



**ESPE**  
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA  
CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**AUTOR: CASTELLANO OTÁÑEZ, SANTIAGO JAVIER.**

**TEMA: CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA  
LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO “PARQUEADERO  
MUNICIPAL EL AGUACATE”, DE LA CIUDAD DE  
SANGOLQUÍ.**

**DIRECTORA: ING. BLANCA, CHÁVEZ.  
CODIRECTOR: ING. JORGE, ZÚÑIGA.**

**SANGOLQUÍ  
2015**

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE  
INGENIERIA CIVIL**

## CERTIFICACIÓN

**Ing. Blanca Chávez**

**Ing. Jorge Zúñiga**

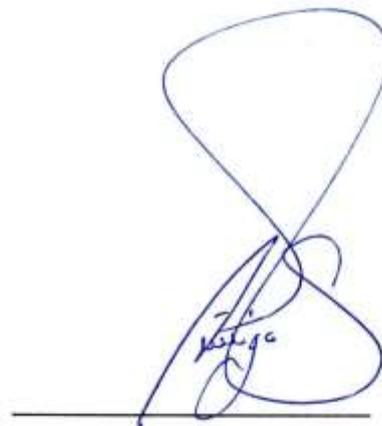
Certifican que el trabajo titulado: CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO "PARQUEADERO MUNICIPAL EL AGUACATE", DE LA CIUDAD DE SANGOLQUI, realizado por el Sr. Santiago Javier Castellano Otáñez, ha sido guiado y revisado periódicamente y cumple normas estatutarias establecidas en el Reglamento de Estudiantes de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE.

El mencionado trabajo consta de (dos) documentos empastados y (un) disco compacto el cual contiene los archivos en formato portátil de Acrobat (pdf). Se autoriza a Santiago Javier Castellano que lo entregue al Dr. PABLO CAIZA SÁNCHEZ en su calidad de Coordinador de la Carrera.

Sangolquí, Julio 2015



**Ing. Blanca Chávez**  
DIRECTOR



**Ing. Jorge Zúñiga**  
CODIRECTOR

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE  
INGENIERIA CIVIL**

**DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

Yo, Santiago Javier Castellano Otáñez

Declaro que el proyecto de grado denominado CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO "PARQUEADERO MUNICIPAL EL AGUACATE", DE LA CIUDAD DE SANGOLQUI, ha sido desarrollado en base a una investigación adecuada, respetando los derechos intelectuales de terceros, conforme a las referencias que constan en el texto cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención.

Sangolquí, Julio 2015



Santiago Javier Castellano Otáñez

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE  
INGENIERIA CIVIL**

**AUTORIZACIÓN**

Yo, Santiago Javier Castellano Otáñez

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE" la publicación, en la biblioteca virtual de la Institución del proyecto de grado denominado: CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO "PARQUEADERO MUNICIPAL EL AGUACATE", DE LA CIUDAD DE SANGOLQUI, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Julio 2015



Santiago Javier Castellano Otáñez

## DEDICATORIA

*A mi queridísima madre Elsa, incondicional apoyo en mi vida.*

*A mi padre Edmundo, guía y mentor.*

*A toda mi familia, ejemplo íntegro a seguir.*

*A todos los amigos que fueron mi compañía y familia durante la  
carrera universitaria, compartiendo este reto y aventura.*

*Santiago Javier Castellano Otáñez*

## **AGRADECIMIENTO**

Con todo mi ser agradezco a mis padres, su esfuerzo y sacrificio han hecho posible la culminación de esta etapa de instrucción académica.

Un profundo agradecimiento a la Ing. Blanca Chávez e Ing. Jorge Zúñiga por compartir su valioso conocimiento y experiencia conmigo, excelentes profesores e investigadores.

A mi familia y amigos, con su compañía y afecto supere todas las adversidades.

Santiago Javier Castellano Otáñez

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN .....	ii
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD .....	iii
AUTORIZACIÓN .....	iv
DEDICATORIA .....	v
AGRADECIMIENTO .....	vi
ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	vii
INDICE DE TABLAS .....	ix
INDICE DE FIGURAS .....	xi
RESUMEN .....	xiii
ABSTRACT .....	xiv
<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>1</b>
1.1. Introducción .....	1
1.2. Justificación del Proyecto .....	1
1.3. Objetivos de la investigación .....	2
1.4. Metodología .....	3
<b>CAPITULO 2</b> .....	<b>4</b>
2.1. Introducción .....	4
2.2. Ubicación del proyecto .....	4
2.3. Requerimientos funcionales del proyecto. ....	8
2.4. Planos arquitectónicos .....	9
2.4.1 “Alcance (art. 379) .....	10
2.4.2 “Entradas y Salidas (art. 380) .....	11
2.4.3 “Áreas de Espera (art. 381) .....	12
2.4.4 “Caseta de Cobro y Control (art. 385) .....	13
2.4.5 “Altura Libre Mínima (art. 386) .....	13
2.4.6 “Dimensiones mínimas para puestos de estacionamiento (art. 387) .....	14
2.4.7 “Anchos mínimos para puestos de estacionamiento (art. 388) .....	16
2.4.8 “Circulación para vehículos (art. 392) .....	17
2.4.9 “Ventilación (art. 393) .....	18
2.4.10 “Servicios Sanitarios (art. 396) .....	19
2.4.11 “Escalinatas (art. 26) .....	20
2.5. Sistemas estructurales para edificios de parqueadero. ....	21
<b>CAPITULO 3</b> .....	<b>47</b>
3.1. Introducción .....	47
3.2. Geometría de la Estructura .....	47

3.3.	Sistema Resistente a Cargas Verticales y Laterales .....	52
3.4.	Análisis de Cargas .....	55
3.4.1.	Carga viva .....	55
3.4.2.	Carga muerta.....	56
3.4.3.	Fuerza sísmica, espectro de aceleraciones NEC.....	57
3.5.	Prediseño de los miembros estructurales .....	68
3.6.	Generación del Modelo Estructural en el Programa Computacional ETABS-2013.....	84
3.6.1.	Modelación de los elementos estructurales.....	84
3.7.	Ejecución del análisis modal espectral .....	91
CAPITULO 4.....		94
4.1.	Introducción .....	94
4.2.	Resultados del análisis .....	94
4.2.1.	Períodos y modos de vibración .....	94
4.2.2.	Deflexiones.....	98
4.2.3.	Acciones internas en elementos.....	103
4.3.	Estudio de los resultados.....	110
4.3.1.	Revisión de los modos de vibración y períodos.....	110
4.3.2.	Deflexiones máximas NEC.....	110
4.3.3.	Revisión de las deflexiones calculadas .....	111
CAPITULO 5.....		113
5.1.	Introducción .....	113
5.2.	Diseño de Vigas.....	113
5.3.	Diseño de Columnas.....	118
5.4.	Diseño de Nudos .....	123
5.5.	Diseño de Losas y Rampas .....	128
5.6.	Diseño de Escaleras.....	131
5.7.	Diseño de la Cimentación .....	132
5.7.1.	Estudio de suelos .....	132
5.7.2.	Plintos Aislados .....	138
5.7.3.	Cadenas de Cimentación .....	145
5.8.	Especificaciones técnicas .....	147
BIBLIOGRAFÍA.....		156
ANEXOS.....		158
A.	Presupuesto Estructural.....	158
B.	Planos Estructurales.....	161
C.	Oficio “Colaboración Institucional ESPE - Municipio de Rumiñahui” .....	162

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Dimensiones mínimas para puestos de estacionamiento, respecto al ángulo que forma el estacionamiento con el eje de la vía de acceso. ....	14
Tabla 2: Anchos mínimos de estacionamientos para automóviles livianos respecto a su lugar de emplazamiento. ....	16
Tabla 3: Clasificación de edificios de hormigón armado. ....	26
Tabla 4: Valores de carga viva para garajes. ....	55
Tabla 5: Valores de carga muerta (no incluye columnas). ....	56
Tabla 6: Valores de carga muerta (incluye columnas). ....	57
Tabla 7: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. ....	58
Tabla 8: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z. ....	59
Tabla 9: Clasificación de los perfiles de suelo. ....	60
Tabla 10: Resultados ensayo SPT. ....	61
Tabla 11: Valores para N60 en cada pozo. ....	62
Tabla 12: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa. ....	62
Tabla 13: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd. ....	63
Tabla 14: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs. ....	63
Tabla 15: Valores para cálculo de espectro elástico. ....	65
Tabla 16: Valor del cortante basal en función del peso de la estructura. ....	67
Tabla 17: Altura equivalente de losa. ....	69
Tabla 18: Altura de losa para cada edificio. ....	69
Tabla 19: Resumen de cargas. ....	71
Tabla 20: Valores de Ru. ....	73
Tabla 21: Dimensionamiento de vigas del Edificio 1. ....	74
Tabla 22: Dimensionamiento de vigas del Edificio 2. ....	74
Tabla 23: Dimensionamiento de vigas del Edificio 3. ....	75
Tabla 24: Dimensionamiento de vigas del Edificio 4. ....	75
Tabla 25: Dimensionamiento de vigas del Edificio 5. ....	76
Tabla 26: Dimensionamiento de vigas del Edificio 6. ....	76
Tabla 27: Resumen de cargas. ....	77
Tabla 28: Dimensionamiento de columnas del Edificio 1. ....	78
Tabla 29: Dimensionamiento de columnas del Edificio 2. ....	79
Tabla 30: Dimensionamiento de columnas del Edificio 3. ....	80
Tabla 31: Dimensionamiento de columnas del Edificio 4. ....	81
Tabla 32: Dimensionamiento de columnas del Edificio 5. ....	82
Tabla 33: Dimensionamiento de columnas del Edificio 6. ....	83
Tabla 34: Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa Edificio 1. ....	95
Tabla 35: Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa Edificio 2. ....	95
Tabla 36: Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa Edificio 3. ....	96
Tabla 37: Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa Edificio 4. ....	96

Tabla 38: Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa Edificio 5.....	97
Tabla 39: Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa Edificio 6.....	97
Tabla 40: Derivas de piso Edificio 1.....	98
Tabla 41: Derivas de piso Edificio 2.....	98
Tabla 42: Derivas de piso Edificio 3.....	99
Tabla 43: Derivas de piso Edificio 4.....	99
Tabla 44: Derivas de piso Edificio 5.....	99
Tabla 45: Derivas de piso Edificio 6.....	100
Tabla 46: Valores de $\Delta M$ máximos, expresados como fracción de la altura de piso.....	110
Tabla 47: Comprobación derivas máximas.....	111
Tabla 48: Desplazamientos máximos.....	112
Tabla 49: Longitud de desarrollo para anclaje.....	127
Tabla 50: Resumen ensayos de clasificación.....	133
Tabla 51: Resumen de ensayo SPT Pozo 1.....	134
Tabla 52: Resumen de ensayo SPT Pozo 2.....	135
Tabla 53: Resumen de ensayo SPT Pozo 3.....	136
Tabla 54: Resumen de ensayo SPT Pozo 4.....	137

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Implantación general.....	5
Figura 2: Ubicación geográfica de Sangolquí. ....	6
Figura 3: Detalle de Estructuras existentes. ....	7
Figura 4: Aparcamientos a 30 grados.....	14
Figura 5: Aparcamientos a 45 grados.....	15
Figura 6: Aparcamientos a 60 grados.....	15
Figura 7: Aparcamientos a 90 grados.....	16
Figura 8: Construcción en estructura metálica.....	22
Figura 9: Diagrama de deformaciones unitarias, diagrama de esfuerzos de compresión en el concreto y rectángulo equivalente de Whitney. ....	29
Figura 10: Determinación de $\beta_1$ en función de los valores de $f'_c$ .....	30
Figura 11: Características de los elementos a flexión.....	31
Figura 12: Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal.....	35
Figura 13: Separación de estribos.....	36
Figura 14: Separación de estribos.....	41
Figura 15: Ejemplo de refuerzo transversal en columnas.....	44
Figura 16: Diagrama de una estructura mixta.....	45
Figura 17: Dimensiones en planta del proyecto.....	48
Figura 18: Edificio 1. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37. ....	49
Figura 19: Edificio 2. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37. ....	50
Figura 20: Edificio 3. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37. ....	50
Figura 21: Edificio 4. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37. ....	51
Figura 22: Edificio 5. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37. ....	51
Figura 23: Edificio 6. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37. ....	52
Figura 24: Edificio aporticado.....	53
Figura 25: Detalle construcción aporticada (columnas, vigas descolgadas y losa alivianada). ....	53
Figura 26: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z. ....	58
Figura 27: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. ....	64
Figura 28: Espectro elástico de diseño.....	65
Figura 29: Espectro Inelástico de diseño para los edificios 1 y 5.....	66
Figura 30: Espectro Inelástico de diseño para los edificios 2, 3, 4 y 6. ....	66
Figura 31: Detalle de losa en elevación.....	70
Figura 32: Detalle de losa en planta.....	70
Figura 33: Momentos flectores para diferentes números de vanos. ....	72
Figura 34: Definición de las propiedades del hormigón.....	85
Figura 35: Ingreso de Propiedades de columnas.....	86
Figura 36: Ingreso de Propiedades de Vigas.....	86
Figura 37: Ingreso dimensiones losa alivianada.....	87
Figura 38: Modelamiento Edificio 1, vista en planta y 3D. ....	88
Figura 39: Definición de estados de carga.....	89
Figura 40: Asignación de cargas.....	89
Figura 41: Ingreso Función de Espectro de respuesta Nec 11. ....	90
Figura 42: Definición de Espectro NEC 11. ....	91
Figura 43: Ingreso de combinaciones de carga.....	92

Figura 44: Desplazamientos máximos Edificio 1.....	100
Figura 45: Desplazamientos máximos Edificio 2.....	101
Figura 46: Desplazamientos máximos Edificio 3.....	101
Figura 47: Desplazamientos máximos Edificio 4.....	102
Figura 48: Desplazamientos máximos Edificio 5.....	102
Figura 49: Desplazamientos máximos Edificio 6.....	103
Figura 50: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 1 - Pórtico L.....	104
Figura 51: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 1 – Piso 1.....	104
Figura 52: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 2 - Pórtico 16.....	105
Figura 53: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 2 – Piso 4.....	105
Figura 54: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 3 - Pórtico K.....	106
Figura 55: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 3 – Piso 1.....	106
Figura 56: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 4 - Pórtico 9.....	107
Figura 57: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 4 – Piso 4.....	107
Figura 58: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 5 - Pórtico G.....	108
Figura 59: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 5 – Piso 4.....	108
Figura 60: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 6 - Pórtico D.....	109
Figura 61: Diagrama de momentos 3-3 Edificio 6 – Piso 4.....	109
Figura 62: Valores de área de refuerzo para viga Eje H.....	115
Figura 63: Valores de cortante para viga Eje H.....	116
Figura 64: Valores de cortante a una distancia “d”.....	116
Figura 65: Armado viga eje H-Edificio 1.....	117
Figura 66: Curva de interacción generada por ETABS para chequeo de columnas.....	119
Figura 67: Definición de armadura para chequeo en columnas.....	120
Figura 68: Resultados de curvas de interacción para columnas de Edificio 1.....	121
Figura 69: Separación de estribos.....	122
Figura 70: Corte transversal columna H13.....	123
Figura 71: Selección de resultados de diseño a mostrar.....	124
Figura 72: Valores de Relación de Capacidad Viga-Columna.....	125
Figura 73: Área de refuerzo en vigas que se toma en cuenta para diseño de nudo H11.....	126
Figura 74: Área de refuerzo para nervios sentido X.....	129
Figura 75: Área de refuerzo para nervios sentido Y.....	130
Figura 76: Área de refuerzo para vigas perimetrales de escalera.....	131
Figura 77: Geometría en planta de zapata de columna.....	142
Figura 78: Conexión de cimentaciones por medio de cadena de amarre. .....	146

## RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio de parqueaderos de 5 plantas que se ubica en la ciudad de Sangolquí, este proyecto se desarrolla en hormigón armado, el mismo que se construirá sobre un área de 4115 m<sup>2</sup>, distribuido de forma que cada planta cuenta con aproximadamente 90 espacios de parqueo. Para tal efecto se parte de los planos arquitectónicos provistos por el Municipio de Rumiñahui, en los cuales se verifica el cumplimiento con las ordenanzas del Cantón Rumiñahui.

Una vez que se defina lo anterior se procede a pre dimensionar los elementos estructurales (losas alivianadas, vigas, columnas), con las recomendaciones de las normas de diseño estructural que se emplearon en esta tesis. A continuación se definen las cargas (muerta, viva, sismo) y las combinaciones respectivas con los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Posterior al análisis y verificación del cumplimiento de los requisitos y comprobación sísmica del edificio se diseñan los elementos estructurales lo que incluye losas alivianadas, vigas, columnas con el programa ETABS y plintos con el programa SAFE.

Finalmente se presentan los planos y el presupuesto estructural con precios actualizados al mes de Junio del presente año.

PALABRAS CLAVE:

- DISEÑO ESTRUCTURAL
- HORMIGÓN ARMADO
- EDIFICIO
- PARQUEADERO

## ABSTRACT

In this paper aims to analysis and structural design of a parking building of 5 plants located in the city of Sangolquí, this project is reinforced concrete, the building is projected onto an area of 4115 m<sup>2</sup> distributed so that each plant has approximately 90 parking spaces. For that task it is part of the architectural drawings in which compliance is verified Rumiñahui Canton ordinances.

Defined above pre proceeds to size the structural elements (lightened slabs, beams, columns), with recommendations for structural design books that were used in this thesis. Then loads (dead, alive, earthquake) and the respective combinations of criteria Reporting Standard Construction, Post-analysis and verification of compliance with the requirements and check the building seismic defined structural elements are designed so It includes lightened slabs, beams, columns with ETABS program and the plinths with the SAFE program. Finally the plans and structural budget updated the month of June of this year prices are presented.

KEYWORDS:

- STRUCTURAL DESIGN
- CONCRETE
- BUILDING
- PARKING

## **CAPÍTULO 1**

### **ANTECEDENTES**

#### **1.1. Introducción**

En el presente capítulo se detalla la importancia y la necesidad de la realización de este proyecto, así como los objetivos que se plantean cumplir al término del mismo, también se hace referencia a la metodología que se usará para llevar a cabo los objetivos, y se detallan los pasos mediante los cuales se realizará el proyecto de tesis.

#### **1.2. Justificación del Proyecto**

Por al gran aumento de tránsito vehicular que se generó con el crecimiento poblacional del Cantón Rumiñahui, se produjo un problema de tráfico vehicular. A esto se suma el aumento de transeúntes en los días de feria en los sectores aledaños al Mercado Central de Sangolquí, por lo que esta obra es de vital importancia dada la cercanía a dicho mercado; con la construcción del parqueadero se pretende brindar a los usuarios la facilidad y comodidad para acceder a distintos puntos céntricos de la ciudad tales como: Estadio Municipal General Rumiñahui, Iglesia Matriz de Sangolquí, Municipio de Rumiñahui, Coliseo de la Liga Cantonal de Rumiñahui y Mercado Central, de esta manera las calles de estos sectores de gran concurrencia se despejarán para la circulación vehicular.

Dada la gran importancia de este edificio se debe brindar al usuario las garantías necesarias para su tranquilidad, por lo que en el diseño se aplica la Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC, para garantizar un diseño sismo resistente seguro y confiable.

### **1.3. Objetivos de la investigación**

#### **OBJETIVO GENERAL**

Realizar el cálculo y diseño estructural del edificio “Parqueadero Municipal el Aguacate”, de la ciudad de Sangolquí aplicando la NEC.

