de análisis que intervienen en la modelación tridimensional son: La carga muerta (CM) correspondiente al peso propio de los elementos, para la cual es necesario únicamente establecer el uso del factor de multiplicación de peso propio =1, la carga viva (CV) o sobre carga de uso establecida para edificaciones de tipo habitacional y la carga horizontal por sismo (SX y SY). Se ingresa además otra solicitación de tipo carga muerta con factor de multiplicación peso propio igual a cero, pero esta tiene un valor equivalente al peso de la loseta de hormigón armado y malla electro soldada más la carga de la mampostería de la edificación, según corresponda en cada piso; se reparte de manera uniforme en los paños, al igual que la carga viva. La carga sísmica, se aplica como fuerza puntual lateral en el nudo que pertenece al centro de masa, así mismo el momento torsionante provocado por las fuerzas laterales.

### **Informe de resultados**

Luego de terminada la modelación y análisis de la estructura, se genera el informe de resultados; para este modelo se utilizó el chequeo y diseño en acero según las especificaciones de la normativa AISC-360 (2005), por el método LRFD de diseño mediante factores de carga, que incluye el programa directamente al análisis, donde los elementos deben cumplir:

1. Las especificaciones de elementos compactos sometidos a flexión (Vigas principales y secundarias).

- Fluencia.

- Pandeo lateral torsional.

- Resistencia en función al método de factores de carga.

## 2. Especificaciones de los miembros estructurales sometidos a Compresión:

- Resistencia en función al método de factores de carga.
- Efectos de pandeo por relación de esbeltez.

## 3. Estabilidad general (Análisis sísmico).

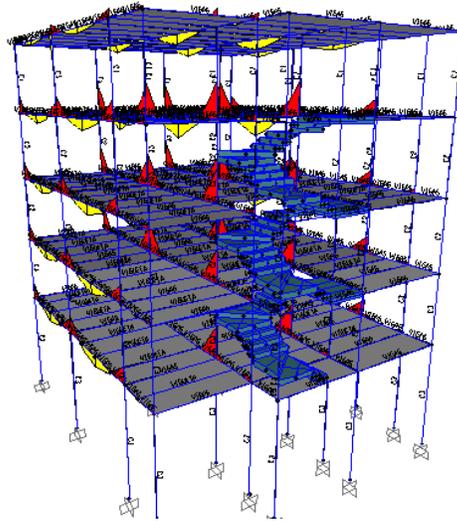


Figura. 3.37. Diagrama de esfuerzos de los elementos estructurales - Sistema de Estructura mixta. (Diciembre de 2013).

## Verificación de miembros compactos (Vigas y viguetas perfil I ASTM – A36)

- **Chequeo del espesor del patín en vigas principales**

$$\frac{b'}{t} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

Eq: 3. 52<sup>87</sup>

<sup>87</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión.

En donde:

$b'$ : Longitud media del patín de la viga.

$t$ : Espesor de la lámina del patín.

$E_s$ : Módulo de Elasticidad del Acero.

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia.

Para la sección planteada se tiene:

$$\frac{b'}{t} = \frac{0,11}{0,008} = 6,875$$

$$0,38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2500}} = 11,013$$

$$11,013 \times t = 11,013 \times 0,08 = 0,881$$

$$0,055 < 0,881$$

∴ Cumple con la Normativa

○ **Chequeo del espesor del alma en vigas Principales**

$$\frac{h}{tw} \leq 3,36 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

Eq: 3.53<sup>88</sup>

En donde:

$h$ : Altura total de la sección.

$tw$ : Espesor de la lámina del alma.

$E_s$ : Módulo de Elasticidad del Acero

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia

Para la sección planteada se tiene:

---

<sup>88</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión.

$$\frac{h}{tw} = \frac{0,3}{0,005} = 60,00$$

$$3,76 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 3,36 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2\,500}} = 100,00$$

$$95,03 \times tw = 95,03 \times 0,005 = 0,50$$

$$0,3 < 0,50$$

∴ Cumple con la Normativa.

○ **Chequeo del espesor del patín en vigas secundarias**

$$\frac{b'}{t} \leq 0,38 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$

Para la sección plateada se tiene:

$$\frac{b'}{t} = \frac{0,12}{0,006} = 20,00$$

$$0,38 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2\,500}} = 11,013$$

$$11,013 \times t = 11,013 \times 0,006 = 0,066$$

$$20,00 > 11,013$$

∴ Cumple con la Normativa.

○ **Chequeo del espesor del alma en vigas secundarias**

$$\frac{h}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$

Para la sección plateada se tiene:

$$\frac{h}{tw} = \frac{0,3}{0,003} = 100,00$$

$$3,36 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 3,36 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2\,500}} = 100,00$$

$$95,03 \times tw = 100 \times 0,003 = 0,30$$

$$0,30 = 0,30$$

∴ Cumple con la Normativa.

Mediante el chequeo de los espesores de alma y patín en vigas principales y secundarias tipo I, se verifica que las secciones adoptadas para el proyecto trabajan como elementos compactos.

### **Elementos sometidos a flexión (Vigas y viguetas)**

#### ○ **Vigas principales perfil I ASTM – A36**

Se verifica el cumplimiento de diseño sismo resistente en acero estructural, con el elemento sometido a los esfuerzos más desfavorables. Del informe final de resultados se tiene que el elemento con esfuerzos más desfavorables es el 121 del modelo que pertenece a la viga V 2-3 del Eje C, N+2,10 m.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Text	m
121	0	COMB3	Combination	0	-6265.12	0	-0.0765	-3.109E-16	-6084.27	121-1	0
121	1.13	COMB3	Combination	0	-6265.12	0	-0.0765	-3.109E-16	995.32	121-1	1.13
121	1.13	COMB3	Combination	0	-2188.92	0	-0.0485	3.109E-16	995.28	121-2	0
121	2.43	COMB3	Combination	0	-2188.92	0	-0.0485	3.109E-16	3840.87	121-2	1.3
121	2.43	COMB3	Combination	0	2148.8	0	0.04292	-3.109E-16	3840.87	121-3	0
121	2.45	COMB3	Combination	0	2148.8	0	0.04292	-3.109E-16	3797.89	121-3	0.02
121	3.73	COMB3	Combination	0	2148.8	0	0.04292	-3.109E-16	1047.43	121-3	1.3
121	3.73	COMB3	Combination	0	6289.92	0	0.07891	0	1047.46	121-4	0
121	4.9	COMB3	Combination	0	6289.92	0	0.07891	0	-6311.74	121-4	1.17

Tabla 3.45. Esfuerzos de la viga V1 (2-3), Eje C; N+2.10m, perfil I ASTM –A36  
(Diciembre de 2013).

**Momento flexionante último: 379 789,00 kg-cm.**

**Fluencia:**

$$M_p = F_y \times Z_x$$

Eq: 3.54<sup>89</sup>

En donde:

M<sub>p</sub>: momento plástico

F<sub>y</sub>: Tensión de fluencia acero ASTM- A36 = 2 500 kg/cm<sup>2</sup>.

Z<sub>x</sub>: Módulo de la sección plástica en torno al eje X.

$$Z_x = 1,12S_x$$

Eq: 3.55<sup>90</sup>

S<sub>x</sub>: Módulo de la sección elástica en torno al eje X.

<sup>89</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión. (F2-1)

<sup>90</sup> **Fuente:** GAMÓN T, ROBERTO. *Análisis y Diseño de Estructuras de Acero* [Documento Académico]. Universidad de la Habana – Cuba. [Citado en diciembre de 2013]. Normativa Cubana de diseño para estructuras de acero.

$$S_x = 577 \text{ cm}^3 \text{ (Vigas perfil I ASTM A-36)}$$

$$Z_x = 1.12(577) = 646,24 \text{ cm}^3$$

Luego,

$$M_p = 2\,500 \times 646,24 = 1\,615\,600,00 \text{ kg} - \text{cm}.$$

### Verificación del pandeo lateral torsional

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1,95r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{J \times c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left( \frac{0,7F_y}{E} \times \frac{S_x}{h_o} \right)}}$$

Eq: 3.56<sup>91</sup>

En donde:

$l_p$ : Longitud límite no arriostrada al volcamiento para que se desarrolle el estado de fluencia.

$l_r$ : Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado de fluencia.

$r_y$ : Radio de giro de la sección entorno al eje Y.

---

<sup>91</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión. (F2-5).

E: Módulo de elasticidad del acero

J: Módulo de torsión de la sección = 20,1 cm<sup>4</sup>.

C: Constante = 1 (ASIC-360-2005)

$h_o$ : Distancia libre entre los centroides de los patines del perfil.

$$r_{ts} = \frac{b}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{6} \left[ \frac{h \times t_w}{b + t_f} \right] \right)}}$$

Eq: 3.57<sup>92</sup>

En donde:

$h$ : Peralte de la sección.

$t_w$ : Espesor del alma.

$b$ : Ancho total del patín.

$t_f$ : Espesor del patín.

### Procedimiento de cálculo

1. Se determina la longitud límite no arriostrada al volcamiento para que se desarrolle el estado de fluencia.

$$r_y = 3.35 \text{ cm (Vigas perfil I ASTM A-36)}$$

---

<sup>92</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión. (F2-7).

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1,76 \times 3,35 \sqrt{\frac{2\,100\,000}{2\,500}} = 170,86 \text{ cm.}$$

2. Se determina la longitud límite sin arriostramiento lateral.

$$r_{ts} = \frac{11}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \left[\frac{30 \times 0,5}{11 + 0,8}\right]\right)}} = 2,801$$

$L_r$

$$= 1,95 \times 2,081 \frac{2\,100\,000}{0,7 \times 2\,500} \sqrt{\frac{20,1}{16\,156}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{2\,500 \times 0,7}{2\,100\,000} \times \frac{16\,156}{20,10}\right)}}$$

$$L_r = 393,26 \text{ cm.}$$

Siendo  $L_b$  la longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales o contra volcamiento, en este caso puntual la longitud total del elemento estructural, entonces:

$$L_b = 490 \text{ cm.}$$

Cuando  $L_p \geq L_b$ , no se considera el pandeo lateral torsional.

Cuando  $L_b \geq L_r$ , entonces se debe cumplir:

$$M_n = F_{cr} \times S_x \leq M_p$$

Eq: 3.58<sup>93</sup>

En donde:

$M_n$ : Momento resistente nominal en flexión.

$F_{cr}$ : Tensión crítica de pandeo.

$S_x$ : Módulo de la sección elástica en torno al eje X.

### 3. Verificación del momento resistente nominal.

$S_x = 430,44 \text{ cm}^3$ . (Vigas perfil I ASTM A-36).

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Eq: 3.59<sup>94</sup>

En donde:

$C_b$ : Factor de modificación por pandeo lateral-torsional.

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Eq: 3.60<sup>95</sup>


---

<sup>93</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión. (F2-3)

<sup>94</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión. (F2-4)

En donde:

Mmax: Momento máximo en el segmento no arriostrado.

MA: Momento del primer cuarto no arriostrado.

MB: Momento del centro no arriostrado.

MC: Momento del tercer cuarto no arriostrado.

$$C_b = \frac{12,5(631\ 174)}{2,5(631\ 174) + 3(101\ 007) + 4(379\ 789) + 3(102\ 213)}$$

$$C_b = 2,09$$

$$F_{cr} = \frac{2,09 \times (3,141516)^2 \times 2\ 100\ 000}{\left(\frac{490}{2,801}\right)^2} = 1\ 415,38\ \text{kg/cm}^2$$

Luego;

$$M_n = 677,26 \times 577 = 816\ 675,60\ \text{kg} - \text{cm} \leq M_p$$

El momento último que es capaz de soportar el elemento, según el diseño plástico establecido en la norma AISC -360 (2005), debe ser:

$$M_u \leq \phi M_p$$

Eq: 3.61<sup>96</sup>

---

<sup>95</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISC-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión. (F2-7)

<sup>96</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISC-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión. (F2-7).

El valor de  $\phi = 0,9$  en el método de diseño LRFD, entonces:

$$\phi M_n = 0,9 \times 377\,233,56 = 735\,008,04 \text{ kg} - \text{cm}.$$

$$379\,789,00 < 735\,008,04 \text{ kg} - \text{cm}.$$

$$631\,174,00 < 735\,008,04 \text{ kg} - \text{cm}.$$

$\therefore$  Se cumple con la normativa.

### Verificación de cumplimiento a cortante

$V_u$ : cortante último de diseño: 6 289,62 kg

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v$$

Eq: 3.62<sup>97</sup>

En donde:

$V_n$ : Esfuerzo cortante nominal por flexión.

$A_w$ : Área del alma.

$C_v$ : Coeficiente de corte, si:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, C_v = 1$$

Eq: 3.63<sup>98</sup>

---

<sup>97</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión. (G2-1).

<sup>98</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión. (G2-2).

$$V_n = 0,6 \times 2\,500 \times 14 \times 1 = 21\,000 \text{ kg}$$

$$6\,289,62 < 21\,000 \text{ kg}$$

∴ Se cumple la normativa.

○ **Vigas secundarias perfil I ASTM – A36**

Del informe final de resultados se tiene que el elemento con esfuerzos más desfavorables es el 149 del modelo que pertenece a la viga VC-D del Eje 2-3, N+2,10 m.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Text	m
149	0	COMB3	Combination	0	54.32	0	0.001525	0	-208.92	149-1	0
149	0.48125	COMB3	Combination	0	54.32	0	0.001525	0	182.77	149-1	0.48125
149	0.9625	COMB3	Combination	0	54.32	0	0.001525	0	156.63	149-1	0.9625
149	1.44375	COMB3	Combination	0	54.32	0	0.001525	0	130.49	149-1	1.44375
149	1.925	COMB3	Combination	0	54.32	0	0.001525	0	104.34	149-1	1.925
149	2.40625	COMB3	Combination	0	54.32	0	0.001525	0	78.2	149-1	2.40625
149	2.8875	COMB3	Combination	0	54.32	0	0.001525	0	52.06	149-1	2.8875
149	3.36875	COMB3	Combination	0	54.32	0	0.001525	0	25.91	149-1	3.36875
149	3.85	COMB3	Combination	0	54.32	0	0.001525	0	-0.23	149-1	3.85

Tabla 3.46. Esfuerzos de la viga V2 C-D; N+2.10m, perfil I ASTM –A36  
(Diciembre de 2013).

**Momento flexionante último: 10 434,00 kg-cm.**

**Fluencia:**

$S_x$ : Módulo de la sección elástica en torno al eje X.

$$S_x = 546 \text{ cm}^3 \text{ (Vigas perfil I ASTM A-36).}$$

$$Z_x = 1.12(546) = 611,52 \text{ cm}^3.$$

Luego,

$$M_p = 2\,500 \times 611,52 = 1\,528\,800,00 \text{ kg} - \text{cm}.$$

### Verificación del pandeo lateral torsional

1. Se determina la longitud límite no arriostrada al volcamiento para que se desarrolle el estado de fluencia.

$$r_y = 2,56 \text{ cm (Vigas perfil I ASTM A-36).}$$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1,76 \times 2,56 \sqrt{\frac{2\,100\,000}{2\,500}} = 130,58 \text{ cm}.$$

2. Se determina la longitud límite sin arriostramiento lateral.

$$r_{ts} = \frac{12}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \left[\frac{30 \times 0,3}{11 + 0,6}\right]\right)}} = 3,28$$

$$L_r$$

$$= 1,95 \times 3,28 \frac{2\,100\,000}{0,7 \times 2\,500} \sqrt{\frac{20,1}{15\,208}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{2\,500 \times 0,7}{2\,100\,000} \times \frac{15\,208}{20,1}\right)}}$$

$$L_r = 537,264 \text{ cm}.$$

$$L_b = 385 \text{ cm}.$$

Cuando  $L_p \geq L_b$ , no se considera el pandeo lateral torsional.

Cuando  $L_p \leq L_b \leq L_r$ , entonces se debe cumplir:

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Eq: 3.64<sup>99</sup>

3. Verificación del momento resistente nominal.

$S_x = 546 \text{ cm}^3$  (Vigas perfil I ASTM A-36).

$$C_b = \frac{12,5(20\ 892)}{2,5(20\ 892) + 3(15\ 663) + 4(10\ 434) + 3(7\ 820)}$$

$$C_b = 1,09$$

Luego;

$$M_n = 1,09 \left[ -(M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 1\ 275\ 454,91 \leq M_p$$

$$\phi M_n = 0,9 \times = 1\ 147\ 909,42 \text{ kg} - \text{cm}.$$

$$10\ 434,00 < 1\ 147\ 909,42 \text{ kg} - \text{cm}.$$

$$20\ 892,00 < 1\ 147\ 909,42 \text{ kg} - \text{cm}.$$

∴ Se cumple con la normativa.

---

<sup>99</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos compactos sometidos a Flexión. (F2-3)

### Verificación de cumplimiento a cortante

$V_u$ : cortante último de diseño: 54,32 kg.

$$V_n = 0,6 \times 2\,500 \times 9 \times 1 = 13\,500,00 \text{ kg}$$

$$54,32 < 13\,500,00 \text{ kg}$$

∴ Se cumple la normativa.

### Elementos sometidos a flexo-compresión (Columnas)

Se verifica el cumplimiento de diseño sismo resistente en acero estructural con el elemento sometido a los esfuerzos más desfavorables. Del informe final de resultados se tiene que el elemento con esfuerzos más desfavorables es el 998 del modelo que pertenece a la columna C-2 de longitud 4,10 m.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Text	m
998	0	COMB3	Combination	-68556.12	16.03	63.13	0.0126	124.48	31.28	998-1	0
998	2.05	COMB3	Combination	-68556.12	16.03	63.13	0.0126	-4.94	-1.59	998-1	2.05
998	4.1	COMB3	Combination	-68556.12	16.03	63.13	0.0126	-134.36	-34.46	998-1	4.1

Tabla 3.47. Esfuerzos de la columna C-2; l = 4.10m, perfil C ASTM –A36  
(Diciembre de 2013).

$P_u$ : Fuerzo axial última = 68 556,12 kg.

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

Eq: 3.65<sup>100</sup>

En donde:

$F_{cr}$ : Tensión crítica de pandeo.

$A_g$ : Área bruta del elemento compuesto.

### Procedimiento de cálculo

1. Se determina la esbeltez del elemento.

Con el mismo procedimiento empleado para calcular el factor de longitud efectiva  $K$ , se determina este valor para el elemento de acero ASTM – A36 en análisis, obteniendo el resultado siguiente:

$$K = 1,53$$

El radio de giro  $r = 16,20$  cm (Perfil Compuesto C ASTM –A36).

Longitud ( $l$ ) = 410 cm.

Luego se tiene:

$$\frac{Kl}{r} \leq 200; \text{ elemento no esbelto}$$

Eq: 3.66<sup>101</sup>


---

<sup>100</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos sometidos a flexo-compresión. (E3-1).

<sup>101</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos sometidos a flexo-compresión. (E2).

Entonces:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1,53 \times 410}{16,20} = 38,72 < 200$$

∴ Elemento no esbelto.

2. Cálculo de la fuerza última resistente por flexo-compresión.

$$\frac{Kl}{r} < 4,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Por lo tanto para calcular  $F_{cr}$ , se utiliza la siguiente expresión:

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Eq: 3.67<sup>102</sup>

En donde:

$F_e$ : Tensión crítica de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2}$$

Eq: 3.68<sup>103</sup>

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2100000}{(38,72)^2} = 13\,824,47 \text{ Kg/cm}^2.$$

<sup>102</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos sometidos a flexo-compresión. (E3-2).

<sup>103</sup> **Fuente:** Normativa de diseño AISCI-360 [2005]. Especificaciones de diseño en elementos sometidos a flexo-compresión. (E3-4).

Luego,

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{2500}{13824,47} \right] 2500 = 2317,76 \text{ kg/cm}^2.$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$A_g = 120 \text{ cm}^2. \text{ (Perfil compuesto C (ASTM -A36).)}$$

$$P_n = 2317,76 \times 120 = 278131,00 \text{ kg.}$$

La fuerza última capaz de soportar un elemento sometido a flexo –compresión es igual

$$P_u \leq 0,9P_n$$

$$0,9P_n = 250317,90$$

$$68556,12 < 250317,90 \text{ kg.}$$

∴ Se cumple con la normativa.

Luego del chequeo de diseño, se verifica en el programa el cumplimiento de todos los elementos estructurales, una vez que se reporta: “All Steel members passed the stress / capacity check”, significa que las secciones adoptadas cumplen con las solicitaciones y con el diseño de elementos de acero sometidos a flexión y flexo compresión.

### **Soldadura en elementos estructurales de Acero ASTM –A36**

La soldadura de los elementos de acero, se realiza mediante las especificaciones de la normativa AWS D1.1 para aceros de clase ASTM – A36, como lo establece el Reglamento Técnico del Instituto Ecuatoriano de Normalización. (RTE: INEN-040), mostrado en la tabla 3.49.

REQUERIMIENTOS DE LA ESPECIFICACIÓN DEL ACERO					REQUERIMIENTO DE METAL DE APORTE					
ACERO TIPO	Espesor mm	Mínima Resistencia a la Fluencia		Rango de Tracción		PROCESO	Especificación de Electrodo AWS	CLASIFICACIÓN DEL ELECTRODO		
		Ksi	Kg/cm <sup>2</sup>	Ksi	Kg/cm <sup>2</sup>					
ASTM-A36	<20	36.00	2500.00	58-80	4000-5500	SMAW	A5.1	E60XX; E70XX	ELECTRODOS REVESTIDOS	
ASTM-A36	<20	36.00	2500.00	58-80	4000-5500	GMAW	A5.18	ER70S-X; ER70C-XC; ER70C-XM		
TIPO DE SOLDADURA PARA UNIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES										
UNION		CARACTERÍSTICAS DE SOLDADURA						TIPO		
COLUMNAS	JUNTA DE UNION PERFILES TIPO "C"		PENETRACIÓN COMPLETA						SOLDADURA POR ARCO ELECTRICO CON ELECTRODO METÁLICO REVESTIDO	
	JUNTA DE UNIÓN VIGA - COLUMNA		PENETRACIÓN COMPLETA							
VIGAS	JUNTA DE UNIÓN VIGA-VIGUETA		FILETE DE SOLDADURA CON GARGANTA IGUAL AL MAYOR ESPESOR DE LOS PERFILES A UNIR							
VIGUETAS										

Tabla 3.48. Requerimientos de Soldadura para elementos estructurales de acero ASTM-A36 (Diciembre de 2013).

### Recomendaciones adicionales

-Para la unión viga columna se recomienda colocar una placa de 6 mm de espesor en la cabeza de la columna, dejando un agujero circular de diámetro igual a la mitad del lado de columna, para verter hormigón de relleno contra fuego.

-Colocar atiesadores para controlar el pandeo por torsión y las deflexiones en las vigas principales, estos estarán separados en una distancia de  $h/2$  en la zona de confinamiento y  $h$  en la zona media de la viga, siendo  $h$  el peralte total de la sección I. Los atiesadores son placas rectangulares de acero ASTM – A36 de 3 mm de espesor.

- Colocar conectores de cortante que se suelden en las viguetas de soporte para evitar fisuraciones de los paños, la normativa AISC-360 (2005) establece: que los conectores de cortante se coloquen con espaciamiento no mayor a 60 cm a lo largo de la longitud de la placa, en la dirección de montaje. El conector será una varilla

corrugada de 14 mm o 16 mm de diámetro que puede soldarse directamente en el perfil I de la viga secundaria, la altura no podrá tener un espaciamiento menor a 4 cm desde la cresta superior de la placa colaborante, hasta la cabeza de la varilla.

-Revestir los perfiles metálicos con pintura de recubrimiento anti corrosión, para lo cual se debe trabajar con la calidad de producto establecida en la normativa.

### Análisis estructural sísmico

#### ○ Características de deformación de los elementos

Joint	OutputCase	CaseType	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
865	COMB3	Combination	0.000173	0.001031	0.000000	0.000000	0.000000	-8.239E-07
866	COMB3	Combination	0.000016	0.000065	0.000000	0.000000	0.000000	1.676E-08
867	COMB3	Combination	0.000042	0.000204	0.000000	0.000000	0.000000	4.342E-08
868	COMB3	Combination	0.000078	0.000436	0.000000	0.000000	0.000000	-1.542E-08
869	COMB3	Combination	0.000123	0.000725	0.000000	0.000000	0.000000	-2.569E-07

Tabla 3.49. Valores de desplazamientos en los centros de masa de cada nivel. SAP2000.

(Diciembre de 2013).

Se obtiene del informe de resultados, los desplazamientos del centro de masas (CM) de cada nivel, mostrados en la tabla 3.49; los valores reportados son menores a los que se obtuvieron en el análisis del sistema de hormigón armado, del cual se comprobó que la estructura era estable y no era necesario aplicar en el análisis el efecto P-delta, los valores de las derivas de piso se encontraban bajo el límite máximo permitido. Por tanto, se concluye que para el diseño de estructura con sistema mixto, al tener resultados menores en los desplazamientos, la estructura es estable, no se debe considerar en el análisis el efecto P-delta y el período verdadero de vibración estructural será evidentemente menor al que se está utilizando; entonces el diseño es satisfactorio y cumple con las solicitudes y los requerimientos de sismo resistencia.

### 3.2.3. Diseño de cimentaciones

El diseño de cimentaciones estructurales, se calcula en base a las especificaciones de la Normativa ACI-318, utilizando un programa de cálculo elaborado por el autor, para la carga actuante en el plinto más desfavorable, obtenida del informe de resultados para los dos sistemas estructurales del presente proyecto.

#### ○ Disposiciones de diseño

-Los esfuerzos en el suelo no deben exceder los esfuerzos admisibles, bajo condiciones de carga sin mayoración. (ACI-318 15.2.2).

-El recubrimiento mínimo de acero, cuando el hormigón es fundido en obra, en contacto con el terreno y queda permanentemente expuesto a él, es de 8 cm. (NEC-11).

-Los plintos deben diseñarse para resistir fuerzas cortantes tipo viga en cada dirección independientemente, tomando como sección crítica la distancia “d” desde la cara de la columna (d = peralte de la zapata menos el recubrimiento). (ACI-318 11.12).

La capacidad máxima del hormigón a cortante se calcula:

$$v_c = 0,53\sqrt{f'_c}$$

-Los plintos deben diseñarse para resistir fuerzas cortantes de punzonamiento, en dos direcciones simultáneamente, tomando como sección crítica a aquella que se sitúa a una distancia  $d/2$  alrededor de la columna. (ACI-318. 11.3.1.1).

La resistencia al cortante por punzonamiento que puede desarrollar el hormigón, se calcula con el menor valor que resulte de las siguientes expresiones:

$$v_c = 1,06\sqrt{f'_c}$$

Eq: 3.69<sup>104</sup>

$$v_c = 0,53\sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right)$$

Eq: 3.70<sup>105</sup>

En donde:

$\beta$ : Relación de lado largo al lado corto de la columna.

$$v_c = 0,27\sqrt{f'_c} \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right)$$

Eq: 3.71<sup>106</sup>

En donde:

$\alpha_s$ : Parámetro igual a 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas esquineras.

$b_o$ : Perímetro de la sección crítica de cortante de la zapata.

---

<sup>104</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en diciembre de 2013]. Eq: (10.2)

<sup>105</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en diciembre de 2013]. Eq: (10.3)

<sup>106</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en diciembre de 2013]. Eq: (10.4)

-La sección crítica de flexión se ubica en las caras de los elementos verticales de carga. (ACI-318. 15.4.2).

-En zapadas cuadradas reforzadas en dos direcciones, el acero de refuerzo debe distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata. (ACI-318. 15.4.3).

-Se debe chequear, que la carga ejercida sobre el plinto de cimentación, se ubique siempre dentro del tercio medio de la zapata.

-Cuando el suelo trabaja con un comportamiento elástico y la carga ejercida sobre el plinto se encuentra dentro del tercio medio de la zapata, se calcula el esfuerzo máximo en el suelo, mediante la siguiente expresión:

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[ 1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

Eq: 3.72<sup>107</sup>

-Los estados de carga últimos (Combinación de carga) se emplean para calcular el espesor del plinto y el esfuerzo requerido, debido a que la capacidad resistente del hormigón y del acero, se cuantifica mediante esfuerzos de rotura y esfuerzos de fluencia.

---

<sup>107</sup> Fuente: “*Temas de hormigón Armado*”. Marcelo Romo Proaño (2008).

○ **Procedimiento de cálculo**

Se emplea el programa de cálculo mencionado para diseñar los elementos que presentan las cargas de servicio más desfavorables, de los cuales se adopta el diseño para los demás plintos de cimentación. Para este proyecto se tiene dos tipos de plintos aislados, los que reciben la carga de una sola columna como es el caso del elemento que pertenece a la columna C-2 y que posee los valores más altos de carga y momentos flectores; por otro lado están los plintos que reciben carga de dos columnas debido a que estas se encuentran muy próximas entre sí, tal es el caso de las columnas en los ejes 4 y 5; cuando dos columnas comparten una misma zapata, se tiene que sumar las cargas para efectuar el diseño de la misma. Los elementos que presentan las cargas de servicio más desfavorables y llegan a un mismo plinto, pertenecen a las columnas C-4 y C-5. Del informe final de resultados del diseño estructural en hormigón armado, se obtuvieron los valores de carga axial y momentos flectores en las direcciones X y Y, que se muestran en la tabla 3.50.

ELEMENTO	SECCIÓN cm <sup>2</sup>	ESFUERZOS POR CARGAS DE SERVICIO			ESFUERZOS POR COMBINACIÓN DE CARGA		
		P Kg	Mx (Kg-cm)	My (Kg-cm)	P Kg	Mx (Kg-cm)	My (Kg-cm)
C-2	45X45	<b>42977.26</b>	<b>381099.00</b>	<b>33006.00</b>	<b>56838.94</b>	<b>458548.80</b>	<b>40290.00</b>
C-4	45X45	18172.85	462413.00	31156.00	23326.01	555763.60	38515.60
C-5	45X45	15692.95	539674.00	30869.00	19729.36	648165.20	38070.80
C-4+C-5	45x45	<b>33865.80</b>	<b>1002087.00</b>	<b>62025.00</b>	<b>43055.37</b>	<b>1203928.80</b>	<b>76586.40</b>

Tabla 3.50. Cargas de diseño en los plintos de cimentación  
(Diciembre de 2013).

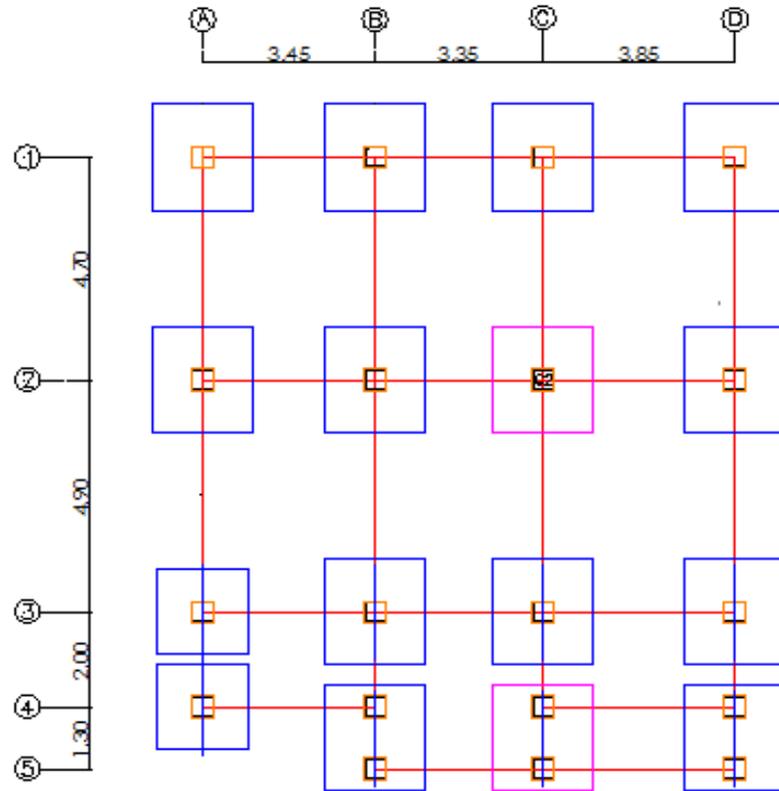


Figura. 3.38. Esquema de la Planta de Cimentación. (Diciembre de 2013).

### Diseño de zapatas tipo C-2

Los parámetros de diseño están en función de las características del material empleado y la capacidad portante del suelo, que se determinó en el capítulo II del presente trabajo y es igual a  $1,25 \text{ kg/cm}^2$ .

Parámetro de Diseño		
$\gamma(\text{concreto}) =$	<b>2400</b>	$\text{Kg/m}^3$
$f'c =$	<b>210</b>	$\text{kg/cm}^2$
$f_y =$	<b>4200</b>	$\text{kg/cm}^2$
$q_u (\text{suelo})$	<b>1.25</b>	$\text{kg/cm}^2$

Tabla 3.51. Parámetros de Diseño de cimentaciones. (Diciembre de 2013).

○ **Dimensionamiento de la superficie de contacto**

1. Se determina el área requerida en la zapata para la capacidad última del suelo de cimentación, despreciando los momentos flectores.

$$A_r = \frac{P}{q_u}$$

Eq: 3.73<sup>108</sup>

En donde:

Pu: Carga axial de servicio.

qu: Capacidad última del suelo.

$$A_r = \frac{42\,977,26}{1,25} = 34\,376 \text{ cm}^2.$$

Es conveniente que las dimensiones de los plintos guarden proporciones similares a los módulos de las losas, para que el diseño sea lo más económico posible. Este criterio obedece a que se espera que se presenten momentos flectores mayores en la dirección de las luces más largas.<sup>109</sup>

Para el presente proyecto se espera que la dimensión L del plinto sea aproximadamente un 25% mayor que la dimensión b, debido al espaciamiento

---

<sup>108</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013].

<sup>109</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013].

entre ejes que se tienen en planta, siendo L el lado en dirección Y y B el lado en dirección X.

Por tanto las dimensiones asumidas, que se requieren para resistir solamente carga axial pura son:

$$b = 170 \text{ cm.}$$

$$L = 210 \text{ cm.}$$

$$A = 35\,700 \text{ cm}^2.$$

2. Se determinan las excentricidades de carga.

Las excentricidades de carga se producen debido a los momentos flectores presentes en las direcciones X y Y. Para calcular la excentricidad de carga en ambas direcciones se tiene:

$$e_x = \frac{My}{P}$$

$$e_y = \frac{Mx}{P}$$

Eq: 3.74<sup>110</sup>

$$e_y = \frac{381\,099}{42\,977,26} = 8,86 \text{ cm.}$$

$$e_x = \frac{33\,006}{42\,977,26} = 0,77 \text{ cm.}$$

---

<sup>110</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013].

Se debe verificar que la carga ejercida en la zapata se encuentre dentro del tercio medio de la cimentación, para ello se tiene:

$$e_x < \frac{b}{6}$$

$$e_x < \frac{170}{6}$$

$$0,77 < 28,33 \text{ (O.K.)}$$

$$e_y < \frac{L}{6}$$

$$e_y < \frac{210}{6}$$

$$8,86 < 35 \text{ (O.K.)}$$

3. Esfuerzo máximo producido en el suelo.

Una vez que se ha verificado que la carga ejercida se encuentra dentro del tercio medio de la cimentación, se puede calcular el esfuerzo máximo producido en el suelo y compararlo con el esfuerzo máximo permitido, utilizando la ecuación 3.72.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left[ 1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_{\max} = \frac{42\,977,26}{35\,700} \left[ 1 + \frac{6(0,77)}{170} + \frac{6(8,86)}{210} \right] = 1,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,54 > 1,25 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo provocado es mayor al esfuerzo permisible, por lo tanto se requiere incrementar la sección transversal de la cimentación. Del programa de cálculo se obtiene la sección que cumple con las solicitaciones igual a:

$$b = 200 \text{ cm.}$$

$$L = 225 \text{ cm.}$$

Para esta sección el esfuerzo máximo provocado en el suelo es:

$$q_{\max} = \frac{42\,977,26}{35\,700} \left[ 1 + \frac{6(0,77)}{200} + \frac{6(8,86)}{225} \right] = 1,22 \text{ kg/cm}^2.$$

$$1.22 < 1.25 \text{ kg/cm}^2.$$

Las dimensiones propuestas para las zapatas de cimentación tipo C-2 son las que se muestran en la figura 3.50.

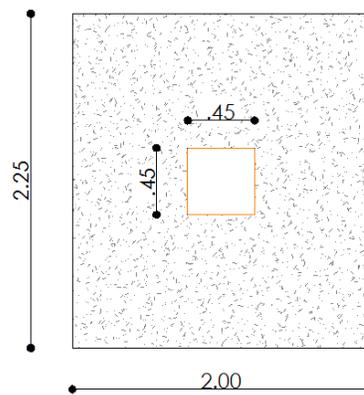


Figura. 3.39. Zapata de Cimentación Propuesta. (Diciembre de 2013).

#### ○ **Reacciones del suelo de cimentación bajo carga última**

En este proceso se trabaja con las solicitaciones de carga última, es decir con los valores de carga más altos, que resultan de la combinación de solicitaciones con

factores de mayoración. Cuando se trabaja con cargas últimas, el objetivo principal es determinar el espesor de la zapata y el refuerzo de acero requerido.

### 1. Determinación de excentricidades debido a cargas últimas.

De la tabla 3.50 se toman los resultados de esfuerzos por combinación de cargas, luego se tiene:

$$e_y = \frac{458548,80}{56838,80} = 8,06 \text{ cm.}$$

$$e_x = \frac{40290,00}{56838,80} = 0,71 \text{ cm.}$$

Con los valores resultantes, se concluye que la carga se ubica dentro del tercio medio de la cimentación.

### 2. Volumen de reacciones del suelo.

Para determinar el volumen de reacciones del suelo de cimentación, se utiliza la siguiente expresión:

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[ 1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[ 1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[ 1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[ 1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

Eq: 3.75<sup>111</sup>

Entonces:

$$q_1 = \frac{56\,838,80}{200 \times 225} \left[ 1 + \frac{6(0,71)}{200} + \frac{6(8,06)}{225} \right] = 1,56 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q_2 = \frac{56\,838,80}{200 \times 225} \left[ 1 - \frac{6(0,71)}{200} + \frac{6(8,06)}{225} \right] = 1,51 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q_3 = \frac{56\,838,80}{200 \times 225} \left[ 1 + \frac{6(0,71)}{200} - \frac{6(8,06)}{225} \right] = 1,01 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q_4 = \frac{56\,838,80}{200 \times 225} \left[ 1 - \frac{6(0,71)}{200} - \frac{6(8,06)}{225} \right] = 0,96 \text{ kg/cm}^2.$$

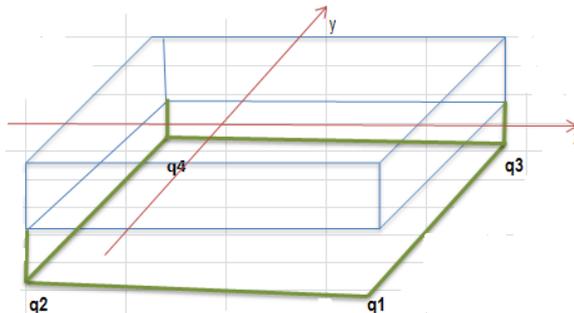


Figura. 3.40. Volumen de reacciones en el suelo de cimentación. (Diciembre de 2013).

### Diseño a cortante tipo viga

Con este proceso se determina el peralte del plinto, capaz de resistir el esfuerzo cortante tipo viga y el esfuerzo cortante por punzonamiento, empleando en ambos casos los estados de carga últimos.

<sup>111</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013].

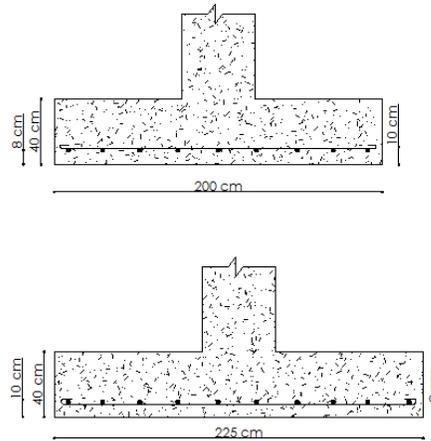


Figura. 3.41. Esquema de distribución de refuerzo – zapata tipo C-2.  
(Diciembre de 2013).

Se asume un peralte tentativo de 40 cm para el plinto, una distancia de 10 cm entre la superficie inferior de hormigón y el refuerzo de acero en dirección X y 8 cm en la dirección Y como se indica en la figura 3.41.

#### 1. Sección crítica de diseño.

Se sitúa a una distancia “d” de la cara de la columna en la dirección X y Y, siendo “d” el peralte del plinto menos la distancia de la superficie inferior de hormigón hasta el acero de refuerzo en ambas direcciones.

$$dx = 40 - 10 = 30 \text{ cm.}$$

$$dy = 40 - 8 = 32 \text{ cm.}$$

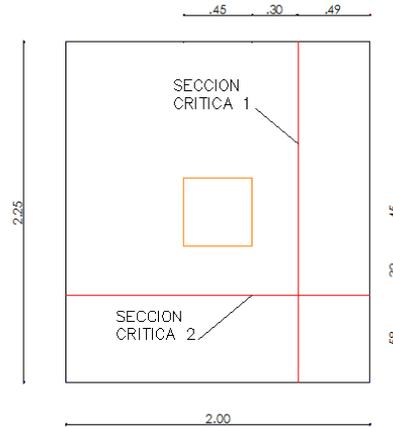


Figura. 3.42. Sección crítica de diseño a cortante. (Diciembre de 2013).

## 2. Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y.

El promedio de esfuerzos del suelo en las direcciones X y Y son los provocados en el eje centroidal, debido a que tienen una variación lineal y además la carga ejercida se encuentra dentro del tercio medio de la cimentación. Para calcular las cargas mínimas y máximas de corte en ambas direcciones se emplea la siguiente expresión:

$$q_{\max} = \frac{Pu}{A} \left[ 1 + \frac{6e_x}{b} \right]$$

$$q_{\min} = \frac{Pu}{A} \left[ 1 - \frac{6e_x}{b} \right]$$

$$q_{\max} = \frac{Pu}{A} \left[ 1 + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_{\min} = \frac{Pu}{A} \left[ 1 - \frac{6e_y}{L} \right]$$

Eq: 3.76<sup>112</sup>

<sup>112</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013].

Con estos resultados, mediante proporciones se determina el valor del esfuerzo de diseño de la sección crítica “**q**”; para ello se utiliza el programa de cálculo mencionado, obteniendo los siguientes resultados:

#### **Dirección “X”**

$$q_{\max} = 1,29 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q_{\min} = 1,24 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$q = 1,28 \text{ kg/cm}^2.$$

#### **Dirección “Y”**

$$q_{\max} = 1,53 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q_{\min} = 0,99 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$q = 1,39 \text{ kg/cm}^2.$$

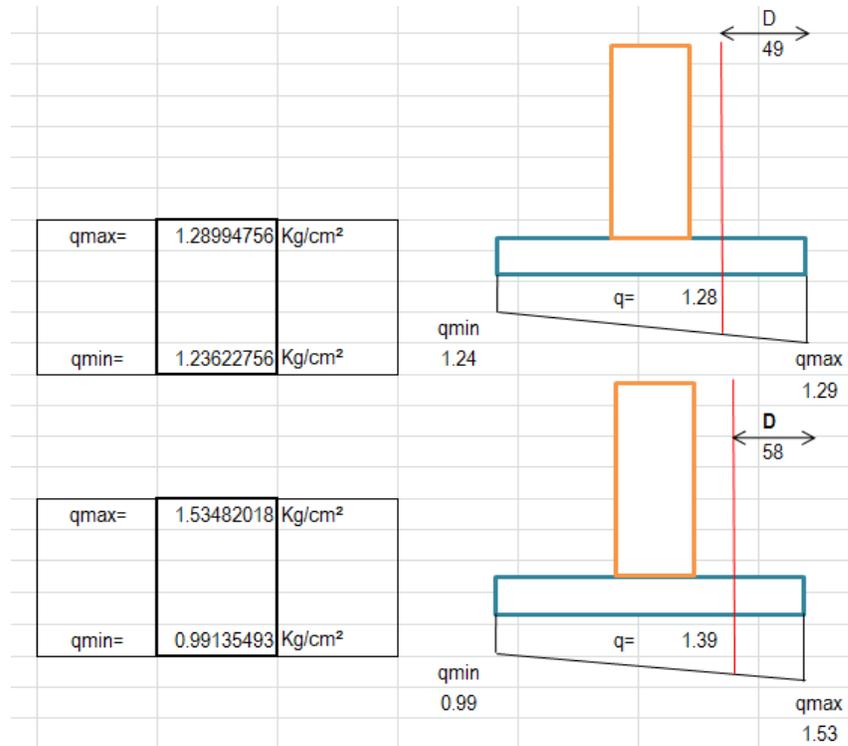


Figura. 3.43. Esfuerzos de diseño a cortante – Programa de cálculo.

(Diciembre de 2013).

○ **Fuerza cortante que actúa en la sección crítica**

En el sentido X se tiene:

$$V_u = \left( \frac{1,29+1,28}{2} \right) \times 200 \times 49 = 12\,593,00 \text{ kg.}$$

En el sentido Y se tiene:

$$V_u = \left( \frac{1,53+1,39}{2} \right) \times 225 \times 58 = 19\,053,00 \text{ kg.}$$

○ **Esfuerzo cortante que actúa sobre la sección**

En el sentido X se tiene:

$$v_u = \frac{V_u}{\varphi \times b \times d} = \frac{12\,593}{0,85 \times 200 \times 30} = 2,47 \text{ kg/cm}^2.$$

En el sentido Y se tiene:

$$v_u = \frac{V_u}{\varphi \times b \times d} = \frac{19\,053}{0,85 \times 225 \times 32} = 3,11 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo cortante que es capaz de resistir el hormigón es de:

$$v_u = 0,53\sqrt{f'_c} = 7,68 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo de corte provocado es inferior a la capacidad máxima resistente del hormigón en ambas direcciones, por tanto el peralte del plinto es aceptable.

### Diseño a cortante por punzonamiento

La sección crítica por esfuerzo cortante a punzonamiento, se ubica alrededor de la columna a una distancia  $d/2$  de sus caras principales de las direcciones X y Y.

Debido a la variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo y la carga ejercida en el plinto ubicada en tercio medio de la cimentación, se determina que el promedio de los esfuerzos del suelo de cualquier sección, cuyo centroide coincida con el centroide del plinto, es el esfuerzo centroidal.

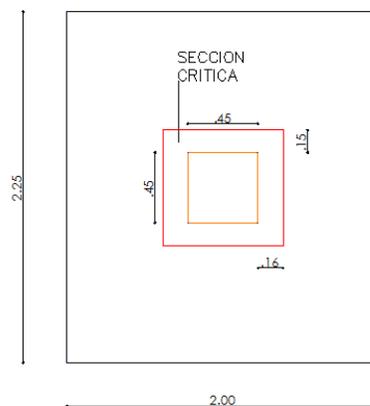


Figura. 3.44. Sección crítica de diseño a cortante por punzonamiento.  
(Diciembre de 2013).

1. Esfuerzo centroidal.

$$q = \frac{P_u}{A} = \frac{56\,838,80}{200 \times 225} = 1,26 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica de punzonamiento.

$$\text{Área de la Sección Crítica (} A_p) = 39\,300 \text{ cm}^2.$$

$$V_u = qA_p = (1,26) \times (39\,300) = 49\,518,00 \text{ kg.}$$

3. Esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección crítica.

$$v_u = \frac{V_u}{\varphi \times b \times d} = \frac{49\,518}{0,85 \times [(75 + 75)(30) + (77 + 77)(32)]} = 6,17 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo resistente a cortante por punzonamiento del hormigón simple es:

$$v_u = 1,06\sqrt{f'_c} = 1,06\sqrt{210} = 15,36 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo de corte por punzonamiento es inferior a la capacidad resistente de hormigón simple, por tanto el peralte del plinto es aceptable.

### Diseño a flexión

Para el diseño a flexión, las secciones críticas en las direcciones principales se ubican sobre las caras de la columna, como se representa en la figura 3.45.

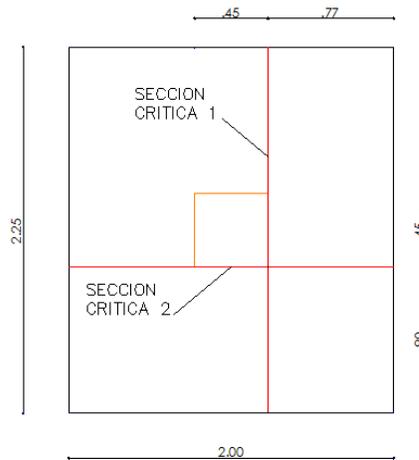


Figura. 3.45. Sección crítica de diseño a flexión. (Diciembre de 2013).

El refuerzo requerido por flexión es mayor en la franja donde se encuentra el máximo esfuerzo volumétrico de reacción del suelo, para este caso sería  $q_1$  a  $q_2$  en la dirección X y  $q_1$  a  $q_3$  en la dirección Y.

El momento último a flexión en zona crítica, se calcula con la subdivisión de la carga trapezoidal y rectangular para un ancho de diseño igual a 100 cm. Los valores de carga se obtienen del programa de cálculo utilizado, tal como se muestra en la figura 3.46.

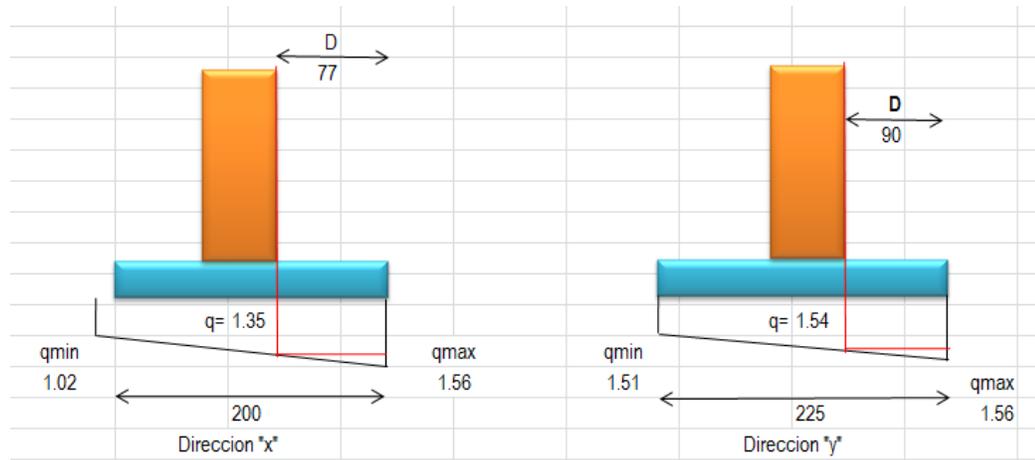


Figura. 3.46. Esfuerzos de diseño a Flexión – Programa de cálculo.

(Diciembre de 2013).

Tomando un ancho de diseño de 100 cm, para calcular el momento flector en zona crítica se tiene:

En dirección X:

$$M_u = \left[ \frac{(1,35)(77^2)}{2} + \left( \frac{(1,56 - 1,35)(77)}{2} \right) \left( \frac{2}{3}(77) \right) \right] \times 100$$

$$M_u = 442\,042,55 \text{ kg} - \text{cm}.$$

La sección de acero requerida en la dirección X, para resistir el momento último en 100 cm de ancho es:

$$A_s = \frac{0,85 \times f'_c \times b \times d}{F_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85 \times \phi \times f'_c \times b \times d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0,85 \times 210 \times 100 \times 30}{4\,200} \left[ 1 - \sqrt{\frac{2 \times 442\,042,55}{0,85 \times 0,9 \times 210 \times 100 \times 30^2}} \right]$$

$$A_s = 3,96 \text{ cm}^2.$$

La cuantía mínima de armado a flexión es:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y} = 0,0033$$

La sección mínima de armado para 100 cm de ancho es:

$$A_{S_{\min}} = \rho_{\min} \times b \times d = 0,0033 \times 100 \times 30$$

$$A_{S_{\min}} = 10,00 \text{ cm}^2.$$

Como la sección mínima es superior a la requerida para resistir el momento flector, el armado necesario será el mínimo de  $10 \text{ cm}^2$ . Se puede colocar 1 varilla de 14 mm cada 15 cm en la dirección X, proporcionando un armado de  $10,78 \text{ cm}^2$  cada 100 cm de ancho, esto equivale a colocar 15 varillas de 14 mm cada 15 cm para el ancho de 225 cm, orientadas en la dirección X.

En dirección Y:

$$M_u = \left[ \frac{(1,54)(90^2)}{2} + \left( \frac{(1,56 - 1,54)(90)}{2} \right) \left( \frac{2}{3}(90) \right) \right] \times 100$$

$$M_u = 629\,553,65 \text{ kg} - \text{cm}.$$

La sección de acero requerida en la dirección Y, para resistir el momento último en 100 cm de ancho es:

$$A_s = \frac{0,85 \times f'_c \times b \times d}{F_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M}{0,85 \times \phi \times f'_c \times b \times d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0,85 \times 210 \times 100 \times 32}{4 \times 200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 629 \, 553,65}{0,85 \times 0,9 \times 210 \times 100 \times 32^2}} \right]$$

$$A_s = 5,31 \text{ cm}^2.$$

La sección mínima de armado para 100 cm de ancho es:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b \times d = 0,0033 \times 100 \times 30$$

$$A_{s_{\min}} = 10,00 \text{ cm}^2.$$

Como la sección mínima es superior a la requerida para resistir el momento flector, el armado necesario será el mínimo de 10 cm<sup>2</sup>. Se puede colocar 1 varilla de 12 mm cada 10 cm en la dirección Y, proporcionando un armado de 11,31 cm<sup>2</sup> cada 100 cm de ancho, esto equivale a colocar 20 varillas de 12 mm cada 10 cm para el ancho de 200 cm, orientadas en la dirección Y.

Siguiendo este mismo proceso y utilizando el programa de cálculo, se tienen los resultados para las zapatas de cimentación de doble columna (Tipo C-4+C-5), así mismo para el diseño de la cimentación del sistema estructural mixto (Con las cargas de diseño obtenidas del informe final de resultados). La tabla 3.52 Contiene el resumen de valores de diseño para las cimentaciones de los dos sistemas estructurales empleados.

Sistema Estructural de Hormigón Armado				
CIMENTACIÓN			DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
TIPO	SECCIÓN cm <sup>2</sup>	Peralte de zapata cm	Acero requerido a Flexión	Acero requerido a Flexión
C-2 Una Columna	200X225	40.00	15Φ14mm @ 15cm	20Φ12mm @ 10cm
C-4+C-5 Doble Columna	200X225	40.00	15Φ14mm @ 15cm	20Φ12mm @ 10cm
Sistema Estructural Mixto				
TIPO	SECCIÓN cm <sup>2</sup>	Peralte de zapata cm	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
			Acero requerido a Flexión	Acero requerido a Flexión
Una Columna	190X190	40.00	10Φ16mm @ 19cm	10Φ16mm @ 19cm
Doble Columna	200X225	40.00	15Φ14mm @ 15cm	20Φ12mm @ 10cm

Tabla 3.52. Diseño de Zapatas aisladas de cimentación. (Diciembre de 2013).

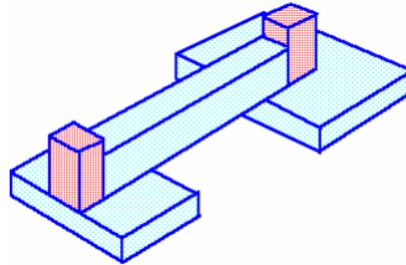


Figura. 3.47. Riostras de cimentación.<sup>113</sup> (Diciembre de 2013).

En la cimentación estructural si bien se conoce el valor de capacidad portante del suelo que soporta el peso total, no se puede tener certeza de los movimientos y asentamientos que provoca el volumen de reacciones de cada plinto de cimentación aislado. El correcto funcionamiento de la cimentación estructural se compone por un sistema monolítico actuando en conjunto para garantizar que no se produzcan fallos en elementos debido a los asentamientos diferenciales. Para

<sup>113</sup> Fuente: ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito - Ecuador 2008. [Citado en noviembre de 2013].

cumplir con estas disposiciones es necesario colocar riostras de cimentación, las mismas cumplen la función de unir los plintos unos con otros para que el sistema actúe de manera uniforme y compacta en caso de presentarse asentamientos o deslizamientos.

No hay especificaciones de diseño que establezcan las normativas para determinar el dimensionamiento y armado de estos elementos, porque no cumplen con una función estructural de soporte de cargas y resistencia de esfuerzos, actúan simplemente como un elemento de amarre, se colocan generalmente sobre la base de los plintos y funcionan mecánicamente como una viga simplemente apoyada; para el presente proyecto se ha adopta las secciones que se especifican en la tabla 3.53, tomando en cuenta que no existe construcción de mampostería, ni muros estructurales sobre estas y que las luces entre plintos son menores a los cinco metros.

VIGA TIPO	EJE LONGITUDINAL	SECCIÓN cm <sup>2</sup>	ARMADURA DE ACERO POR FLEXION		ARMADURA DE ACERO POR CORTE	
			TRACCIÓN	COMPRESIÓN	ZONA DE CONFINAMIENTO	ZONA MEDIA
RC	(A-B) ;(B-C) (C-D)	25X40	4Φ16mm	2Φ16mm	8Φ10mm @ 9cm	16Φ10mm @ 17cm
RC	(3-4); (4-5)	25X40	4Φ16mm	2Φ16mm	19Φ10mm @ 10cm	
RC	(1-2); (2-3)	25X40	4Φ16mm	2Φ16mm	8Φ10mm @ 10cm	14Φ10mm @ 19cm

Tabla 3.53. Dimensionamiento y armado de riostras de cimentación. (Diciembre de 2013).

### 3.3. DISEÑO HIDROSANITARIO

El objetivo del estudio es diseñar la red de abastecimiento de agua potable, así como la red de evacuación sanitaria del edificio del presente proyecto. La altura

total con la que se debe llegar con la distribución es de 12,90 m, medida desde el nivel de vereda.

En el área donde está emplazada la edificación existe una matriz de agua potable constituida por tubos de PVC, con una presión de 25 m.c.a.; se considera medidores individuales por departamento. La matriz de alcantarillado está constituida por tubería de hormigón simple cuyo diámetro es de 200 mm, esta se dirige hacia un colector combinado de 600 mm.

### **3.3.1. Sistema de abastecimiento de agua potable**

En la ejecución del diseño de la red de distribución de agua potable, lo fundamental es verificar el cumplimiento de las presiones requeridas para abastecer a cada uno de los usuarios, esto tiene total dependencia de la presión inicial que tenemos en la acometida, es decir la conexión de agua potable desde la red de distribución pública hasta el medidor del predio, de ahí parte la tubería principal desde la cual se suministra la cantidad total de consumo; en edificios generalmente es muy necesario considerar un sistema de reserva, en el cual se almacena el volumen necesario de agua para abastecer el consumo generado por los usuarios, dado que no siempre se tendrá un abastecimiento continuo desde la red pública y debido a los niveles de altura que se puedan alcanzar la presión disminuye.

El abastecimiento se realiza mediante tuberías de termo fusión, que se compone de dos redes básicamente, agua fría y agua caliente; el abastecimiento se lo realiza desde la acometida de agua potable municipal, de esta se transporta el flujo hacia el medidor principal y a su vez al montante principal de la red dentro de la edificación, desde el cual distribuye el fluido a cada nivel y aparato sanitario, teniendo en cada departamento un medidor individual. La red de agua fría en cada

departamento se conecta a un calentador o calefón, de donde nace la red de agua caliente.

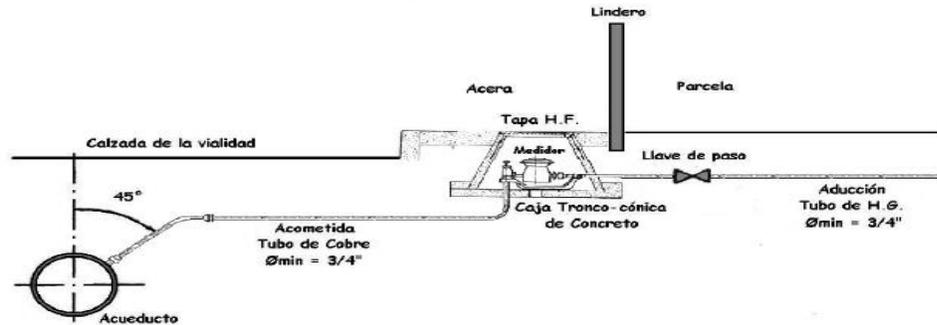


Figura. 3.48. Esquema de Acometida de agua potable<sup>114</sup>

### 3.3.2. Disposiciones de diseño

En el diseño, lo primordial es que se genere la menor cantidad de pérdidas en la presión general de la red y que el sistema interconectado de tuberías este acorde al cumplimiento de este parámetro y eficiente en el funcionamiento, durabilidad y costos. Para el diseño de la red de distribución se adopta la ubicación del tanque de reserva en la losa de cubierta, a la cual se puede acceder por una escalera metálica situada en la parte posterior de la edificación, esta es la ubicación más conveniente para que se lleve a cabo una distribución por gravedad, con el fin de cumplir las presiones mínimas requeridas por los elementos o aparatos sanitarios, así mismos dichas presiones no deben sobrepasar la presión de trabajo establecida para el sistema.

<sup>114</sup> Tomado de: VILLASMIL, Alejandro [Texto guía]. *Suministro y Distribución de Agua Potable* Universidad de los Andes 2008. [Citado en enero de 2013].

- **Consumo**

Se considera un consumo de: 150 lts/habitante durante las 24 horas del día. Por cada departamento se consideran 4 habitantes, lo que da un total de 16 usuarios en el edificio.

Total de consumo:  $150 \times 16 = 2\,400$  lts/día.

- **Dimensionamiento de la tuberías**

Para el cálculo de la red tenemos como datos de entrada la presión mínima de 2 mca y una máxima de 50 mca en los puntos de consumo. Para el cálculo de la red de distribución con estos parámetros mencionados se utiliza un software de diseño CYPE CAD, en el cual se hace el trazado de la red de agua fría y caliente, se ubica la cometida, el medidor general, el montante, se definen los aparatos sanitarios, el caldero y las llaves empleadas. Todos los aparatos sanitarios de la red tienen un peso establecido en la normativa de diseño INEN, todos los parámetros de diseño se ingresan en el programa para determinar el diámetro de las tuberías y las presiones en cada punto.

- **Disposiciones para los medidores**

-Los medidores se construirán con materiales que no sean afectados por variaciones de temperatura del agua, la cual estará dentro del rango de operación.

-Las piezas del medidor deben estar fabricadas con materiales no tóxicos, no contaminantes y biológicamente inertes, aplicando las normas impuestas por el Ministerio de Salud y el Ministerio de Medio Ambiente.

-Los materiales con los que esté construido el medidor deben ser resistentes a la corrosión interna y externa.

-El dispositivo de lectura del medidor debe protegerse por una ventanilla transparente, además de estar provisto de una cubierta de material adecuadamente resistente como protección adicional.

-El medidor contará con un dispositivo para la eliminación de condensación por el lado interno de la ventanilla, para cuando exista la posibilidad de que esto ocurra.

### **3.3.3. Sistema sanitario**

El sistema de evacuación o sistema sanitario básicamente funciona por gravedad, por lo tanto en el diseño hay que tomar en cuenta las pendientes mínimas recomendadas según el diámetro resultante para la tubería, debido a la acumulación de materia orgánica de rápida descomposición y aguas servidas que puede presentarse en los aparatos sanitarios. El diámetro de los conductos y ramales de desagüe está en función del número total de unidades de descarga, como ya se dijo antes; otro parámetro importante es la ventilación cloacal, por generación de gases generada en la descomposición de materia orgánica, por lo que es necesario establecer una barrera contra el paso de dichos gases utilizando sifones, para retener un volumen determinado de agua en cada descarga y de esta manera impedir que se diseminen los malos olores.

**NOTA:** Ver anexo 6 y anexo 8.

## **3.4. DISEÑO ELÉCTRICO Y TELEFÓNICO**

El objetivo del presente estudio es el de realizar el diseño de las instalaciones interiores, el tablero principal, tableros secundarios y tableros de medición de energía eléctrica. La energía eléctrica será destinada para iluminación, tomacorrientes, y carga especial del inmueble.

Los diseños comprenden lo siguiente:

- Tablero Principal de Medición.
- Tableros de Distribución Interior.
- Instalaciones de interiores y recomendaciones de montaje y construcción.
- Resumen de Carga Instalada y Demanda requerida.

### 3.4.1. Determinación de la demanda

		DEMANDA MÁXIMA								
		DESCRIPCION	MEDIDOR	SUBTABLERO	CIRCUITO	CONCEPTO	CARGA INSTALADA	FD. POR CIRCUITO	DEM MÁX	DEMANDA DIVERSIFICADA
<b>EDIFICIO "TERRAZA REAL"</b>	AREAS COMUNES	M1	TD1	L1	ILUMINACIÓN	1700	0.7	1190		1190
	DEPARTAMENTO 1	M2	TD2	L1	ILUMINACIÓN	1500	0.7	1050		
				C1	CIRCUITO DE FUERZA 1	2000	0.35	700		
				C2	CIRCUITO DE FUERZA 2	1800	0.35	630		
				C3	CIRCUITO DE FUERZA COCINA 3	1000	0.35	350		
				CARGA DIVERSIFICADA						2730
	DEPARTAMENTO 2	M3	TD3	L1	ILUMINACIÓN	1500	0.7	1050		
				C1	CIRCUITO DE FUERZA 1	2000	0.35	700		
				C2	CIRCUITO DE FUERZA 2	1800	0.35	630		
				C3	CIRCUITO DE FUERZA COCINA 3	1000	0.35	350		
			CARGA DIVERSIFICADA						2730	
DEPARTAMENTO 3	M4	TD4	L1	ILUMINACIÓN	1500	0.7	1050			
			C1	CIRCUITO DE FUERZA 1	2000	0.35	700			
			C2	CIRCUITO DE FUERZA 2	1800	0.35	630			
			C3	CIRCUITO DE FUERZA COCINA 3	1000	0.35	350			
			CARGA DIVERSIFICADA						2730	
DEPARTAMENTO 4	M5	TD2	L1	ILUMINACIÓN	1500	0.7	1050			
			C1	CIRCUITO DE FUERZA 1	2000	0.35	700			
			C2	CIRCUITO DE FUERZA 2	1800	0.35	630			
			C3	CIRCUITO DE FUERZA COCINA 3	1000	0.35	350			
			CARGA DIVERSIFICADA						2730	

Tabla 3.54 Determinación de la demanda eléctrica. (Enero de 2014).