#### **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Recopilar información básica: ubicación, requerimientos funcionales, proyecto arquitectónico y una investigación acerca de sistemas estructurales para edificios de parqueadero.
- Realizar el análisis modal espectral del edificio “Parqueadero Municipal El Aguacate” con el programa computacional ETABS y el espectro de aceleraciones del reglamento NEC.
- Estudiar los resultados que se obtienen del análisis estructural como son: períodos, modos de vibración, deflexiones y acciones internas, y realizar una comparación con los valores recomendados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Realizar el diseño estructural del edificio “Parqueadero Municipal El Aguacate” que incluye, diseño de vigas, columnas, muros estructurales, nudos, losas, rampas, escaleras y cimentación; y elaborar los planos estructurales y especificaciones técnicas.

## 1.4. Metodología

Para lograr los objetivos y las metas de este Proyecto de Tesis, se aplican cuatro métodos de investigación científica de la siguiente manera: Método exploratorio con el cual se indaga y explora toda la información necesaria para el estudio del proyecto, Método descriptivo mediante el cual se realiza una organización y presentación sistemática de datos para obtener una idea concreta del procedimiento de diseño, Método explicativo mediante el cual se efectúa la interpretación y análisis de los resultados, y Método de modelación en el cual se reproduce el objeto de estudio mediante una representación de la realidad.

Específicamente los pasos a seguir, en este proyecto, serán:

- Revisión del proyecto arquitectónico.
- Recopilación de información sobre la mecánica de suelos.
- Pre dimensionamiento de los elementos estructurales.
- Modelamiento de la estructura en el programa ETABS.
- Análisis modal espectral.
- Revisar los modos de vibración, períodos y deflexiones, los mismos que se comprueban con los valores propuestos en la NEC.
- Diseño de la cimentación y de los elementos estructurales.
- En este punto se realizan los planos estructurales del proyecto para cimentaciones, losas de entrepiso, vigas, columnas y muros.

## **CAPITULO 2**

### **EL EDIFICIO “PARQUEADERO MUNICIPAL EL AGUACATE”, DE LA CIUDAD DE SANGOLQUI.**

#### **2.1. Introducción**

Es importante para el desarrollo del proyecto definir los requerimientos del edificio, como son: su ubicación, datos generales de la ciudad de Sangolquí y el sistema de control que se utiliza en el parqueadero para agilizar el tránsito de los vehículos. También se realiza un análisis de los planos arquitectónicos para comprobar que cumplan con las normativas que rigen en el Cantón Rumiñahui y se aborda los principales sistemas estructurales que se utilizan para edificios de parqueaderos; se detalla además las ventajas y desventajas de cada uno de ellos.

#### **2.2. Ubicación del proyecto**

Sangolquí es la capital del Cantón Rumiñahui en la provincia de Pichincha, está localizada aproximadamente a 30 min de Quito.

El proyecto se localiza en la provincia de Pichincha, en el cantón Rumiñahui en la ciudad de Sangolquí, en un lote de terreno en el sector El Aguacate, donde actualmente funciona la bodega y el parqueadero de maquinaria del Municipio de Rumiñahui. Sus límites son: la Escuela Carlos Larco al sur y al este, al norte la Av. Luis Cordero y la calle España, y al oeste propiedades privadas.



**Figura 1:** Implantación general  
(Fuente: Municipio de Rumiñahui)

### **Datos Generales de la ciudad de Sangolquí.**

Se encuentra sobre el Valle de Los Chillos, que forma parte de la Hoya de Guayllabamba, a una altitud promedio de 2500 msnm. Se considera como una de las urbes con mayor desarrollo en el país, tiene una estrecha relación con Quito por sus vínculos geográficos, históricos y poblacionales.

Gracias al agradable clima que existe en la zona a lo largo de todo el año se considera ciudad dormitorio para muchos trabajadores que cruzan a Quito por vía terrestre.



**Figura 2:** Ubicación geográfica de Sangolquí.

(Fuente: Google Maps).

Los datos generales de la ciudad son:

Habitantes: 90626

Superficie: 49.9 Km<sup>2</sup>

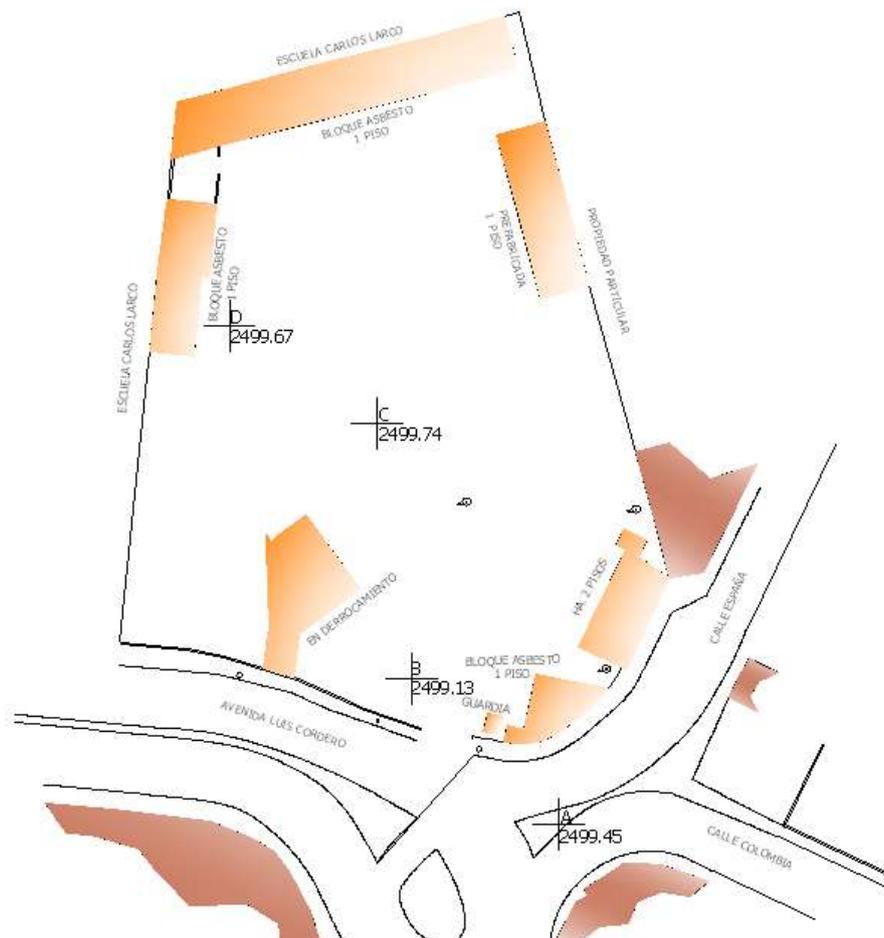
Densidad poblacional de 1.186 hab./Km<sup>2</sup>.

De acuerdo al último Censo Nacional de Población y Vivienda provisto por el INEC en el 2011 la población que se asienta en la ciudad de Sangolquí ocupa el 68.95% del total de la población del cantón Rumiñahui, por lo tanto la economía de todo el cantón está principalmente ligada a la ciudad de Sangolquí.

## Topografía

Se realiza una verificación in situ del levantamiento topográfico del terreno en el que se construirá el parqueadero, realizado en el proyecto original (Vetancourt & Cervantez, 2010) donde se confirma la existencia de las siguientes edificaciones:

- 1 Estructura de hormigón armado de 2 pisos.
- 1 Estructura prefabricada de 1 piso.
- 3 Bloques de asbesto de 1 piso.



**Figura 3:** Detalle de Estructuras existentes.

### **2.3. Requerimientos funcionales del proyecto.**

Para establecer los requerimientos funcionales del proyecto se toma en cuenta lo siguiente: “*Son declaraciones de los servicios que debe proporcionar el sistema, de la manera en que éste debe reaccionar a entradas particulares y de cómo se debe comportar en situaciones particulares*”. (SOMMERVILLE, 2006)

La finalidad de los requerimientos funcionales de un parqueadero es agilizar los procesos que se dan dentro de éste, y proporcionar un control al ingreso y salida del parqueadero, esto ayuda directamente a disminuir la congestión y existe menor tiempo de los usuarios en el sitio.

A continuación se detallan los requerimientos de funcionamiento del parqueadero las cuales sustentan las necesidades globales del interior del proyecto.

#### **1er Paso**

##### **Registrar vehículo en parqueadero estándar.**

Al ingreso del vehículo al parqueadero se registra y se le asigna el nivel en el que éste debe parquear y se entrega un ticket al conductor donde consta la hora de ingreso.

El sistema debe entregar el número de espacios libres en cada piso. Y notifica automáticamente si no existen espacios libres.

#### **2do Paso**

##### **Pago por uso de parqueadero**

Existe un punto de pago en cada piso donde el usuario se acerca con su ticket y cancela por el tiempo de uso del parqueadero.

#### **3er Paso**

### **Autorizar salida de un vehículo**

A la salida del parqueadero se controla el ticket sellado y que el número de placa registrado en él, corresponda con el del auto.

### **Servicio de parqueo mensual**

En caso de existir usuarios que necesiten el parqueadero por un lapso de 1 o varios meses, debe registrar sus datos y los del vehículo, debe cancelar el valor establecido por adelantado, y se le entrega una tarjeta con la cual el propietario del vehículo podrá hacer uso del parqueadero.

Se cuenta con cámaras de seguridad lo cual permite que el parqueadero sea más seguro.

## **2.4. Planos arquitectónicos.**

Es de fundamental importancia realizar una revisión del proyecto arquitectónico entregado por el Municipio de Rumiñahui para continuar con el análisis estructural, ya que en estos planos se define la ubicación exacta de los elementos estructurales y sus dimensiones permisibles.

En el presente proyecto se utiliza la normativa vigente en la ciudad de Sangolquí, la misma tiene como objetivo que el parqueadero cumpla con la funcionalidad y seguridad tanto en el interior como exterior del mismo, de esta manera se brinda al usuario la comodidad para su circulación.

A continuación se presenta la normativa vigente en el cantón Rumiñahui *“Ordenanzas De Gestión Urbana y Territorial del Cantón Rumiñahui. Normas de Arquitectura y Urbanismo. Sección Décimo*

*Cuarta: Estacionamientos y Edificios de Estacionamientos”* referente a edificios de estacionamientos, a partir de la cual se analiza el proyecto arquitectónico para comprobar y corregir posibles errores en el diseño arquitectónico.

#### **2.4.1 “Alcance (art. 379)**

*Las disposiciones de esta Sección y las demás pertinentes de la presente Normativa, afectarán a todo tipo de edificación en que existan o se destinen uno o más sitios para el estacionamiento público o privado de vehículos. Todo espacio destinado para estacionamiento debe disponer de una reserva permanente de lugares destinados para vehículos que transporten o pertenezcan a personas discapacitadas o con movilidad reducida a razón de una plaza por cada 25 lugares o fracción.*

*Los lugares destinados a estacionamientos para personas con discapacidad y movilidad reducida, deben ubicarse lo más próximo posible a los accesos de los espacios o edificios servidos por los mismos, preferentemente al mismo nivel de estos.”*

#### **Análisis.**

El edificio de parqueaderos se proyecta para contar con 470 plazas de estacionamiento, de las cuales 40 serán parqueaderos para personas con discapacidad. Según la normativa que precede, por cada 25 parqueaderos 1 corresponde a personas con discapacidad, lo que da un mínimo de 19 espacios para este fin. Por lo tanto cumple con la

normativa. En cuanto a la ubicación, están próximos a los ingresos de ascensores y servicios sanitarios.

#### **2.4.2 “Entradas y Salidas (art. 380)**

*Los estacionamientos deberán cumplir con las siguientes condiciones:*

*a) Zona de transición: Todas las edificaciones que por su ubicación no estén afectadas por retiros frontales a la vía pública o pasajes, deberán prever a la entrada y salida de vehículos, una zona de transición horizontal no menor a 3,00 m. de longitud, medidos desde la línea de fábrica, con una pendiente no mayor al 10%.*

*b) Número de carriles: Los carriles para entrada o salida de vehículos serán 2 cuando el estacionamiento albergue a más de 40 puestos.*

*c) Ancho mínimo de carriles: Cada carril deberá tener un ancho mínimo útil de 2.50 m., perfectamente señalizado.*

*d) Señal de alarma-luz: Toda edificación que al interior del predio tuviese más de veinte puestos de estacionamiento, deberá instalar a la salida de vehículos una señal de alarma-luz. Esta será lo suficientemente visible para los peatones, indicando el instante de salida de los vehículos.*

*e) No podrá destinarse para accesos de estacionamientos más del 30% del frente del lote, excepto en lotes de hasta 15 m de frente, en los que se podrá destinar hasta el 40% del mismo.”*

#### **Análisis.**

En el presente trabajo las condiciones son:

- a) Este literal nos indica que la distancia mínima desde la línea de fábrica hasta el ingreso al estacionamiento debe ser mayor a 3.00 m, en el presente proyecto esa distancia es de 7.50 m por lo que cumple con la normativa.
- b) Puesto que el proyecto se ubica en una zona central de la ciudad la cual tiene un alto tráfico en horas pico del día y con el objetivo de no congestionar más la zona, se plantea 1 carril de entrada y 1 de salida. Para optimizar el uso de estos carriles, el cobro es independiente del sistema de ingreso y salida.
- c) El ancho de los carriles es mayor a 2.50 m por lo que cumple con la norma.
- d) El proyecto prevé la existencia de la alarma-luz.
- e) El parqueadero tiene un frente de 75 m y la entrada cuenta con 7.20 m, lo que significa que ocupa el 9.6% de la longitud total del frente, de manera que cumple con la normativa.

#### **2.4.3 “Áreas de Espera (art. 381)**

*Los edificios de estacionamiento tendrán áreas de espera cubiertas ubicadas a cada lado de los carriles, las que deberán tener una longitud mínima de 6.00 m., y un ancho no menor de 1.20 m., el piso terminado estará elevado 0.15 m. sobre el nivel de los carriles.”*

#### **Análisis.**

En cuanto al área de espera, el parqueadero cuenta con 2 áreas parciales, las 2 se ubican a un lado de la vía de ingreso, la longitud total de ésta es de 40 m y el ancho es variable, se tiene así 3.60 m en la parte

más ancha y 1.00 m de ancho constante en la segunda área, con un área total de 50 m<sup>2</sup>, de manera que aunque no tiene las medidas indicadas en la norma el área total es suficiente para éste fin.

#### **2.4.4 “Caseta de Cobro y Control (art. 385)**

*En los estacionamientos habrá caseta(s) de control, junto a los accesos vehiculares, con una superficie mínima de 3.00 m<sup>2</sup>., área en la que deberá incorporarse un aseo (medio baño).”*

#### **Análisis.**

Dado que el edificio cuenta con 470 espacios de parqueo, en este proyecto se utiliza un sistema separado para el cobro y el control, con el uso de este sistema se evita la congestión en el ingreso y salida vehicular.

El proyecto cuenta con un sala de monitoreo y una caja con un área de 4.32 m<sup>2</sup>, con lo cual cumple las especificaciones requeridas.

#### **2.4.5 “Altura Libre Mínima (art. 386)**

*Las construcciones para estacionamientos públicos tendrán una altura libre mínima de 2.30 m. medidos desde el piso terminado hasta la cara inferior del elemento de mayor descuelgue. En edificios de otros usos esta altura será de 2.20 m.”*

#### **Análisis.**

La altura de entrepiso del edificio es de 3.34 m, se considera una altura de vigas de 0.80 m y además señalizaciones que irán colgadas del techo, con esto se garantiza que la altura entre el piso terminado y el elemento de mayor descuelgue sea de 2.30 m.

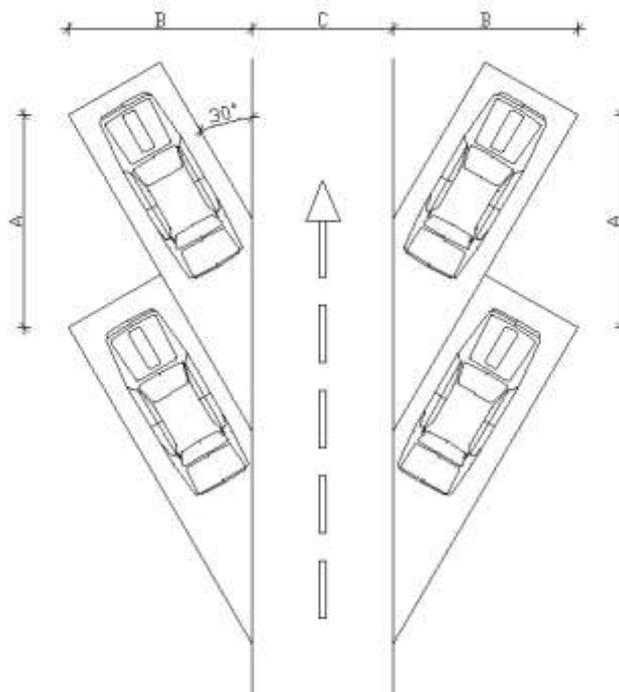
#### 2.4.6 “Dimensiones mínimas para puestos de estacionamiento (art. 387)”

Las dimensiones y áreas mínimas requeridas para puestos de estacionamiento se regirán según la forma de colocación de los mismos con respecto a la alineación de la vía de acceso, de acuerdo a la Tabla 1:

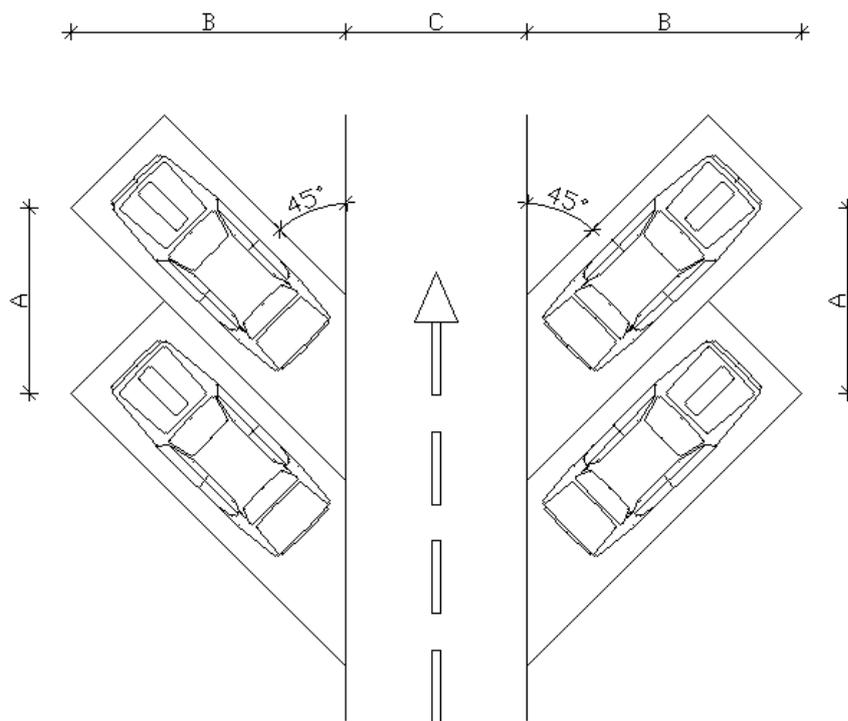
**Tabla 1:**

*Dimensiones mínimas para puestos de estacionamiento, respecto al ángulo que forma el estacionamiento con el eje de la vía de acceso.*