Para la determinar la demanda eléctrica requerida, se considera la carga instalada de la edificación, la misma que se obtiene de la cuantificación de los circuitos de iluminación, tomacorrientes y tomas especiales monofásicas y bifásicas, sobre los que se utilizan las máximas demandas de cada circuito, y se les aplica un factor de diversificación de 0,7; 0,8; ó 1 para iluminación dependiendo del ambiente, 0,35

para los tomacorrientes, 1 para las cargas especiales y un factor de potencia de 0,9; de esta manera se obtienen las demandas máximas no coincidentes; sobre estas se consideran factores de simultaneidad a nivel del tablero general de 0,8, a fin de obtener la demanda máxima coincidente entre tableros secundarios, determinándose así la demanda total.

#### **3.4.2. Acometida de baja tensión**

La acometida aérea en Baja Tensión se toma del poste de alumbrado público, el mismo que se encuentra en la parte frontal de la edificación. La acometida baja hasta el tablero general de medición que se ubicará en la pared lateral junto a la puerta de acceso principal y será de tipo bifásica a dos hilos 2F3C, con conductor 2x6(6) TTU, sistema 220/127 V.

#### **3.4.3. Tablero principal de medición**

El tablero principal se ubicará en la pared frontal que da hacia la calle principal, a fin de que puedan realizar la lectura los personeros de la Empresa Eléctrica Quito; este tiene la capacidad para albergar 6 medidores, de donde se distribuye la conexión del sistema a los diferentes tableros de distribución interior. El tablero principal debe contener las respectivas protecciones de baja tensión.

**NOTA:** Ver anexo 7.

#### **3.4.4. Tablero de distribución**

Los tableros de distribución de energía (TD), son de tipo centro de carga con protección de circuitos y sistemas de usuario mediante interruptores termo

magnéticos enchufables, para sistema monofásico o bifásico, se colocan al final de los alimentadores de carga.

#### **3.4.5. Sistema de iluminación**

Los circuitos de iluminación se diseñan de acuerdo a las diferentes áreas o ambientes de la edificación, tanto dentro de los departamentos, así como en las áreas comunales. Los ambientes a iluminar tienen niveles generales entre 200 y 300 lux, cada circuito de iluminación se diseña para una carga instalada de 1 700 W como máximo, dejando un margen de variación de un 12 %. El control de los distintos puntos lumínicos se lo realiza a través de interruptores, conmutadores, etc., se recomienda su instalación a una altura de 1,20 m sobre el nivel del piso y ubicados según se muestra en los planos.

El conductor a ser utilizado será de cobre sólido y aislamiento de PVC tipo TW, calibre #14 AWG. Se ha considerado puntos lumínicos de 100 w para todas las áreas y plafón de 2x26 w para los baños y balcón. Los circuitos de iluminación, el recorrido de los circuitos, ubicación de mandos, número de conductores, diámetro de tubería, tipo y potencia de luminaria, se indican en los planos respectivos de diseño.

#### **3.4.6. Circuito de tomacorrientes**

Los circuitos de tomacorrientes se han diseñado para no sobrepasar una carga instalada de 2 000 W, con un margen de variación del 12 %, considerando cada salida individual de 200 W como promedio, son monofásicos a 127 v, con el hilo de tierra corrido para cada uno.

Estos circuitos al igual que los de iluminación parten desde el tablero de distribución secundario (TDs), luego de los interruptores termo magnéticos de protección de cada circuito. Los aparatos a utilizarse serán tomacorrientes polarizados para 15 A, 250 V con placa metálica; se recomienda su instalación a una altura de 0,4 m.

El conductor utilizado es de cobre sólido con aislamiento de PVC tipo unilay

TW, calibre #12 AWG.

### **3.4.7. Carga especial**

La carga especial es bifásica a 240 v, 1 000 w, el tomacorriente a utilizar será tipo bifásico polarizado para 20 A, 250 V con placa metálica, se recomienda su instalación a una altura de 0,4 m desde el nivel de piso, solamente una toma en cada departamento se instalará, así en caso de ser necesario los usuarios pueden hacer uso del mismo, ya que la carga usada normalmente en nuestro medio es la carga monofásica.

El conductor utilizado es de cobre sólido con aislamiento de PVC tipo unilay TW, calibre # 10 AWG; el recorrido de los circuitos, número de conductores, diámetro de tubería, y más detalles técnicos se indican en los planos respectivos.

### **3.4.8. Sistema de puesta en tierra**

Con el fin de obtener una adecuada conexión a tierra, que permita a los usuarios mayor seguridad, el sistema eléctrico se conecta al sistema de tierra de resistencia máxima de 25  $\Omega$ , que es la admitida por la Empresa Eléctrica Quito, se conecta también el tablero de distribución, tablero principal, etc. El sistema de tierra consta de una varilla de Copperweld de 16 mm de diámetro, 1800 mm de longitud. El tablero de medición tendrá un sistema de tierra independiente.

### **3.4.9. Sistema telefónico**

El sistema de instalación telefónica se conecta directamente desde la acometida municipal ubicada en el poste de alumbrado público, con distinto cableado para cada línea telefónica. Cada línea se lleva al cajetín principal de la edificación, desde aquí se distribuye la línea telefónica de forma unifilar paralela para cada departamento.

## CAPITULO IV

### 4. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

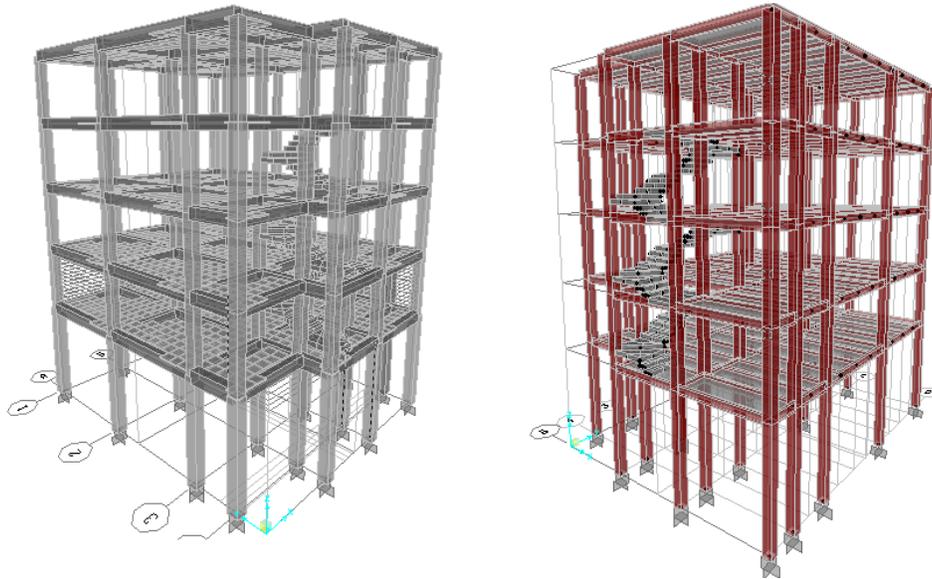


Figura. 4.1. Sistemas estructurales Edificio “Terraza Real”.  
(Enero de 2014).

El análisis comparativo tiene como objetivo fundamental conocer las principales características técnicas y económicas de los sistemas estructurales empleados en el proyecto, con el fin de establecer una solución constructiva rápida, económica y segura. No es el objetivo de este análisis determinar que un sistema sea mejor que otro, como antes se había mencionado, el sistema estructural escogido debe ser el que mejor se pueda adaptar a las necesidades y requerimientos técnicos, así como las posibilidades económicas que se tenga para ejecutar la obra. Ya sea de construirse con estructura de hormigón armado o sistema mixto, el éxito del

proyecto dependerá por una parte de los métodos constructivos aplicados para agilizar la ejecución, el rendimiento de la mano de obra en cada etapa constructiva, que está en función de la complejidad de la tarea designada y la cantidad de obreros que se encargan de realizarla y esto repercute directamente en la eficacia y la eficiencia con la que se realice la construcción; también están los equipos y herramientas a disposición que facilitan enormemente ciertas actividades; por otro lado, como parte fundamental del éxito del proyecto está el haber realizado un diseño con criterios fundamentados en las teorías más acertadas según el sistema empleado, tomando en cuenta los parámetros establecidos en las normativas y reglamentos existentes, siempre pensando en la seguridad del diseño, pero sin olvidar el factor económico al momento de definir el dimensionamiento final de los elementos estructurales.

#### **4.1. SISTEMA ESTRUCTURAL DE HORMIGÓN ARMADO**

El diseño estructural de hormigón armado, es un sistema compuesto por columnas y vigas perimetrales descolgadas, sobre las cuales descansa la losa, transmitiendo la carga a las vigas y estas a su vez a las columnas. En el Ecuador esta alternativa de construcción es comúnmente utilizada y aceptada por los ingenieros constructores, debido al buen comportamiento sísmico de las edificaciones y sobre todo porque los costos son relativamente más económicos, sin embargo al momento de la ejecución misma, en ocasiones se presentan ciertas dificultades de tipo constructivas, que requiere de mayor cuidado y precisión de los obreros al momento de la fundición, lo cual puede demorar el proceso y encarecer el proyecto.

Cuando se emplea este modelo estructural, conviene utilizar paredes divisorias de mampostería liviana, empleando por ejemplo ladrillo hueco o bloque de hormigón para tener menor peso actuando sobre la estructura, con el fin de reducir el peralte

de la losa y las secciones de los elementos estructurales, tal como se ha ejecutado el diseño del sistema en hormigón armado de este proyecto.

#### **4.1.1. Análisis de costos estructurales**

Los rubros adoptados en el análisis técnico económico de la construcción estructural en hormigón armado son: vigas estructurales de hormigón  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , columnas de hormigón  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , losas de entrepiso de hormigón  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , zapatas y riostras de cimentación, hormigón simple de replantillo y acero de refuerzo  $Fy = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$ . El costo de los mismos se determina a través de un análisis de precios unitarios, este análisis no se incluye dentro del alcance del presente trabajo debido a su gran extensión, sin embargo con el fin de realizar el estudio comparativo, se ha llevado a cabo un análisis de precios con los rubros necesarios para calcular un presupuesto aproximado, en función a los elementos comparables entre las estructuras de los dos sistemas utilizados.

Para calcular el volumen de hormigón empleado, simplemente se debe multiplicar las dimensiones de los elementos y las cantidades totales de estos dentro de la estructura. Para determinar el peso total de armadura de refuerzo se tiene la sección nominal de las varillas, la misma que se multiplica por el peso específico del acero igual a  $7\ 787,60 \text{ kg/m}^3$  y este valor por la longitud total colocada en el elemento estructural, tomando en cuenta además la longitud de desarrollo y los traslapes necesarios para asegurar una correcta adherencia, como establece la normativa ACI-318.

Los precios de materiales utilizados en cada rubro se han tomado de una lista de precios y materiales actualizada, publicada por la cámara de construcción de Quito.

## ○ Vigas estructurales

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** Hormigón estructural  $f_c = 210\text{Kg/cm}^2$  para vigas. **UNIDAD:** m<sup>3</sup>

## DETALLE:

EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORARIO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Concretera de 1 saco	2	2.50	5.00	2.50	12.50
Herramientas Manuales 5% M.O.	1	1.32	1.32	2.50	3.31
Vibrador	1	1.50	1.50	2.50	3.75
<b>SUBTOTAL M</b>					19.56
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6	2.58	15.48	2.50	38.70
Albañil	3	2.66	7.98	2.50	19.95
Maestro de Obra	1	2.98	2.98	0.30	0.89
<b>SUBTOTAL N</b>					59.54
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
			A	B	C=A*B
Cemento		Sacos	7.00	7.36	51.52
Grava		m <sup>3</sup>	0.95	10.00	9.5
Arena		m <sup>3</sup>	0.65	10.80	7.02
Agua		lts	250.00	0.01	2.5
Clavos 2 A 4"		Kg	2.00	0.96	1.92
Alambre galvanizado No.19		Kg	2.00	1.00	2
Triplex 5Mn tipo B		m <sup>2</sup>	2.35	8.86	20.821
Alfajías de Eucalipto 7x25x250cm		u	4.00	2.20	8.8
Pingo Eucaplito		m	3.00	1.02	3.06
<b>SUBTOTAL O</b>					107.141
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					
				<b>COSTO DIRECTO</b>	186.25
				<b>COSTO INDIRECTO 17%</b>	31.66
				<b>TOTAL</b>	217.91
				<b>VALOR OFERTADO</b>	<b>217.91</b>

Tabla 4.1. Análisis de precios unitarios para vigas- sistema de hormigón armado.  
(Enero de 2014).

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

<b>RUBRO:</b>						<b>Acero de refuerzo Fy = 4200Kg/cm2</b>						<b>UNIDAD:</b>						<b>Kg</b>					
<b>DETALLE:</b>																							
<b>EQUIPO</b>																							
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORARIO	RENDIMIENTO	COSTO																		
	A	B	C=A*B	R	D=C*R																		
Cortadora dobladora de hierro	1	1.00	1.00	0.03	0.03																		
Herramientas manuales 5% M.O.	1	0.39	0.39	0.03	0.06																		
<b>SUBTOTAL M</b>					0.09																		
<b>MANO DE OBRA</b>																							
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO																		
	A	B	C=A*B	R	D=C*R																		
Fierrero	2.00	2.58	5.16	0.01	0.05																		
Ayudante de Fierrero	1.00	2.58	2.58	0.03	0.08																		
<b>SUBTOTAL N</b>					0.13																		
<b>MATERIALES</b>																							
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO																		
			A	B	C=A*B																		
Acero de refuerzo Fy = 4200Kg/cm3		Kg	1.00	0.86	0.86																		
Alambre galvanizado No. 19		Kg	0.05	1.00	0.05																		
<b>SUBTOTAL O</b>					0.91																		
<b>TRANSPORTE</b>																							
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO																		
			A	B	C=A*B																		
<b>SUBTOTAL P</b>																							
					<b>COSTO DIRECTO</b>	1.13																	
					<b>COSTO INDIRECTO 17%</b>	0.19																	
					<b>TOTAL</b>	1.32																	
					<b>VALOR OFERTADO</b>	1.32																	

Tabla 4.2. Análisis de precios unitario para acero de refuerzo – sistema de hormigón armado. (Enero de 2014).

ELEMENTO TIPO	EJE LONGITUDINAL	VIGAS DE HORMIGÓN f'c = 210Kg/cm <sup>2</sup>					Precio unitario	Costo	PESO DE ACERO Fy = 4200Kg/cm <sup>2</sup>	Precio unitario	Costo
		No. Elementos	B (m)	H (m)	L (m)	m <sup>3</sup>			Kg		
V1	(A-B)	16	0.30	0.40	3.45	6.62	\$ 217.91	\$ 1.443.44	99.36	\$ 1.32	\$ 2.098.48
V1	(B-C)	16	0.30	0.40	3.35	6.43	\$ 217.91	\$ 1.401.60	96.85	\$ 1.32	\$ 2.045.47
V1	(C-D)	20	0.30	0.40	3.85	9.24	\$ 217.91	\$ 2.013.49	106.76	\$ 1.32	\$ 2.818.46
<b>VOLUMEN TOTAL VIGAS TIPO V1</b>						<b>22.30</b>	<b>PESO TOTAL DE ACERO VIGAS TIPO V1</b>			<b>302.97</b>	
<b>COSTO DE HORMIGÓN</b>							<b>\$ 4.858.52</b>	<b>COSTO DE ACERO</b>		<b>\$ 6.962.42</b>	
<b>COSTO TOTAL PARA VIGAS TIPO V1</b>											<b>\$ 11.820.94</b>
V2	(1-2)	16	0.30	0.45	4.70	10.15	\$ 217.91	\$ 2.212.22	125.77	\$ 1.32	\$ 2.656.26
V2	(2-3)	16	0.30	0.45	4.90	10.58	\$ 217.91	\$ 2.306.36	130.56	\$ 1.32	\$ 2.757.43
V2	(3-4)	16	0.30	0.45	2.00	4.32	\$ 217.91	\$ 941.37	60.22	\$ 1.32	\$ 1.271.85
V2	(4-5)	12	0.30	0.45	1.30	2.11	\$ 217.91	\$ 458.92	46.00	\$ 1.32	\$ 728.64
<b>VOLUMEN TOTAL VIGAS TIPO V2</b>						<b>27.16</b>	<b>PESO TOTAL DE ACERO VIGAS TIPO V2</b>			<b>362.55</b>	
<b>COSTO DE HORMIGÓN</b>							<b>\$ 5.918.87</b>	<b>COSTO DE ACERO</b>		<b>\$ 7.414.18</b>	
<b>COSTO TOTAL PARA VIGAS TIPO V2</b>											<b>\$ 13.333.05</b>
V3	(A-B)	4	0.25	0.35	3.45	1.21	\$ 217.91	\$ 263.13	34.95	\$ 1.32	\$ 184.54
V3	(B-C)	4	0.25	0.35	3.35	1.17	\$ 217.91	\$ 255.50	32.84	\$ 1.32	\$ 173.40
V3	(C-D)	5	0.25	0.35	3.85	1.68	\$ 217.91	\$ 367.04	38.95	\$ 1.32	\$ 257.07
V3	(1-2)	4	0.25	0.35	4.70	1.65	\$ 217.91	\$ 358.46	60.55	\$ 1.32	\$ 319.70
V3	(2-3)	4	0.25	0.35	4.90	1.72	\$ 217.91	\$ 373.72	63.35	\$ 1.32	\$ 334.49
V3	(3-4)	4	0.25	0.35	2.00	0.70	\$ 217.91	\$ 152.54	54.00	\$ 1.32	\$ 285.12
V3	(4-5)	3	0.25	0.35	1.30	0.34	\$ 217.91	\$ 74.36	42.05	\$ 1.32	\$ 166.52
<b>VOLUMEN TOTAL VIGAS TIPO V3</b>						<b>8.47</b>	<b>PESO TOTAL DE ACERO VIGAS TIPO V3</b>			<b>326.69</b>	
<b>COSTO DE HORMIGÓN</b>							<b>\$ 1.844.74</b>	<b>COSTO DE ACERO</b>		<b>\$ 1.720.83</b>	
<b>COSTO VIGAS TIPO V3</b>											<b>\$ 3.565.58</b>
<b>COSTO TOTAL DE VIGAS ESTRUCTURALES</b>											<b>\$ 28.719.56</b>

Tabla 4.3. Costo total de vigas estructurales – sistema de hormigón armado.  
(Enero de 2014).

Para las secciones de vigas estructurales y su armadura de refuerzo calculada en el diseño, se requiere una inversión de \$ **28 719,56**, valor determinado con el volumen total de hormigón para los tres tipos de vigas diseñadas, así como el peso total del acero de refuerzo requerido. El precio unitario tanto en hormigón para vigas estructurales y acero de refuerzo se toma del análisis de precios unitarios de las tablas 4.1 y 4.2 respectivamente.

## ○ Losas de entrepiso

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** Losa de hormigón armado  $f_c = 210\text{Kg/cm}^2$   $e = 0.20\text{cm}$  **UNIDAD:** m<sup>2</sup>

## DETALLE:

EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORARIO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	$C=A*B$	R	$D=C*R$
Concretera 1 saco	2	2.50	5.00	2.50	12.50
Herramientas Manuales 5% M.O.	1	1.19	1.19	2.50	2.98
vibrador	2	1.5	3	2.5	7.50
<b>SUBTOTAL M</b>					22.98
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	$C=A*B$	R	$D=C*R$
Peón	5	2.58	12.9	2.50	32.25
Albañil	3	2.66	7.98	2.50	19.95
Maestro de obra	1	2.98	2.98	0.30	0.89
<b>SUBTOTAL N</b>					53.09
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
			A	B	$C=A*B$
Aux: Homirgón simple $f_c = 210\text{Kg/cm}^2$		m <sup>3</sup>	0.01	70.54	0.71
Clavos 2 A 4"		Kg	2.00	0.96	1.92
Triplex 15Mn tipo B		m <sup>2</sup>	0.30	8.86	2.658
Pingo de Eucalipto D =10cm		m	3.00	1.02	3.06
Riel de Eucalipto		u	3.00	1.10	3.3
Casetón 40x40x15 cm		u	4.00	6.66	26.64
Aditivo impermeabilizante		Kg	0.50	1.4	0.700
Aditivo acelerante		Kg	0.50	1.39	0.695
<b>SUBTOTAL O</b>					39.68
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	$C=A*B$
<b>SUBTOTAL P</b>					
<b>COSTO DIRECTO</b>					115.75
<b>COSTO INDIRECTO 17%</b>					19.68
<b>TOTAL</b>					135.43
<b>VALOR OFERTADO</b>					135.43

Tabla 4.4. Análisis de precios unitarios para losas de entrepiso – sistema de hormigón armado. (Enero de 2014).

NIVEL	PISO	LOSA DE HORMIGÓN f'c = 210Kg/cm2		Precio unitario	Costo	PESO DE ACERO Fy = 4200Kg/cm2		Precio unitario	Costo
		Área (m2)				Kg			
12.9	5	141.20		\$ 135.43	\$ 19.122.72	633.37		\$ 1.32	\$ 836.05
10.20	4	130.20		\$ 135.43	\$ 17.632.99	664.14		\$ 1.32	\$ 876.66
7.50	3	130.20		\$ 135.43	\$ 17.632.99	664.14		\$ 1.32	\$ 876.66
4.80	2	130.20		\$ 135.43	\$ 17.632.99	664.14		\$ 1.32	\$ 876.66
2.1	1	141.20		\$ 135.43	\$ 19.122.72	664.14		\$ 1.32	\$ 876.66
AREA TOTAL LOSAS DE ENTREPISO (m2)				799.17	PESO TOTAL DE ACERO EN LOSAS DE ENTREPISO				3289.93
COSTO DE FUNDICIÓN					\$ 91.144.39	COSTO DE ACERO			\$ 4.342.71
COSTO TOTAL PARA LOSAS DE ENTREPISO									\$ 95.487.10

Tabla 4.5. Costo total de losas de entrepiso – sistema de hormigón armado.  
(Enero de 2014).

El costo total para la construcción de losas de entrepiso es de **\$ 95 487,10**, el precio unitario calculado es por metro cuadrado con espesor de 20 cm, este precio incluye el hormigón  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , alivianamiento mediante casetones de poliestireno de 40x40x20cm, encofrado, materiales, equipos y mano de obra. El análisis del mismo se detalla en la tabla 4.4; el peso de acero de refuerzo se determina de igual forma que en las vigas, mediante las secciones nominales y las longitudes totales de armado en los respectivos paños, el precio corresponde al análisis de la tabla 4.5.

Construir una losa de hormigón armado para la edificación del presente proyecto, tiene un costo promedio de \$ 18 000,00, teniendo en cuenta que la superficie no es de gran tamaño y que la losa es nervada, si se utilizaba un espesor tradicional de 25 cm, el costo se habría incrementado en aproximadamente un 15%, que es un aumento considerable para el presupuesto final de la obra; con esto se quiere destacar la importancia de diseñar elementos que cumplan con las solicitudes y requerimientos técnicos, pero manteniendo siempre las secciones más económicas posibles.

## ○ Columnas estructurales

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** Hormigón estructural Fc = 210Kg/cm2 para columnas **UNIDAD:** m3

## DETALLE:

EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORARIO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Concreteira de 1 saco	2	2.50	5.00	2.00	10.00
Herramientas Manuales 5% M.O.	1	1.19	1.19	2.00	2.38
Vibrador	1	1.50	1.50	2.00	3.00
<b>SUBTOTAL M</b>					15.38
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	5	2.56	12.8	2.00	25.60
Albañil	3	2.66	7.98	2.00	15.96
Maestro de Obra	1	2.98	2.98	0.30	0.89
<b>SUBTOTAL N</b>					42.45
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
			A	B	C=A*B
Cemento		Sacos	7.00	7.36	51.52
Grava		m3	0.95	10.00	9.5
Arena		m3	0.65	10.80	7.02
Agua		lts	250.00	0.01	2.5
Clavos 2 A 4"		Kg	0.40	0.96	0.384
Alambre galvanizado No.19		Kg	0.20	1.00	0.2
Triplex 5Mn tipo B		m2	2.50	8.86	22.15
Alfajias de Eucalipto 7x25x250cm		u	3.00	2.20	6.6
<b>SUBTOTAL O</b>					99.874
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					
<b>COSTO DIRECTO</b>					157.71
<b>COSTO INDIRECTO 17%</b>					26.81
<b>TOTAL</b>					184.52
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>184.52</b>

Tabla 4.6. Análisis de precios unitarios para columnas – sistema de hormigón armado.  
(Enero de 2014)

ELEMENTO TIPO	SECCIÓN	COLUMNAS DE HORMIGÓN f'c = 210Kg/cm2					Precio unitario	Costo	PESO DE ACERO	Precio unitario	Costo
		No. Elementos	B (m)	H (m)	L (m)	m3			Kg		
C1	35X35	19.00	0.35	0.35	2.70	6.28	\$ 184.52	\$ 1.159.57	139.71	\$ 1.32	\$ 3.503.93
C2	40X40	57.00	0.40	0.40	2.70	24.62	\$ 184.52	\$ 4.543.62	140.53	\$ 1.32	\$ 10.573.48
C3	45X45	19.00	0.45	0.45	4.10	15.77	\$ 184.52	\$ 2.910.76	259.44	\$ 1.32	\$ 6.506.76
VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN PARA COLUMNAS						46.68	PESO TOTAL DE ACERO EN COLUMNAS			1203.82	
COSTO DE FUNDICIÓN								\$ 8.613.95	COSTO DE ACERO		\$ 20.584.16
COSTO TOTAL PARA COLUMNAS ESTRUCTURALES										\$ 29.198.11	

Tabla 4.7. Costo total de columnas – sistema de hormigón armado.  
(Enero de 2014).

A pesar de haber menor cantidad de columnas que vigas en la estructura de la edificación, el costo de construcción es ligeramente mayor, **\$ 29 198,11**, si bien es cierto las secciones de estos elementos son mayores a los de las vigas, pero el factor más importante que repercute en el precio final es la cantidad de acero de refuerzo empleado. Se podía haber diseñado elementos con menor cantidad de refuerzo, pero sus dimensiones hubieran aumentado y por ende el volumen de hormigón, se habría incrementado el peso estructural y las fuerzas laterales de cada nivel, así como los momentos de torsión en el centro de masas, finalmente las cargas transmitidas al suelo de cimentación serían mayores, por tanto se habría aumentado la sección y armadura en zapatas.

Las dimensiones adoptadas para las columnas no podrían haber sido menores, ya que los elementos se encontraban al límite de su capacidad, la sección de refuerzo se hubiera incrementado y la distribución de la misma no podría haberse colocado en una sección de hormigón más reducida, vale la pena recalcar estas consideraciones para entender que el diseño debe contemplar un equilibrio de todas las partes y así cumplir con los parámetros técnicos, económicos y de seguridad.

○ **Cimentación****ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS****RUBRO:** Hormigón f'c = 210Kg/cm<sup>2</sup> para zapatas de cimentación **UNIDAD:** m<sup>3</sup>**DETALLE:**

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORARIO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Concreteira de 1 saco	2	2.50	5.00	2.50	12.50
Herramientas Manuales 5% M.O	1	1.32	1.32	2.50	3.31
Vibrador	1	1.50	1.50	2.50	3.75
<b>SUBTOTAL M</b>					19.56
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6	2.58	15.48	2.50	38.70
Albañil	3	2.66	7.98	2.50	19.95
Maestro de Obra	1	2.98	2.98	0.10	0.30
<b>SUBTOTAL N</b>					58.95
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
			A	B	C=A*B
Cemento		Sacos	7.00	7.36	51.52
Grava		m <sup>3</sup>	0.95	10.00	9.5
Arena		m <sup>3</sup>	0.65	10.80	7.02
Agua		lts	250.00	0.01	2.5
Clavos 2 A 4"		Kg	2.00	0.96	1.92
Alambre galvanizado No.19		Kg	2.00	1.00	2
Tablero contrachapdo 12Mn		m <sup>2</sup>	2.50	6.40	16
Alfajias de Eucalipto 7x25x250cm		u	5.00	2.20	11
Pingo Eucaplito		m	3.00	1.02	3.06
<b>SUBTOTAL O</b>					104.52
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					
<b>COSTO DIRECTO</b>					183.03
<b>COSTO INDIRECTO 17%</b>					31.11
<b>TOTAL</b>					214.14
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>214.14</b>

Tabla 4.8. Análisis de precios unitarios para zapatas de cimentación sistema de hormigón armado. (Enero de 2014).

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** Hormigón f'c = 140Kg/cm2 para riostras **UNIDAD:** m3

## DETALLE:

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORARIO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Concretera de 1 saco	2	2.50	5.00	1.50	7.50
Herramientas Manuales 5% M.O.	1	0.93	0.93	1.50	1.40
Vibrador	1	1.50	1.50	1.50	2.25
<b>SUBTOTAL M</b>					11.15
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	DIURNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	4	2.58	10.32	1.50	15.48
Albañil	2	2.66	5.32	1.50	7.98
Maestro de Obra	1	2.98	2.98	0.30	0.89
<b>SUBTOTAL N</b>					24.35
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
			A	B	C=A*B
Cemento		Sacos	7.00	7.36	51.52
Grava		m3	0.95	10.00	9.5
Arena		m3	0.65	10.80	7.02
Agua		lts	250.00	0.01	2.5
Clavos 2 A 4"		Kg	1.00	0.96	0.96
Tablero contrachapado 12Mn		m2	4.00	6.40	25.6
Alfajias de Eucalipto 7x25x250cm		u	6.00	2.20	13.2
Pingo Eucaplito		m	3.00	1.02	3.06
<b>SUBTOTAL O</b>					113.36
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					
<b>COSTO DIRECTO</b>					148.86
<b>COSTO INDIRECTO 17%</b>					25.31
<b>TOTAL</b>					174.17
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>174.17</b>

Tabla 4.9. Análisis de precios unitarios para riostras de cimentación sistema de hormigón armado. (Enero de 2014).

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** Replanto de hormigón f'c = 140Kg/cm<sup>2</sup> **UNIDAD:** m<sup>2</sup>

## DETALLE:

EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORARIO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Concretera 1 saco	2	2.50	5.00	0.60	3.00
Herramientas manuales 5% M.O.	1	0.56	0.56	0.60	0.34
Nivel automático	1	0.8	0.8	0.6	0.48
<b>SUBTOTAL M</b>					3.82
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	3	2.58	7.74	0.60	4.64
Albañil	3	2.66	7.98	0.60	4.79
Maestro de obra	1	2.98	2.98	0.60	1.788
<b>SUBTOTAL N</b>					11.22
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
			A	B	C=A*B
Aux. Hormigón simple f'c 140Kg/cm <sup>2</sup>		m <sup>3</sup>	0.05	65.48	3.274
<b>SUBTOTAL O</b>					3.274
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					
				<b>COSTO DIRECTO</b>	18.31
				<b>COSTO INDIRECTO 17%</b>	3.11
				<b>TOTAL</b>	21.42
				<b>VALOR OFERTADO</b>	21.42

Tabla 3.10. Análisis de precios unitarios para replanto de hormigón f'c = 140 kg/cm<sup>2</sup> sistema de hormigón armado. (Enero de 2014).

ELEMENTO TIPO	EJE LONGITUDINAL	RIOSTRAS DE HORMIGÓN f'c = 210Kg/cm2					Precio unitario	Costo	PESO DE ACERO Fy = 4200Kg/cm2	Precio unitario	Costo
		No. Elementos	B (m)	H (m)	L (m)	m3			Kg		
RC	(A-B)	4	0.25	0.40	3.45	1.38	\$ 174.17	\$ 240.35	42.04	\$ 1.32	\$ 221.97
RC	(B-C)	4	0.25	0.40	3.35	1.34	\$ 174.17	\$ 233.39	41.41	\$ 1.32	\$ 218.64
RC	(C-D)	5	0.25	0.40	3.85	1.93	\$ 174.17	\$ 335.28	44.54	\$ 1.32	\$ 293.96
RC	(1-2)	4	0.25	0.40	4.70	1.88	\$ 174.17	\$ 327.44	47.36	\$ 1.32	\$ 250.06
RC	(2-3)	4	0.25	0.40	4.90	1.96	\$ 174.17	\$ 341.37	48.61	\$ 1.32	\$ 256.66
RC	(3-4)	4	0.25	0.40	2.00	0.80	\$ 174.17	\$ 139.34	30.58	\$ 1.32	\$ 161.46
RC	(4-5)	3	0.25	0.40	1.30	0.39	\$ 174.17	\$ 67.93	24.19	\$ 1.32	\$ 95.79
<b>VOLUMEN TOTAL RIOSTRAS</b>						<b>9.68</b>	<b>PESO TOTAL DE ACERO EN RIOSTRAS</b>			<b>278.73</b>	
<b>COSTO DE HORMIGÓN</b>							<b>\$ 1.685.09</b>	<b>COSTO DE ACERO</b>		<b>\$ 1.498.56</b>	
<b>COSTO TOTAL DE RIOSTRAS DE CIMENTACIÓN</b>										<b>\$ 3.183.65</b>	

Tabla 4.11. Costo total de riostras de cimentación – sistema de hormigón armado. (Enero de 2014).