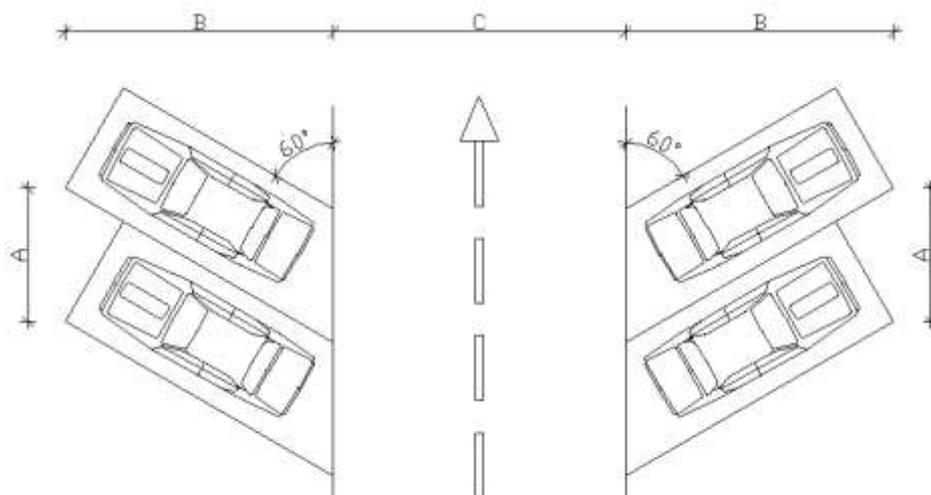
Estacionamiento	A	B	C
En 30°	5.00	4.30	3.30
En 45°	3.40	5.00	3.30
En 60°	2.75	5.50	6.00
En 90°	2.30	4.80	5.00
En paralelo	6.00	2.20	3.30



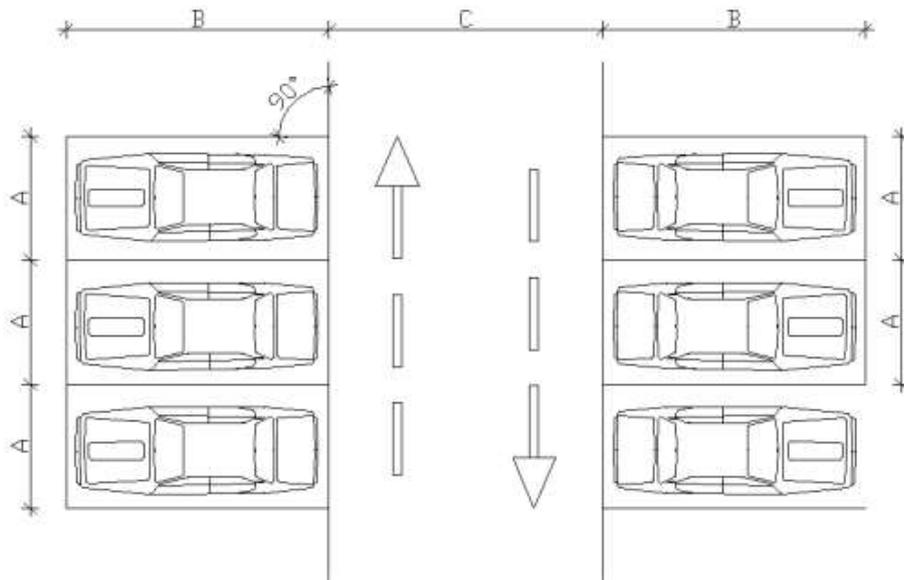
**Figura 4:** Aparcamientos a 30 grados.



**Figura 5:** Aparcamientos a 45 grados.



**Figura 6:** Aparcamientos a 60 grados



**Figura 7:** Aparcamientos a 90 grados.

### **Análisis.**

La distribución de todos los espacios de parqueo en este proyecto son en configuraciones a 90 grados respecto al eje de circulación y todas las dimensiones cumplen con el mínimo valor que estipula la ordenanza,  $A=2.40$  m (ancho),  $B=5.20$  m (largo), y  $C=6.00$  m (ancho de carril).

### **2.4.7 “Anchos mínimos para puestos de estacionamiento (art. 388)**

*Según la ubicación de los puestos de estacionamiento con respecto a muros y otros elementos laterales, los anchos mínimos se registrarán por la tabla 2:*

**Tabla 2:**

Anchos mínimos de estacionamientos para automóviles livianos respecto a su lugar de emplazamiento.

<b>Lugar de Emplazamiento</b>	<b>Para automóviles livianos</b>
Abierto por todos los lados o contra un obstáculo	4.80m. x 2.30 m.
Con pared en uno de los lados	4.80m. x 2.50 m.
Con pared en ambos lados (caja):	4.80 m. x 2.80 m.

*Las dimensiones mínimas de los lugares destinados al estacionamiento vehicular de las personas con discapacidad son: Ancho: 3.50 m. Largo: 4.80 m.”*

### **Análisis.**

En el proyecto existen 6 sitios con pared en uno de los lados en cada planta, cada uno de estos tiene 2.40 m de ancho por 5.00 m de largo de manera que cumple con las dimensiones mínimas.

Los estacionamientos para personas con discapacidad cuentan con un ancho de 2.45 m, es decir 1.05 m menos que el valor provisto por la norma, esto obliga a perder el espacio aledaño destinado inicialmente como parqueos normales.

#### **2.4.8 “Circulación para vehículos (art. 392)**

- *Los estacionamientos deberán tener las circulaciones vehiculares independientes de las peatonales.*
- *Las rampas tendrán una pendiente máxima del 18%, con tratamiento de piso antideslizante y un ancho mínimo por carril de 2.50 m en las rectas.*
- *Casos Especiales: Los edificios que dispongan de otros sistemas de circulación vertical para vehículos, deberán demostrar en la Administración Zonal respectiva la eficacia del sistema adoptado para su posterior aprobación.*
- *El radio de curvatura mínimo, medido al eje de la rampa será de 4.50 m. Cuando existan dos carriles juntos se considerará el radio de*

*curvatura del carril interior. Las circulaciones interiores no serán inferiores a 5.00 m.*

*• Altura Máxima de Edificación con Rampas: Las edificaciones de estacionamientos no podrán exceder los 7 (siete) pisos, cuando el sistema de circulación vehicular sea a través de rampas.”*

#### **Análisis.**

Las rampas cuentan con una pendiente del 12% y el ancho de cada carril es de 3.50 m y no posee curvas en las rampas. Las rampas son de dos vías y el edificio cuenta con 5 plantas por lo que el diseño cumple con la normativa.

#### **2.4.9 “Ventilación (art. 393)**

*La ventilación en los estacionamientos podrá ser natural o mecánica.*

*a) Ventilación natural: El área mínima de vanos para ventilación natural será de 5% del área del piso correspondiente, dispuestos en las paredes exteriores opuestas.*

*b) Ventilación mecánica: Cuando no se cumpla con las disposiciones del inciso "a)", la ventilación podrá ser mecánica, para extraer y evitar la acumulación de gases tóxicos, especialmente en las áreas destinadas a la entrega y recepción de vehículos, con capacidad para renovar el aire por lo menos seis veces por hora. El proyecto de ventilación mecánica será sometido a aprobación, conjuntamente con los planos generales de la edificación.”*

### **Análisis.**

El proyecto cuenta con una fachada vegetal que permite el paso del aire la cual cumple con el inciso “a)” que nos dice que el área de ventilación debe ser como mínimo el 5% del área del piso correspondiente. También cuenta con 2 ductos de ventilación los cuales se ubican en la parte central del parqueadero de esta manera cumple con la ordenanza municipal.

#### **2.4.10 “Servicios Sanitarios (art. 396)**

*Los estacionamientos públicos tendrán servicios sanitarios independientes para los empleados y para el público.*

*a) Los servicios sanitarios para empleados estarán equipados como mínimo de: 1 inodoro, 1 lavamanos, 1 urinario, y vestuarios con ducha y canceles.*

*b) Los servicios sanitarios para el público serán para hombres y mujeres separadamente, y el número de piezas sanitarias estará de acuerdo a la siguiente relación: hasta los 100 puestos de estacionamiento: 1 inodoro, 2 urinarios, 2 lavamanos, para hombres; y, 2 inodoros y 2 lavamanos, para mujeres. Sobre los 100 puestos de estacionamiento, y por cada 100 en exceso o fracción mayor de 50 se aumentará un número de piezas sanitarias igual a la relación anterior.”*

### **Análisis.**

El edificio dispone de las siguientes instalaciones sanitarias por cada planta: 1 inodoro, 2 urinarios y 3 lavamanos para hombres; y con 4 inodoros y 3 lavamanos para mujeres. Dado que en cada planta el

número de estacionamientos es menor a 100 se cumple con las especificaciones de la norma, pero no se dispone de infraestructuras sanitarias independientes para los empleados y estos tienen que compartir las instalaciones destinadas al público.

#### **2.4.11 “Escalinatas (art. 26)**

*Son aquellas que permiten salvar la diferencia de nivel generalmente entre vías o como acceso interno a las parcelas, utilizando para ello sistemas de gradas o escalinatas. Obviamente la circulación es exclusivamente peatonal.*

*El ancho mínimo de las escalinatas será de 2.10 m. y se adecuará a las características de desplazamiento de los peatones inmediatos. El emplazamiento y distribución de las escaleras, en lo posible, deberá acompañar orgánicamente a la topografía. El máximo de escaleras continuas será de 16 contrahuellas, luego de lo cual se utilizarán descansos no menores a 1, 20 m.*

*La norma general para establecer la dimensión de la huella (H) y contrahuella (CH) será:  $2CH + 1H = 64$ . La contrahuella máxima será de 0.17 m.”*

#### **Análisis.**

El ancho de las escaleras del edificio es de 1.20 m, y cuenta con 11 escalones continuos y un descanso de 1.25 m x 2.45 m; en cuanto a las dimensiones de cada grada, las huellas son de 0.28 m y las contrahuellas de 0.17 m por lo que se cumple con las dimensiones requeridas por la normativa.

## **2.5. Sistemas estructurales para edificios de parqueadero.**

El sistema estructural es parte fundamental de un proyecto civil, pues al definirlo se establece el tipo de infraestructura que sostiene las cargas actuantes y las transmite a sus apoyos de manera que garantiza su seguridad, funcionalidad y economía.

Se define como la unión de elementos independientes que tiene como fin conformar un solo cuerpo, la forma del ensamblaje y el tipo de miembros establecen el comportamiento final de la edificación, de esta manera se definen los diferentes modelos. (AREATECNOLOGIA, 2011) A la hora de escoger un sistema estructural se consideran los siguientes aspectos:

- Forma
- Materiales y forma de los elementos
- Cargas

El sistema que se escoge debe proporcionar resistencia a las cargas y a la vez suministrar la suficiente rigidez de modo que las deformaciones se mantengan dentro de los límites admisibles.

En cuanto a la forma del proyecto de parqueaderos que se desarrolla en la presente tesis no existen particularidades especiales, una de las limitaciones es el alto nivel freático, por lo que no se pueden realizar subsuelos.

En el caso específico de edificios de parqueaderos se tiene una carga viva muy alta por la circulación de los autos, es por esto que se

necesita un sistema que soporte las grandes solicitaciones, y se utilizan materiales que tengan propiedades de alta resistencia como el hormigón armado, la estructura metálica, y la combinación de estos. A continuación se detalla los métodos que más se utilizan en la construcción de edificios de parqueaderos:

### **ESTRUCTURA METÁLICA**

Son edificaciones que están compuestas en su gran mayoría por elementos metálicos, los que normalmente son de acero. Es un sistema constructivo con gran difusión alrededor del mundo, su uso se relaciona directamente con el grado de industrialización del país o región.



**Figura 8:** Construcción en estructura metálica.

(Fuente: Greg Younger).

El material que compone las estructuras metálicas es el acero, por sus características físicas es un excelente material para la construcción, pues tiene una alta resistencia con un peso relativamente bajo, de manera que con su uso se pueden cubrir grandes luces, soportar cargas importantes, y así dar solución a problemas constructivos de gran envergadura.

Este sistema consiste en la conformación de un armazón o esqueleto mediante la unión de varios elementos los que se conforman con acero estructural. Los principales elementos que componen estas construcciones son:

**Columnas:** Son elementos verticales que soportan principalmente carga axial, reciben todos los esfuerzos de las vigas y los transfieren hacia la cimentación.

**Vigas:** Son elementos horizontales y trabajan principalmente a flexión, normalmente las fibras inferiores son sometidas a tracción y las superiores a compresión.

**Viguetas:** Se apoyan entre las vigas a una corta distancia, su función es soportar el piso o el techo de los edificios. (AREATECNOLOGIA, 2011)

El elegir este método constructivo conlleva algunas ventajas sobre otros métodos, las principales se enlistan a continuación:

- Los elementos se pueden armar en el taller de manera que llegan a la obra prácticamente listos, y solo necesitaran pequeños ajustes para la colocación.
- Se tiene una mayor rapidez en el montaje, se reducen los tiempos de ejecución de obra por lo que también se pueden reducir los costos del proyecto.
- Se facilita la construcción en zonas congestionadas o de difícil acceso.
- Necesita menores secciones que otros materiales como el hormigón para soportar las mismas solicitaciones, así los elementos estructurales ocuparan un menor espacio.

- Permite una mejor readecuación de las áreas en caso de ser necesario.
- Se puede configurar los elementos de acuerdo a los requerimientos sin encarecer los costos.
- Una vez termina la vida útil de la edificación se la puede desmontar y la reutilización de los materiales se la puede hacer de manera sencilla.

A pesar de todas las ventajas que supone construir con este método, también existen limitaciones y desventajas entre las cuales encontramos:

- Existe un gran riesgo en caso de incendio, por lo que no se recomienda su uso en laboratorios o almacenes donde el riesgo de incendio sea elevado, sin embargo se puede cubrir con una pintura especial y así evitar el colapso.
- Tampoco se recomienda este tipo de construcciones donde existen grandes acciones dinámicas.
- En ambientes donde las condiciones atmosféricas son agresivas como en el mar se corre el riesgo de corrosión, la misma que se puede disminuir con tratamientos especiales con la elevación del costo del proyecto. (INGENIERÍA-GTM, 2012)

## **HORMIGÓN ARMADO**

Este sistema constructivo consiste en la utilización de hormigón junto con barras o mallas de acero, las cuales son conocidas como armaduras. La utilización de estas barras de acero tiene como objetivo proveer una mayor resistencia a la tracción, pues el hormigón tiene una resistencia a la compresión relativamente alta, la cual va desde 150 hasta los 500kg/cm<sup>2</sup>, pero una resistencia prácticamente nula a la tracción la cual está en el rango de la décima parte de la resistencia que tiene a la compresión, es por esto que en los extremos de los elementos estructurales donde las solicitaciones a tracción son altas se colocan las armaduras, de esta manera gracias a la adherencia que existe entre ambos materiales estos se combinan y forman el hormigón armado. (Rocha, 2009)

Para favorecer la adherencia entre estos dos materiales se utiliza barras de acero corrugado y el hormigón debe ser vibrado luego de su colocación, de esta manera se reducen los vacíos de aire, se forma una pieza más sólida y se mejora su resistencia a la tracción y compresión.

En el diseño de elementos de concreto reforzado es muy importante tener un correcto balance entre la cantidad de acero y concreto, pues los elementos que tienen un exceso de acero son rígidos lo que en caso de falla puede ocasionar un aplastamiento del concreto antes de que el acero llegue a fluir, y en caso contrario al tener una insuficiente cantidad de acero el elemento falla al presentarse la primera grieta. Lo ideal en un elemento es que el acero llegue a la zona de fluencia sin que el

elemento llegue a fallar para así poder apreciar los problemas que presenta y poder remediarlos. (Niño, 2014)

En la tabla se presenta la clasificación de los sistemas estructurales en función del modo dúctil.

**Tabla 3:**

Clasificación de edificios de hormigón armado.

Fuente: **(NEC, 2015)**

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

#### **Ventajas:**

- Tiene una alta plasticidad lo que permite una gran adaptación mediante la utilización de encofrados para la fundición. De esta forma se puede satisfacer con mayor facilidad las exigencias arquitectónicas.
- Posee una vida útil considerablemente larga.
- Provee seguridad contra incendios, pues es un material resistente al fuego, y es un mal conductor del calor, gracias a esta cualidad

protege la armadura contenida en los elementos estructurales. Mediante diversos ensayos realizados, principalmente en Estados Unidos se llegó a la conclusión de que es el mejor material en cuanto a la resistencia contra el fuego.

- En el hormigón armado se tiene capacidad para resistir varios tipos de esfuerzos como son: compresión, flexión, corte y tracción.
- No necesita mayor mantenimiento para su conservación, gracias a que la armadura de refuerzo está cubierta por el concreto.
- Es impermeable por lo que se puede usar para la construcción de contenedores de líquidos, también en la construcción de muros de contención de tierras razón por la cual es perfecto para parqueaderos subterráneos. (Crespo, 1987)

### **Desventajas**

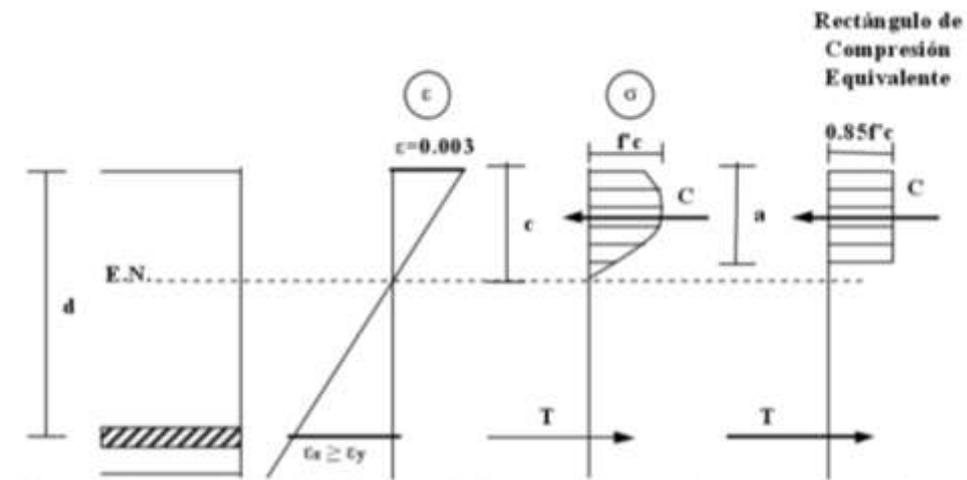
- Tiene un peso muy alto (2400 Kg/cm<sup>2</sup>) lo cual hace que la construcción tenga una carga muerta elevada, dificultando las luces y volados de gran longitud, ya que los elementos tendrán que tener grandes dimensiones.
- El tiempo que tarda en llegar a su resistencia útil es de 28 días por lo que será un limitante de tiempo en el avance del proyecto.
- Su control de calidad es complejo.
- Tiene un procedimiento complejo y laborioso (encofrado, fundición, curado y desencofrado). (Crespo, 1987)

Este proyecto se desarrolla en hormigón armado, por tanto a continuación se encuentra un extracto de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el cual es muy importante para el desarrollo del proyecto.