ELEMENTO TIPO	SECCIÓN	ZAPATAS DE HORMIGÓN f'c = 210Kg/cm2					Precio unitario	Costo	PESO DE ACERO Fy = 4200Kg/cm2	Precio unitario	Costo
		No. Elementos	B (m)	L (m)	e (m)	m3			Kg		
C-2	200X225	13.00	2.00	2.25	0.40	23.40	\$ 214.14	\$ 5.010.88	91.26	\$ 1.32	\$ 1.566.02
C-2+C-4	200X225	3.00	2.00	2.25	0.40	5.40	\$ 214.14	\$ 1.156.36	91.26	\$ 1.32	\$ 361.39
<b>VOLUMEN TOTAL ZAPATAS DE CIMENTACION</b>						<b>28.80</b>	<b>PESO TOTAL DE ACERO EN ZAPATAS</b>			<b>182.52</b>	
<b>COSTO DE FUNDICIÓN</b>							<b>\$ 6.167.23</b>	<b>COSTO DE ACERO</b>		<b>\$ 1.927.41</b>	
<b>COSTO TOTAL ZAPATAS DE CIMENTACIÓN</b>										<b>\$ 8.094.64</b>	

Tabla 4.12. Costo total de zapatas de cimentación – sistema de hormigón armado. (Enero de 2014).

Replanteo de hormigón f'c = 140Kg/cm2	m2	Precio unitario	Costo
<b>AREA TOTAL</b>	145.75	\$ 21.42	<b>\$ 3.121.97</b>

Tabla 4.13. Costo total replanteo de hormigón simple f'c = 140Kg/cm2 – sistema de hormigón armado. (Enero de 2014).

Finalmente con los valores calculados, se puede determinar el costo de la obra estructural para el sistema de hormigón armado, el mismo se indica en la tabla 4.14.

LISTADO DE RUBROS	
DESCRIPCION	Costo
<b>Obra Estructural</b>	
Replanteo de hormigón $f_c = 140\text{Kg/cm}^2$	\$ 3.121.97
Zapatas de cimentación	\$ 8.094.64
Riostras de cimentación	\$ 3.183.65
Columnas estructurales	\$ 29.198.11
Losas de entrepiso	\$ 95.487.10
Vigas estructurales	\$ 28.719.56
<b>SUBTOTAL TOTAL</b>	<b>\$ 167.805.03</b>
<b>IVA</b>	<b>\$ 20.136.60</b>
<b>COSTO TOTAL DE OBRA ESTRUCTURAL</b>	<b>\$ 187.941.64</b>

Tabla 4.14. Costo total de la obra estructural – sistema de hormigón armado.  
(Enero de 2014).

El costo de construcción actualmente en el país tiene un valor aproximado de \$ 450 por metro cuadrado de construcción para sistemas estructurales de hormigón armado; la edificación del proyecto tiene un total de construcción de  $675\text{ m}^2$ , lo que multiplicado por \$ 450 resulta un costo final aproximado de \$ 303 750,00. El costo final sólo de obra estructural es de \$ 187 941,64 que equivale a un 62 % del precio total aproximado.

#### 4.1.2. Peso total de la estructural

El peso propio de la edificación es un factor determinante para el dimensionamiento de los miembros estructurales dentro del diseño, este es el

principal generador de solicitaciones de carga a ser soportada por la estructura y transmitida al suelo de cimentación por medio de los plintos, tanto la profundidad como el dimensionamiento y armado final de la cimentación estructural también depende en gran proporción de este factor. Dentro del análisis sísmico mientras mayor sea el peso final de la estructura la fuerza cortante basal se incrementa, esta fuerza al ser distribuida verticalmente en cada nivel, el momento de torsión en los centros de masa es mayor, así como las excentricidades de los centros de rigideces y derivas de piso en cada nivel de la estructura.

Para el análisis comparativo de los sistemas estructurales se determina únicamente el peso de la estructura, ya que el estudio está enfocado a la misma. Despreciando el peso de mampostería, gradas, revestimientos y acabos, se determina el peso total de la estructura del sistema de hormigón armado, para las secciones diseñadas de cada miembro estructural y acero de refuerzo empleado. Siempre el peso final del edificio terminado será un tanto mayor al calculado para la modelación, por ello se utiliza los factores de mayoración de cargas en el proceso de diseño, para estar de lado de la seguridad.

PISO	NIVEL (m)	PESO DE LOSA (Kg)	PESO TOTAL DE VIGAS	PESO TOTAL DE COLUMNAS	PESO TOTAL DE PISO (Kg)
5	12.90	62128.00	20317.5	0	82445.50
4	10.20	57288.00	29674.80	15082.20	102045.00
3	7.50	57288.00	29674.80	19699.20	106662.00
2	4.80	57288.00	29674.80	19699.20	106662.00
1	2.10	62128.00	29674.80	19699.20	111502.00
0	-2.00	0.00	23220.00	37859.40	61079.40
PESO TOTAL DE ACERO DE REFUERZO					5485.96
<b>PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA</b>					<b>575881.86</b>

Tabla 4.15. Peso estructural del sistema de hormigón armado.

(Enero de 2014).

#### **4.1.3. Análisis de rendimientos y duración de la construcción estructural**

##### **(Sistema de hormigón armado).**

Dentro del proceso de ejecución de obra se manejan diferentes etapas constructivas, en las cuales se deben ejecutar varias actividades que son planificadas previamente. Siguiendo una secuencia lógica se ha determinado las siguientes etapas para la construcción de la obra estructural del presente proyecto, en las cuales en función de los rendimientos del análisis previo, se determinará un tiempo estimado de ejecución.

##### ○ **Cimentación**

En el análisis de precios para el rubro de zapatas de cimentación se tiene un rendimiento de 2,50, con una cuadrilla de seis peones, tres albañiles y el maestro de obra; la unidad del precio analizado está en  $m^3$ , la mano de obra, herramientas y equipos empleados para ejecutar ese rubro tiene un costo horario. El rendimiento de 2,5 significa, que esa cuadrilla emplea 2,5 horas para elaborar un metro cubico del rubro mencionado, lo inverso sería que dicha cuadrilla es capaz de ejecutar  $0,4 m^3$  del rubro por hora. Laborando ocho horas diarias, como manda la ley, entonces se realizarían aproximadamente  $3,2 m^3$  diarios.

El rubro de zapatas de cimentación tiene un volumen total de  $28,8 m^3$ , por tanto se necesita aproximadamente de 9 a 10 días laborables para construir dicho rubro.

Con esta metodología se analiza los rendimientos y el tiempo de ejecución que se indica en la tabla 4.16.

<b>ANÁLISIS DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE EJECUCIÓN DE LA CIMETACIÓN</b>						
ACTIVIDAD	TOTAL DE UNIDAD	Rendimiento		Cantidad diaria	Tiempo requerido	
		horas/unidad	unidad/hora	unidad/día	días laborables	semanas
Replanto (m2)	72.00	0.60	1.67	13.33	5	
Construcción de Zapatas de cimentación (m3)	28.80	2.50	0.40	3.20	9	
Riostras de Cimentación (m3)	9.68	1.50	0.67	5.33	2	
<b>TIEMPO DE EJECUCIÓN TOTAL</b>					<b>16</b>	<b>3</b>

Tabla 4.16. Tiempo de ejecución para la cimentación. Autor: (Enero de 2014).

El rubro de acero de refuerzo está enfocado únicamente en el doblado, el corte y el costo de cada kg, el armado del mismo se contempla en el rendimiento del rubro de construcción de los elementos, de manera que no es necesario determinar cuántos kg se armarían diariamente, si se está obteniendo ya la cantidad aproximada de metros cúbicos que se pueden construir por día.

○ **Estructura**

<b>ANÁLISIS DE RENDIMIENTOS Y TIEMPOS DE EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA</b>						
ACTIVIDAD	TOTAL DE UNIDAD	Rendimiento		Cantidad diaria	Tiempo requerido	
		horas/unidad	unidad/hora	unidad/día	días laborables	semanas
Construcción de Columnas (m3)	46.68	2.00	0.50	4.00	12	
Construcción de vigas (m2)	57.92	2.50	0.40	3.20	18	
losas (m2)	799.17	2.50	0.40	3.20	250	
<b>TIEMPO DE EJECUCIÓN TOTAL</b>					<b>280</b>	<b>56</b>

Tabla 4.17. Tiempo de ejecución para la estructura. (Enero de 2014).

Con los valores obtenidos se tendría un tiempo total de 56 semanas, equivalente a 15 meses aproximadamente. Este tiempo calculado no es real, porque se estaría considerando un proceso de ejecución encadenado, en donde para comenzar una actividad, necesariamente se debería terminar la anterior, pero en la realidad esto no sucede; en el proceso constructivo de una edificación, se ejecutan actividades de manera paralela para optimizar el tiempo de duración de la obra. Con esta consideración, es necesario conocer qué porcentaje del tiempo calculado equivale a un tiempo real aproximado de ejecución.

Para esto se lleva a cabo un proceso de ponderación, con el fin de obtener el rendimiento promedio mensual en cada unidad de los rubros, tal como se muestra en la tabla 4.18.

<b>PONDERACIÓN DE RENDIMIENTOS</b>		
Rendimiento	# de veces que se repite	Peso
unidad/hora		
m3		
0.40	2.00	0.80
0.67	1.00	0.67
0.50	1.00	0.50
Promedio Ponderado		<b>0.66</b>
Rendimiento	# de veces que se repite	Peso
unidad/hora		
m2		
1.67	1.00	1.67
0.40	1.00	0.40
Promedio Ponderado		<b>1.04</b>

Tabla 4.18. Rendimientos promedio ponderados. (Enero de 2014).

Luego se determina el rendimiento promedio mensual ( $R_m$ ); como los valores de los promedios ponderados son de unidad por hora, deben ser multiplicados por 8 horas de trabajo y este valor por 20 días laborables en el mes, con lo que se tiene:

$$Rm = 0,66 \times 8 \times 20 = 105,60 \text{ m}^3/\text{mes} \text{ (Zapatas, riostras, columnas y vigas).}$$

$$Rm = 1,04 \times 8 \times 20 = 166,40 \text{ m}^2/\text{mes} \text{ (Replanto y losas).}$$

El porcentaje del tiempo inicial calculado ( $\rho$ ), que determina el tiempo real aproximado de ejecución de obra (T), se obtiene dividiendo la sumatoria de las cantidades a ser ejecutadas por cada unidad ( $\sum u$ ), entre el rendimiento mensual promedio ponderado y este valor a su vez entre el tiempo de ejecución calculado inicialmente ( $T_o$ ).

$$\rho = \frac{\sum u}{Rm} \times \left[ \frac{1}{T_o} \right]$$

**Unidad: m<sup>3</sup>**

$$\text{Zapatas} = 28,80$$

$$\text{Riostras} = 9,68$$

$$\text{Columnas} = 46,68$$

$$\text{Vigas} = 57,92$$

$$\sum u = 28,80 + 9,68 + 46,68 + 57,9 = 143,08 \text{ m}^3.$$

$$T_o = 15 \text{ meses.}$$

$$Rm = 105,60 \text{ m}^3/\text{mes.}$$

$$\rho_1 = \frac{143,08}{105,60} \times \left[ \frac{1}{15} \right] = 0,07$$

**Unidad: m<sup>2</sup>**

Replanto = 72,00

Losas = 799,17

$$\sum u = 72,00 + 799,17 = 871,17 \text{ m}^2.$$

To = 15 meses.

Rm = 166,40 m<sup>2</sup>/mes.

$$\rho_2 = \frac{871,17}{166,40} \times \left[ \frac{1}{15} \right] = 0,30$$

$$\rho = \rho_1 + \rho_2 = 0,30 + 0,07 = 0,37 = 37\%$$

$$T = \rho \times T_o = 0,37 \times 15 = 5,55 \text{ meses.}$$

Mediante este cálculo se determina que el proceso de construcción de la estructura de hormigón armado del presente proyecto, con los rendimientos que determinan el costo presupuestado, tiene una duración aproximada de cinco meses y tres semanas.

**NOTA:** El proceso de ponderación y la fórmula para la determinación del tiempo de ejecución real aproximado es una solución matemática del autor, basada en la teoría de promedios ponderados para el cálculo de depreciaciones.

## 4.2. SISTEMA ESTRUCTURAL MIXTO

El sistema de estructura mixta conformado por elementos estructurales de perfil metálico y sistemas de piso de losa colaborante, es parte de las nuevas alternativas constructivas que se han desarrollado con el fin de optimizar los tiempos de construcción de obra y así recuperar la inversión más rápidamente, aunque el precio presupuestado sea mayor comparado con el de los sistemas tradicionales. Este sistema cumple con el parámetro fundamental del diseño sismo-resistente que es la disminución del peso muerto estructural, ya que la alta resistencia del acero permite utilizar secciones mucho menores comparadas con las de un sistema estructural en hormigón armado.

Actualmente en el país ha comenzado a generalizarse el uso de los sistemas alternativos livianos, sobre todo en estructuras de gran tamaño, sin embargo todavía se desconocen algunos beneficios que representa el uso de estos sistemas, así como las desventajas que pueden haber.

### 4.2.1. Análisis de los costos estructurales

Los rubros adoptados en el análisis técnico económico de la construcción estructural del sistema mixto son: las vigas principales perfil I de acero ASTM-A36, viguetas secundarias perfil I de acero ASTM – A36, columnas metálicas compuestas perfil C de acero ASTM – A36, losa de entrepiso con placa colaborante master deck de Rooftec  $e = 0.75$  mm y loseta de compresión de hormigón  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>, zapatas y riostras de cimentación de hormigón  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup> y hormigón simple de replantillo  $f'c = 140$  kg/cm<sup>2</sup>.

Los elementos estructurales de acero ASTM –A36 son prefabricados en taller, en donde en concordancia con los planos de diseño se trazan las láminas y se cortan

las piezas a ser soldadas para formar los elementos, una vez contruidos son sometidos a un minucioso control para determinar imperfecciones superficiales y sobre todo controlar el terminado de las juntas, que deben ser soldadas siguiendo estrictamente lo establecido en la normativa AWS para acero ASTM –A36. Luego en el terminado se coloca la pintura anticorrosiva y finalmente los perfiles son transportados al lugar de la obra para su posterior montaje.

Tomando en cuenta estas consideraciones, se lleva a cabo el análisis de precios unitarios con los costos más actuales y rendimientos mayormente empleados en la construcción y montaje de estructuras metálicas, el objetivo principal es determinar un presupuesto de obra estructural de los elementos comparables entre los dos sistemas del presente trabajo.

El peso de los elementos estructurales determinado anteriormente en la modelación del sistema, es el valor por el cual se multiplica el precio unitario por cada kg montado, en la cavidad de las columnas es recomendable verter hormigón contra fuego, ya que en caso de producirse un flagelo el acero podría fundirse y las columnas perderían resistencia, el costo del volumen de hormigón por cada kg debe incluirse en el rubro; para el sistema de piso combinado se tiene el peso por m<sup>2</sup> de la placa colaborante, el volumen de la loseta de hormigón con espesor de 100 mm y el peso de la armadura de refuerzo de malla electro solada, con estos valores se determina el costo de las losas. Para la cimentación se calcula el volumen de hormigón y el peso de acero de refuerzo. En todos los rubros se incluye el precio de los equipos, herramientas, transporte y mano de obra.

- **Elementos estructurales de perfil I ASTM –A36**

Este rubro contempla el precio por kg de la construcción transporte y montaje de las vigas y viguetas estructurales.

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

<b>RUBRO:</b>	Elementos estructurales de perfil I ASTM - A36			<b>UNIDAD:</b>	Kg
<b>DETALLE:</b>					
<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORARIO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Grua	1	3.36	3.36	0.004	0.01
Soldadora	1	2.80	2.80	0.004	0.01
Amoladora	1	1.10	1.10	0.004	0.00
<b>SUBTOTAL M</b>					0.03
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Operador de grua	1	2.58	2.58	0.004	0.01
Soldador calificado	2	3.40	6.8	0.004	0.03
Ayudante de soldador	2	2.58	5.16	0.004	0.02
<b>SUBTOTAL N</b>					0.06
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
			A	B	C=A*B
Construcción de perfil I ASTM-A36 y transporte		Kg	1.00	2.13	2.13
Pintura anticorrosiva		gl	0.003	14.70	0.0441
Thiner		gl	0.012	7.40	0.0888
Electrodo E7018		Kg	0.021	1.90	0.0399
Electrodo E6013		Kg	0.021	1.50	0.0315
Disco abrasivo 9"		Kg	0.021	5.00	0.105
<b>SUBTOTAL O</b>					2.44
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					
<b>COSTO DIRECTO</b>					2.53
<b>COSTO INDIRECTO 17%</b>					0.43
<b>TOTAL</b>					2.95
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>2.95</b>

Tabla 4.19. Análisis de precios unitarios para vigas principales y viguetas perfil I ASTM – A36 Sistema de estructural mixto. (Enero de 2014).

	ELEMENTO TIPO	VIGAS I ASTM - A36			Peso (Kg)	Precio unitario	Costo
		Area de la sección (m2)	Peso/m	longitud total			
VIGAS	V1	0.0034	26.6900	483.30	12899.28	\$ 2.95	\$ 38.052.87
VIGUETAS	V2	0.0023	18.0550	359.14	6484.27	\$ 2.95	\$ 19.128.60
<b>COSTO TOTAL DE ELEMENTOS TIPO I ASTM - A36</b>							<b>\$ 57.181.47</b>

Tabla 4.20. Costo total de elementos tipo I ASTM – A36 – sistema de estructura mixta. (Enero de 2014).

El costo total de las vigas estructurales del sistema mixto es de \$ **57 181,47**, este valor es el doble del costo presupuestado para las vigas del sistema de hormigón armado. Aunque ciertamente el número total de elementos viga en el sistema mixto es superior, debido al entramado de viguetas que soportan la losa colaborante, la diferencia radica en que el precio unitario de los elementos estructurales del sistema tradicional de hormigón, tiene como unidad el volumen de construcción, mientras que en un sistema de estructura metálica o un sistema mixto en el precio unitario se considera concretamente el peso del elemento, ya que los volúmenes son sumamente inferiores.

El precio de construcción adoptado en el análisis de precios unitarios, contempla el suministro del acero ASTM – A36, mano de obra, fabricación, equipos, herramientas y el transporte hasta el lugar de montaje, este valor ha sido facilitado por la empresa ARMETCO, para los perfiles estructurales establecidos en el diseño previo. El montaje de los elementos es la actividad que se realiza en obra, por tanto, es de esta actividad que se realiza el análisis para el rendimiento de la cuadrilla requerida y los equipos, herramientas y materiales especificados.

## ○ Losa de entrepiso con placa colaborante y loseta de hormigón

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** Losa tipo Deck e = 0.75mm y hormigón e = 100mm **UNIDAD:** m<sup>2</sup>

## DETALLE:

EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORARIO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Soldadora MIG	2	3.00	6.00	0.60	3.60
Amoladora	2	2.00	4.00	0.60	2.40
Concretera 1 saco	2	2.50	5.00	0.60	3.00
Herramientas Manuales 5% M.O.	1	1.40	1.40	0.60	0.84
vibrador	1	1.5	1.5	0.60	0.90
<b>SUBTOTAL M</b>					10.74
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Soldador calificado	2	3.4	6.8	0.60	4.08
Ayudante de soldador	2	2.66	5.32	0.60	3.192
Peón	4	2.58	10.32	0.60	6.19
Albañil	1	2.66	2.66	0.60	1.60
Maestro de obra	1	2.98	2.98	0.30	0.89
<b>SUBTOTAL N</b>					15.95
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
			A	B	C=A*B
Aux: Homigón simple f'c = 210Kg/cm <sup>2</sup>		m <sup>3</sup>	0.12	70.54	8.46
Electrodo E6013		Kg	1.10	1.50	1.65
Disco abrasivo 9"		u	1.00	5.00	5.00
Malla electro soldada 6-10		m <sup>2</sup>	1.05	7.18	7.54
Placa Deck		m <sup>2</sup>	1.00	13.98	13.98
<b>SUBTOTAL O</b>					36.63
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					
<b>COSTO DIRECTO</b>					63.33
<b>COSTO INDIRECTO 17%</b>					10.77
<b>TOTAL</b>					74.10
<b>VALOR OFERTADO</b>					74.10

Tabla 4.21. Análisis de precios unitarios para losas tipo Deck e = 0.75mm Sistema de estructura mixta. (Enero de 2014).

NIVEL	PISO	LOSA COLABORANTE	Precio unitario	Costo
		Área (m2)		
12.9	5	141.20	\$ 74.10	\$ 10.462.92
10.20	4	130.20	\$ 74.10	\$ 9.647.82
7.50	3	130.20	\$ 74.10	\$ 9.647.82
4.80	2	130.20	\$ 74.10	\$ 9.647.82
2.1	1	141.20	\$ 74.10	\$ 10.462.92
<b>AREA TOTAL LOSAS DE ENTREPISO (m2)</b>				<b>799.17</b>
<b>COSTO TOTAL PARA LOSA COLABORANTE</b>				<b>\$ 49.869.30</b>

Tabla 4.22. Costo total de las losas de entrepiso – sistema de estructura mixta.

(Enero de 2014).

El costo de la losa colaborante para el total de niveles de la edificación es de **\$ 49 869,30**, el sistema de piso realmente contempla la losa colaborante y las viguetas que fueron asignadas al rubro de perfiles I, si se suma este precio con el de las viguetas se tendría  $49,869.30 + 19,128.60 = \mathbf{\$ 68 997,90}$ , este costo en comparación con el sistema de losa nervada de hormigón armado es 28% más económico, a pesar de que el sistema de losa colaborante requiere de perfiles metálicos de soporte; este parámetro comparativo muestra la importancia que tiene en el presupuesto de un sistema tradicional, el volumen de hormigón empleado en los elementos y sobre todo la cantidad de acero de refuerzo.

Además de ser un sistema económico, resistente y funcional, la losa de entrepiso con placa colaborante es mucho más eficiente en rendimiento que la construcción de una losa de hormigón armado, lo cual optimiza considerablemente el proceso constructivo.

○ **Elementos estructurales compuestos de perfil C ASTM –A36**

Este rubro contempla el precio por kg de la construcción, transporte y montaje de las columnas estructurales.

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

<b>RUBRO:</b>	Elementos estructurales de perfil C ASTM - A36	<b>UNIDAD:</b>	Kg
---------------	--	----------------	----

**DETALLE:**

<b>EQUIPO</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORARIO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Grua	1	3.36	3.36	0.007	0.02
Soldadora	1	2.80	2.80	0.007	0.02
Amoladora	1	1.10	1.10	0.007	0.01
<b>SUBTOTAL M</b>					0.05
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Operador de grua	1	2.58	2.58	0.007	0.02
Soldador calificado	2	3.40	6.8	0.007	0.05
Ayudante de soldador	2	2.58	5.16	0.007	0.04
<b>SUBTOTAL N</b>					0.10
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
			A	B	C=A*B
Construcción de perfil I ASTM-A36 y transporte		Kg	1.00	2.13	2.13
Pintura anticorrosiva		gl	0.003	14.70	0.0441
Thiner		gl	0.012	7.40	0.0888
Electrodo E7018		Kg	0.021	1.90	0.0399
Electrodo E6013		Kg	0.021	1.50	0.0315
Disco abrasivo 9"		Kg	0.010	5.00	0.05
<b>SUBTOTAL O</b>					2.38
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					
<b>COSTO DIRECTO</b>					2.54
<b>COSTO INDIRECTO 17%</b>					0.43
<b>TOTAL</b>					2.97
<b>VALOR OFERTADO</b>					2.97

Tabla 4.23. Análisis de precios unitarios para columnas perfil C ASTM – A36 Sistema de estructural mixto .(Enero de 2014).

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** Hormigón simple  $f_c = 210\text{Kg/cm}^2$  **UNIDAD:** m<sup>3</sup>

## DETALLE:

EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORARIO	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Concreteira de 1 saco	2	2.50	5.00	0.60	3.00
Herramientas Manuales 5% M.O.	1	0.94	0.94	0.60	0.56
Vibrador	1	1.50	1.50	0.60	0.90
<b>SUBTOTAL M</b>					4.46
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	ORNAL/HOR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	3	2.58	7.74	0.60	4.64
Albañil	3	2.66	7.98	0.60	4.79
Maestro de Obra	1	2.98	2.98	0.30	0.89
<b>SUBTOTAL N</b>					10.33
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
			A	B	C=A*B
Cemento		Sacos	7.00	7.36	51.52
Grava		m <sup>3</sup>	0.95	10.00	9.5
Arena		m <sup>3</sup>	0.65	10.80	7.02
Agua		lts	250.00	0.01	2.5
<b>SUBTOTAL O</b>					70.54
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>					
<b>COSTO DIRECTO</b>					85.33
<b>COSTO INDIRECTO 17%</b>					14.51
<b>TOTAL</b>					99.83
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>99.83</b>

Tabla 4.24. Análisis de precios unitarios - hormigón contra fuego  $f_c = 240\text{ kg/cm}^2$ .  
Sistema de estructural mixto. Autor: (Enero de 2014).

PISO	SECCIÓN (m2)	ESPESOR (mm)	COLUMNAS C ASTM - A36			Peso (Kg)	Precio unitario	Costo	Hormigón contra fuego (m3)	Precio unitario	Costo
			Area de la sección (m2)	Peso/m	longitud total						
4	35X35	6.00	0.008	62.8	51.30	3221.64	\$ 2.97	\$ 9.568.27	5.85	\$ 99.83	584.0055
3	35X35	8.00	0.011	86.35	51.30	4429.755	\$ 2.97	\$ 13.156.37	5.74	\$ 99.83	573.0242
2	35X35	8.00	0.011	86.35	51.30	4429.755	\$ 2.97	\$ 13.156.37	5.74	\$ 99.83	573.0242
1	35X35	10.00	0.013	102.05	51.30	5235.165	\$ 2.97	\$ 15.548.44	5.59	\$ 99.83	558.0497
0	35X35	10.00	0.013	102.05	71.20	7265.96	\$ 2.97	\$ 21.579.90	8.49	\$ 99.83	847.5567
PESO TOTAL DE COLUMNAS Y HORMIGÓN CONTRA FUEGO						24582.28	\$ 2.97	\$ 73.009.36	31.41	\$ 99.83	\$ 3.135.66
COSTO TOTAL DE ELEMENTOS TIPO C ASTM - A36										\$	76.145.02

Tabla 4.25. Costo total de las columnas – sistema de estructura mixta.  
(Enero de 2014).

### ○ Cimentación

La cimentación del sistema estructural mixto se diferencia de la cimentación para el sistema de hormigón armado en el dimensionamiento y armado de los plintos, que son de menor sección, debido a que las solicitaciones de carga del sistema con estructura metálica son menores. Los precios unitarios para determinar el costo de construcción son los mismos que se emplearon en el primer análisis, por tanto se tiene:

ELEMENTO TIPO	EJE LONGITUDINAL	RIOSTRAS DE HORMIGÓN $f'c = 210\text{Kg/cm}^2$					Precio unitario	Costo	PESO DE ACERO $Fy = 4200\text{Kg/cm}^2$	Precio unitario	Costo
		No. Elementos	B (m)	H (m)	L (m)	m3			Kg		
RC	(A-B)	4	0.25	0.40	3.45	1.38	\$ 174.17	\$ 240.35	42.04	\$ 1.32	\$ 221.97
RC	(B-C)	4	0.25	0.40	3.35	1.34	\$ 174.17	\$ 233.39	41.41	\$ 1.32	\$ 218.64
RC	(C-D)	5	0.25	0.40	3.85	1.93	\$ 174.17	\$ 335.28	44.54	\$ 1.32	\$ 293.96
RC	(1-2)	4	0.25	0.40	4.70	1.88	\$ 174.17	\$ 327.44	47.36	\$ 1.32	\$ 250.06
RC	(2-3)	4	0.25	0.40	4.90	1.96	\$ 174.17	\$ 341.37	48.61	\$ 1.32	\$ 256.66
RC	(3-4)	4	0.25	0.40	2.00	0.80	\$ 174.17	\$ 139.34	30.58	\$ 1.32	\$ 161.46
RC	(4-5)	3	0.25	0.40	1.30	0.39	\$ 174.17	\$ 67.93	24.19	\$ 1.32	\$ 95.79
VOLUMEN TOTAL RIOSTRAS						9.68	PESO TOTAL DE ACERO EN RIOSTRAS			278.73	
COSTO DE HORMIGÓN							\$	1.685.09	COSTO DE ACERO		\$ 1.498.56
COSTO TOTAL DE RIOSTRAS DE CIMENTACIÓN											\$ 3.183.65

Tabla 4.26. Costo total de riostras de cimentación – sistema de estructura mixta.  
(Enero de 2014).

ELEMENTO TIPO	SECCIÓN	ZAPATAS DE HORMIGÓN f'c = 210Kg/cm2					Precio unitario	Costo	PESO DE ACERO Fy = 4200Kg/cm2	Precio unitario	Costo
		No. Elementos	B (m)	L (m)	e (m)	m3			Kg		
C-2	190X190	13.00	1.90	1.90	0.40	18.77	\$ 214.14	\$ 4.019,84	73.27	\$ 1.32	\$ 1.257.31
C-2+C-4	200X225	3.00	2.00	2.25	0.40	5.40	\$ 214.14	\$ 1.156.36	91.26	\$ 1.32	\$ 361.39
<b>VOLUMEN TOTAL ZAPATAS DE CIMENTACION</b>						<b>24.17</b>	<b>PESO TOTAL DE ACERO EN ZAPATAS</b>			<b>164.53</b>	
<b>COSTO DE FUNDICIÓN</b>							<b>\$ 5.176.19</b>	<b>COSTO DE ACERO</b>		<b>\$ 1.618.70</b>	
<b>COSTO TOTAL ZAPATAS DE CIMENTACIÓN</b>										<b>\$ 6.794.89</b>	

Tabla 4.27. Costo total de zapatas de cimentación – Sistema de estructura mixta (Enero de 2014).

Replanteo de hormigón f'c = 140Kg/cm2	m2	Precio unitario	Costo
<b>AREA TOTAL</b>	145.75	\$ 21.42	\$ <b>3.121.97</b>

Tabla 4.28. Costo total replanteo de hormigón simple f'c = 140 kg/cm<sup>2</sup> (Enero de 2014).

Con los valores calculados, se tiene el costo de la estructura del sistema mixto.

<b>LISTADO DE RUBROS</b>	
<b>DESCRIPCION</b>	<b>Costo</b>
<b>Obra Estructural</b>	
Replanteo de hormigón f'c = 140Kg/cm2	\$ 3.121.97
Zapatas de cimentación	\$ 6.794.89
Riostras de cimentación	\$ 3.183.65
Elementos compuestos de perfil C ASTM - A36 (Columnas)	\$ 76.145.02
Elementos de perfil I ASTM - A36 (Vigas principales y viguetas)	\$ 57.181.47
Losa colaborante Master Deck e = 0.75mm y loseta de hormigón f'c = 210Kg/cm2 e = 100mm	\$ 49.869.30
<b>SUBTOTAL TOTAL</b>	<b>\$ 196.296.30</b>
<b>IVA</b>	<b>\$ 23.555.56</b>
<b>COSTO TOTAL DE OBRA ESTRUCTURAL</b>	<b>\$ 219.851.86</b>

Tabla 4.29. Costo total de la obra estructural – sistema de estructura mixta. (Enero de 2014).

#### 4.2.2. Peso total de la estructural

Para el cálculo se tiene por cada nivel, el peso de las losas y los elementos estructurales de perfil metálico según las secciones diseñadas, despreciando el peso muerto de la mampostería. En la tabla 4,30 se puede comprobar que la construcción con perfilería metálica y losa colaborante, reduce considerablemente el peso muerto de las edificaciones.

PISO	NIVEL (m)	AREA (m2)	PESO DE LOSA (Kg)	PESO TOTAL DE VIGUETAS Kg	PESO TOTAL DE VIGAS Kg	PESO TOTAL DE COLUMNAS Kg	PESO TOTAL DE PISO (Kg)
5	12.90	141.20	41654.00	1342.21	2579.86	0	45576.07
4	10.20	130.20	38409.00	1285.52	2579.86	3221.64	42916.16
3	7.50	130.20	38409.00	1285.52	2579.86	4429.76	44124.28
2	4.80	130.20	38409.00	1285.52	2579.86	4429.76	44124.28
1	2.10	130.20	41654.00	1342.21	2579.86	5235.17	48231.38
0	-2.00	0.00	0.00	0.00	23220.00	7265.96	30485.96
<b>PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA</b>							<b>255458.13</b>

Tabla 4.20. Costo total de la obra estructural – sistema de estructura mixta. (Enero de 2014).

La diferencia entre el peso estructural en hormigón armado y el de estructura mixta es de 320 423,73 kg, que equivale a una reducción del 55,6% del peso, es decir más de la mitad. Pudiendo notar claramente que este factor repercute de forma directa en la carga sísmica horizontal (cortante basal), valor que se redujo 39,5% en la modelación del sistema estructural mixto y que dentro del análisis sísmico provocó desplazamientos en los centros de masa menores o iguales a 1 mm, prácticamente despreciables, y a pesar de que en el sistema de hormigón los valores estaban también por debajo de los límites máximos de tolerancia establecidos en la normativa (NEC-11), los esfuerzos soportados por los elementos obligaron a colocar mayor cantidad de refuerzo para no incrementar mayormente las secciones. Este efecto también se ve reflejado en la cimentación,

pudiendo reducir en el sistema mixto el área y la cantidad de refuerzo de los plintos a pesar de tener un suelo con capacidad portante baja.