## Hipótesis de diseño

El diseño de las secciones transversales sometidas a cargas de flexión, ó cargas axiales, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) se basa en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, con las hipótesis siguientes:

- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran altura, se necesita emplearse un análisis que considere una distribución no lineal de las deformaciones unitarias (Figura 9).
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0.003.
- La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en los cálculos de elementos de Hormigón reforzado sometidos a flexión y a carga axial
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el hormigón y la deformación unitaria en el hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos. Estos requisitos se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón, definida como sigue:



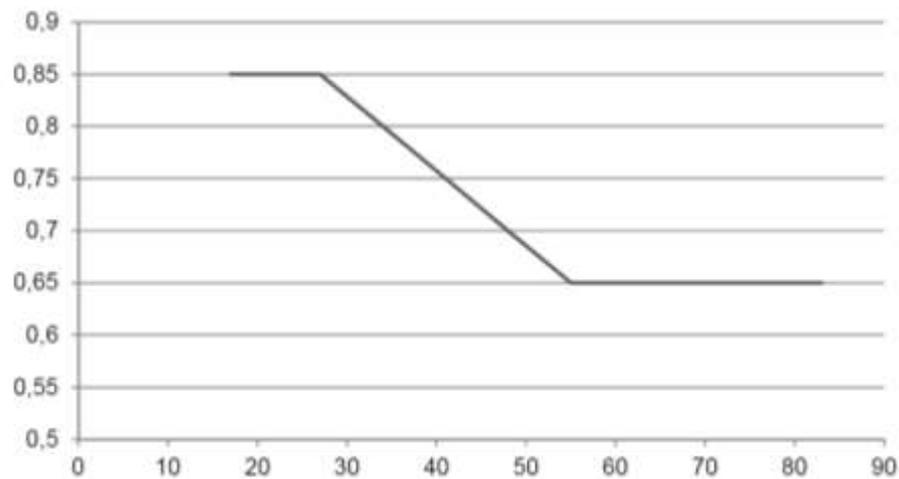
**Figura 9:** Diagrama de deformaciones unitarias, diagrama de esfuerzos de compresión en el concreto y rectángulo equivalente de Whitney.

Fuente: (Romo, 2008).

- Un esfuerzo en el hormigón de  $0.85f'_c$  uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia  $a = \beta_1 * c$  de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.
- La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro,  $c$ , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
- Para  $f'_c$  entre 17 y 28 MPa, el factor  $\beta_1$  se debe tomar como 0.85. Para  $f'_c$  superior a 28 MPa,  $\beta_1$  se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo,  $\beta_1$  no debe ser menor de 0.65 (véase la figura 10).

Donde:

- $\beta_1$  Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro,
- a Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (mm)
- c Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro (mm)



**Figura 10:** Determinación de  $\beta_1$  en función de los valores de  $f'c$ .

Fuente: (NEC, 2015)

## Elementos en flexión

### Requisitos para elementos en flexión

Las vigas y otros elementos estructurales de pórticos en flexión deberán presentar las siguientes características:

- Ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas,
- Resistir esas fuerzas fundamentalmente por flexión,

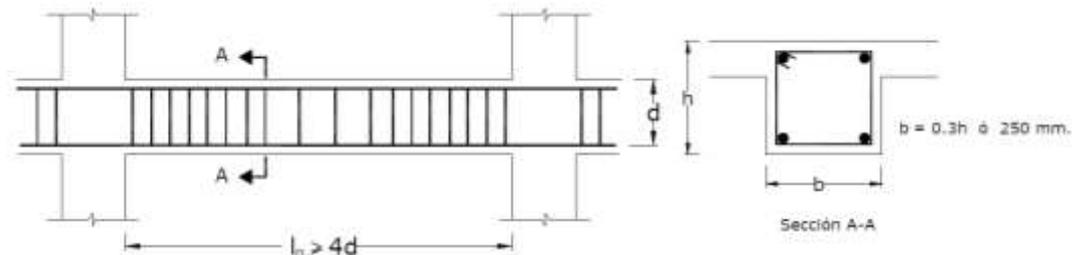
- Las fuerzas axiales mayoradas de compresión del elemento,  $P_u$ , no exceden  $0.10 * f'c * A_g$  en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas

Dónde:

$f'c$  Resistencia a la compresión del Hormigón (MPa)

$A_g$  Área bruta de la sección ( $\text{mm}^2$ )

- La luz libre debe ser mayor que cuatro veces la altura útil de la sección transversal (véase Figura 11),
- El ancho mínimo  $b$  sea 250 mm (véase Figura 11),
- El peralte mínimo cumpla con los requisitos de ACI 318 sección 9.5 (“control de las deflexiones”)



**Figura 11:** Características de los elementos a flexión.

Fuente: **(NEC, 2015)**

El  $\phi V_n$  de vigas y columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b):

(a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por la NEC-SE-DS.

### **Diseño por flexión**

Se realizará mediante un análisis de la sección, asumiendo una distribución lineal de la deformación unitaria  $\epsilon_t$  y un bloque de compresión equivalente de acuerdo al código ACI 318. La resistencia que aporte el refuerzo longitudinal en la zona de compresión se desprecia.

### **Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión**

En toda sección de un elemento a flexión en que se requiera acero a tracción, el valor de  $A_{s\min}$  es tal como sigue:

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el  $A_s$  no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_s \geq \max \left[ \frac{1.4}{f_y} * b_w * d; A_{s\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} * b_w * d \right] \quad (1)$$

Donde:

$A_s \min$  Área mínima de refuerzo de flexión (mm<sup>2</sup>)

$B_w$  Ancho del alma o diámetro de la sección circular

$d$  Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

$f_y$  Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

$f'_c$  Resistencia específica a la compresión del hormigón

Estos requisitos no son necesarios si el refuerzo a lo largo del elemento en cada sección es al menos un tercio mayor al requerido por análisis.

### **Capacidad de momento**

La capacidad del momento positivo  $M^+$ , en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo  $M^-$  en ese extremo:

$$M^+ \geq 0.5M^- \quad (12)$$

Las capacidades de momentos positivos o negativos, en cualquier sección del elemento, no deben ser inferiores a un 25% de la mayor capacidad de momento del elemento en la cara de cualquiera de los dos nudos.

Para cumplir con lo que establece el párrafo precedente, se podrá realizar una redistribución de momentos siempre y cuando:

- Luego de la redistribución, la capacidad de las secciones sea mayor o igual a la requerida para la combinación más severa de cargas sin sismo.
- La capacidad de momento no se reduzca en más de 30% en ninguna sección.

### **Anclaje de refuerzo longitudinal**

El refuerzo superior o inferior que atraviese un nudo interior, debe ser continuo y sin dobleces a través de éste. Cuando esto no sea posible con alguna varilla, por variaciones de la sección transversal del elemento en flexión, se debe anclar conforme a lo que sigue.

El refuerzo superior e inferior que termine en un nudo viga-columna se debe prolongar hasta la cara opuesta de la región

confinada de la conexión y continuar ortogonalmente después de un doblez de  $90^\circ$ .

El radio del doblez externo no debe ser menor que cuatro veces el diámetro de las varillas 10 mm a 25 mm y cinco veces el diámetro de las varillas 28 mm a 36 mm.

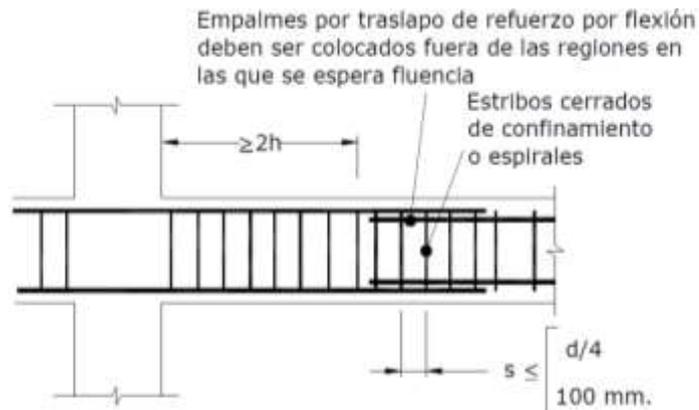
## **Estribos para confinamiento**

### **Requisitos generales**

Se debe prever estribos para confinamiento, de al menos 10 mm de diámetro, en toda la longitud de traslape de varillas de refuerzo longitudinal.

El espaciamiento máximo de este refuerzo en esas zonas no puede exceder  $d/4$  ó 100 mm, tal como se muestra en la Figura 12: Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal. No se debe hacer traslapes en:

- Los nudos,
- Una distancia menor que  $2h$  de los extremos del elemento, donde  $h$  es su peralte,
- Sitios donde el análisis indique la posibilidad de formación de rótulas plásticas.



**Figura 12:** Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal.

Fuente: (NEC, 2015).

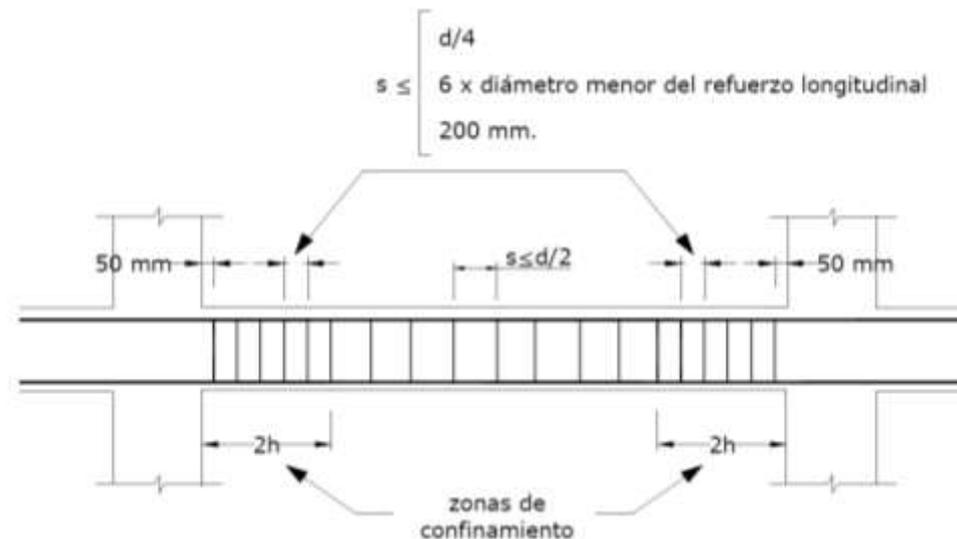
### Ubicación de los estribos para confinamiento

Para estructuras de cualquier tipo se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones:

- En los extremos del elemento; en cuyo caso el primer estribo se coloca a 50 mm y el último a una distancia  $2 \cdot h$  de la cara de la conexión,
- En longitudes  $2 \cdot h$  a cada lado de una sección en la que se puedan formar rótulas plásticas.
- Además, se destaca lo siguiente:
- En estas regiones de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que el menor de:
  - $d/4$ ,
  - 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal
  - 200 mm (véase Figura 13).
- Para estructuras de cualquier tipo, en regiones donde colocar refuerzo de confinamiento sea de menor importancia, se debe

colocar estribos con varillas de 10 mm ó mayores, con espaciamiento máximo de  $d/2$  (véase Figura 13).

- En regiones donde se requiera refuerzo de confinamiento, los estribos se deben colocar de tal manera que todas las varillas esquineras y las varillas colocadas a más de 150 mm de las anteriores, estén unidas a la esquina del estribo o a un amarre suplementario. Los estribos consecutivos deben tener sus extremos en los lados opuestos del elemento.
- En regiones de confinamiento, cuando la altura de la sección sea 800 mm o más se colocarán varillas longitudinales adicionales distribuidas en la altura del estribo con separación no mayor a 350 mm.



**Figura 13:** Separación de estribos.

Fuente: (NEC, 2015)

## **Elementos en flexo-compresión**

### **Requisitos para elementos en flexo-compresión**

Los requisitos de esta sección se aplican a columnas, elementos de pórticos rígidos y otros elementos estructurales que presenten las siguientes características:

- Sean parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas,
- Soporten fuerzas axiales que excedan  $0.10 f'c A_g$  en las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas.
- La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 ó en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.
- La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300 mm. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.25 m pero su área no puede ser menor de  $0.09 \text{ m}^2$ .

### **Diseño del refuerzo principal (longitudinal) en columnas**

#### **Momentos últimos**

Las secciones en los extremos de las columnas se diseñan para la combinación más desfavorable de momentos (en ambas direcciones horizontales) y carga axial.

Los momentos últimos para el diseño no deben ser menores a los calculados con la siguiente ecuación:

$$S_{CP} = \phi^0 w_f S_E \quad (2)$$

Donde:

$S_{CP}$	Momentos últimos para el diseño
$\phi^0$	Factor de sobre resistencia de la rotulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña
$w_f$	Factor de amplificación dinamica
$S_E$	Fuerza sísmica obtenida en un análisis elástico

### **Factor de sobre-resistencia $\phi^0$**

El valor del factor de sobre-resistencia de una rótula plástica  $\phi^0$  se calcula como la relación entre la capacidad máxima de momento y la capacidad requerida por el análisis. La capacidad máxima se la obtiene con la cuantía real de refuerzo que detallará en los planos.

El valor del factor de sobre-resistencia  $\phi^0$  es el cociente entre la capacidad en sobre-resistencia de las rótulas plásticas  $M_0$  en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña y la capacidad requerida  $M_{req}$  por el análisis. Se calcula conforme a la siguiente ecuación:

$$\phi^0 = \frac{M_0^- + M_0^+}{M_{req}^- + M_{req}^+} \quad (3)$$

Dónde:

$M_0$	Capacidad en sobre resistencia de las rotulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña
$M_{req}$	Capacidad requerida

La capacidad en sobre-resistencia se la obtiene mediante análisis a flexión de la secciones, se considera la cuantía real de refuerzo que se instalará durante la construcción.

Para secciones que tienen el refuerzo distribuido en dos capas ubicadas a una distancia  $d$  y  $d'$  de la fibra extrema en compresión, la capacidad en sobre-resistencia podrá estimarse como sigue:

$$M_o = 1.25 A_s * f_y(d - d') \quad (4)$$

Donde:

- $M_o$  Capacidad en sobre resistencia de las rotulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña
- $A_s$  Area de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción (mm<sup>2</sup>)
- $f_y$  Resistencia especificada ala fluencia de refuerzo (MPa)
- $d$  Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal.
- $d'$  Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión (mm).

Alternativamente, o cuando exista una disposición distinta de refuerzo, se obtendrá de un análisis momento-curvatura.

## **Refuerzo transversal, confinamiento**

### **Refuerzo transversal**

En los elementos en flexo-compresión se debe proporcionar un confinamiento especial según lo expuesto en el presente párrafo en una longitud  $L_o$  medida a partir de la cara de cada nudo, así como

en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rótula plástica por acciones sísmicas. La longitud  $L_o$  no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento,
- La máxima dimensión de su sección transversal,
- 450 mm.

### **Separación**

El refuerzo transversal debe disponerse mediante espirales sencillas o traslapadas, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra o con un diámetro menor y con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento.

Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, "hx", dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro.

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de las siguientes aseveraciones:

- (a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
- (b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor,
- (c)  $S_o$ , definido por:

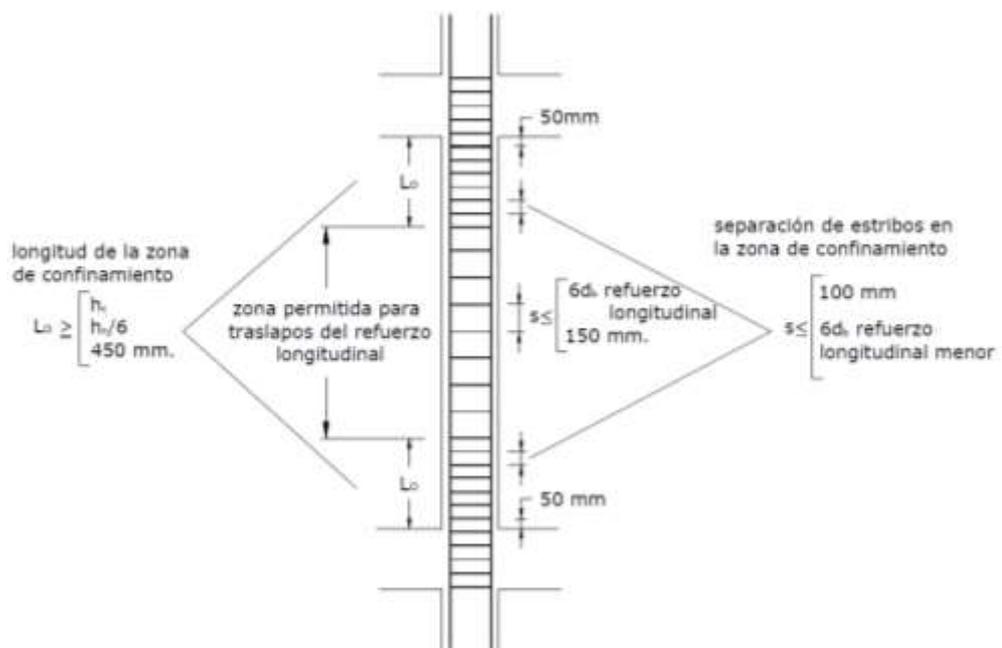
$$s_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (5)$$

Donde:

$s_o$  Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud  $L_o$  (mm);  $s_o$  no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm,

$h_x$  Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

La Figura 14 presenta esquemáticamente los requisitos de confinamiento para elementos en flexocompresión.



**Figura 14:** Separación de estribos.

Fuente: **(NEC, 2015)**

### Cuantía de refuerzo

El confinamiento especial en la región definida en lo anterior debe tener las siguientes características:

- La razón del volumen de refuerzo en espiral o estribos circulares,  $\rho_s$ , respecto al volumen de la conexión confinada por dicho refuerzo (medido de extremo a extremo externo del estribo) no puede ser menor que:

$$\rho_s = 0.12 * \frac{f_{rc}}{f_{yt}} \quad (6)$$

$$\rho_s = 0.45 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_{rc}}{f_{yt}} \quad (7)$$

Dónde:

$A_g$  Área bruta (mm<sup>2</sup>)

$A_{ch}$  Área de la conexión interior confinada (mm<sup>2</sup>).

$f_{yt}$  Esfuerzo de fluencia del acero transversal (MPa).

El área del refuerzo en forma de estribos de confinamiento rectangulares no puede ser menor que ninguna de las siguientes:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s * b_c * f_{rc}}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (8)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s * b_c * f_{rc}}{f_{yt}} \quad (9)$$

$A_{sh}$  Área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separación  $s$  y perpendicular a la dimensión  $b_c$ , mm<sup>2</sup>.

$s$  Separación, centro a centro, entre estribos, mm.

$b_c$  Distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del estribo, en mm.

**Separación entre estribos (s)**

Más allá de la longitud  $L_0$ , el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento  $s$  medido centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm, a menos que lo estipulado al respecto en el capítulo 21 del ACI318 requiera mayores cantidades de refuerzo transversal.

Se destaca lo siguiente:

- La separación  $s$  máxima del refuerzo en espiral o entre estribos, no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 100 mm en  $L_0$ .
- En las regiones fuera de  $L_0$ , la separación  $s$  máxima del refuerzo en espiral o entre estribos, no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 200 mm.
- Cuando una dimensión del elemento sea 500 mm o superior se debe colocar varillas longitudinales con amarres suplementarios separados no más de  $s_i=350$ mm en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (ver Figura 15).



**Figura 15:** Ejemplo de refuerzo transversal en columnas.

Fuente: **(NEC, 2015)**

No se permiten traslapes en las regiones de confinamiento especial definidas a principio de esta sección.