#### 4.2.3. Análisis de rendimientos y duración de la construcción estructural

##### (Sistema de estructura mixta)

Llevando a cabo el procedimiento adoptado para determinar el tiempo aproximado de construcción de obra estructural en el sistema de hormigón armado, se determina la duración de la obra del sistema de estructura mixta.

Sin necesidad de calcular el tiempo de duración de un proceso constructivo estructural encadenado, se puede ponderar los rendimientos y obtener el promedio mensual de la obra a ejecutarse, luego este valor, dividido entre el total de unidades de cada rubro determinaría el tiempo requerido para llevar a cabo la construcción de la estructura.

<b>PONDERACIÓN DE RENDIMIENTOS</b>		
Rendimiento	# de veces que se repite	Peso
unidad/hora		
m <sup>3</sup>		
1.67	1.00	1.67
0.40	1.00	0.4
0.67	1.00	0.67
Promedio Ponderado		<b>0.91</b>
Rendimiento	# de veces que se repite	Peso
unidad/hora		
m <sup>2</sup>		
1.67	1.00	1.67
1.00	1.00	1
Promedio Ponderado		<b>1.335</b>
Rendimiento	# de veces que se repite	Peso
unidad/hora		
Kg		
250.000	1.00	250
143.000	1.00	143
Promedio Ponderado		<b>196.5</b>

Tabla 4.31. Rendimientos promedio ponderados. (Enero de 2014).

Los promedios ponderados horarios, se multiplican por ocho horas de la jornada laboral y 20 días laborables e un mes, así se determinar el rendimiento mensual ponderado.

$$R_m = 0,91 \times 8 \times 20 = 145,60 \text{ m}^3/\text{mes} \text{ (Zapatas, riostras, hormigón contra fuego).}$$

$$R_m = 3,34 \times 8 \times 20 = 534,40 \text{ m}^2/\text{mes} \text{ (Replanto y losas).}$$

$$R_m = 196,50 \times 8 \times 20 = 31\,440,00 \text{ kg/mes} \text{ (Estructura metálica).}$$

**Unidad: m<sup>3</sup>**

$$\text{Zapatas} = 24,17$$

$$\text{Riostras} = 9,68$$

$$\text{Hormigón contra fuego} = 31,41$$

$$\sum u = 24,17 + 9,68 + 31,41 = 65,26 \text{ m}^3.$$

$$R_m = 145,60 \text{ m}^3/\text{mes}.$$

$$T_1 = \frac{65,26}{145,60} = 0,45 \text{ meses.}$$

**Unidad: m<sup>2</sup>**

$$\text{Replanto} = 72,00$$

$$\text{Losas} = 799,17$$

$$\sum u = 72,00 + 799,17 = \mathbf{871,17 m^2}.$$

$$Rm = 534,40 m^2/mes.$$

$$T2 = \frac{871,17}{534,40} = 1,6 \text{ meses.}$$

**Unidad: kg**

$$\text{Estructura metálica} = 31\ 066,55$$

$$\sum u = 31\ 066,55 \text{ kg.}$$

$$Rm = 31\ 440,00 \text{ kg/mes.}$$

$$T3 = \frac{31066,55}{31440,00} = 0,98 \text{ meses.}$$

$$T = T1 + T2 + T3 = 0,98 + 1,6 + 0,45 = 3 \text{ meses.}$$

Mediante este cálculo se determina que el proceso de construcción de la estructura mixta con perfiles de acero en elementos estructurales y losa colaborante, para los rendimientos que determinan el costo presupuestado, tiene una duración aproximada de tres meses.

El tiempo determinado es menor en un 46% al tiempo necesario para construir la estructura con un sistema tradicional. Esta es una de las mayores ventajas que favorece el uso de un sistema liviano, ya que en ocasiones despreciando el costo total de una obra, se requiere que está culmine lo antes posible. Los denominados

plazos de ejecución son un parámetro fundamental dentro del campo constructivo de obras civiles, porque además del costo presupuestado, están las garantías y los adelantos que se van amortizando con cierto interés a lo largo del tiempo en que se ejecuta la obra, además se debe cumplir con las cláusulas contractuales, establecidas con el fin de satisfacer las necesidades y exigencias de una población, generalmente urgentes. En construcción de tipo habitacional se torna fundamental la duración de la obra desde un punto de vista financiero y concretamente en términos de rentabilidad, ya que la mayoría de proyectos hoy en día además de dar una solución a la necesidad de vivienda, es un negocio bastante rentero para las empresas constructoras, entonces se vuelve muy importante recuperar la inversión lo antes posible para dar continuidad a los proyectos que se tenga en marcha.

### **4.3. CONCLUSIONES**

Luego de cumplido el objetivo del capítulo, de evaluar y comparar las principales características técnicas y económicas de los sistemas estructurales diseñados, se tienen las siguientes conclusiones:

#### **Conclusiones generales**

- El dimensionamiento y la cantidad de acero de refuerzo diseñado para los elementos estructurales de hormigón armado cumplen con los parámetros de diseño de sismo resistencia y son económicamente favorables con el presupuesto final de la obra.
- El peso de la estructura de hormigón armado es dos veces superior al de la estructura mixta, por tanto las sollicitaciones y esfuerzos que resisten los elementos, al igual que la fuerza cortante de la base se incrementan, sin embargo al ser una edificación de baja altura dicha fuerza ejercida no es capaz de provocar

desplazamientos y deformaciones que sobrepasen los límites máximos permitidos en las normativas nacionales e internacionales.

- Los elementos estructurales de acero poseen un comportamiento mecánico muy favorable con los criterios de sismo resistencia, son prefabricados en taller, proceso que optimiza el tiempo y los recursos empleados en la construcción tradicional, pero elevan el costo final de la obra.
- El peso de la estructura mixta es bastante más liviana, por tanto las sollicitaciones y esfuerzos son menores, la fuerza cortante de la base se reduce de manera considerable y el sistema de losas colaborantes, soportadas por un entramado de viguetas transversales le dan mayor rigidez a los pisos de cada nivel, esto hace que los desplazamientos y deformaciones sean prácticamente despreciables, sin embargo este parámetro no representa una ventaja técnica importante, en comparación con el sistema de hormigón armado de este proyecto en particular, ya que dicho sistema es apto para soportar las sollicitaciones presentes.
- El peso liviano del sistema mixto permite reducir ligeramente las dimensiones y la cantidad de refuerzo en la cimentación, a pesar de contar con un suelo tipo C de baja capacidad portante, pero este rubro no tienen una ponderación importante dentro del presupuesto final del sistema mixto, en comparación con la estructura propiamente dicha.

- En la construcción estructural de hormigón se lleva a cabo un proceso más extenso para cumplir el objetivo de una etapa constructiva, lo que implica un menor rendimiento de la mano de obra en comparación con el sistema mixto y mayor tiempo de ejecución.
- La construcción estructural en acero y noalosa tiene una duración aproximada de 3 meses, casi la mitad del tiempo empleado para la construcción de la misma estructura en hormigón armado, pero el costo final presupuestado es 17% más caro, valor que no justifica una rapidez constructiva, en un período menor a un año, a menos que se disponga de un tiempo plazo, o se quiera recuperar la inversión lo antes posible, teniendo en cuenta que la ganancia final sería menor.

### **Conclusión final**

Finalmente se concluye, que para edificaciones de mediana y baja altura, el sistema constructivo tradicional de estructuras (sistema de hormigón armado), se adapta exitosamente a los requerimientos técnicos de sismo resistencia y presupuestalmente es más económico. La construcción con estructuras metálicas es conveniente utilizar en edificios de gran envergadura, para poder disminuir el peso y los efectos que causa este parámetro dentro de un análisis sísmico y reducir el tiempo de ejecución, ya que los períodos constructivos muy extensos, afectarían directamente al modelo financiero del proyecto, debido al crecimiento de la deuda, la depreciación de equipos y maquinaria, el pago de mano de obra y la inflación; económicamente sería menos rentable. También se podría utilizar el sistema mixto en edificaciones de mediana altura, siempre y cuando se cuente con el capital necesario, esto generalmente lo hacen los grupos o empresas constructoras, que requieren dar continuidad a sus proyectos, ya que su rentabilidad como empresa no se enfoca en un solo proyecto.

**Recomendación final**

Para el presente proyecto no existe ninguna urgencia de terminar la obra en un período menor a un año y las disposiciones financieras se enfocan en mantener el presupuesto más favorable, técnicamente ambos sistemas cumplen con los criterios de sismo resistencia, por tanto el sistema de hormigón armado, es el que mejor se adaptaría a las condiciones manejadas.

## BIBLIOGRAFÍA

- **AGUIAR FALCONÍ, Roberto.** *Peligrosidad, Vulnerabilidad y Reforzamiento sísmico.* Quito – Ecuador: Curso Internacional de Reforzamiento Estructural, 2012.
- **AHUMADA RUDOLPH, Andrés.** *Análisis comparativo entre sistemas constructivos de vivienda.* [Documento académico]. Concepción – Argentina, 2009.
- **CRESPO VILLALAZ, Carlos.** *Mecánica de Suelos y Cimentaciones.* 5° edición. México DF – México: Editorial Limusa, 2005.
- **CRISAFULLI, Francisco.** *Diseño sísmo resistente de construcciones de acero.* [En línea]. 2° edición 2012. Disponible en:  
<http://www.arquitecturaenacero.org>
- **DAS, Braja M.** *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones.* 7° edición. California – EEUU: Editores CENGAGE, 2011.
- **DAS, Braja M.** *Principios de Ingeniería Geotécnica,* 4° edición. California – EEUU: Editores Thomson, 1999.
- **DELGADO CONTRERAS, Marcelo.** *Costos y presupuestos de un edificio.* 3° edición. 2010.
- Distrito Metropolitano de Quito. Ordenanza de Gestión Urbana Territorial, 2012.
- **GAMÓN T, ROBERTO.** *Análisis y Diseño de Estructuras de Acero* [Documento Académico]. Universidad de la Habana – Cuba, 2010.
- **GARCÍA BLEDA, Joaquín,** *Diseño de Instalaciones Eléctricas.* [Documento académico]. Universidad Carlos III. Madrid -España, 2010.
- **GONZÁLEZ CUEVAS, Oscar.** *Análisis Estructural.* 7° edición. México: Editorial Limusa, 2003.
- I. Municipalidad del DM. Quito - Plan de Movilidad para el Distrito Metropolitano de Quito PDF 2011.
- **McCORMAC, Jack.** *Diseño de Estructuras de Acero.* 2° edición. Mexico DF- Mexico: Editorial Alfa-omega 2003.

- **MELI PIRALLA, Roberto.** *Diseño Estructural*. 2° edición. Mexico: Editorial Limusa, 1985.
- **NILSON, Arthur H.** *Diseño de Estructuras de Concreto*. 1° edición. Bogotá – Colombia: Editores McGraw Hill, 1999.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2011).
- Normativa de diseño AISC-360 (2005).
- Normativa de diseño de estructuras ACI-318 (2008).
- Normativa de diseño para soldadura. AWS. D1.1 (2004).
- **OSTWALD, P. AND MCLAREN, T.** *Cost Analysis and Estimating for Engineering and Management*. Pearson Education, Inc. 2004.
- Secretaría General de Planificación del Distrito Metropolitano de Quito – Dirección Metropolitana de Gestión de Información.
- **ROMO PROAÑO, Marcelo.** *Temas de Hormigón Armado*. Escuela Politécnica del Ejército. Quito – Ecuador, 2008.
- **SORIANO RULL, Albert.** *Instalaciones de Fontanería Domésticas y Comerciales*. Editorial UOC, 2006.
- **TSEGUI, William.** *Diseño de Estructuras en Acero*. 2° edición. California – EEUU: Editores Thompson, 1999
- **VASCO LÓPEZ, Patricio M.** *Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado*. [Documento académico]. Universidad Técnica de Ambato – Ecuador, 2003.
- **VILLASMIL, Alejandro** [Texto guía]. *Suministro y Distribución de Agua Potable* Universidad de los Andes, 2008.

Norma internacional ISO -690 para referencias bibliográficas.

Norma internacional ISO-692 para referencias electrónicas.

## **Anexo 1. Licencia urbanística del predio**



# INFORME DE REGULACIÓN METROPOLITANA

Municipio del Distrito Metropolitano de Quito

Fecha: 2012-10-08 15:44

No. 423005

## 1.- IDENTIFICACIÓN DEL PROPIETARIO \*

C.C./R.U.C.: 1707080279  
 Nombre del propietario: VALLEJO AVILA ROBINSON DAVID

## 2.- IDENTIFICACIÓN DEL PREDIO \*

Número de predio: 372098  
 Clave catastral: 13109 02 015 000 000 000  
 En propiedad horizontal: NO  
 En derechos y acciones: NO  
 Administración zonal: LA DELICIA  
 Parroquia: Comité del Puebl  
 Barrio / Sector: CARRETAS

### Datos del terreno

Área de terreno: 225,50 m<sup>2</sup>  
 Área de construcción: 0,00 m<sup>2</sup>  
 Frente: 11,00 m

## 3.- UBICACIÓN DEL PREDIO \*



## 4.- CALLES

Calle	Ancho (m)	Referencia	Retiro
CALLE M	10	ESTACAS DEL URBANIADOR	3

## 5.- REGULACIONES

### ZONA

Zonificación: C14 (C203-60)

Lote mínimo: 200 m<sup>2</sup>

Frente mínimo: 10 m

COS total: 180 %

COS en planta baja: 60 %

### PISOS

Altura: 12 m

Número de pisos: 3

### RETIROS

Frontal: 3 m

Lateral: 0 m

Posterior: 3 m

Entre bloques: 6 m

Forma de ocupación del suelo: (C) Continua con retiro frontal

Clasificación del suelo: (SU) Suelo Urbano

Servicios básicos: Si

Uso principal: (R1) Residencia baja densidad

## 6.- AFECTACIONES

Descripción	Tipo de vía	Derecho de vía	Retiro	Observación
-------------	-------------	----------------	--------	-------------

## 7.- OBSERVACIONES

## 8.- NOTAS

- Los datos aquí representados están referidos al Plan de Uso y Ocupación del Suelo e instrumentos de planificación complementarios, vigentes en el DMQ.
- \* Estas áreas de información son responsabilidad de la Dirección Metropolitana de Catastros. Si existe algún error acercarse a la ventanilla de Avalúos y Catastros de la Administración Zonal correspondientes para la actualización.
- Este informe no representa título legal alguno que perjudique a terceros.
- Este informe no autoriza ningún trabajo de construcción o división de lotes, tampoco autoriza el funcionamiento de actividad alguna.
- Para iniciar cualquier proceso de habilitación de la edificación del suelo o actividad, se deberá obtener el IRM respectivo en la administración zonal correspondiente.
- Este informe tendrá validez durante el tiempo de vigencia del PUOS.



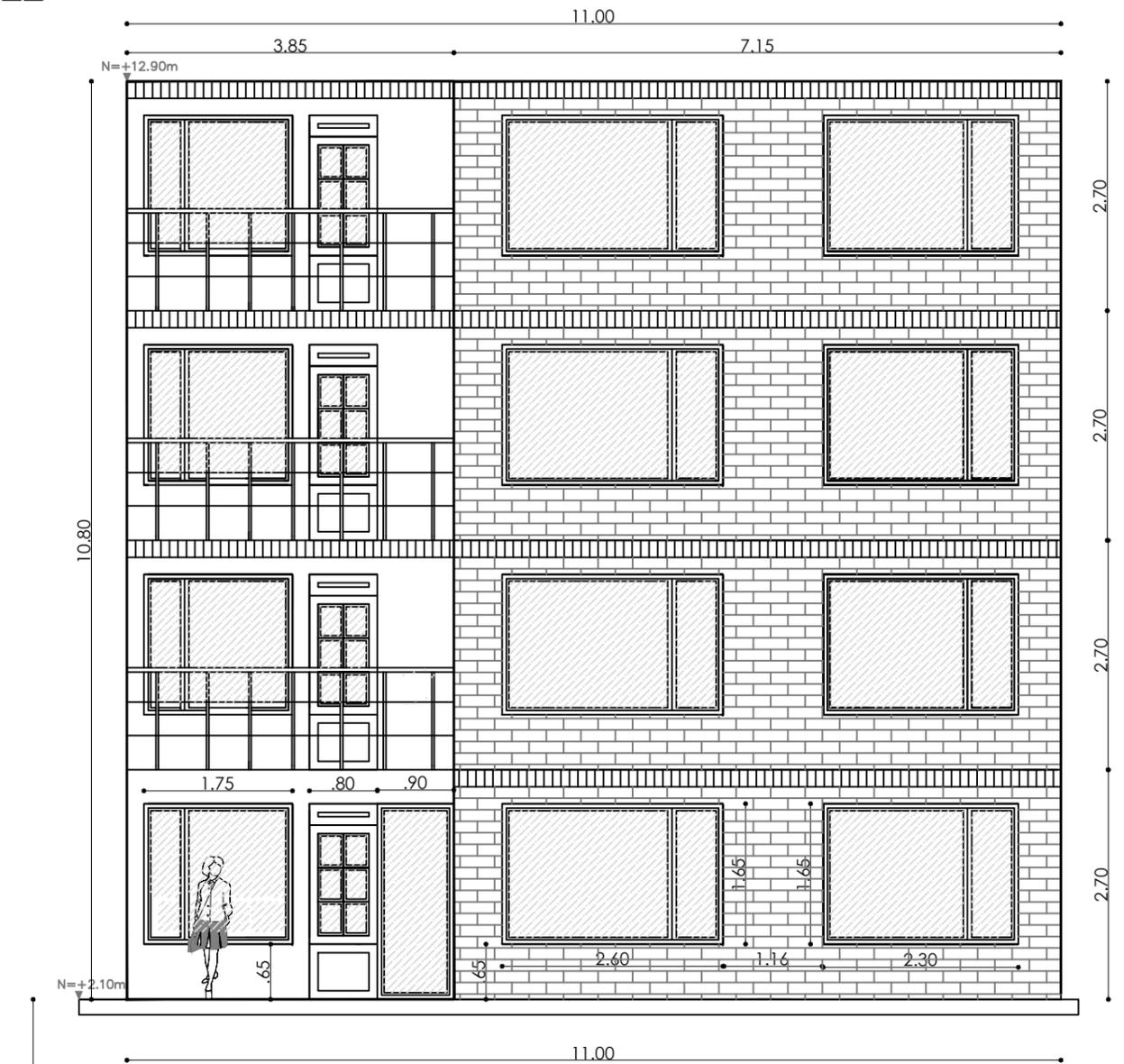
## **Anexo 2. Planos arquitectónicos**

# FACHADAS PRINCIPALES EDIFICIO "TERRAZA REAL"

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:75



**VISTA FRONTAL**

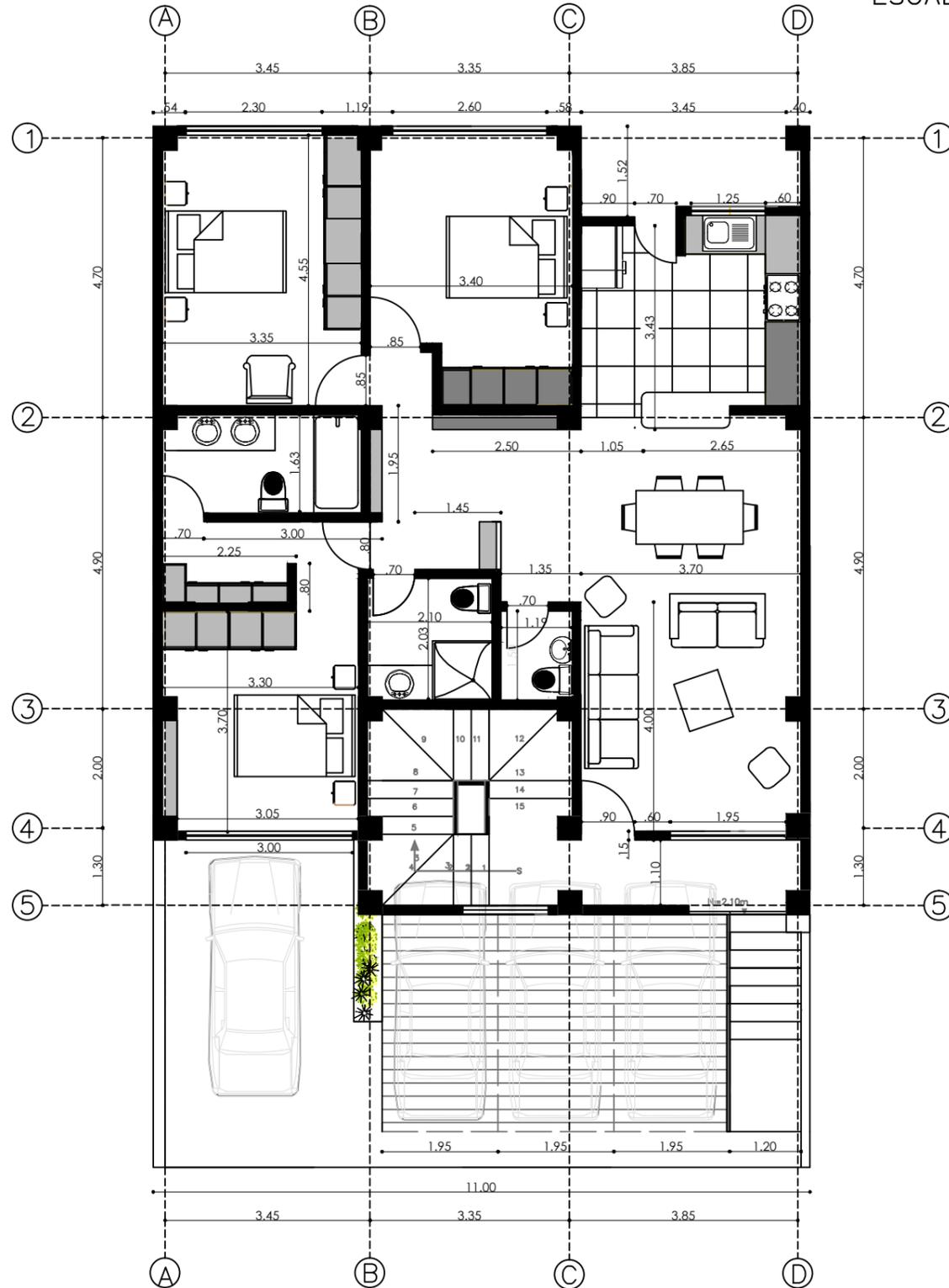


**VISTA POSTERIOR**

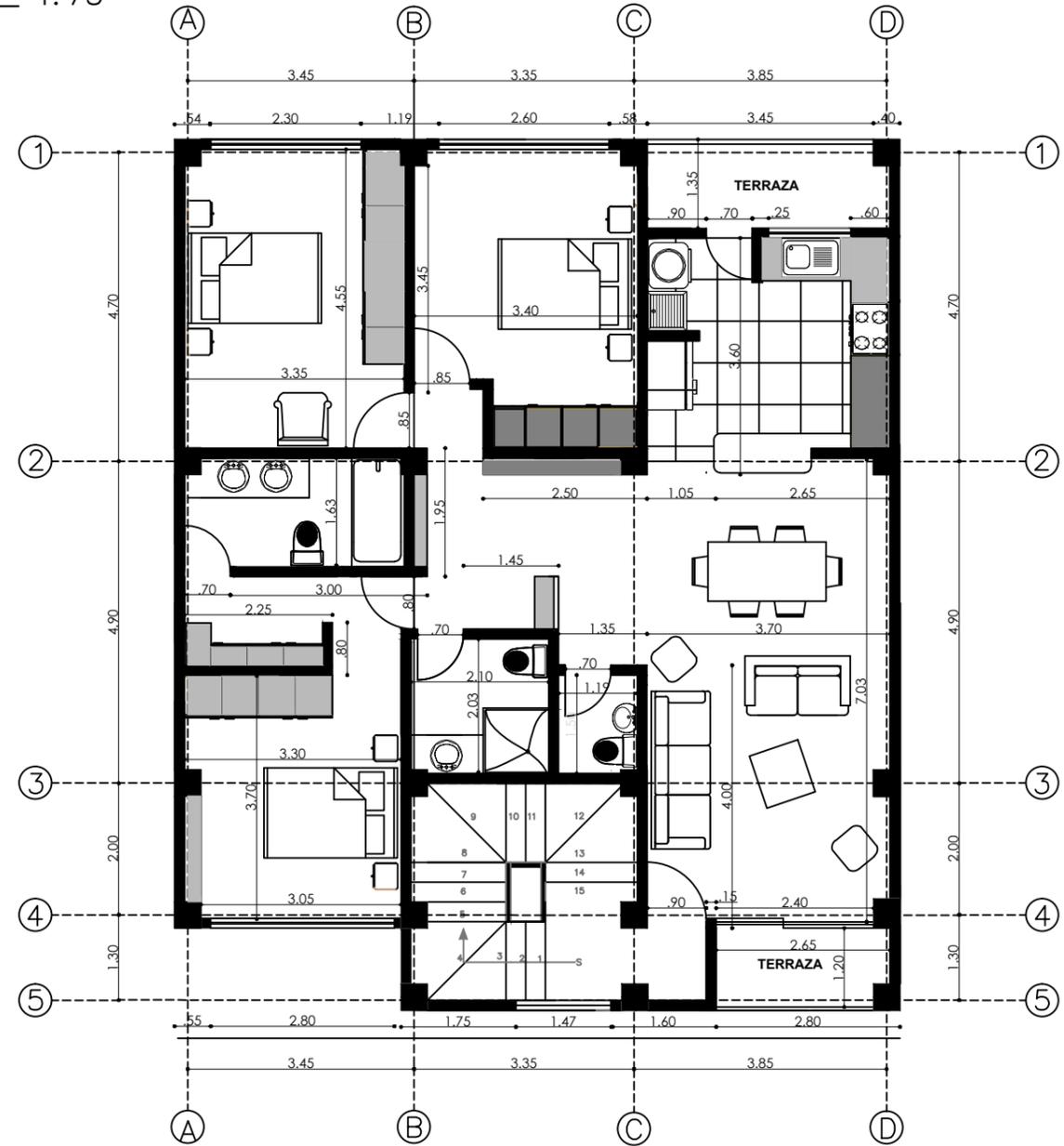
Escala: _____ Las Indicadas		Universidad del Azuay		<b>A</b>
<b>DISEÑO ARQUITECTÓNICO PARA EL EDIFICIO TERRAZA REAL DEL SEÑOR DAVID VALLEJO ÁVILA</b>		FACULTAD: CIENCIA Y TECNOLOGÍA		
		ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES		
SUPERFICIE: 675m <sup>2</sup>		TRABAJO: TESIS DE GRADUACIÓN		
		DISEÑO: Andrés G. Bucheli Peña.	REVISIÓN: ARQ. José Sardi Calle	
UBICACION: Pichincha PROVINCIA	Quito CANTÓN	Comite del pueblo PARROQUIA	FECHA: Cuenca, Enero 2013	
SECTOR: Los Pinos	CONTIENE: Fachadas Principales		LÁMINA: 1	

# PLANTAS ARQUITECTÓNICAS EDIFICIO "TERRAZA REAL"

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:75



**PLANTA BAJA N+2.10**



**PLANTA ALTA N+4.80; N+7.50  
N+10.20**

Escala: _____ Las Indicadas		Universidad del Azuay		<b>A</b>
<b>DISEÑO ARQUITECTÓNICO PARA EL EDIFICIO TERRAZA REAL DEL SEÑOR DAVID VALLEJO ÁVILA</b>		FACULTAD: CIENCIA Y TECNOLOGÍA		
		ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES		
SUPERFICIE: 675m <sup>2</sup>		TRABAJO: TESIS DE GRADUACIÓN		
		DISEÑO: Andrés G. Bucheli Peña.	REVISIÓN: ARQ. José Sardi Calle	
UBICACION: Pichincha Quito Comite del pueblo		FECHA: Cuenca, Enero 2014		
PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA		LÁMINA: 2		
SECTOR: Los Pinos	CONTIENE: Plantas arquitectónicas			



## **Anexo 3. Informe del estudio de suelos**



# LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)  
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)  
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Av. 29 de Mayo (Diagonal al Cuartel de Policía)  
Telfs.: 3043-254 0986656814 (SUCURSAL: Macas)

Ing. Iván Riquetti V.  
M.Sc. Geotecnia  
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.  
M.Sc. Geología y Geotecnia  
Universidad de Cuenca

## ENSAYO DE COMPACTACION PROCTOR

**PROYECTO:** TESIS DE GRADUACIÓN  
**ALUMNO:** ANDRÉS BUCHELLI  
**TESIS:** DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO  
**FECHA:** NOVIEMBRE DE 2013

<b>NORMA DE ENSAYO:</b>	T 99 C	<b>MOLDE ESTANDAR.</b>	
<b>GOLPES POR CAPA:</b>	25	<b>DIAMETRO:</b>	10,1
<b>No. DE CAPAS:</b>	3,00	<b>VOLUMEN:</b>	929
<b>PESO MARTILLO:</b>	2.49 Kg.	<b>PESO:</b>	4142
<b>ALTURA DE CAIDA:</b>	30.5 cm		

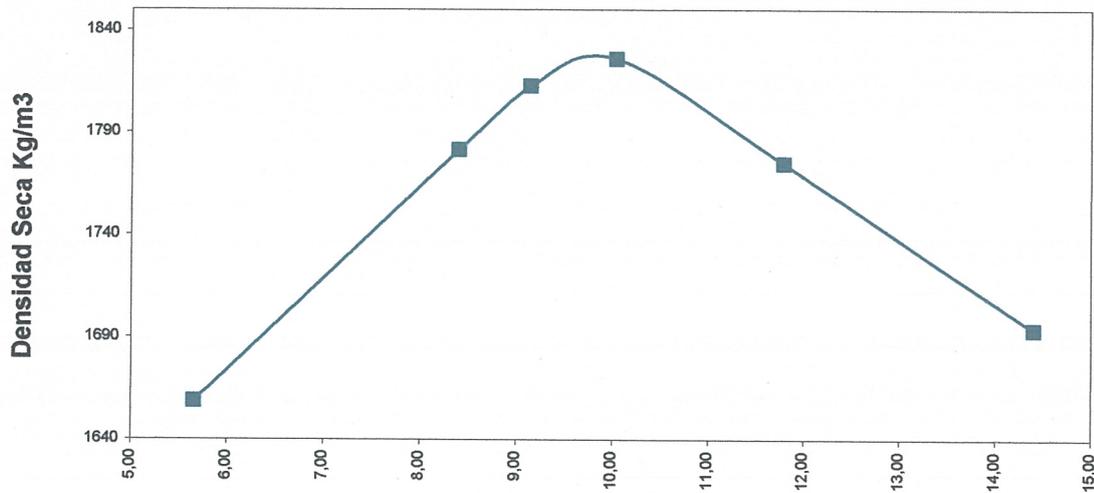
### DATOS PARA LA CURVA:

PUNTO No.:	1	2	3	4	5					
Peso comp.:	5.770	5.936	5.980	5.985	5.942					
Peso suelo:	1.628	1.794	1.838	1.843	1.800					
Dens. Hum.:	1.752	1.931	1.978	1.984	1.938					
<b>CONTENIDOS DE HUMEDAD</b>										
W. humedo:	76,85	79,38	80,60	81,51	87,84	87,86	80,86	81,10	71,91	71,85
W. seco:	73,65	76,16	75,70	76,61	81,94	81,98	74,18	74,44	65,22	65,00
W. capsula:	17,76	18,55	17,72	17,93	17,10	17,97	17,74	17,67	18,51	17,68
w (%):	5,73	5,59	8,45	8,35	9,10	9,19	11,84	11,73	14,32	14,48
w(%) prom.:		5,66		8,40		9,14		11,78		14,40
Dens. Seca:		1,659		1,781		1,813		1,775		1,694

**RESULTADOS: DENSIDAD SECA MAX. = 1826**

**CONT. DE AGUA OPT. = 10,03**

### CURVA DE COMPACTACION



Contenido de Agua en %

Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M.



## LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)  
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)  
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Av. 29 de Mayo (Diagonal al Cuartel de Policía)  
Telfs.: 3043-254 0986656814 (SUCURSAL: Macas)

Ing. Iván Riquetti V.  
M.Sc. Geotecnia  
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.  
M.Sc. Geología y Geotecnia  
Universidad de Cuenca

### ENSAYO DE CORTE DIRECTO

PROYECTO: TESIS DE GRADUACIÓN

ALUMNO: ANDRÉS BUCHELLI

TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO

FECHA: NOVIEMBRE DE 2013

#### ESTADO DE LA MUESTRA COMPACTADA

CONTENIDO DE AGUA PROMEDIO (%)	6,93
DENSIDAD SECA (gr/cm <sup>3</sup> )	1,826
DENSIDAD HUMEDA (gr/cm <sup>3</sup> )	1,953
SATURACIÓN (%)	40,03

#### CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO

LIMITE LIQUIDO (%)	39
LIMITE PLASTICO (%)	20
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	19
PASA EL TAMIZ # 200 (%)	9,02
CLASIFICACIÓN SUCS	GC

#### RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO RAPIDO EN LA FALLA

ESFUERZO NORMAL (Kg/cm<sup>2</sup>)

1,11

2,22

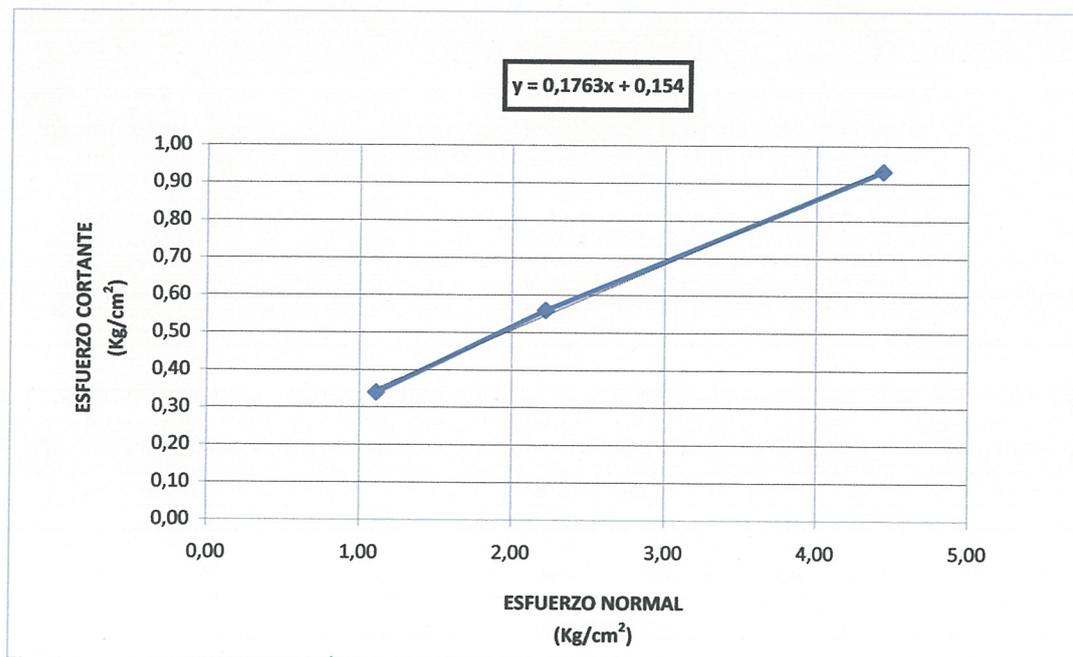
4,44

ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm<sup>2</sup>)

0,34

0,56

0,93



COHESION (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,15
ANGULO FRICCION INTERNA (Grados)	10,00

Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M.



# LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)

Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)

Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Av. 29 de Mayo (Diagonal al Cuartel de Policía)

Telfs.: 3043-254 0986656814 (SUCURSAL: Macas)

Ing. Iván Riquetti V.  
M.Sc. Geotecnia  
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.  
M.Sc. Geología y Geotecnia  
Universidad de Cuenca

## ENSAYOS DE CLASIFICACION

PROYECTO: TESIS DE GRADUACIÓN  
ALUMNO: ANDRÉS BUCHELLI  
TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO  
FECHA: NOVIEMBRE DE 2013

CONTENIDO DE AGUAS	PESO HUM + CAPS	PESO SECO + CAPS	PESO CAPSULA	CONTEN DE AGUA	VALOR MEDIO
NORMAS: ASTM D-2216	83,95	79,64	17,60	6,95	6,93
	87,34	82,89	18,48	6,91	

ANALISIS GRANULOMETRICO NORMAS: ASTM D-422, AASHTO T-88

FRACCION GRUESA	PESO INICIAL	PESO FINAL	ERROR
	9,627,00	9,627,00	0,00%

TAMIZ No.	PESO RET ACUMULADO	% PASA
2"	718,00	92,54
1 1/2"	1,667,00	82,68
1"	3,155,00	67,23
3/4"	3,991,00	58,54
3/8"	6,004,00	37,63
No. 4	7,122,00	26,02
PASA No.4	2,505,00	

FRACCION FINA	PESO INIC. HUM.	PESO INIC. SECO
	500	467,60

TAMIZ No.	PESO RET ACUMULADO	% PASA
No.4	26,02	26,02
No.10	115,90	19,57
No.40	225,20	13,49
No.200	305,50	9,02
PASA 200	162,10	

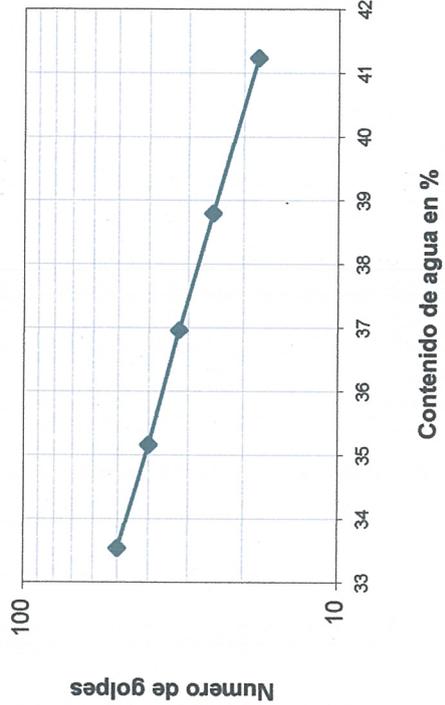
RESULTADOS FINALES:	GRAVA	ARENA	FINOS	SUCS	AASHTO	GC
LL=	39	20	19	73,98	17,00	A-2-6
LP=				0,02		0
IP=						

Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M.

LIMITE LIQUIDO	NUMERO GOLPES	PESO HUM + CAPS	PESO SECO + CAPS	PESO CAPSULA	CONTEN DE AGUA
	50	45,13	38,43	18,45	33,53
	40	45,27	38,28	18,40	35,16
NORMAS: ASTM D-423	32	45,50	38,05	17,89	36,95
	25	45,70	37,95	17,97	36,79
AASHTO T-89	18	45,90	37,65	17,64	41,23
					39,04

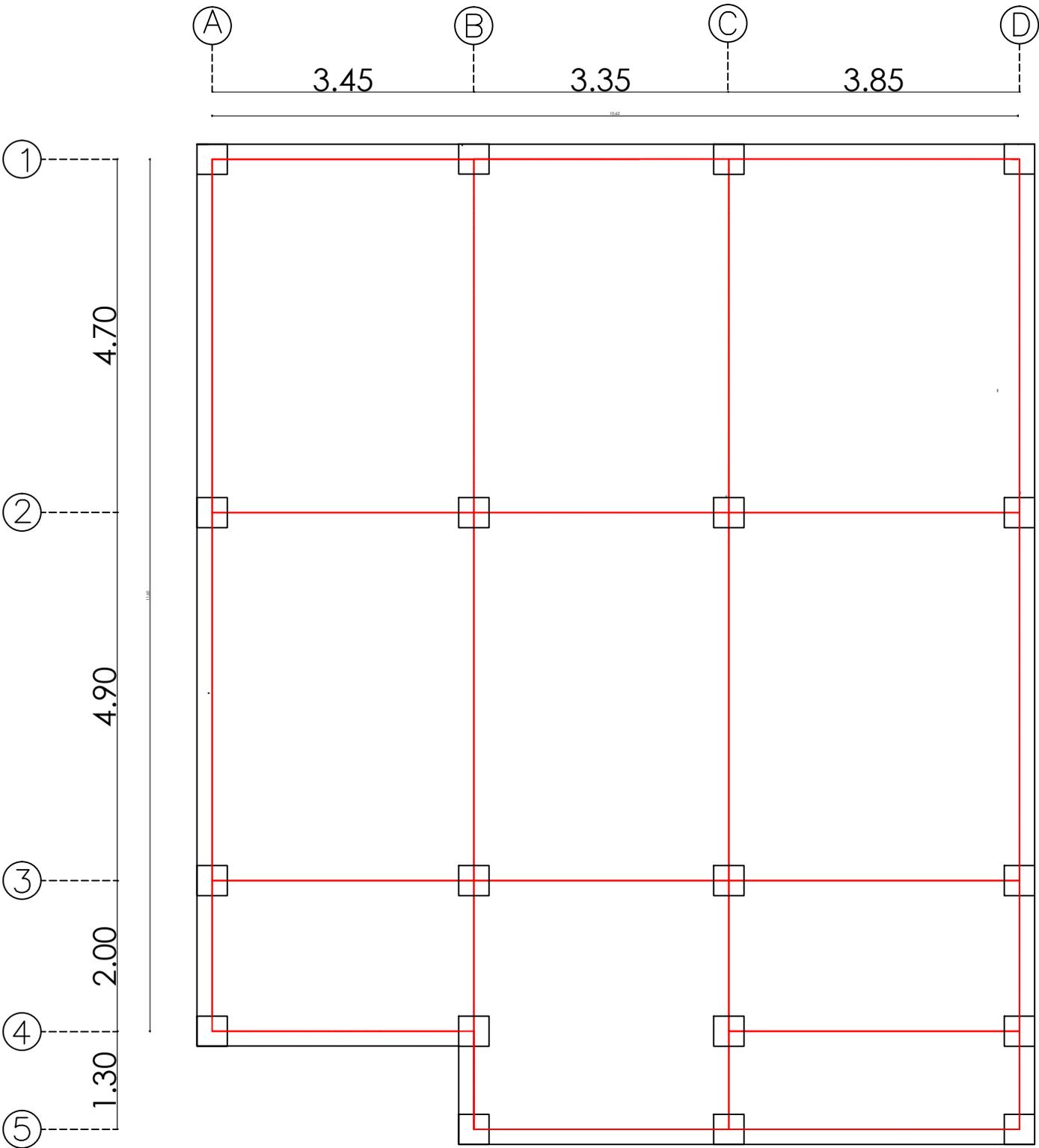
LIMITE PLASTICO	NUMERO GOLPES	PESO HUM + CAPS	PESO SECO + CAPS	PESO CAPSULA	CONTEN DE AGUA
	15,44	14,20	8,09	20,29	
NORMAS: ASTM D-424	15,88	14,55	7,76	19,59	
	15,71	14,48	8,19	19,55	
AASHTO T-90	15,75	14,64	8,92	19,41	19,71

## GRAFICO DEL LIMITE LIQUIDO



## **Anexo 4. Esquema de pórticos estructurales**

# ESSQUEMA DE PÓRTICOS ESTRUCTURALES



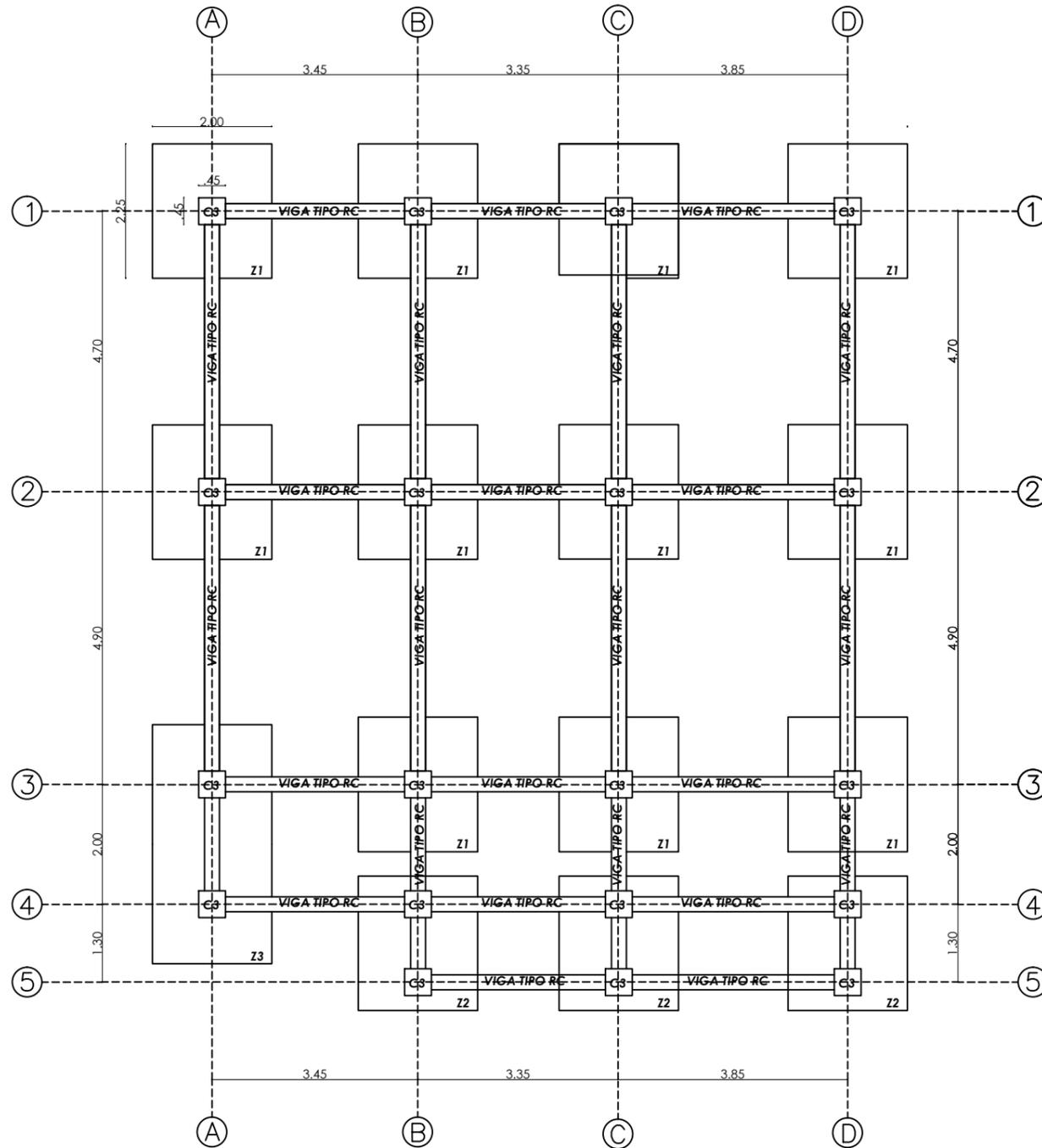
VISTA EN PLANTA

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:100

## **Anexo 5. Planos estructurales**

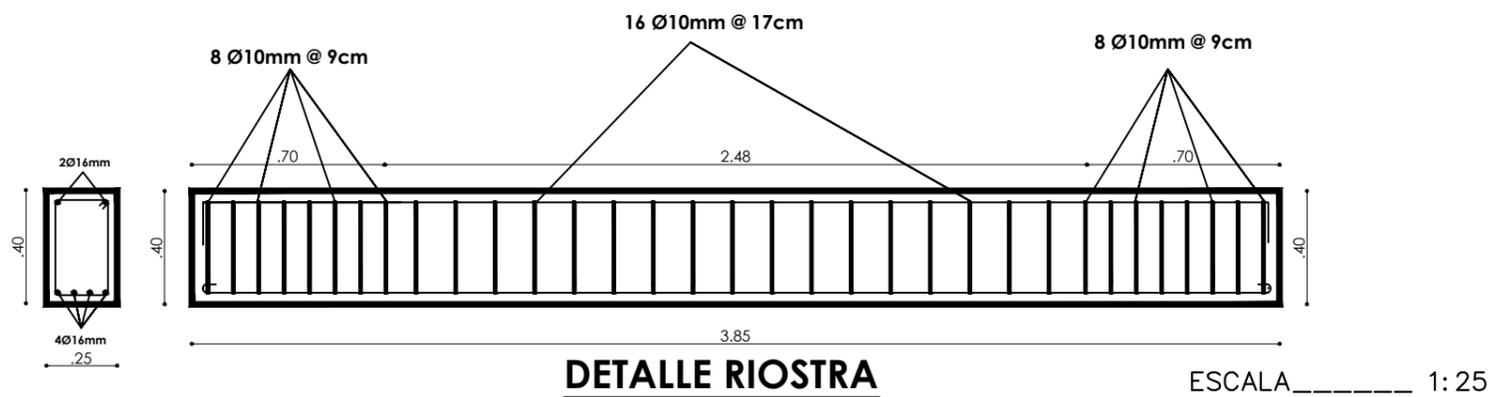
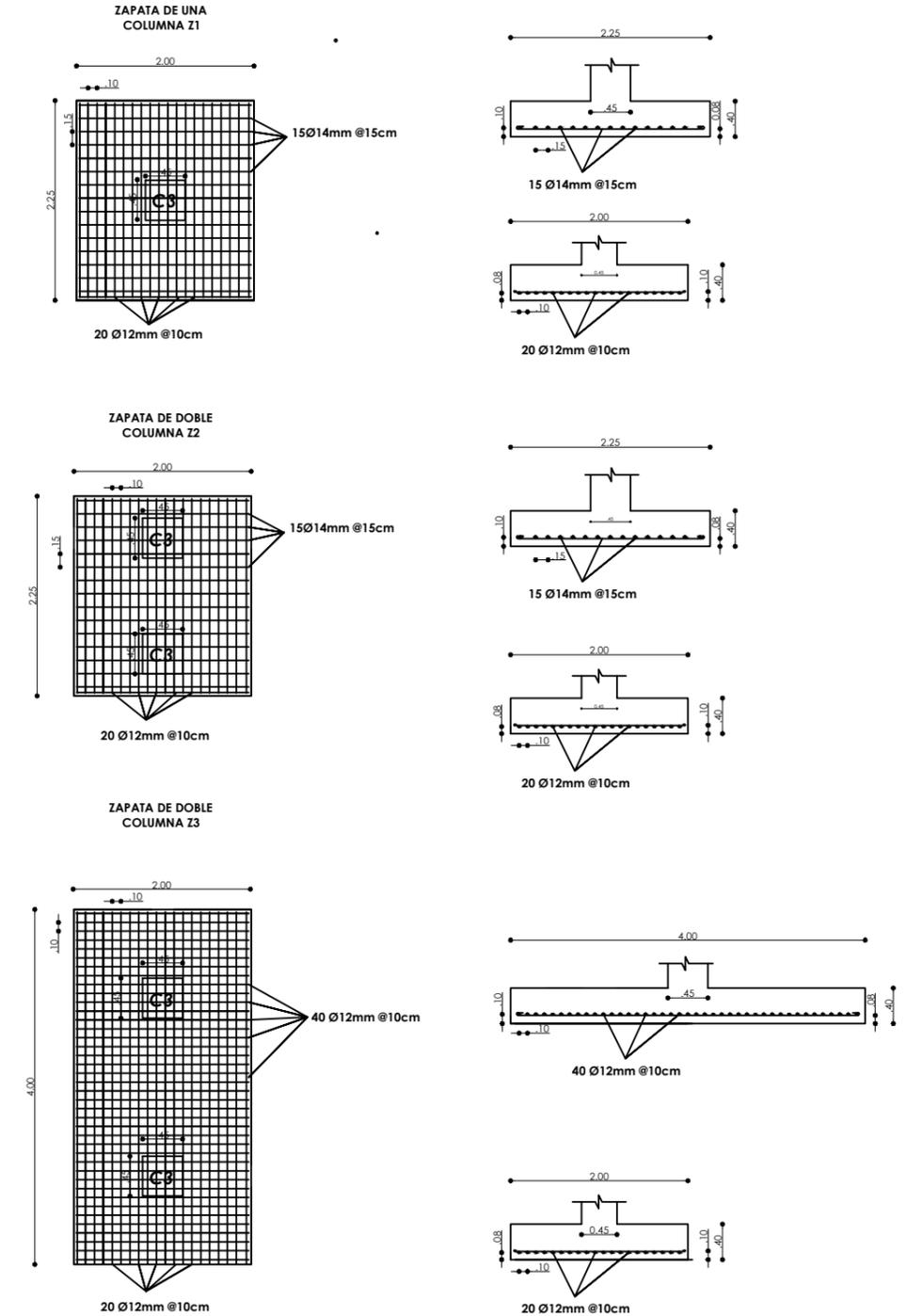
# PLANTA DE CIMENTACIÓN

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:100



# DETALLE ZAPATAS

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:75



# DETALLE RIOSTRA

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:25

Escala: \_\_\_\_\_ Las Indicadas

**DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO TERRAZA REAL DEL SEÑOR DAVID VALLEJO ÁVILA**

**SUPERFICIE:** 675m<sup>2</sup>

**UBICACION:** Pichincha Quito Comite del pueblo  
PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA

**SECTOR:** Los Pinos

**CONTIENE:** CIMENTACION

Universidad del Azuay

**E**

FACULTAD: CIENCIA Y TECNOLOGÍA  
ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES  
TRABAJO: TESIS DE GRADUACIÓN

**DISEÑO:**

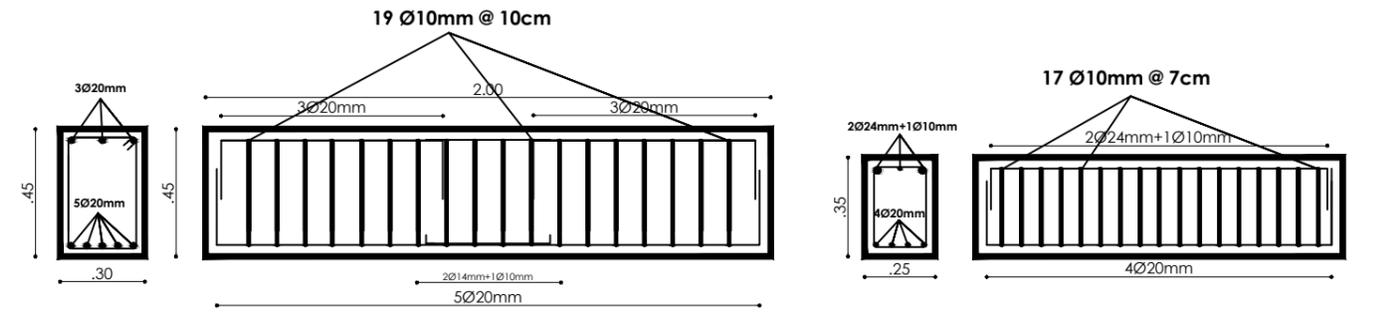
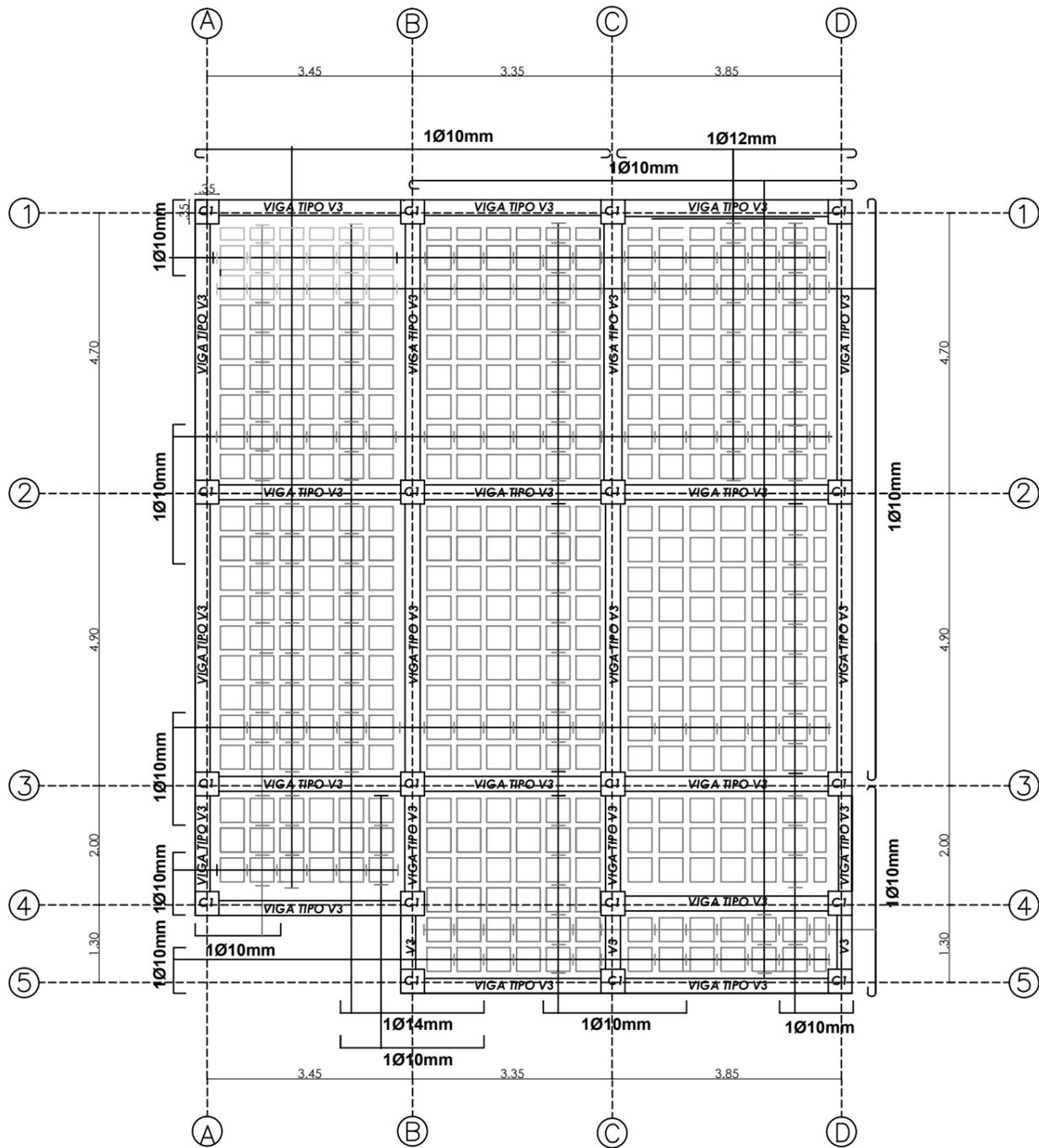
Andrés G. Bucheli Peña.  
**AUTOR**

**FECHA:** Cuenca, Enero 2014

**LÁMINA:** 1

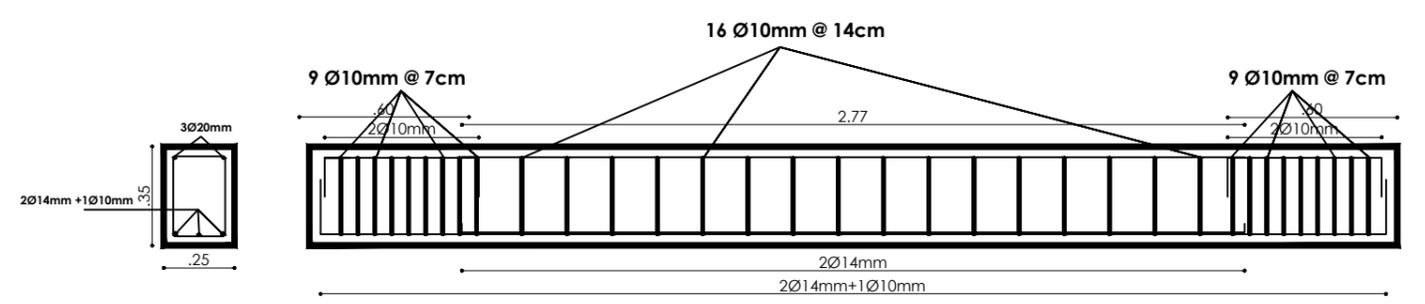
**LOSA DE CUBIERTA N+12.90m**

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:100

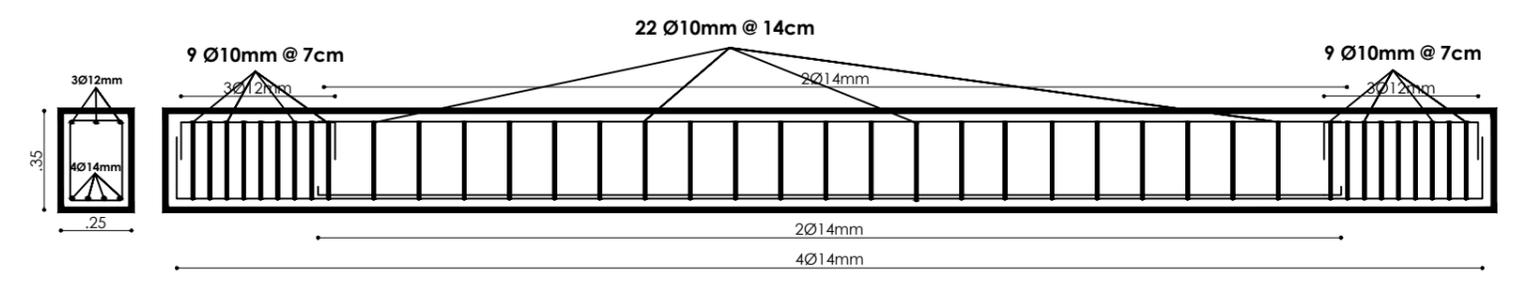


**VIGA TIPO V2 EJ. (3-4) (4-5)**

**VIGA TIPO V3 EJ. (3-4) (4-5)**

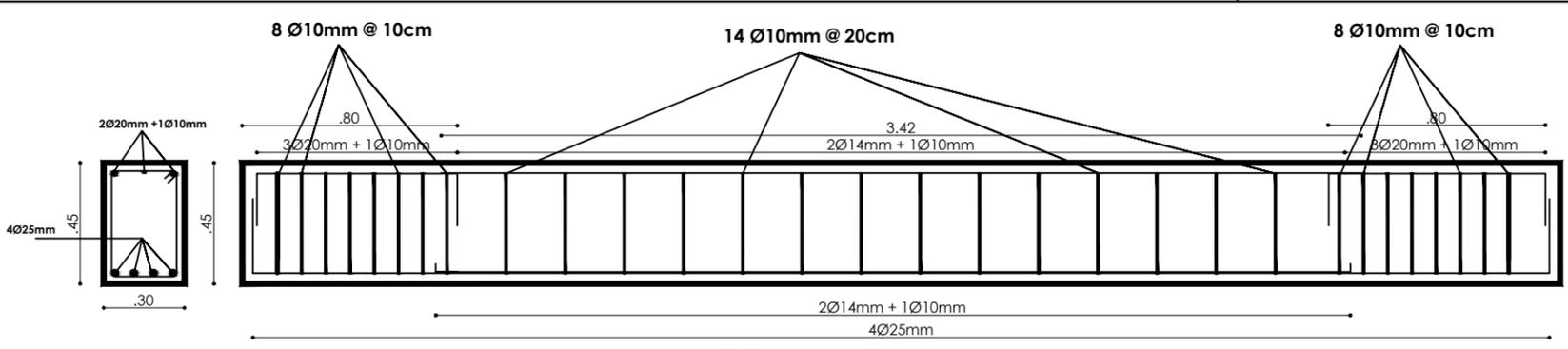
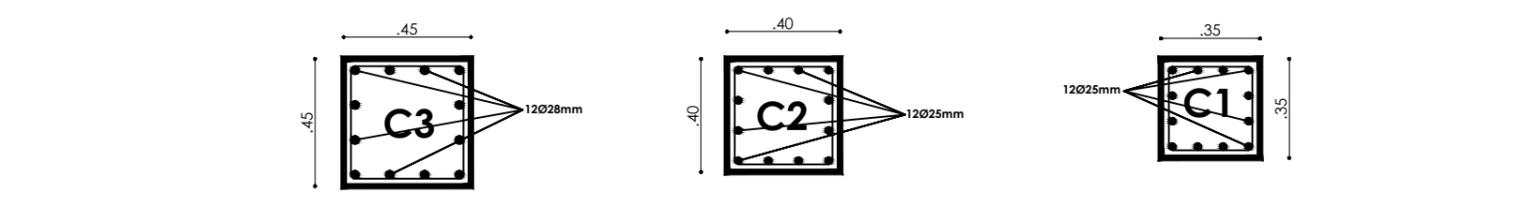