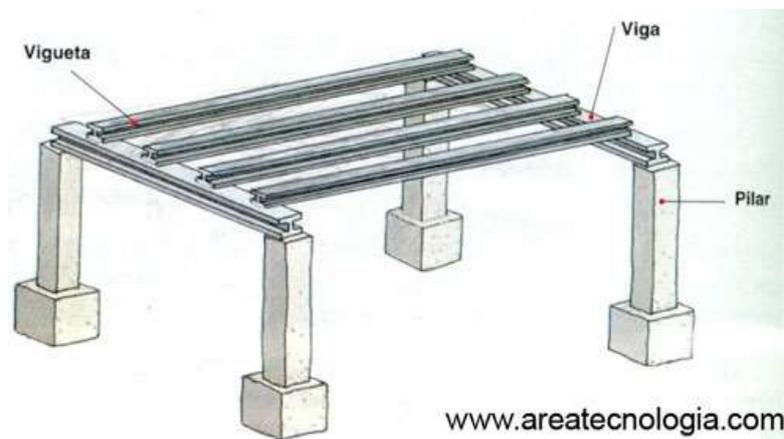
En estructuras de cualquier tipo que no cumplan el requisito de regularidad en altura se debe proveer confinamiento especial, con las características indicadas en esta sección en toda la altura de aquellos elementos de flexo-compresión situados en pisos cuya rigidez sea menor que la de alguno de los pisos superiores. (NEC, 2015)

## **ESTRUCTURA MIXTA**

Un componente mixto está definido como un “elemento estructural compuesto por hormigón y acero estructural o conformado en frío, interconectados por conectadores para limitar el desplazamiento longitudinal entre el hormigón y acero; y el despegue de un componente del otro”. (Eurocódigo 4)

La combinación del acero y el hormigón es una de las más importantes en el ámbito constructivo.

Al hablar de estructura mixta se debe diferenciar de pieza mixta, esta última se refiere a la interacción entre dos materiales en un elemento como por ejemplo una columna metálica tubular rellena de hormigón y estructura mixta abarca el diseño en conjunto de piezas que se elaboran con diferentes métodos constructivos como por ejemplo columnas de hormigón con vigas y losas mixtas. (FENOLLOSA, 2011)



**Figura 16:** Diagrama de una estructura mixta.  
(Fuente: Areatecnología).

Normalmente su análisis no supone un problema muy complejo pues se descomponen en partes homogéneas y se aplican los criterios de diseño y cálculo correspondientes a los de los elementos de hormigón armado y acero. Pero cuando existe una integración entre estos dos materiales el estudio se torna más difícil, al no poder aplicar un análisis individual se requiere una metodología más compleja.

Al utilizar este método constructivo cada material aporta diferentes propiedades, se combinan así sus beneficios, ya que el hormigón trabaja

bien a compresión y el acero a tracción, también el hormigón puede servir como arrostramiento para elementos de acero ya que estos son relativamente delgados, de esta manera se evita su pandeo, y además el hormigón puede proporcionar protección contra la corrosión y el fuego. (FENOLLOSA, 2011)

### **Ventajas**

- Se consiguen elementos de menores dimensiones, se puede así lograr vanos más largos, losas de menor espesor y columnas más delgadas de esta forma se gana en flexibilidad y opciones para el diseño.
- Son construcciones con mayor facilidad de montaje y por ende menor tiempo de construcción y una disminución en los costos.
- Se puede realizar una readecuación de áreas con mayor facilidad durante la vida del edificio.
- La misma estructura metálica sirve como encofrado para el hormigón y normalmente no son necesarios apuntalamientos.
- El control de calidad no es tan complejo gracias a que los elementos de acero son elaborados en condiciones controladas de fábrica por ende se tendrá una mayor precisión en la construcción. (LAYME, 2014)

Como desventaja en este método tenemos que el cálculo es más complejo y necesita más experticia del proyectista que en estructuras de hormigón armado o en estructuras metálicas.

## **CAPITULO 3**

### **ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.**

#### **3.1. Introducción**

La ubicación geográfica del Ecuador lo sitúa en una zona de alta peligrosidad sísmica por lo que todos los edificios construidos sobre territorio ecuatoriano deben tener un diseño sismo resistente para proteger la vida de sus ocupantes. Para este cometido contamos con los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, los que se aplican en el presente capítulo. Todo este procedimiento incluye: definición de cargas, definición de espectro de aceleraciones sísmicas, predimensionamiento de los elementos estructurales y modelamiento estructural.

#### **3.2. Geometría de la Estructura**

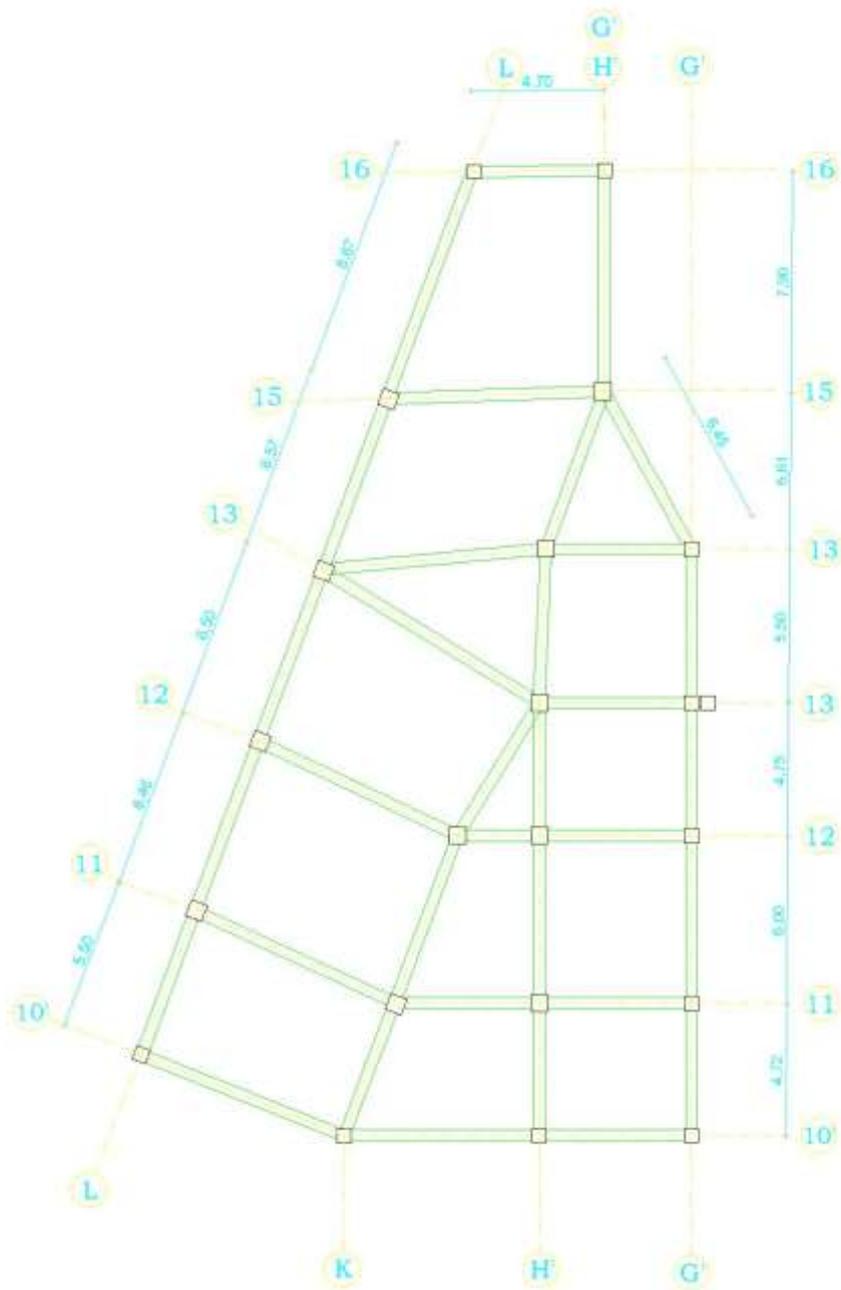
A continuación se analiza la geometría de la estructura, para lo cual se detallan las dimensiones en planta:



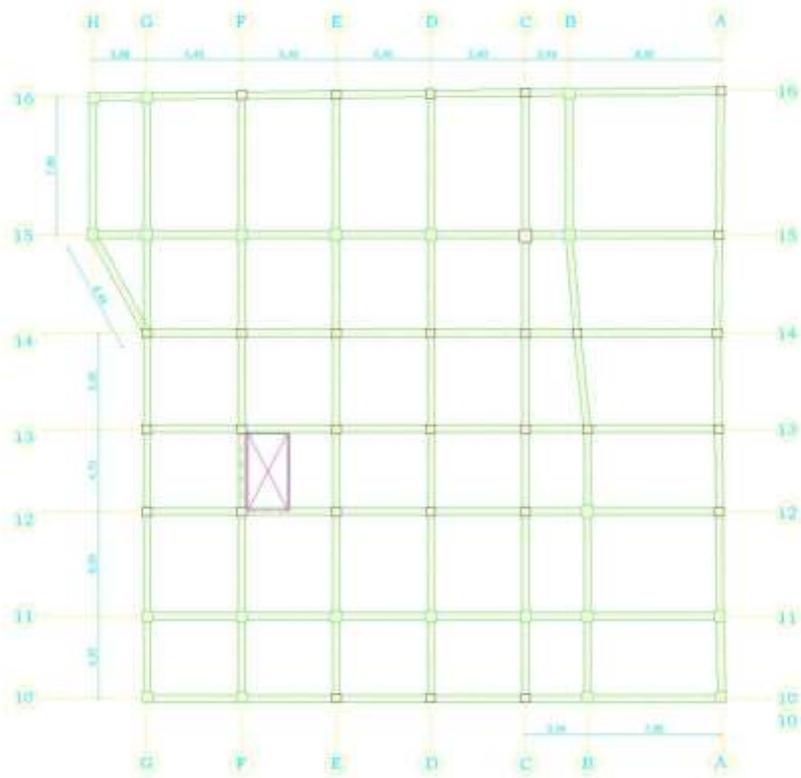
**Figura 17:** Dimensiones en planta del proyecto.

Según las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción las medidas longitudinal y transversal del edificio no deben sobrepasar los 35 m en cada sentido, por lo que se decide dividir el proyecto en 6 edificaciones, y 3 juntas de dilatación, 1 en la longitud menor y 2 en la longitud mayor.

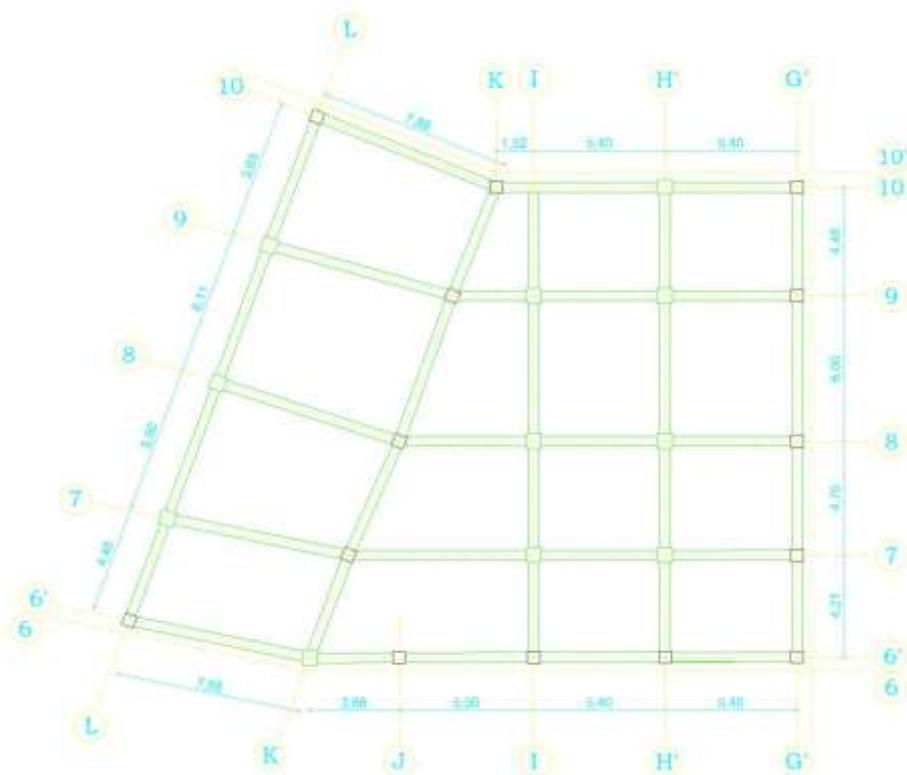
A continuación se muestran cada una de las 6 edificaciones con sus respectivas dimensiones:



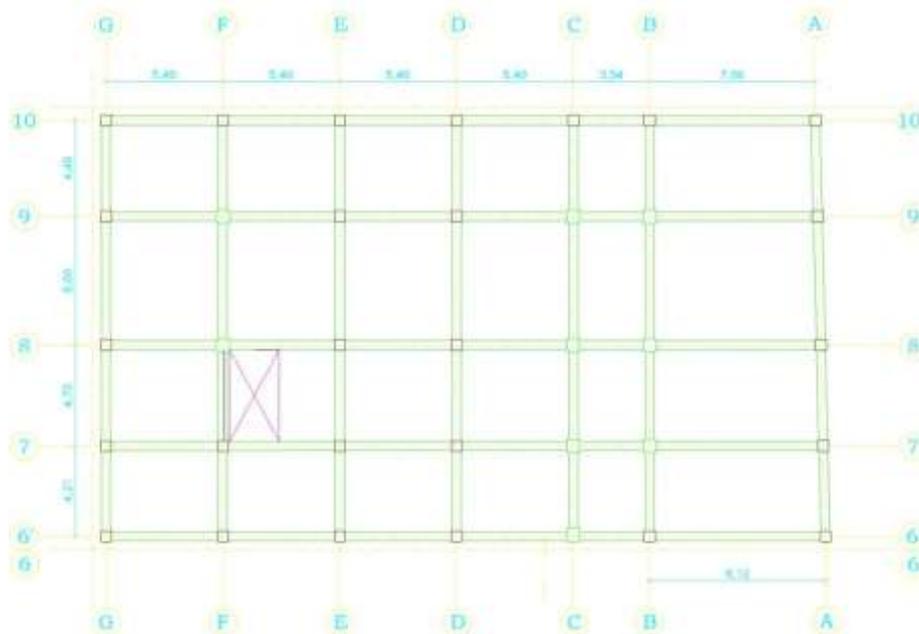
**Figura 18:** Edificio 1. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37.



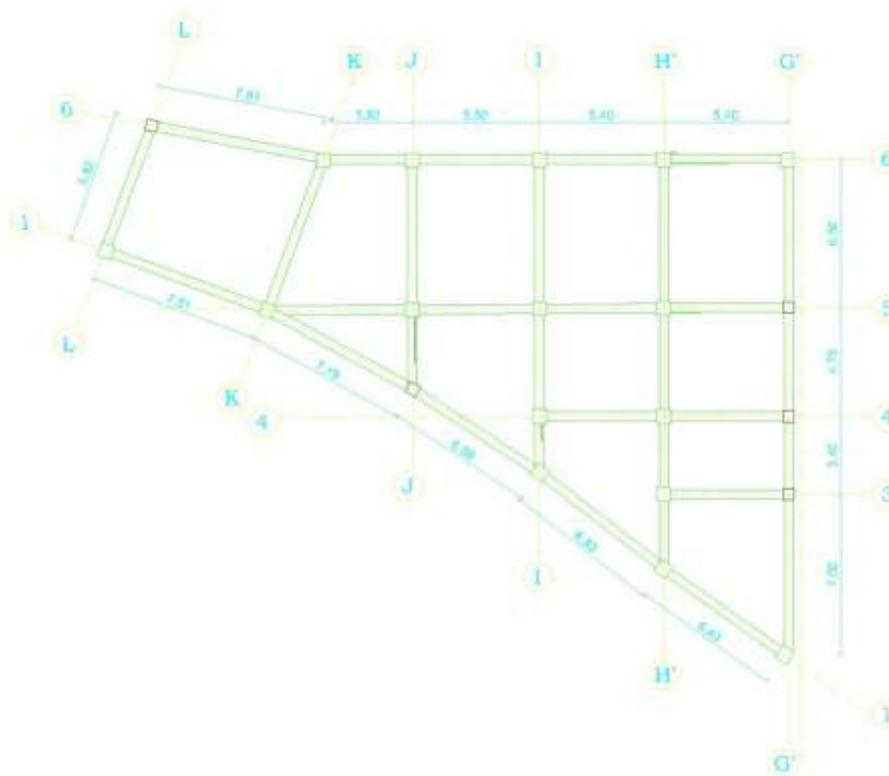
**Figura 19:** Edificio 2. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37.



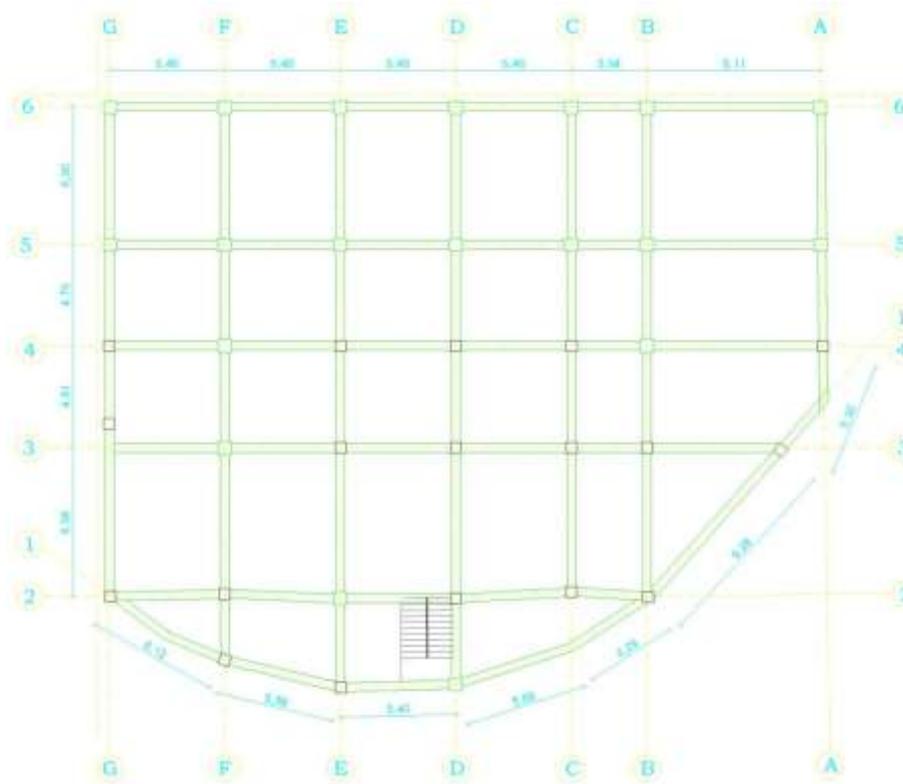
**Figura 20:** Edificio 3. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37.



**Figura 21:** Edificio 4. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37.



**Figura 22:** Edificio 5. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37.



**Figura 23:** Edificio 6. Planta tipo N+ 0.20, 4.35, 7.69, 11.03, 14.37.

### 3.3. Sistema Resistente a Cargas Verticales y Laterales

Los sistemas estructurales son los que resisten las cargas de los pisos horizontales y las transmiten verticalmente a los apoyos, y al mismo tiempo deben proveer la suficiente estabilidad para soportar las sollicitaciones laterales de sismo y viento.