**VIGA TIPO V3 EJ. (A-B) (B-C) (C-D)**



**COLUMNAS TIPO C1; C2 Y C3**

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:25



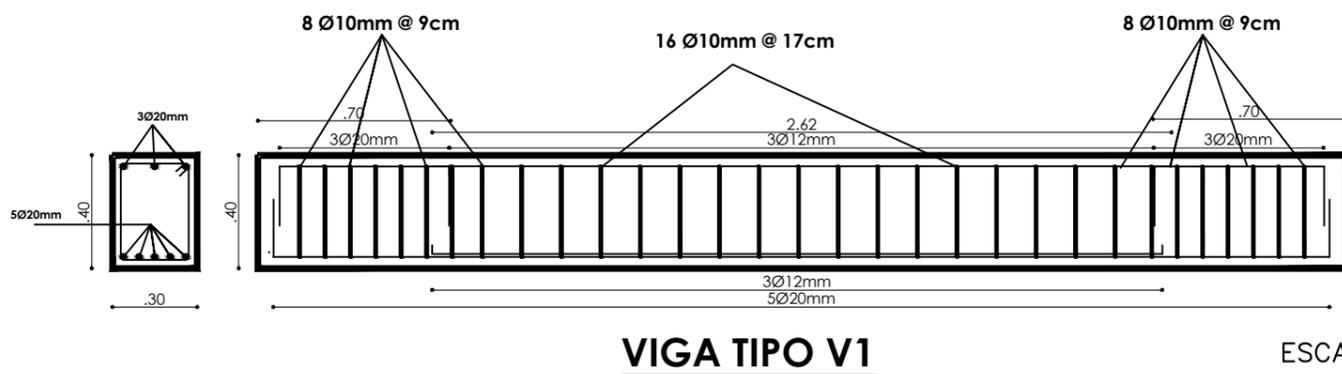
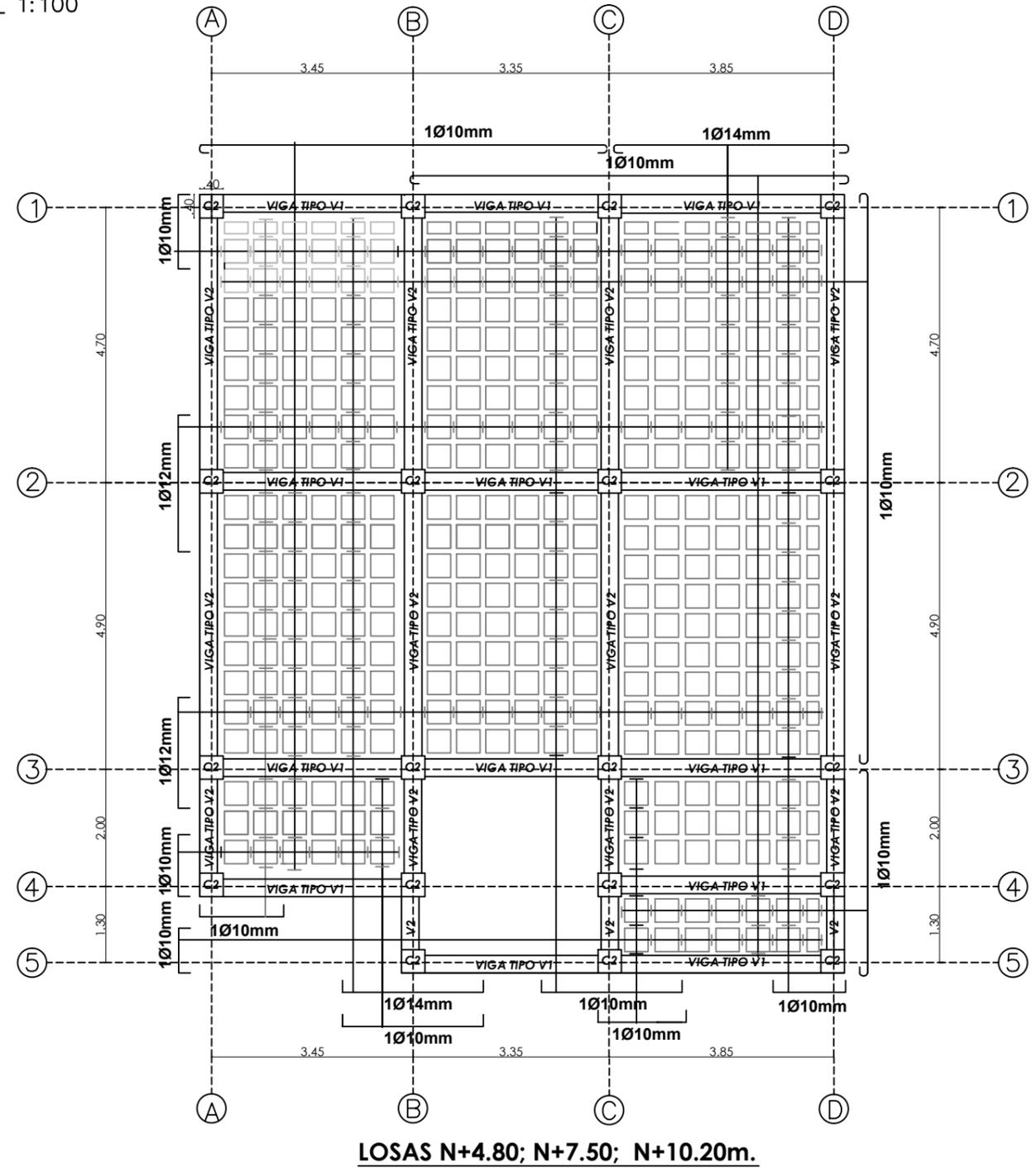
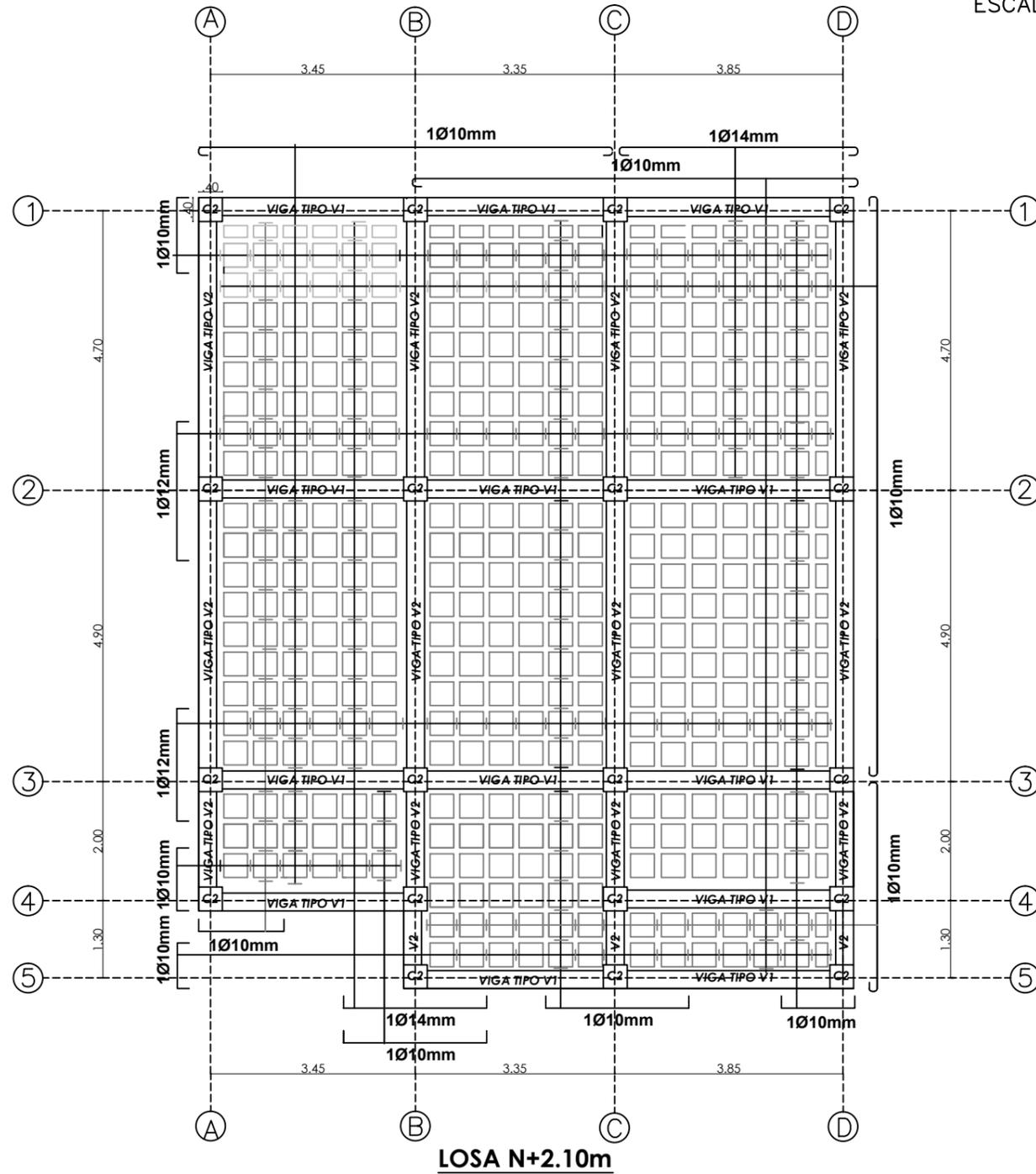
**VIGA TIPO V2 EJ. (1-2) (2-3)**

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:25

Escala: _____ Las Indicadas		Universidad del Azuay		<b>E</b>
<b>DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO TERRAZA REAL DEL SEÑOR DAVID VALLEJO ÁVILA</b>		FACULTAD: CIENCIA Y TECNOLOGÍA ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES TRABAJO: TESIS DE GRADUACIÓN		
		SUPERFICIE: 675m <sup>2</sup>		<b>DISEÑO:</b> Andrés G. Bucheli Peña. <b>AUTOR</b>
UBICACION: Pichincha PROVINCIA		Quito CANTÓN Comité del pueblo PARROQUIA		<b>FECHA:</b> Cuenca, Enero 2014
SECTOR: Los Pinos		CONTIENE: PLANTAS ESTRUCTURALES		<b>LÁMINA:</b> 3

# PLANTAS ESTRUCTURALES

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:100



Escala: \_\_\_\_\_ Las Indicadas

**DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO TERRAZA REAL DEL SEÑOR DAVID VALLEJO ÁVILA**

**SUPERFICIE:** 675m<sup>2</sup>

**UBICACION:** Pichincha Quito Comite del pueblo  
PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA

**SECTOR:** Los Pinos

**CONTIENE:** PLANTAS ESTRUCTURALES

Universidad del Azuay

**E**

FACULTAD: CIENCIA Y TECNOLOGÍA  
ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES  
TRABAJO: TESIS DE GRADUACIÓN

**DISEÑO:**

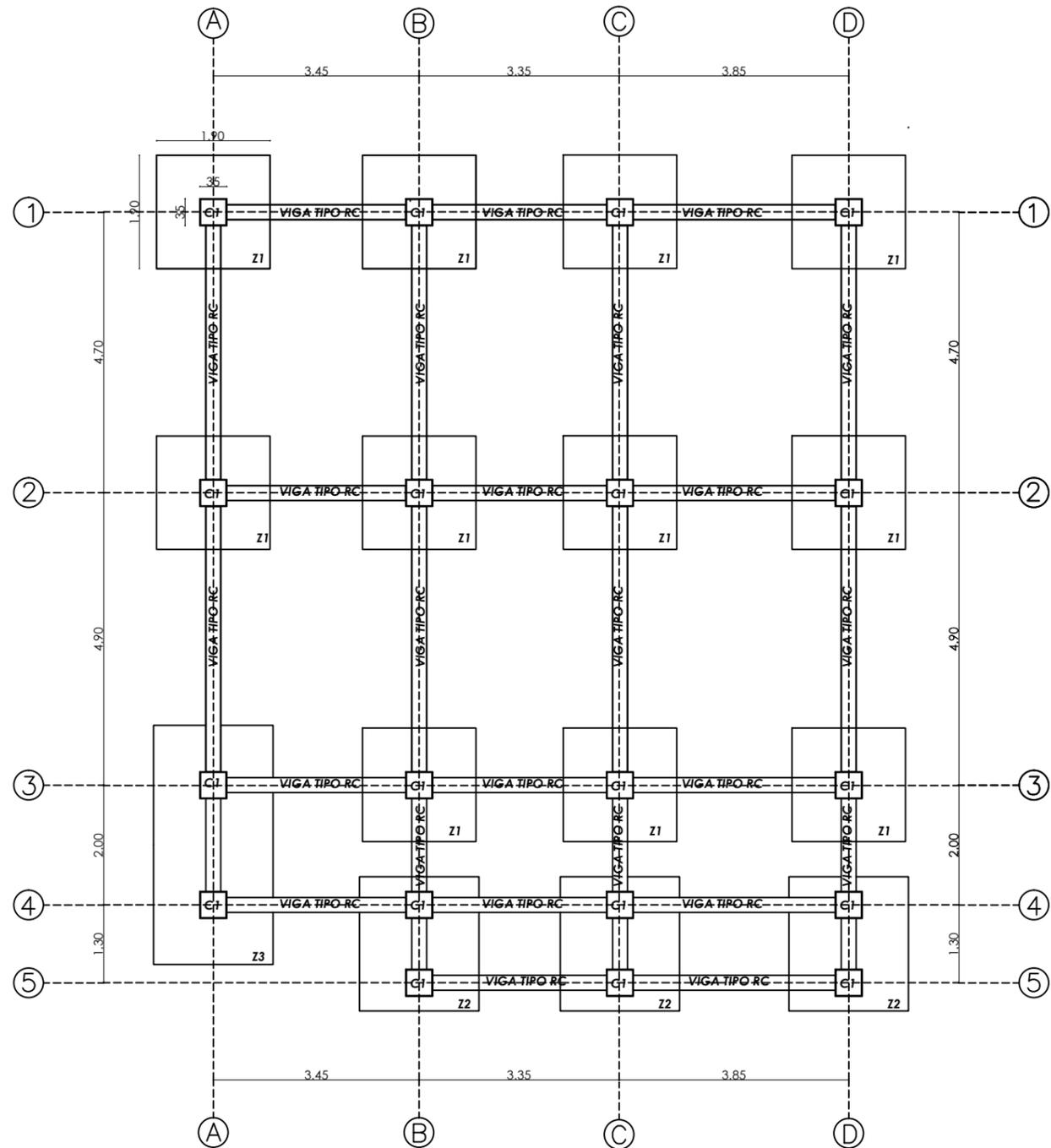
Andrés G. Bucheli Peña.

**FECHA:** Cuenca, Enero 2014

**LÁMINA:** 2

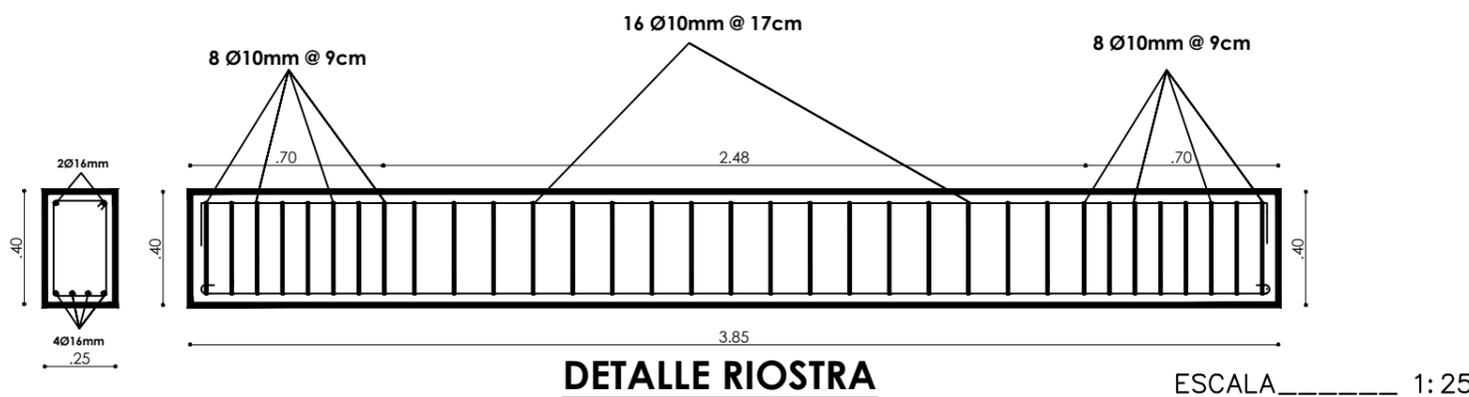
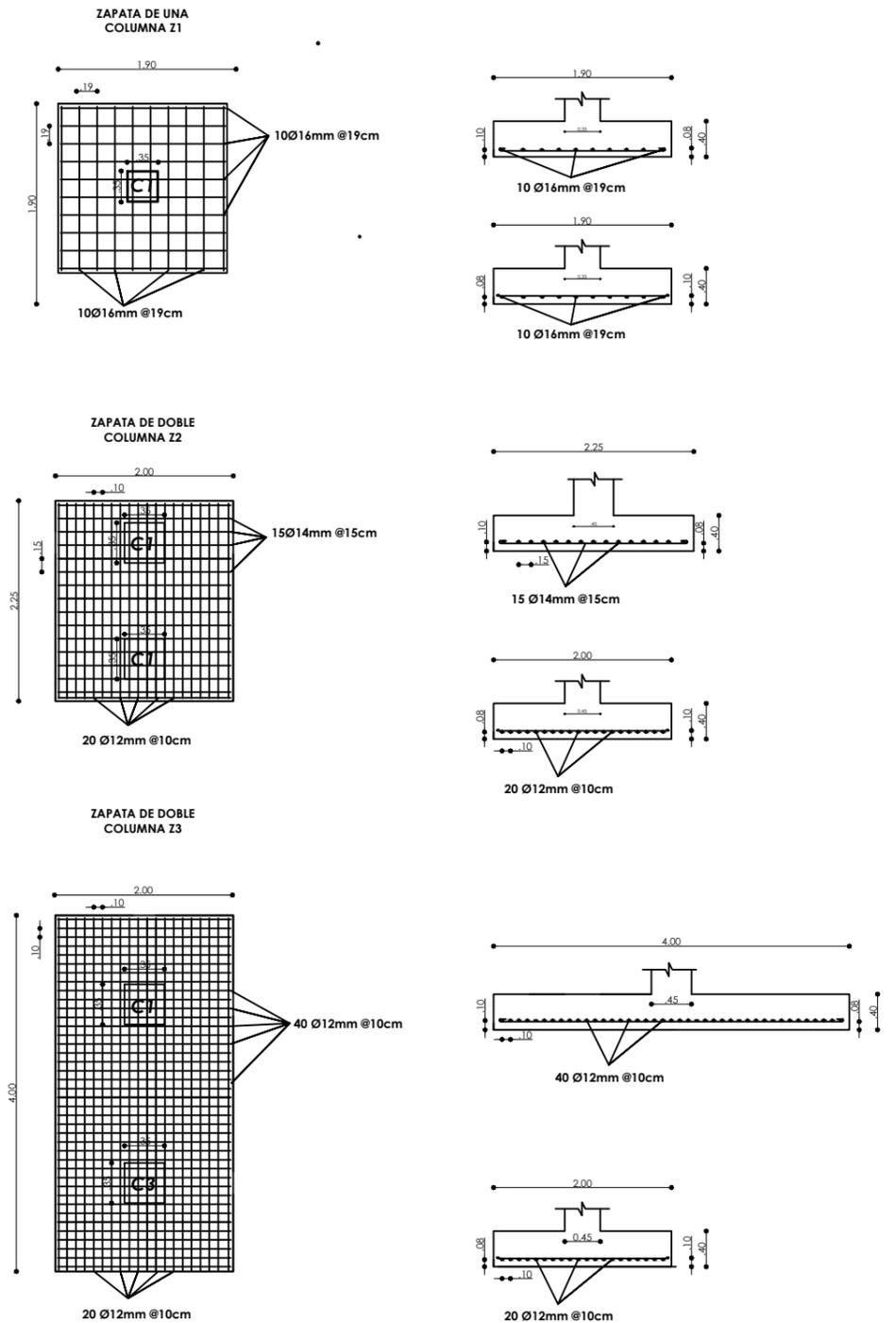
# PLANTA DE CIMENTACIÓN

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:100



# DETALLE ZAPATAS

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:75



Escala: \_\_\_\_\_ Las Indicadas

**DISEÑO ESTRUCTURAL SISTEMA MIXTO  
PARA EL EDIFICIO TERRAZA REAL DEL  
SEÑOR DAVID VALLEJO ÁVILA**

**SUPERFICIE:** 675m<sup>2</sup>

**UBICACION:** Pichincha Quito Comité del pueblo  
PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA

**SECTOR:** Los Pinos **CONTIENE:** CIMENTACION

Universidad del Azuay

**E**

FACULTAD: CIENCIA Y TECNOLOGÍA  
ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES  
TRABAJO: TESIS DE GRADUACIÓN

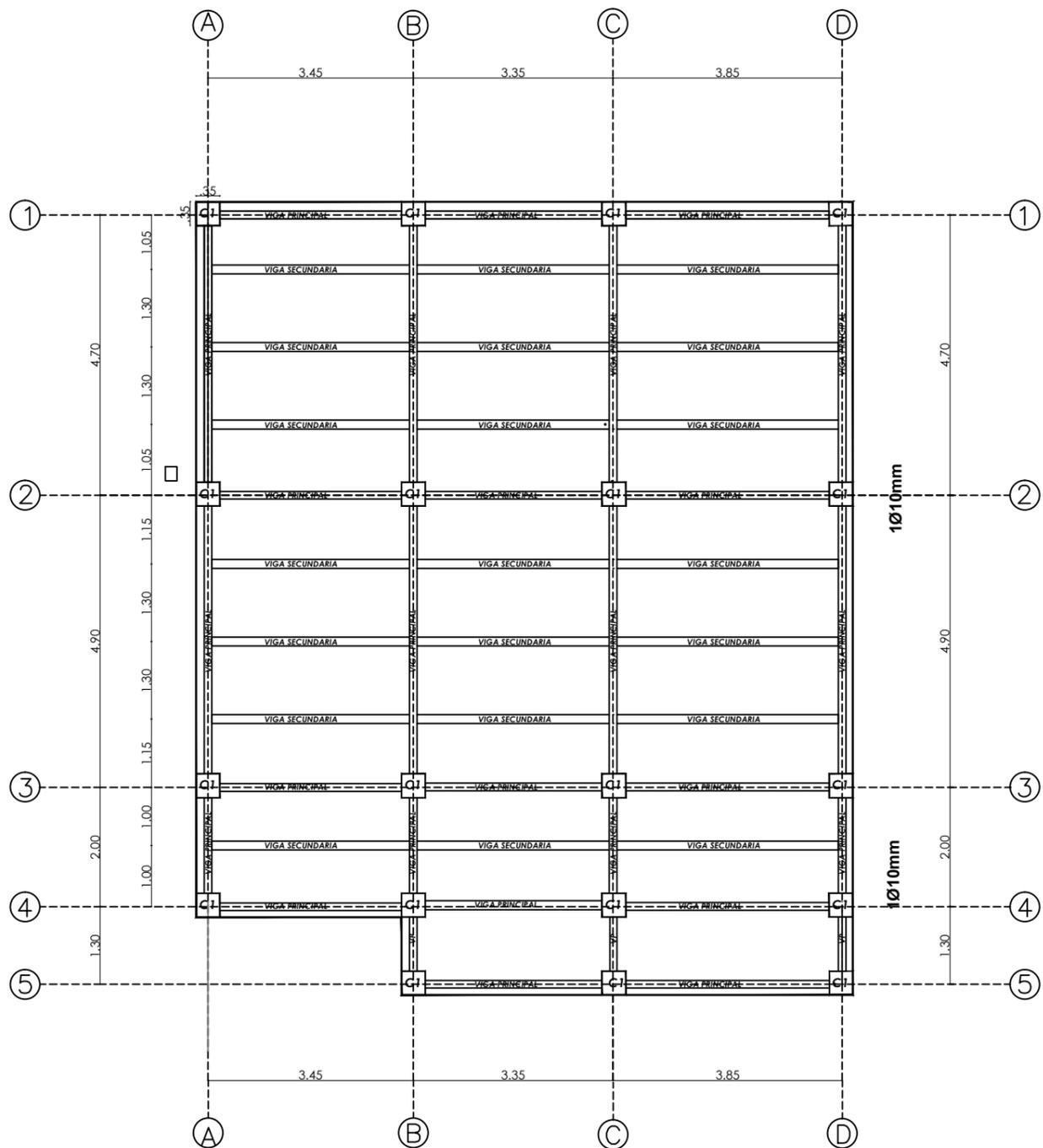
**DISEÑO:**  
Andrés G. Bucheli Peña.  
**AUTOR**

**FECHA:** Cuenca, Enero 2014

**LÁMINA:** 1

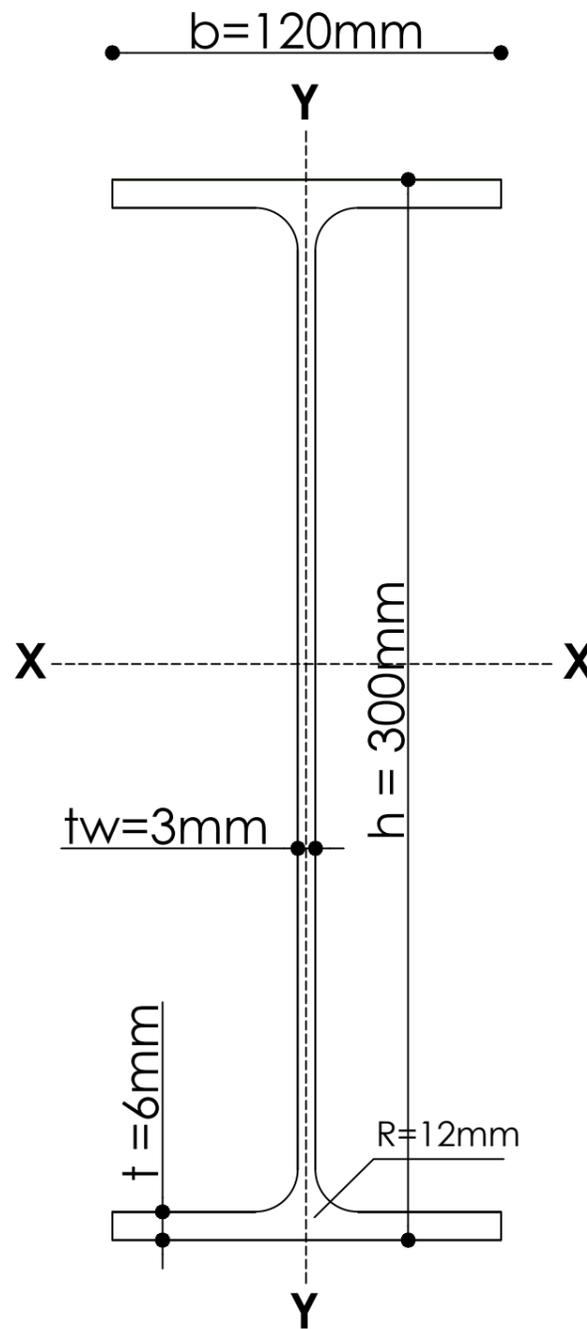
**PLANTA DE CUBIERTA N+12.90m**

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:100

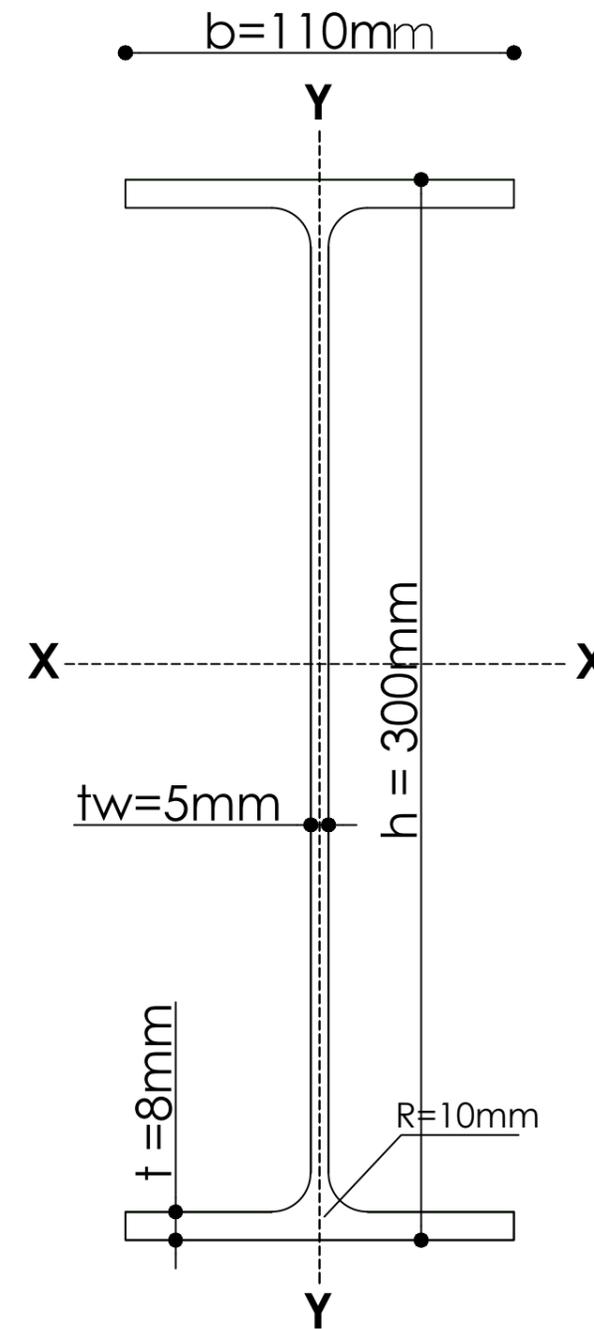


**VIGAS DE ACERO ASTM - A36**

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:1



**VIGAS SECUNDARIAS**



**VIGAS PRINCIPALES**

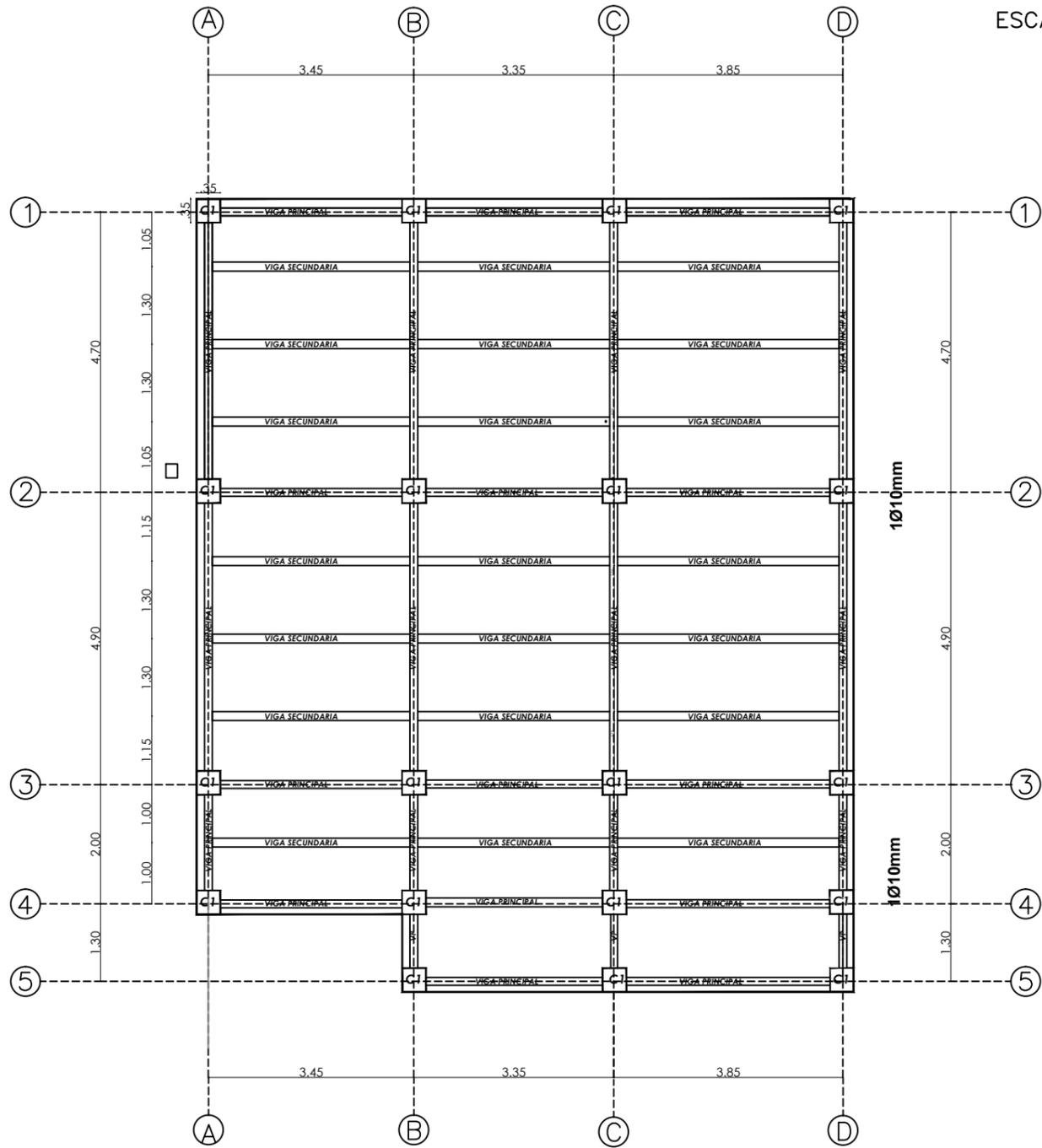
**ESPECIFICACIONES DE SOLDADURA**

REQUERIMIENTOS DE LA ESPECIFICACIÓN DEL ACERO				REQUERIMIENTO DE METAL DE APORTE			
ACERO TIPO	Espesor mm	Mínima Resistencia a la Fluencia		Rango de Tracción Kg/cm2	PROCESO	Especificación de Electrodo AWS	CLASIFICACIÓN DEL ELECTRODO
		K si	K g/cm2				
A STM-A36	< 20	36.00	2500.00	4000-5500	SMAW	A5.1	E60XX; E70XX
A STM-A36	< 20	36.00	2500.00	4000-5500	GMAW	A5.18	ER70S-X; ER70C-XC; ER70C-XM
TIPO DE SOLDADURA PARA UNIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES							
	UNION	CARACTERÍSTICAS DE SOLDADURA		TIPO			
COLUMNAS	JUNTA DE UNION PERFILES TIPO "C"	PENETRACIÓN COMPLETA		SOLDADURA POR ARCO ELECTRICO CON ELECTRODO METÁLICO REVESTIDO			
VIGAS	JUNTA DE UNIÓN VIGA - COLUMNA	PENETRACIÓN COMPLETA					
VIGUETAS	JUNTA DE UNIÓN VIGA-VIGUETA	FILETE DE SOLDADURA CON GARGANTA IGUAL AL MAYOR ESPESOR DE LOS PERFILES A UNIR					