Para el proyecto se considera un sistema aporticado de hormigón armado donde las cargas laterales y verticales son soportadas por la unión de vigas y columnas. Como se puede apreciar en la figura 24:



**Figura 24:** Edificio aporricado.

Fuente: Skyscrapercity.com

Este sistema basa su estructura en la formación de pórticos mediante la unión de vigas y columnas, las que se conectan entre sí por medio de nudos rígidos.

Un ejemplo de este tipo de estructuras se muestra en la figura 25:



**Figura 25:** Detalle construcción aporricada (columnas, vigas descolgadas y losa alivianada).

Fuente: Archivo del autor.

Las conexiones en los nudos permite la transferencia de los momentos flectores y las cargas axiales hacia las columnas, y finalmente a los apoyos.

Para el sistema de piso se utiliza losa aligerada. De ser necesario los vanos entre columnas y vigas se complementan con mampostería o algún sistema de cerramiento, dado que el presente edificio se utilizará para parqueaderos, se requiere una mínima cantidad de mampostería en el sector administrativo y sanitario del proyecto. (Stuart, 2009)

La resistencia a las cargas laterales de la estructura a partir de los pórticos se logra principalmente por la acción de flexión de sus elementos.

#### **Ventajas:**

Su principal ventaja es la elevada ductilidad en los elementos y una gran hiperestaticidad en el sistema, gracias a lo cual se disipan grandes cantidades de energía. (Tamayo, 2014)

Permite flexibilidad en la distribución de los espacios internos del edificio y realizar modificaciones en su interior ya que las paredes divisorias no soportan cargas y estas se pueden mover.

#### **Desventajas:**

Debido a su alta flexibilidad, se pueden generar períodos fundamentales largos, esto no se recomienda en suelos blandos.

El uso de este sistema está restringido a estructuras bajas y medianas. Pues mientras el edificio tenga más pisos, las dimensiones de las columnas tendrán que ser mayores, lo que puede hacer el proyecto poco factible económica y arquitectónicamente. En edificios

con sistemas de pórticos rígidos en zonas de bajo riesgo sísmico el límite puede estar alrededor de 20 pisos, y para zonas de alto riesgo alrededor de 10 pisos. (Solano, 2014)

### 3.4. Análisis de Cargas

Una vez definida la geometría de cada edificación y su sistema constructivo se procede a definir las cargas tanto permanentes, como no permanentes y accidentales que actúan sobre el edificio, para lo cual se utilizan los lineamientos expuestos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

#### 3.4.1. Carga viva

“Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.” (NEC, 2015)

La carga viva a aplicar en edificios de estacionamiento se define en el NEC en la tabla 4:

**Tabla 4:**

Valores de carga viva para garajes.

Fuente: (NEC, 2015)

Garaje ( únicamente vehículos para pasajeros)	2.0 <sup>a,b</sup>
Camiones y buses	a,b
<p><sup>a</sup> Los pisos de estacionamientos o partes de los edificios utilizados para almacenamiento de vehículos, serán diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de esta tabla o para las siguientes cargas concentradas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) actuando en una superficie de 100 mm por 100 mm, 13.4 kN; y</li> <li>• Para losas en contacto con el suelo que son utilizadas para el almacenamiento de vehículos particulares, 10 kN por rueda.</li> </ul> <p><sup>b</sup> Los estacionamientos para camiones y buses serán diseñados por algún método recomendado por AASHTO, MTOP, que contenga las especificaciones para cargas de camiones y buses.</p>	

La carga viva tiene un valor de 2.0 KN/m<sup>2</sup> lo que equivale a 0.2248 T/m<sup>2</sup>. El código también incluye una carga concentrada de 13.4 kN equivalentes a 1.506 T la que actúa sobre un área de 100 mm x 100 mm.

### 3.4.2. Carga muerta

“Las cargas permanentes (o cargas muertas) están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.” (NEC, 2015)

Para obtener el valor de la carga permanente se realizan dos análisis de cargas, uno en el que no se incluye el peso de las columnas (tabla 5), con el que se efectuará el pre diseño de vigas; y otro donde se incluye el peso de las columnas (tabla 6), valor con el que se realiza el prediseño de las mismas.

**Tabla 5:**

Valores de carga muerta (no incluye columnas).

<b>Análisis de cargas:</b>		
<b>Peso propio losa</b>		
Nervios	259.2	Kg/m <sup>2</sup>
Loseta compresión	120	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Peso vigas</b>		
20% PP losa	75.84	Kg/m <sup>2</sup>
Peso masillado	40	Kg/m <sup>2</sup>
Peso cielo falso	60	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Total carga muerta</b>	<b>555.04</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>

**Tabla 6:**

Valores de carga muerta (incluye columnas).

<b>Análisis de cargas:</b>		
<b>Peso propio losa</b>		
Nervios	259.2	Kg/m <sup>2</sup>
Loseta compresión	120	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Peso vigas</b>		
20% PP losa	75.84	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Peso columnas</b>		
Asumido	100	Kg/m <sup>2</sup>
Peso masillado	40	Kg/m <sup>2</sup>
Peso cierlo falso	60	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Total carga muerta</b>		
	655.04	Kg/m <sup>2</sup>

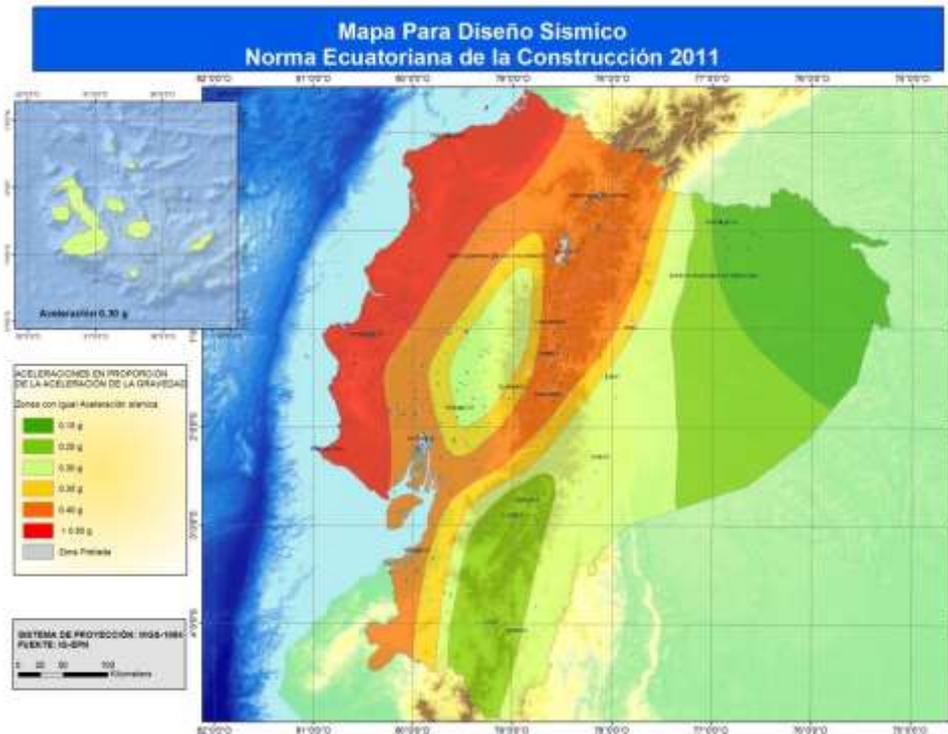
### 3.4.3. Fuerza sísmica, espectro de aceleraciones NEC.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción incorpora los criterios para el cálculo y aplicación de cargas sísmicas en la estructura, para de esta manera garantizar un diseño sismo resistente. El código plantea dos métodos, el primero es mediante un análisis dinámico con el uso de un espectro de respuesta, y en el segundo se considera cargas laterales estáticas equivalentes.

Para la determinación del espectro de respuesta elástico e inelástico se utilizan varios factores y coeficientes los que se definen como sigue:

#### **Zonificación sísmica y factor de zona Z**

El Ecuador se encuentra dividido en seis zonas sísmicas, caracterizadas por el valor de zona Z, el cual representa la aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño.



**Figura 26:** Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: **(NEC, 2015)**

En la tabla 7 se presentan los valores de Z para cada zona sísmica, así como la caracterización del peligro sísmico.

**Tabla 7:**

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Fuente: **(NEC, 2015)**

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

**Tabla 8:**

Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z.

Fuente: (NEC, 2015)

POBLACION	PARROQUIA	CANTON	PROVINCIA	Z
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	0.40
NANEGALITO	NANEGALITO	QUITO	PICHINCHA	0.40
AYORA	CAYAMBE	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
<b>SANGOLQUI</b>	<b>SANGOLQUI</b>	<b>RUMINAHUI</b>	<b>PICHINCHA</b>	<b>0.40</b>
PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	PICHINCHA	0.40

Sangolquí está dentro de la zona V, correspondiente a un valor de:

$$Z = 0.4g. \quad (10)$$

### **Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico**

“Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice "i" que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.” (NEC, 2015)

**Tabla 9:**  
Clasificación de los perfiles de suelo.  
Fuente: (NEC, 2015).

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Para clasificar el suelo en la categoría correcta se utiliza el número medio de golpes que se obtiene en el ensayo de penetración estándar SPT, mediante la fórmula que proporciona la normativa:

$$N_{60} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (11)$$

“Donde:

- Ni** Número de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, incluyendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i. El valor de Ni a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder de 100.
- di** Espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil.” (NEC, 2015)

Los resultados de los ensayos SPT son los siguientes:

**Tabla 10:**  
Resultados ensayo SPT.

SPT pozo 1		SPT pozo 2		SPT pozo 3		SPT pozo 4	
Prof (m)	N. Golpes						
1	12	1	17	1	15	1	12
2	24	2	22	2	22	2	22
3	25	3	24	3	20	3	22
4	27	4	28	4	24	4	24
5	30	5	26	5	28	5	27
6	30	6	25	6	33	6	23
7	30	7	31	7	32	7	35
8	30	8	26	8	32	8	37

**Tabla 11:**

Valores para N60 en cada pozo.

Resultados N60	
Pozo 1	31.74
Pozo 2	29.41
Pozo 3	30.12
Pozo 4	29.77
<b>Promedio</b>	<b>30.26</b>

El valor de  $N60 = 30.26$ , por lo que se define el tipo de perfil como "D", a partir de este parámetro, se eligen los coeficientes de perfil de suelo  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  en las siguientes tablas:

**FA: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó.**

**Tabla 12:**Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$ .Fuente: **(NEC, 2015)**.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.6.4</a>					

**FD: Desplazamientos para diseño en roca.**

**Tabla 13:**

Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.

Fuente: **(NEC, 2015)**

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

**Fs: Comportamiento no lineal de los suelos**

**Tabla 14:**

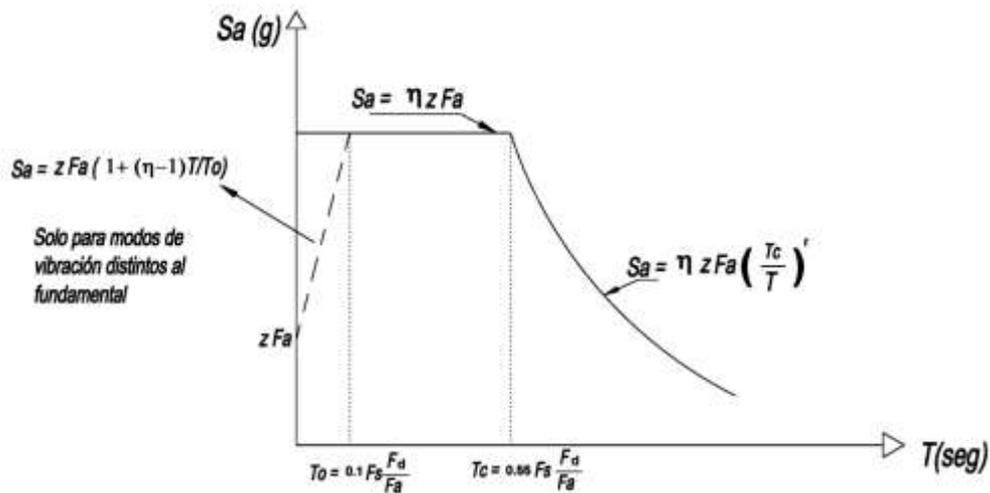
Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo

Fs.

Fuente: **(NEC, 2015).**

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 27.



**Figura 27:** Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: **(NEC, 2015)**.

- “ $\eta$  Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- $T$  Período fundamental de vibración de la estructura.
- $T_c$  Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.”
- (NEC, 2015)

Los valores de  $\eta$  dependen de la ubicación geográfica, como sigue:

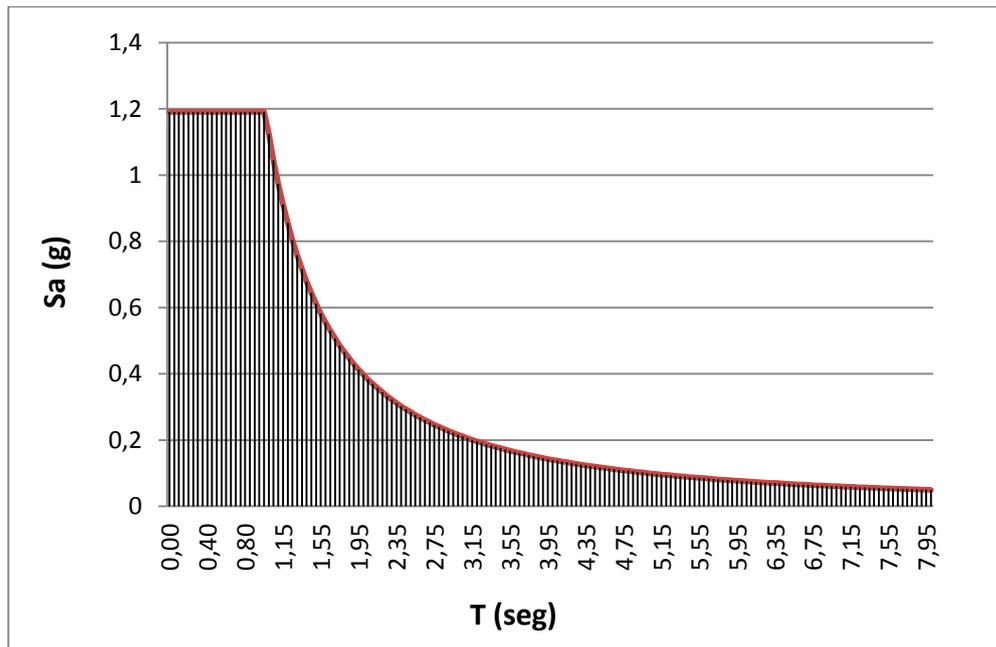
- $\eta = 1.80$  Costa, excepto Esmeraldas
- $\eta = 2.48$  Sierra, Esmeraldas y Galapagos
- $\eta = 2.60$  Oriente. Fuente: (Cuaical, 2013)

En la tabla 12 se presenta un resumen de los valores que se requieren para el cálculo del espectro elástico.

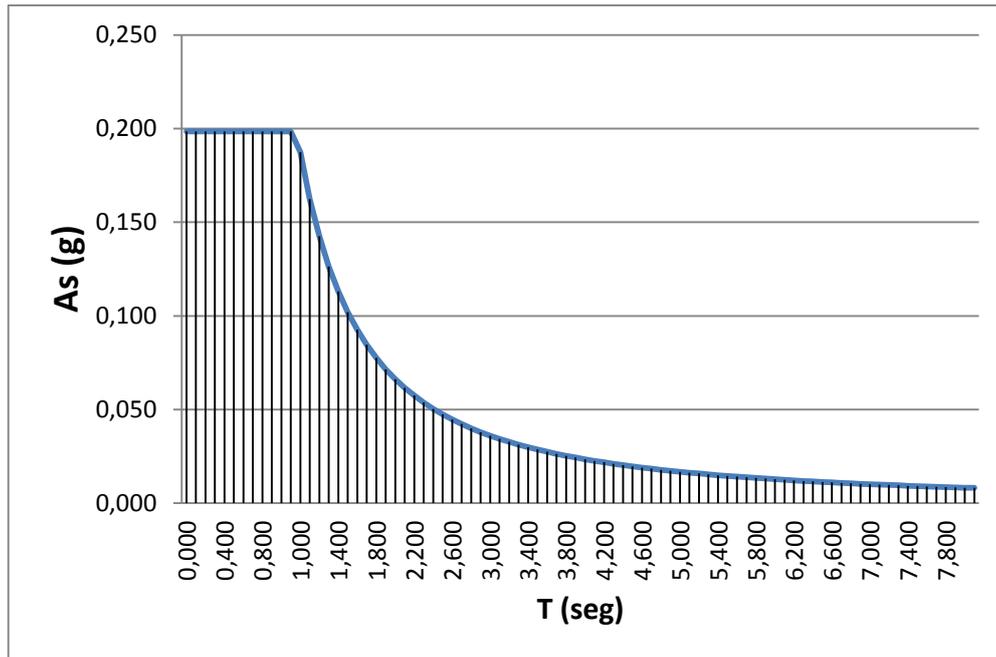
**Tabla 15:**

Valores para cálculo de espectro elástico.

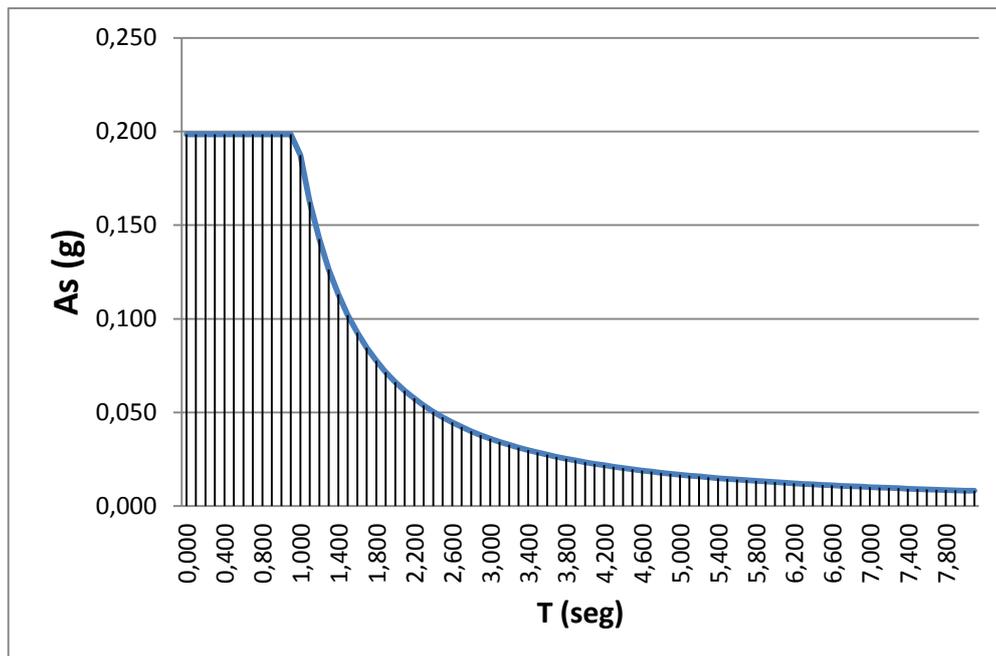
Suelo tipo:	D
Z=	0.4
Fa=	1.2
Fd=	1.4
Fs=	1.5
r=	1.5
n=	2.48

**Figura 28:** Espectro elástico de diseño.

Para obtener el espectro inelástico se divide el espectro elástico para el Factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , Coeficiente de regularidad en planta  $\Phi_P$  y Coeficiente de regularidad en elevación  $\Phi_E$ .



**Figura 29:** Espectro Inelástico de diseño para los edificios 1 y 5.



**Figura 30:** Espectro Inelástico de diseño para los edificios 2, 3, 4 y 6.

El segundo caso corresponde al cortante basal de diseño, para lo cual se usan las fórmulas dadas en el NEC.

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} * W \quad (12)$$

Donde :

V Cortante basal total de diseño

I Factor de importancia

Sa(Ta) Espectro de diseño en aceleración en función del período  
Ta en seg.

R Factor de reducción de resistencia sísmica.

$\phi_P$  Coeficiente de regularidad en planta, para todos los edificios es igual a 1.

$\phi_E$  Coeficiente de regularidad en planta, para los edificios 1 y 5 es igual a 0.9, para los edificios 2, 3, 4 y 6 es igual a 1.

Para el cálculo de Ta se usa la siguiente fórmula:

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \quad (13)$$

$h_n$  Altura total del edificio.

Los coeficientes  $C_t$  y  $\alpha$  vienen dados por tablas proporcionadas por la Normativa (NEC, 2015).

$$T_a = 0.047 * 16.67^{0.9} \quad (14)$$

$$T_a = 0.59 \text{ seg}$$

Mediante los parámetros que se indican se calcula el cortante basal para cada edificio, en la tabla 16 se observan los valores resultantes:

**Tabla 16:**

Valor del cortante basal en función del peso de la estructura.

	<b>Cortante V</b>
<b>Edificio 1</b>	0.2204
<b>Edificio 2</b>	0.1984
<b>Edificio 3</b>	0.1984
<b>Edificio 4</b>	0.1984
<b>Edificio 5</b>	0.2204
<b>Edificio 6</b>	0.1984

### 3.5. Prediseño de los miembros estructurales

Antes del modelamiento de la estructura en el programa ETABS es necesario pre dimensionar los elementos estructurales. Es en esta etapa donde se empieza el análisis de la estructura en la que se toman en cuenta las limitaciones que plantea el diseño arquitectónico, y en caso de la existencia de inconvenientes dar soluciones óptimas.

#### Prediseño de losas

Para la determinación de la altura de la losa el ACI318-11 en la sección 9.5.3.3 proporciona la siguiente formula:

$$h_{min} = \frac{\ln*(800+0.071*fy)}{36000+5000\beta(\alpha_m-0.2)} \quad (15)$$

Se asume un valor de  $\alpha_m = 0.2$  y se simplifica la ecuación:

$$h_{min} = \frac{\ln*(800+0.071*fy)}{36000}$$

Donde:

$h_{min}$             Altura mínima de losa

$ln$                 Luz libre en la dirección larga, medida de cara cara de las vigas

$fy$                 Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm<sup>2</sup>

En el proyecto se trabaja con un  $fy = 4200$  Kg/cm<sup>2</sup> para el cual la ecuación se simplifica a:

$$h_{min} = \frac{\ln}{33} \quad (16)$$

La fórmula que se indicó nos proporcionará la altura mínima para una losa maciza por lo que es necesario definir una altura equivalente de una losa alivianada. En la tabla 17 se presentan valores equivalentes entre losas macizas y alivianadas para distintas alturas.

**Tabla 17:**

Altura equivalente de losa.

<b>Losa Maciza</b>	<b>Losa Alivianada</b>
h (cm)	h (cm)
10.88	15.00
14.50	20.00
18.06	25.00
21.54	30.00
24.96	35.00

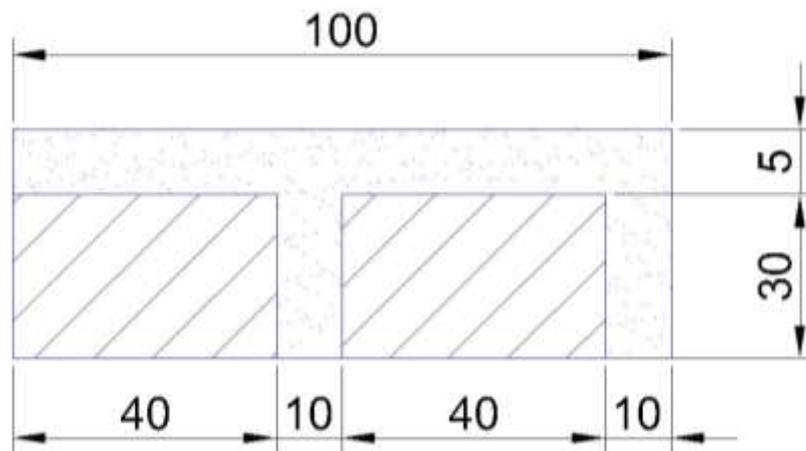
Para obtener la altura de las losas se usan las luces libres mayores para cada edificio. Los resultados se presentan en la tabla 18.

**Tabla 18:**

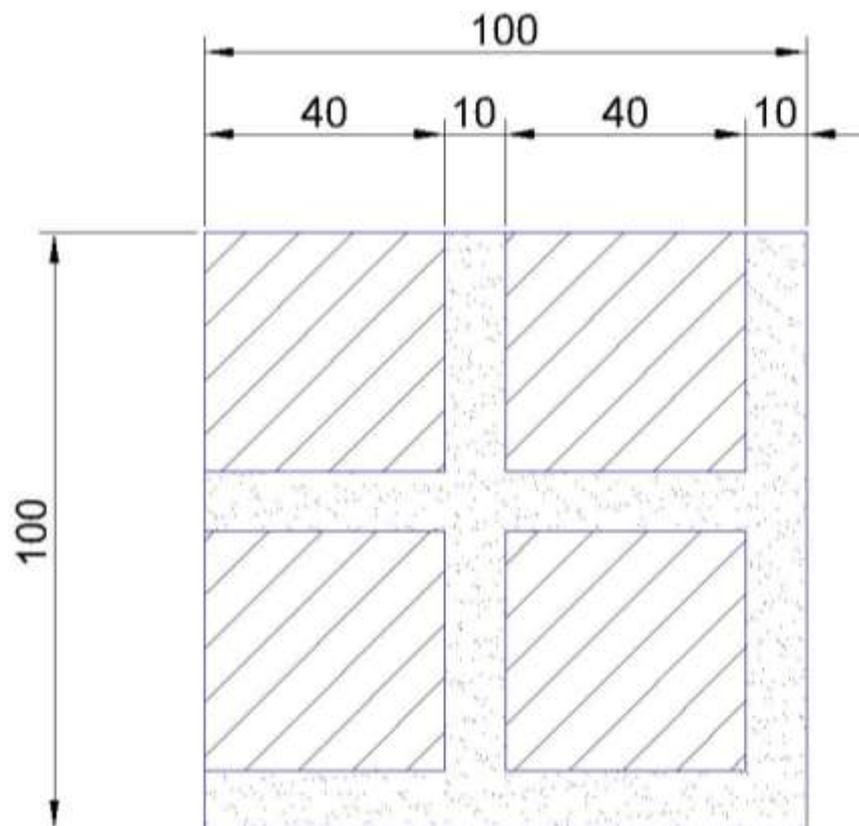
Altura de losa para cada edificio.

	<b>Luz libre mayor</b>	<b>h min losa maciza (cm)</b>	<b>h equiv losa alivianada (cm)</b>
<b>Edificio 1</b>	8.12	24.61	35.00
<b>Edificio 2</b>	7.75	23.48	35.00
<b>Edificio 3</b>	7.42	22.48	35.00
<b>Edificio 4</b>	7.65	23.18	35.00
<b>Edificio 5</b>	7.64	23.15	35.00
<b>Edificio 6</b>	7.62	23.09	35.00

Para todos los edificios la altura de losa es de 35 cm, de los cuales 5 cm corresponden a la carpeta de compresión y los nervios tienen una dimensión de 10 cm de ancho por 30 cm de altura, en las figuras 31 y 32 se representa un detalle de 1m de longitud de losa alivianada en elevación y en planta.



**Figura 31:** Detalle de losa en elevación.



**Figura 32:** Detalle de losa en planta.

### Prediseño de vigas

Para el dimensionamiento de las vigas se utiliza la carga muerta y carga viva obtenidas previamente, cuyos valores se muestran en la tabla 19.

**Tabla 19:**

Resumen de cargas.

Resumen de cargas		
<b>Carga muerta</b>	555.04	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga viva</b>	224.81	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	779.85	Kg/m <sup>3</sup>

Posteriormente las cargas se distribuyen de la siguiente manera: en trapezoidales y triangulares y éstas se transforman a cargas lineales uniformemente distribuidas mediante el uso de las siguientes fórmulas:

Para cargas triangulares a rectangulares:

$$W = \frac{q*s}{3} \quad (17)$$

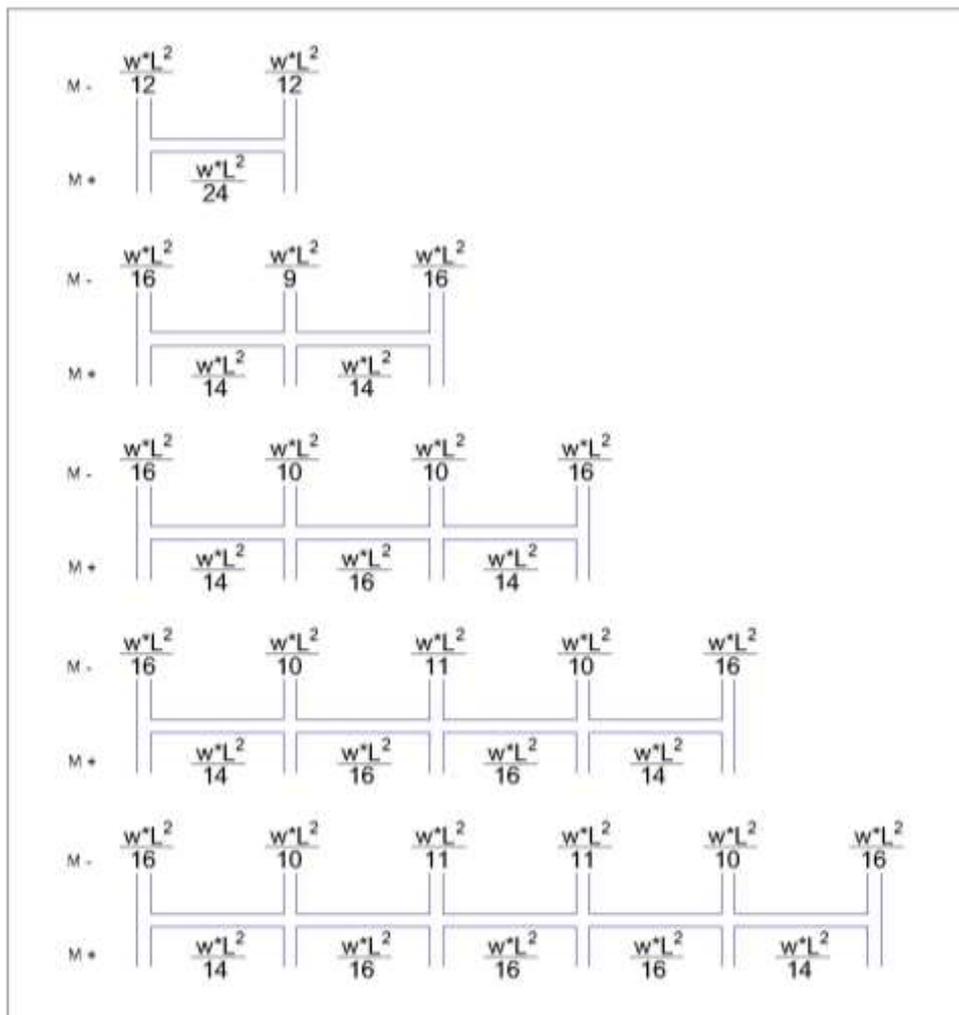
Para cargas trapezoidales a rectangulares:

$$W = \frac{q*s}{3} \left( \frac{3-m^2}{2} \right) \quad (18)$$

En donde:

$W$	Carga rectangular equivalente
$q$	Carga por m <sup>2</sup>
$s$	Lado menor
$L$	Lado mayor
$m$	Relación entre lado mayor y lado menor $m=s/L$

Una vez se obtengan los valores de carga para cada viga es necesario calcular los momentos flectores que para efecto de prediseño y siempre y cuando cumplan con los requerimientos necesarios establecidos en el código ACI-318, se pueden utilizar los coeficientes que se indican en la figura 33 para vigas con distintos números de vanos.



**Figura 33:** Momentos flectores para diferentes números de vanos.

Donde:

$W$  Carga total por unidad de longitud.

$L$  Luz libre entre cara y cara de los apoyos para el momento positivo y el promedio de las luces adyacentes para el momento negativo

De entre los momentos calculados se elige el mayor de cada viga el que corresponde al momento último “Mu”, el cual se utiliza en la siguiente fórmula para obtener la altura del peralte efectivo “d”.

$$M_n = R_u * b * d^2 \quad (19)$$

$$M_u = \phi * M_n \quad (20)$$

Al remplazar y despejar tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * R_u * b}} \quad (22)$$

Donde:

$M_n$  Momento *nominal*

$R_u$  Factor de resistencia a la flexión

$b$  Base de la viga

$d$  Peralte efectivo

$M_u$  Momento último

El valor de  $R_u$  depende de la resistencia del hormigón  $f'_c$ , en la tabla 20 se presentan los valores de  $R_u$  para distintos valores de  $f'_c$ .

**Tabla 20:**

Valores de  $R_u$ .

$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$R_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
210	39.72
240	45.39
280	52.96
300	56.74
350	66.19

Para el caso elegimos el correspondiente a 240 Kg/cm<sup>2</sup>, así tenemos  
 $R_u = 45.39 \text{ Kg/cm}^2$

La base asumida para el análisis es  $b = 40$  cm y el valor de  $\phi = 0,9$ . Al remplazar los datos se obtiene finalmente el valor de “d”, a lo que se suma un recubrimiento de 3 cm y se obtiene finalmente el valor de “h”, para agilizar el proceso se utilizan tablas de cálculo en Excel, las cuales se presentan a continuación:

**Tabla 21:**

Dimensionamiento de vigas del Edificio 1.

EDIFICIO 1						
Eje de Viga	Momento max (T.m)	b (cm)	d (cm)	rec (cm)	Sección asumida	
					b (cm)	h (cm)
L	22.44	40	37.0579	3	40	50
K	23.60	40	38.00342	3	40	50
H	20.67	40	35.56618	3	40	40
G	19.20	40	34.28097	3	40	40
10	18.54	40	33.68612	3	40	40
11	35.22	40	46.42906	3	40	50
12	35.09	40	46.3394	3	40	50
13	36.08	40	46.98742	3	40	50
15	41.26	40	50.24752	3	40	55
16	4.46	40	16.51302	3	40	40

**Tabla 22:**

Dimensionamiento de vigas del Edificio 2.

EDIFICIO 2						
Eje de Viga	Momento max (T.m)	b (cm)	d (cm)	rec (cm)	Sección asumida	
					b (cm)	h (cm)
H	12.873253	40	28.06809	3	40	40
G	35.1946729	40	46.40953	3	40	50
F	36.6052233	40	47.3304	3	40	55
E	36.6052233	40	47.3304	3	40	55
D	36.6052233	40	47.3304	3	40	55
C	34.699301	40	46.08176	3	40	50
B	37.2689809	40	47.75759	3	40	55
A	21.7472756	40	36.48137	3	40	40
10	13.7604913	40	29.01921	3	40	40
11	28.7141254	40	41.91953	3	40	50
12	29.6287976	40	42.58196	3	40	50
13	29.1624543	40	42.24552	3	40	50
14	34.4548204	40	45.91913	3	40	50
15	48.5107143	40	54.48632	3	40	60
16	17.0013649	40	32.256	3	40	40

**Tabla 23:**

Dimensionamiento de vigas del Edificio 3.

<b>EDIFICIO 3</b>						
Eje de Viga	Momento max (T.m)	b (cm)	d (cm)	rec (cm)	Sección asumida	
					b (cm)	h (cm)
L	10.8552204	40	25.77437	3	40	40
K	21.7104408	40	36.45046	3	40	40
I	15.562004	40	30.86039	3	40	40
H	15.562004	40	30.86039	3	40	40
G	7.781002	40	21.82159	3	40	40
6	13.335279	40	28.56733	3	40	40
7	36.6919738	40	47.38645	3	40	55
8	30.5620841	40	43.24741	3	40	50
9	30.5620841	40	43.24741	3	40	50
10	19.582886	40	34.6184	3	40	40

**Tabla 24:**

Dimensionamiento de vigas del Edificio 4.

<b>EDIFICIO 4</b>						
Eje de Viga	Momento max (T.m)	b (cm)	d (cm)	rec (cm)	Sección asumida	
					b (cm)	h (cm)
G	7.73650041	40	21.7591	3	40	40
F	15.4730008	40	30.77201	3	40	40
E	15.4730008	40	30.77201	3	40	40
D	15.4730008	40	30.77201	3	40	40
C	15.4730008	40	30.77201	3	40	40
B	15.4730008	40	30.77201	3	40	40
A	7.8012628	40	21.84998	3	40	40
6	12.8819406	40	28.07756	3	40	40
7	27.1492792	40	40.76128	3	40	50
8	29.2460378	40	42.30602	3	40	50
9	29.2460378	40	42.30602	3	40	50
10	13.5746396	40	28.82258	3	40	40

**Tabla 25:**  
**Dimensionamiento de vigas del Edificio 5.**

<b>EDIFICIO 5</b>						
Eje de Viga	Momento max (T.m)	b (cm)	d (cm)	rec (cm)	Sección asumida	
					b (cm)	h (cm)
L	9.13911422	40	23.64943	3	40	40
K	31.9358175	40	44.20869	3	40	50
J	20.5557352	40	35.46787	3	40	40
I	20.5557352	40	35.46787	3	40	40
H	20.5557352	40	35.46787	3	40	40
G	14.2161527	40	29.49577	3	40	40
1	17.6170971	40	32.83491	3	40	40
3	11.97953	40	27.07625	3	40	40
4	16.6640378	40	31.9344	3	40	40
5	20.4720523	40	35.39561	3	40	40
6	16.8466014	40	32.10885	3	40	40

**Tabla 26:**  
**Dimensionamiento de vigas del Edificio 6.**

<b>EDIFICIO 6</b>						
Eje de Viga	Momento max (T.m)	b (cm)	d (cm)	rec (cm)	Sección asumida	
					b (cm)	h (cm)
G	17.9931684	40	33.18352	3	40	40
F	20.4991447	40	35.41902	3	40	40
E	20.4991447	40	35.41902	3	40	40
D	20.4991447	40	35.41902	3	40	40
C	19.703684	40	34.72501	3	40	40
B	20.5557352	40	35.46787	3	40	40
A	10.6361164	40	25.51292	3	40	40
1	28.728966	40	41.93037	3	40	50
2	17.0758497	40	32.32658	3	40	40
3	18.7751248	40	33.89691	3	40	40
4	32.6702085	40	44.71411	3	40	50
5	34.8134788	40	46.15751	3	40	50
6	18.9130734	40	34.02121	3	40	40

### **Prediseño de columnas**

Para este proceso se emplea el área cooperante, dicha área se utilizará para determinar la carga axial que actúa sobre cada columna y posteriormente pre dimensionar los elementos.

Como primer paso se determina la carga vertical por m<sup>2</sup> que actúa en cada piso, en este proceso se incluye el peso de las columnas.

**Tabla 27:**

Resumen de cargas.