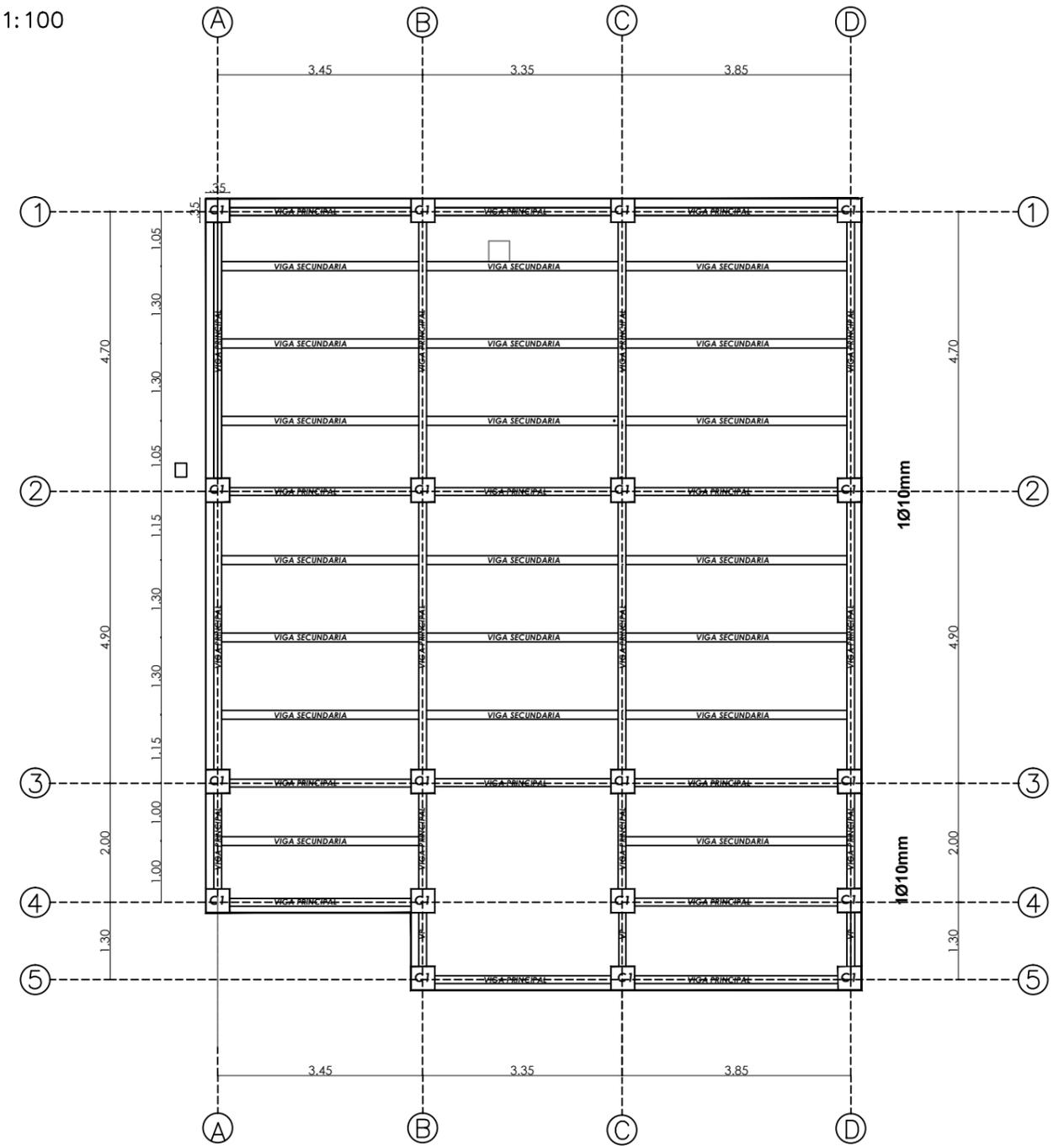
Escala: _____ Las Indicadas		Universidad del Azuay		<b>E</b>
<b>DISEÑO ESTRUCTURAL SISTEMA MIXTO PARA EL EDIFICIO TERRAZA REAL DEL SEÑOR DAVID VALLEJO ÁVILA</b>		FACULTAD: CIENCIA Y TECNOLOGÍA ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES TRABAJO: TESIS DE GRADUACIÓN		
		DISEÑO: Andrés G. Bucheli Peña. AUTOR		
SUPERFICIE: 675m2		UBICACION: Pichincha Quito Comité del pueblo PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA		FECHA: Cuenca, Enero 2014
SECTOR: Los Pinos		CONTIENE: PLANTAS Y PERFILES ESTRUCTURALES		LÁMINA: 3

# PLANTAS ESTRUCTURALES

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:100

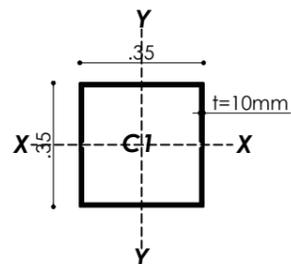


**LOSAS N+2.10m.**

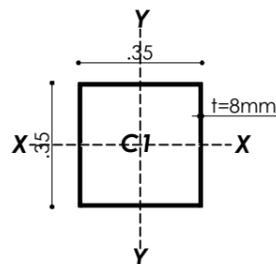


**LOSAS N+4.80; N+7.50; N+10.20m.**

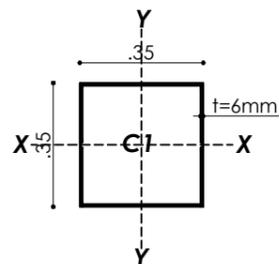
## COLUMNAS DE ACERO ASTM - A36



**N-2.00 - N+2.10m**



**N+2.10 - N+10.20m**



**N+10.20 - N+12.90m**

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:10

Escala: \_\_\_\_\_ Las Indicadas

Universidad del Azuay

**E**

**DISEÑO ESTRUCTURAL SISTEMA MIXTO  
PARA EL EDIFICIO TERRAZA REAL DEL  
SEÑOR DAVID VALLEJO ÁVILA**

FACULTAD: CIENCIA Y TECNOLOGÍA  
ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES  
TRABAJO: TESIS DE GRADUACIÓN

**DISEÑO:**  
Andrés G. Bucheli Peña.

**SUPERFICIE:** 675m<sup>2</sup>

**UBICACION:** Pichincha Quito Comité del pueblo  
PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA

**FECHA:** Cuenca, Enero 2014

**SECTOR:** Los Pinos

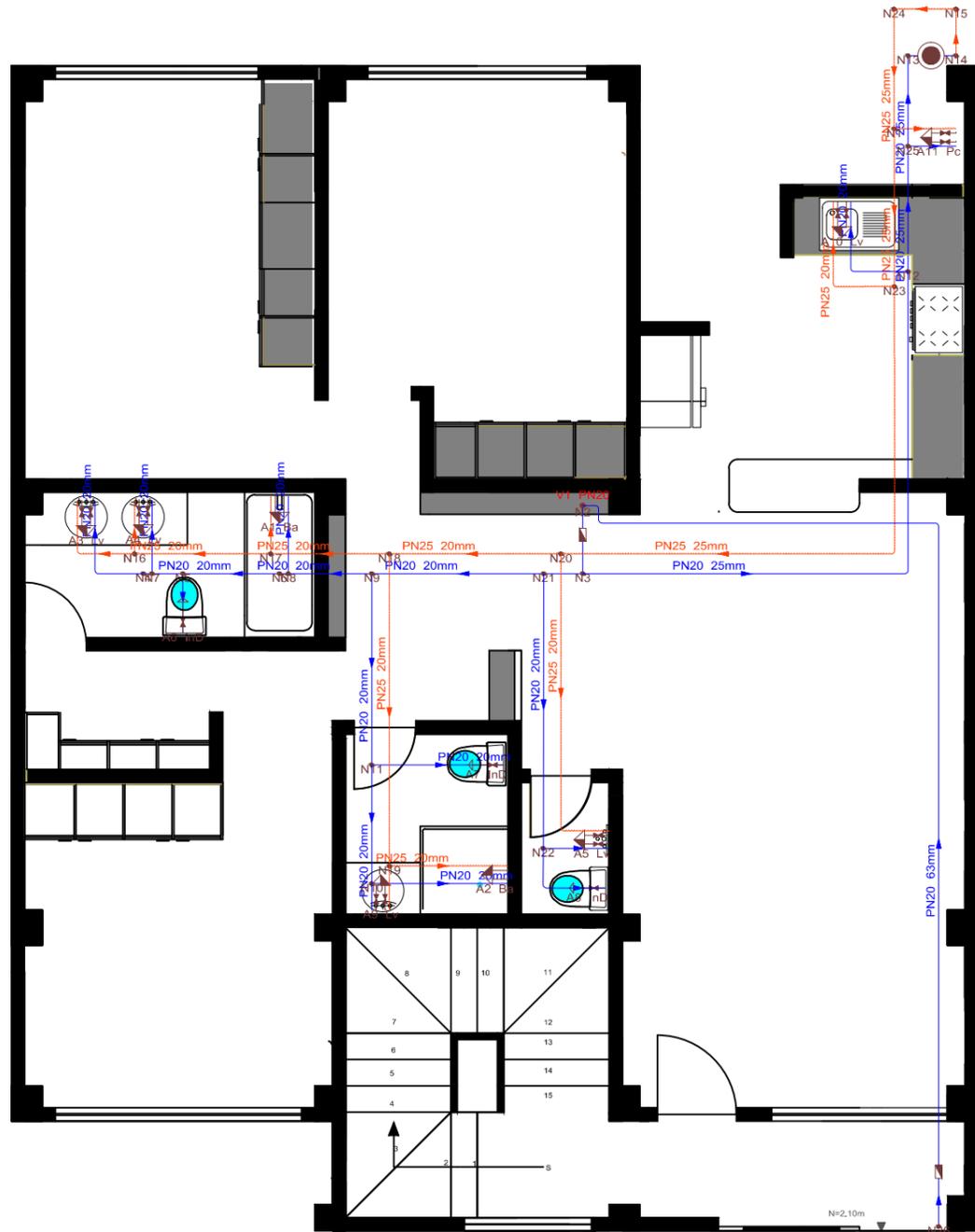
**CONTIENE:** PLANTAS Y PERFILES  
ESTRUCTURALES

**LÁMINA:** 2

## **Anexo 6. Planos hidrosanitarios**

# DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

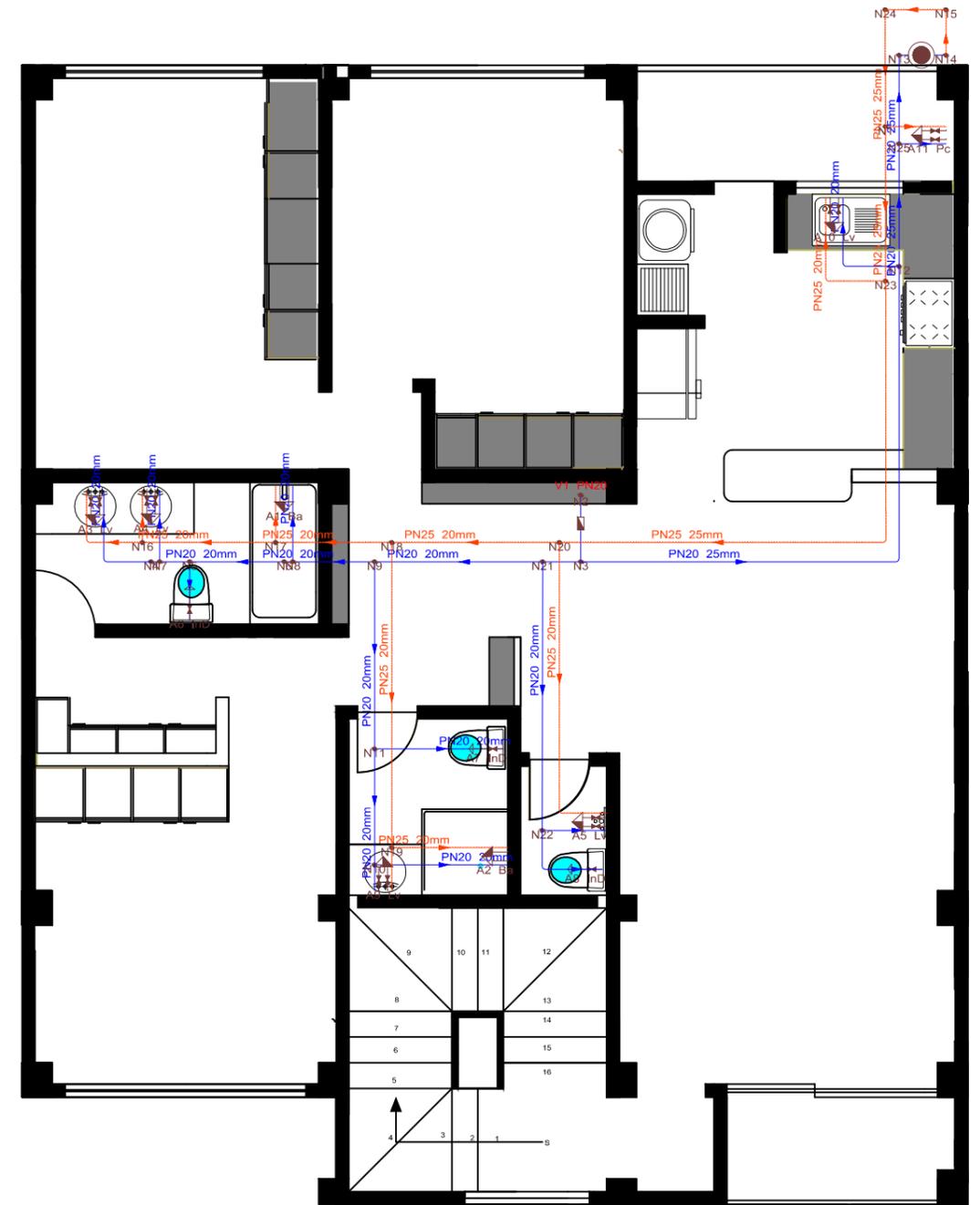
ESCALA \_\_\_\_\_ 1:75



**PLANTA BAJA N+2.10**

Tabla de símbolos - Planta 1

	Tubería de agua fría
	Tubería de agua caliente
	Sanitario con depósito
	Bañera
	Lavabo individual
	Fregadero
	Consumos
	Hidromezcladores
	Calentador
	Llave de paso

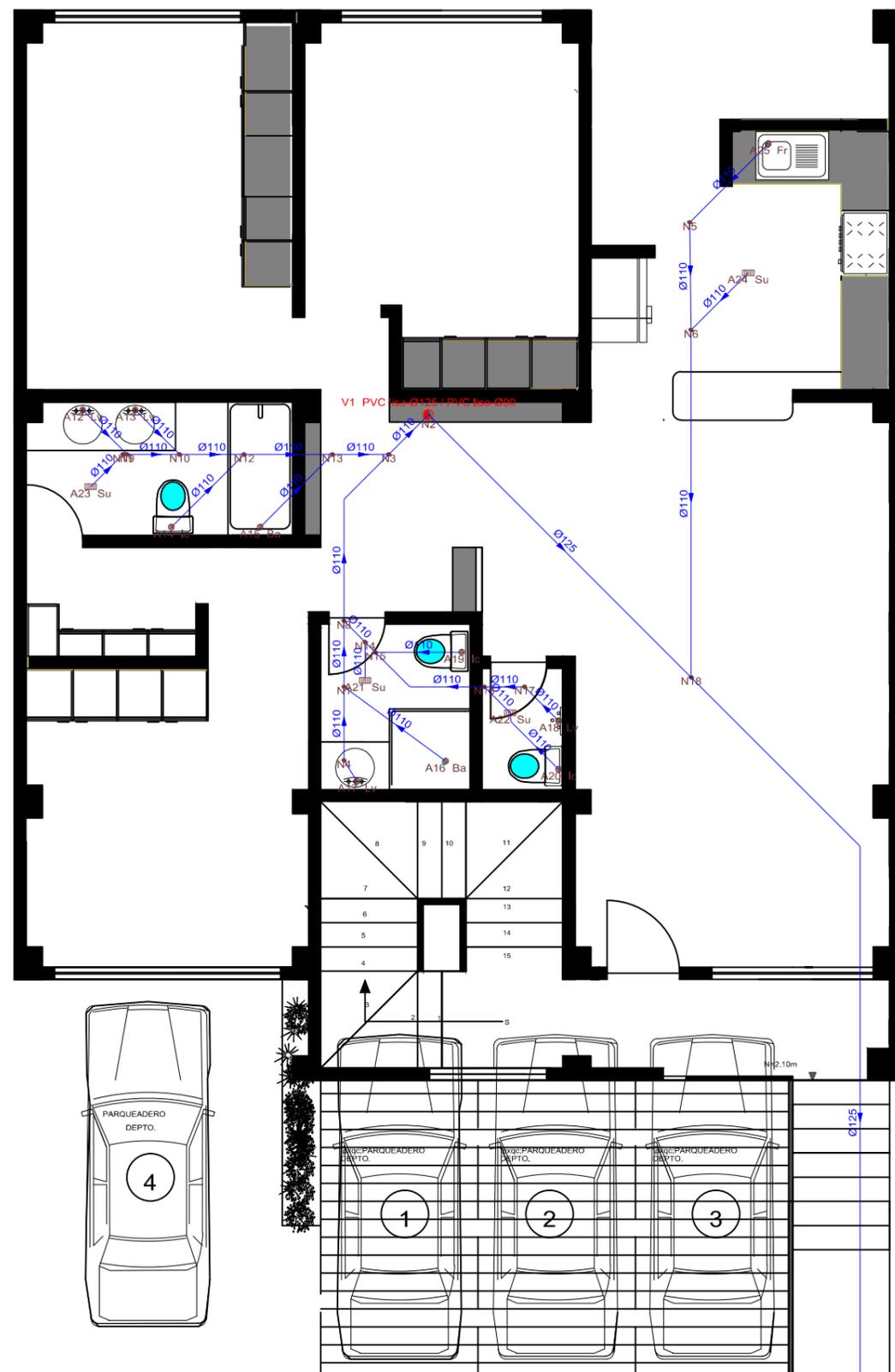


**PLANTA ALTA N+4.80; N+7.50  
N+10.20**

Escala: _____ Las Indicadas		Universidad del Azuay	<b>E</b>
DISEÑO HIDROSANITARIO PARA EL EDIFICIO TERRAZA REAL DEL SEÑOR DAVID VALLEJO ÁVILA		FACULTAD: CIENCIA Y TECNOLOGÍA	
		ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES	
SUPERFICIE: 675m <sup>2</sup>		TRABAJO: TESIS DE GRADUACIÓN	
UBICACION: Pichincha Quito Comite del pueblo PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA		DISEÑO: Andrés G. Bucheli Peña.	
SECTOR: Los Pinos	CONTIENE: DIS. AGUA POTABLE	FECHA: Cuenca, Enero 2014	LÁMINA: 1

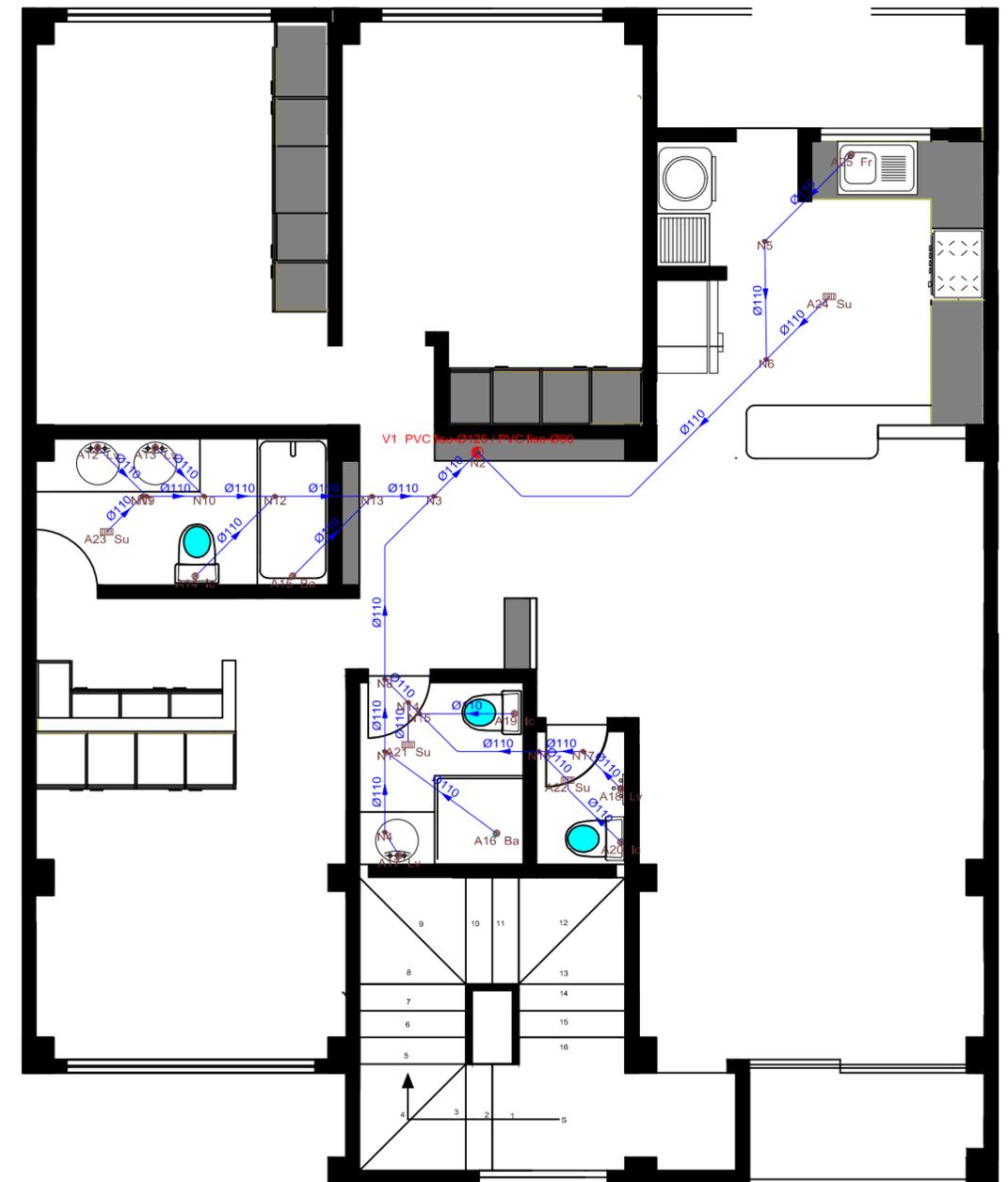
# RED SANITARIA DE EVACUACIÓN

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:75



**PLANTA BAJA N+2.10**

Tabla de bajantes	
Planta	V1
Planta 3	PVC liso-Ø125 / PVC liso-Ø90 Ventilación primaria y secundaria Longitud: 2.70 m
Planta 2	PVC liso-Ø125 / PVC liso-Ø90 Ventilación primaria y secundaria Longitud: 2.70 m
Planta 1	PVC liso-Ø125 / PVC liso-Ø90 Ventilación primaria y secundaria Longitud: 2.70 m
Planta baja	PVC liso-Ø125 / PVC liso-Ø90 Ventilación primaria y secundaria Longitud: 2.70 m

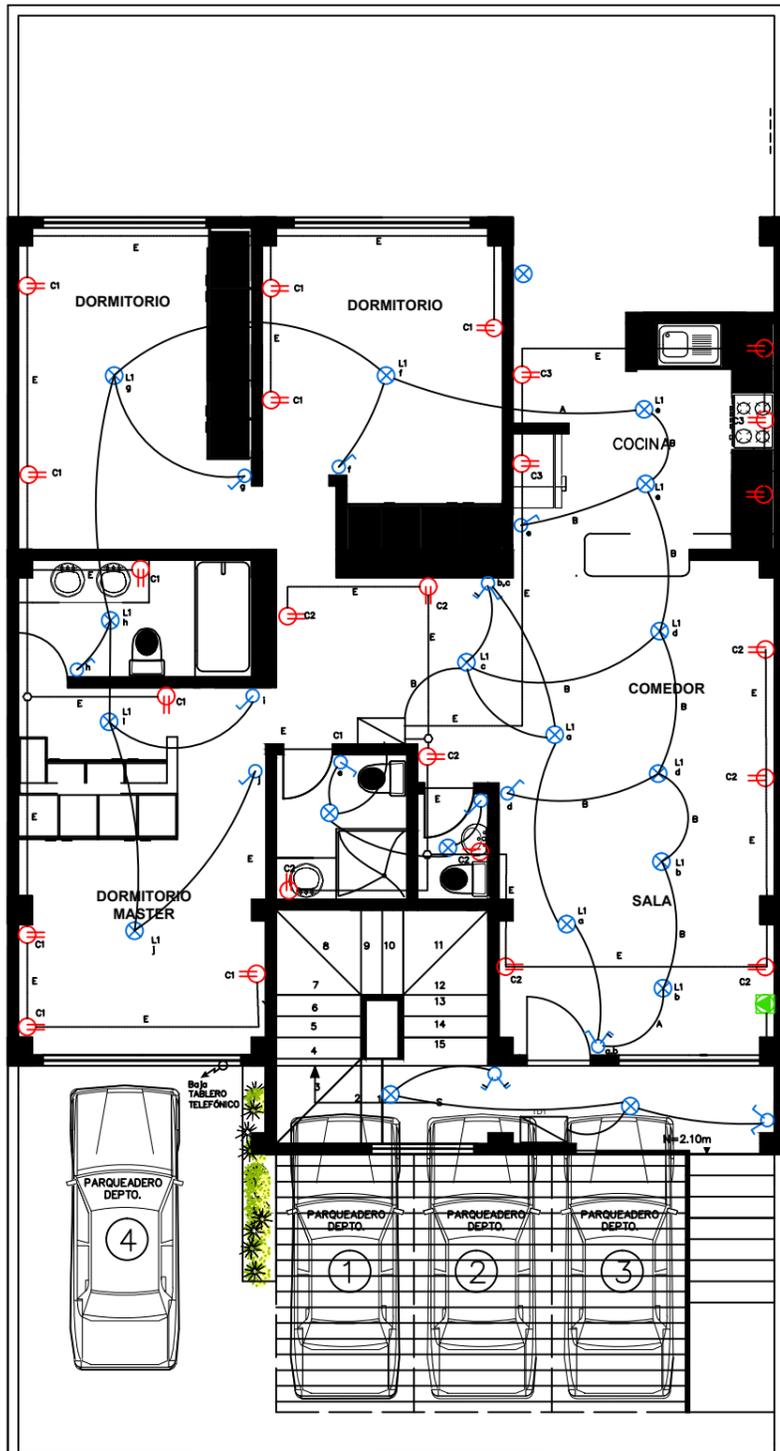


**PLANTA ALTA N+4.80; N+7.50  
N+10.20**

Escala: _____ Las Indicadas		Universidad del Azuay		<b>S</b>
<b>DISEÑO HIDROSANITARIO PARA EL EDIFICIO TERRAZA REAL DEL SEÑOR DAVID VALLEJO ÁVILA</b>		FACULTAD: CIENCIA Y TECNOLOGÍA		
		ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES		
<b>SUPERFICIE:</b> 675m <sup>2</sup>		TRABAJO: TESIS DE GRADUACIÓN		
		<b>DISEÑO:</b> Andrés G. Bucheli Peña.		
<b>UBICACION:</b> Pichincha Quito Comite del pueblo PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA		<b>FECHA:</b> Cuenca, Enero 2014		
<b>SECTOR:</b> Los Pinos		<b>CONTIENE:</b> RED SANITARIA		<b>LÁMINA:</b> 2

## **Anexo 7. Planos eléctricos y telefónicos**

A 3.45 B 3.35 C 3.85 D

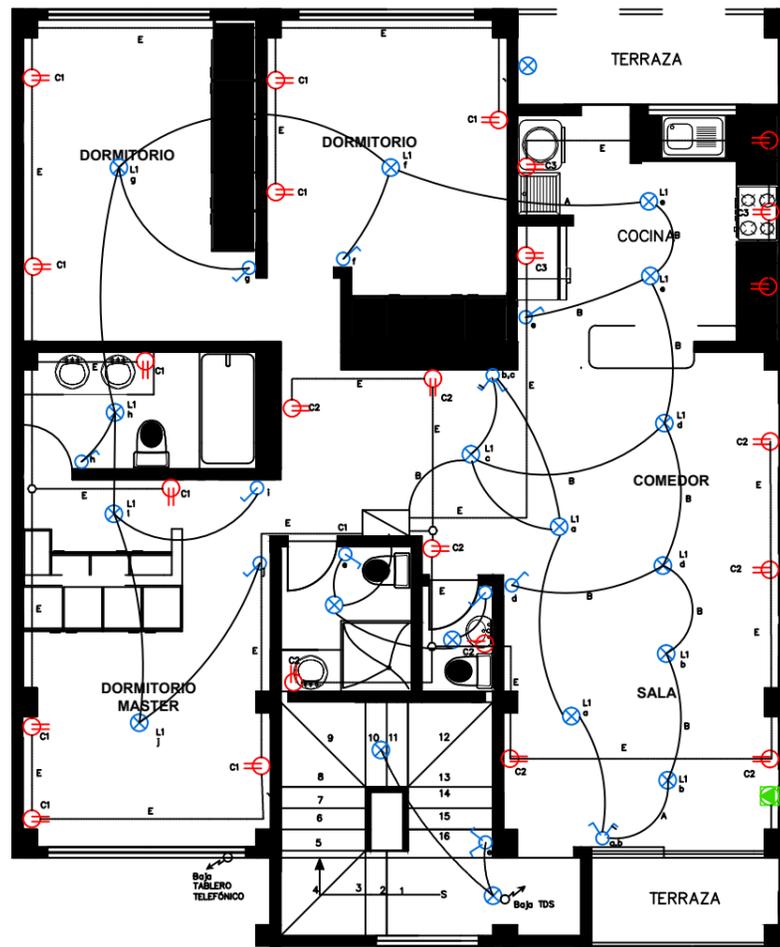


PLANTA BAJA N+2.10

# SISTEMA ELÉCTRICO Y TELEFÓNICO

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:100

A 3.45 B 3.35 C 3.85 D



PLANTA ALTA N+4.80; N+7.50  
N+10.2; N+12.90

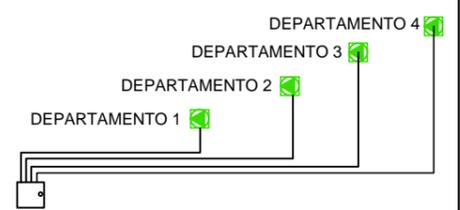
SIMBOLOGÍA ELÉCTRICA	
	CAJETÍN DE DERIVACIÓN
	INTERRUPTOR SIMPLE
	INTERRUPTOR DOBLE
	CONMUTADOR SIMPLE
	CONMUTADOR DOBLE
	LUMINARIA FLUORESCENTE 2x40W
	LÁMPARA INCANDESCENTE DE 100W
	PLAFÓN CON AHORRADOR 2x26W
	LUMINARIA DE EMERGENCIA
	TOMACORRIENTE DOBLE POLARIZADO
	CARGA ESPECIAL BIFÁSICA
	TELEFÓNICO
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
	CAJA DE REVISIÓN
	TABLERO GENERAL DE MEDICIÓN
	INTERRUPTOR TERMOMAGNÉTICO
	SUBIDA DE TUBERÍA
	BAJADA DE TUBERÍA
	PUESTA A TIERRA
	RED DE TOMACORRIENTES
	RED DE ILUMINACIÓN
	RED DE CARGAS ESPECIALES
	CANALETA PORTACABLES 200x100mm

CALIBRE DE CONDUCTORES, DUCTOS	
A	2x14, Ø 1/2"
B	3x14, Ø 1/2"
C	4x14, Ø 1/2"
D	5x14, Ø 3/4"
E	2x12, 1/4, Ø 1/2"
F	3x12, 1/4, Ø 1/2"
G	4x12, 1/4, Ø 1/2"
H	2x10, 1/0, Ø 1/2"
I	3x10, 1/0, Ø 1"

1 4.70  
2 4.90  
3 2.00  
4 1.30  
5

DIAGRAMA UNIFILAR TELEFÓNICO



Escala: _____ Las Indicadas		Universidad del Azuay	
DISEÑO ELECTRICO Y TELEFÓNICO PARA EL EDIFICIO TERRAZA REAL DEL SEÑOR DAVID VALLEJO ÁVILA		FACULTAD: CIENCIA Y TECNOLOGÍA	
		ESCUELA: INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES	
SUPERFICIE: 675m2		TRABAJO: TESIS DE GRADUACIÓN	
UBICACION: Pichincha Quito Comité del pueblo PROVINCIA CANTÓN PARROQUIA		AUTOR: Andrés G. Bucheli Peña.	
SECTOR: Los Pinos	CONTIENE: Plantas arquitectónicas	FECHA: Cuenca, Enero 2014	LÁMINA: 2

**Anexo 8. Programas de cálculo resultados  
(Información en digital)**