Resumen de cargas		
<b>Carga muerta</b>	655.04	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga viva</b>	224.81	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	879.85	Kg/m <sup>3</sup>

Se mayor la carga total y se multiplica por el número de pisos, así se obtiene el valor de “P” y se obtiene una equivalencia entre “P” y el área que se necesita para resistir ese valor.

La resistencia última nominal de una columna de hormigón armado con cargas axiales se puede calcular como sigue:

$$P_n = [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y] \quad (23)$$

En esta ecuación se tienen que introducir factores de reducción según lo expuesto en el ACI, el cual establece el valor de  $\phi = 0.7$  para columnas con estribos, además para tener en cuenta las excentricidades de cargas no tratadas, se establece un factor de 0.8 para estribos. Se llega a la siguiente expresión:

$$P_u = 0.80 * \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y] \quad (24)$$

En donde:

$$A_{st} = \rho * A_g \quad (25)$$

con un valor de  $\rho = 1\%$

$$\phi = 0.7$$

$$f'_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_u = 1.3 * 1.5 * P \Rightarrow \text{Mayoración por efecto sísmico.} \quad (26)$$

Remplazando:

$$P_u = 0.80 * 0.7 * \left[ 0.85 * 0.24 \frac{T}{\text{cm}^2} * (A_g - 0.01 * A_g) + 0.01 * A_g * 4.20 \frac{T}{\text{cm}^2} \right]$$

$$P_u = 0.56 * \left[ 0.204 * A_g \frac{T}{\text{cm}^2} - 0.00204 * A_g \frac{T}{\text{cm}^2} + 0.042 * A_g \frac{T}{\text{cm}^2} \right]$$

$$1.3 * 1.5 * P = 0.1366 * A_g \frac{T}{\text{cm}^2}$$

$$A_g = 14.28 * P$$

En donde:

$A_g$  Área de la columna en  $\text{cm}^2$

$P$  Carga en toneladas

Finalmente se asume el valor de la base y se encuentra la altura, para facilitar el proceso se utilizan tablas de Excel las cuales se presentan a continuación:

**Tabla 28:**

Dimensionamiento de columnas del Edificio 1.

EDIFICIO 1								
Columna	Area Coop	Carga Tot (T/m2)	P (T)	Ag= 14xP	Dim calc		Dim adop	
					Dim 1 (cm)	Dim 2 (cm)	b (cm)	h (cm)
L10	10.51	0.88	46.24	647.37	40.00	16.18	40.00	40.00
L11	23.24	0.88	102.26	1431.67	40.00	35.79	40.00	40.00
L12	24.36	0.88	107.17	1500.36	50.00	30.01	50.00	50.00
L13	29.41	0.88	129.38	1811.30	50.00	36.23	50.00	50.00
L15	29.20	0.88	128.48	1798.65	50.00	35.97	50.00	50.00
L16	9.93	0.88	43.70	611.80	40.00	15.30	40.00	40.00
K10	19.96	0.88	87.80	1229.17	40.00	30.73	40.00	40.00
K11	38.35	0.88	168.73	2362.25	50.00	47.25	50.00	50.00
K12	32.05	0.88	141.02	1974.23	50.00	39.48	50.00	50.00
H10	14.51	0.88	63.85	893.96	40.00	22.35	40.00	40.00
H11	28.06	0.88	123.45	1728.27	50.00	34.57	50.00	50.00
H12	22.31	0.88	98.14	1373.91	40.00	34.35	40.00	40.00
H13	36.90	0.88	162.34	2272.78	50.00	45.46	50.00	50.00
H14	38.35	0.88	168.73	2362.25	50.00	47.24	50.00	50.00
H15	27.59	0.88	121.36	1699.06	50.00	33.98	50.00	50.00
H16	9.12	0.88	40.14	562.01	40.00	14.05	40.00	40.00
G10	6.37	0.88	28.03	392.47	40.00	9.81	40.00	40.00
G11	14.47	0.88	63.67	891.37	40.00	22.28	40.00	40.00
G12	14.51	0.88	63.85	893.87	40.00	22.35	40.00	40.00
G13	13.84	0.88	60.88	852.29	40.00	21.31	40.00	40.00
G14	14.99	0.88	65.95	923.28	40.00	23.08	40.00	40.00

**Tabla 29:**

Dimensionamiento de columnas del Edificio 2.

EDIFICIO 2								
Columna	Area Coop	Carga Tot (T/m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag= 14xP	Dim calc		Dim adop	
					Dim 1 (cm)	Dim 2 (cm)	b (cm)	h (cm)
H15	10.24	0.88	45.03	643.05	40.00	16.08	40.00	40.00
H16	6.37	0.88	28.04	400.39	40.00	10.01	40.00	40.00
G10	6.37	0.88	28.03	400.32	40.00	10.01	40.00	40.00
G11	14.47	0.88	63.67	909.20	40.00	22.73	40.00	40.00
G12	14.51	0.88	63.85	911.75	40.00	22.79	40.00	40.00
G13	13.84	0.88	60.88	869.34	40.00	21.73	40.00	40.00
G14	15.04	0.88	66.16	944.82	40.00	23.62	40.00	40.00
G15	29.48	0.88	129.70	1852.17	50.00	37.04	50.00	50.00
G16	17.51	0.88	77.04	1100.10	40.00	27.50	40.00	40.00
F10	12.74	0.88	56.07	800.64	40.00	20.02	40.00	40.00
F11	27.57	0.88	121.28	1731.89	50.00	34.64	50.00	50.00
F12	29.03	0.88	127.70	1823.49	50.00	36.47	50.00	50.00
F13	27.68	0.88	121.76	1738.68	50.00	34.77	50.00	50.00
F14	30.08	0.88	132.33	1889.65	50.00	37.79	50.00	50.00
F15	37.50	0.88	164.99	2356.12	50.00	47.12	50.00	50.00
F16	22.28	0.88	98.00	1399.42	50.00	27.99	50.00	50.00
E10	12.74	0.88	56.07	800.64	40.00	20.02	40.00	40.00
E11	28.94	0.88	127.34	1818.40	50.00	36.37	50.00	50.00
E12	29.03	0.88	127.70	1823.49	50.00	36.47	50.00	50.00
E13	27.68	0.88	121.76	1738.68	50.00	34.77	50.00	50.00
E14	30.08	0.88	132.33	1889.65	50.00	37.79	50.00	50.00
E15	37.50	0.88	164.99	2356.12	50.00	47.12	50.00	50.00
E16	22.28	0.88	98.00	1399.42	40.00	34.99	40.00	40.00
D10	12.74	0.88	56.07	800.64	40.00	20.02	40.00	40.00
D11	28.94	0.88	127.34	1818.40	50.00	36.37	50.00	50.00
D12	29.03	0.88	127.70	1823.49	50.00	36.47	50.00	50.00
D13	27.68	0.88	121.76	1738.68	50.00	34.77	50.00	50.00
D14	30.08	0.88	132.33	1889.65	50.00	37.79	50.00	50.00
D15	37.50	0.88	164.99	2356.12	50.00	47.12	50.00	50.00
D16	22.28	0.88	98.00	1399.42	40.00	34.99	40.00	40.00
C10	10.60	0.88	46.62	665.72	40.00	16.64	40.00	40.00
C11	24.07	0.88	105.88	1511.97	50.00	30.24	50.00	50.00
C12	24.13	0.88	106.18	1516.20	50.00	30.32	50.00	50.00
C13	23.01	0.88	101.24	1445.68	40.00	36.14	40.00	40.00
C14	25.01	0.88	110.03	1571.21	50.00	31.42	50.00	50.00
C15	31.18	0.88	137.19	1959.07	50.00	39.18	50.00	50.00
C16	18.52	0.88	81.48	1163.59	40.00	29.09	40.00	40.00
B10	13.22	0.88	58.14	830.29	40.00	20.76	40.00	40.00
B11	30.02	0.88	132.06	1885.75	50.00	37.72	50.00	50.00
B12	30.10	0.88	132.42	1891.03	50.00	37.82	50.00	50.00
B13	28.70	0.88	126.27	1803.07	50.00	36.06	50.00	50.00
B14	38.19	0.88	168.03	2399.41	50.00	47.99	50.00	50.00
B15	45.50	0.88	200.18	2858.53	55.00	51.97	55.00	55.00
B16	23.10	0.88	101.63	1451.25	40.00	36.28	40.00	40.00
A10	8.99	0.88	39.56	564.90	40.00	14.12	40.00	40.00
A11	20.42	0.88	89.84	1282.98	40.00	32.07	40.00	40.00
A12	20.48	0.88	90.10	1286.57	40.00	32.16	40.00	40.00
A13	19.53	0.88	85.91	1226.73	40.00	30.67	40.00	40.00
A14	22.28	0.88	98.02	1399.74	40.00	34.99	40.00	40.00
A15	29.52	0.88	129.86	1854.35	50.00	37.09	50.00	50.00
A16	15.72	0.88	69.14	987.37	40.00	24.68	40.00	40.00

**Tabla 30:**

Dimensionamiento de columnas del Edificio 3.

EDIFICIO 3								
Columna	Area Coop	Carga Tot (T/m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag= 14xP	Dim calc		Dim adop	
					Dim 1 (cm)	Dim 2 (cm)	b (cm)	h (cm)
L6	8.70	0.88	38.27	535.74	40.00	13.39	40.00	40.00
L7	20.11	0.88	88.46	1238.39	40.00	30.96	40.00	40.00
L8	22.85	0.88	100.54	1407.63	40.00	35.19	40.00	40.00
L9	22.23	0.88	97.79	1369.11	40.00	34.23	40.00	40.00
L10	10.95	0.88	48.19	674.64	40.00	16.87	40.00	40.00
K6	12.90	0.88	56.74	794.42	40.00	19.86	40.00	40.00
K7	40.19	0.88	176.80	2475.14	50.00	49.50	50.00	50.00
K8	39.80	0.88	175.09	2451.28	50.00	49.03	50.00	50.00
K9	32.26	0.88	141.92	1986.84	50.00	39.74	50.00	50.00
K10	20.80	0.88	91.50	1280.95	40.00	32.02	40.00	40.00
J6	9.64	0.88	42.42	593.81	40.00	14.85	40.00	40.00
I6	11.47	0.88	50.47	706.61	40.00	17.67	40.00	40.00
I7	29.05	0.88	127.82	1789.45	50.00	35.79	50.00	50.00
I8	29.29	0.88	128.88	1804.29	50.00	36.09	50.00	50.00
I9	22.85	0.88	100.51	1407.18	40.00	35.18	40.00	40.00
H6	11.37	0.88	50.01	700.13	40.00	17.50	40.00	40.00
H7	24.19	0.88	106.43	1490.06	50.00	29.80	50.00	50.00
H8	29.03	0.88	127.70	1787.74	50.00	35.75	50.00	50.00
H9	28.30	0.88	124.49	1742.84	50.00	34.86	50.00	50.00
H10	13.80	0.88	60.71	849.88	40.00	21.25	40.00	40.00
G6	5.68	0.88	25.00	350.06	40.00	8.75	40.00	40.00
G7	12.10	0.88	53.22	745.03	40.00	18.63	40.00	40.00
G8	14.51	0.88	63.85	893.87	40.00	22.35	40.00	40.00
G9	14.15	0.88	62.24	871.42	40.00	21.79	40.00	40.00
G10	6.05	0.88	26.61	372.51	40.00	9.31	40.00	40.00

**Tabla 31:**

Dimensionamiento de columnas del Edificio 4.

<b>EDIFICIO 4</b>								
Columna	Area Coop	Carga Tot (T/m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag= 14xP	Dim calc		Dim adop	
					Dim 1 (cm)	Dim 2 (cm)	b (cm)	h (cm)
G6	5.68	0.88	25.00	350.06	40.00	8.75	40.00	40.00
G7	12.10	0.88	53.22	745.03	40.00	18.63	40.00	40.00
G8	14.51	0.88	63.85	893.87	40.00	22.35	40.00	40.00
G9	14.15	0.88	62.24	871.42	40.00	21.79	40.00	40.00
G10	8.10	0.88	35.64	498.90	40.00	12.47	40.00	40.00
F6	11.37	0.88	50.01	700.13	40.00	17.50	40.00	40.00
F7	24.19	0.88	106.43	1490.06	50.00	29.80	50.00	50.00
F8	29.03	0.88	127.70	1787.74	50.00	35.75	50.00	50.00
F9	28.30	0.88	124.49	1742.84	50.00	34.86	50.00	50.00
F10	12.10	0.88	53.22	745.03	40.00	18.63	40.00	40.00
E6	11.37	0.88	50.01	700.13	40.00	17.50	40.00	40.00
E7	24.19	0.88	106.43	1490.06	50.00	29.80	50.00	50.00
E8	29.03	0.88	127.70	1787.74	50.00	35.75	50.00	50.00
E9	28.30	0.88	124.49	1742.84	50.00	34.86	50.00	50.00
E10	12.10	0.88	53.22	745.03	40.00	18.63	40.00	40.00
D6	11.37	0.88	50.01	700.13	40.00	17.50	40.00	40.00
D7	24.19	0.88	106.43	1490.06	50.00	29.80	50.00	50.00
D8	29.03	0.88	127.70	1787.74	50.00	35.75	50.00	50.00
D9	28.30	0.88	124.49	1742.84	50.00	34.86	50.00	50.00
D10	12.10	0.88	53.22	745.03	40.00	18.63	40.00	40.00
C6	9.46	0.88	41.63	582.79	40.00	14.57	40.00	40.00
C7	20.14	0.88	88.60	1240.34	40.00	31.01	40.00	40.00
C8	24.16	0.88	106.29	1488.13	50.00	29.76	50.00	50.00
C9	23.55	0.88	103.62	1450.75	50.00	29.01	50.00	50.00
C10	10.07	0.88	44.30	620.17	40.00	15.50	40.00	40.00
B6	12.32	0.88	54.22	759.12	40.00	18.98	40.00	40.00
B7	25.96	0.88	114.22	1599.05	50.00	31.98	50.00	50.00
B8	31.15	0.88	137.04	1918.51	50.00	38.37	50.00	50.00
B9	30.00	0.88	131.98	1847.73	50.00	36.95	50.00	50.00
B10	12.60	0.88	55.43	776.07	40.00	19.40	40.00	40.00
A6	8.55	0.88	37.60	526.39	40.00	13.16	40.00	40.00
A7	17.92	0.88	78.84	1103.75	40.00	27.59	40.00	40.00
A8	21.50	0.88	94.59	1324.25	40.00	33.11	40.00	40.00
A9	20.59	0.88	90.60	1268.40	40.00	31.71	40.00	40.00
A10	8.58	0.88	37.74	528.42	40.00	13.21	40.00	40.00

**Tabla 32:**

Dimensionamiento de columnas del Edificio 5.

<b>EDIFICIO 5</b>								
Columna	Area Coop	Carga Tot (T/m2)	P (T)	Ag= 14xP	Dim calc		Dim adop	
					Dim 1 (cm)	Dim 2 (cm)	b (cm)	h (cm)
L1	10.87	0.88	47.84	669.77	40.00	16.74	40.00	40.00
L6	11.17	0.88	49.13	687.85	40.00	17.20	40.00	40.00
K1	25.79	0.88	113.45	1588.35	50.00	31.77	50.00	50.00
K6	20.22	0.88	88.96	1245.42	40.00	31.14	40.00	40.00
J4	12.45	0.88	54.79	767.11	40.00	19.18	40.00	40.00
J5	29.50	0.88	129.80	1817.27	50.00	36.35	50.00	50.00
J6	15.16	0.88	66.70	933.83	40.00	23.35	40.00	40.00
I1	8.62	0.88	37.90	530.65	40.00	13.27	40.00	40.00
I4	16.80	0.88	73.90	1034.57	40.00	25.86	40.00	40.00
I5	30.66	0.88	134.87	1888.21	50.00	37.76	50.00	50.00
I6	17.71	0.88	77.93	1090.97	40.00	27.27	40.00	40.00
H1	22.53	0.88	99.12	1387.62	40.00	34.69	40.00	40.00
H4	30.94	0.88	136.13	1905.81	50.00	38.12	50.00	50.00
H5	30.38	0.88	133.63	1870.89	50.00	37.42	50.00	50.00
H6	17.55	0.88	77.21	1080.96	40.00	27.02	40.00	40.00
G1	11.65	0.88	51.27	717.74	40.00	17.94	40.00	40.00
G3	14.18	0.88	62.36	873.08	40.00	21.83	40.00	40.00
G4	10.92	0.88	48.05	672.69	40.00	16.82	40.00	40.00
G5	15.19	0.88	66.82	935.44	40.00	23.39	40.00	40.00
G6	8.78	0.88	38.61	540.48	40.00	13.51	40.00	40.00

**Tabla 33:**

Dimensionamiento de columnas del Edificio 6.

EDIFICIO 6								
Columna	Area Coop	Carga Tot (T/m2)	P (T)	Ag= 14xP	Dim calc		Dim adop	
					Dim 1 (cm)	Dim 2 (cm)	b (cm)	h (cm)
G1	9.26	0.88	40.74	570.41	40.00	14.26	40.00	40.00
G3	15.97	0.88	70.26	983.67	40.00	24.59	40.00	40.00
G4	11.33	0.88	49.83	697.63	40.00	17.44	40.00	40.00
G5	15.19	0.88	66.82	935.44	40.00	23.39	40.00	40.00
G6	8.78	0.88	38.61	540.48	40.00	13.51	40.00	40.00
F1	8.40	0.88	36.94	517.20	40.00	12.93	40.00	40.00
F2	26.92	0.88	118.43	1658.02	50.00	33.16	50.00	50.00
F3	31.64	0.88	139.22	1949.05	50.00	38.98	50.00	50.00
F4	25.95	0.88	114.15	1598.15	50.00	31.96	50.00	50.00
F5	30.38	0.88	133.63	1870.89	50.00	37.42	50.00	50.00
F6	17.55	0.88	77.21	1080.96	40.00	27.02	40.00	40.00
E1	11.73	0.88	51.60	722.38	40.00	18.06	40.00	40.00
E2	30.13	0.88	132.57	1855.92	50.00	37.12	50.00	50.00
E3	31.64	0.88	139.22	1949.05	50.00	38.98	50.00	50.00
E4	25.95	0.88	114.15	1598.15	50.00	31.96	50.00	50.00
E5	30.38	0.88	133.63	1870.89	50.00	37.42	50.00	50.00
E6	17.55	0.88	77.21	1080.96	40.00	27.02	40.00	40.00
D1	11.61	0.88	51.08	715.09	40.00	17.88	40.00	40.00
D2	30.13	0.88	132.57	1855.92	50.00	37.12	50.00	50.00
D3	31.64	0.88	139.22	1949.05	50.00	38.98	50.00	50.00
D4	25.95	0.88	114.15	1598.15	50.00	31.96	50.00	50.00
D5	30.38	0.88	133.63	1870.89	50.00	37.42	50.00	50.00
D6	17.55	0.88	77.21	1080.96	40.00	27.02	40.00	40.00
C2	22.16	0.88	97.49	1364.92	40.00	34.12	40.00	40.00
C3	26.34	0.88	115.89	1622.40	50.00	32.45	50.00	50.00
C4	21.60	0.88	95.02	1330.31	40.00	33.26	40.00	40.00
C5	25.28	0.88	111.24	1557.34	50.00	31.15	50.00	50.00
C6	14.61	0.88	64.27	899.80	40.00	22.49	40.00	40.00
B2	15.86	0.88	69.79	977.06	40.00	24.43	40.00	40.00
B3	21.84	0.88	96.10	1345.41	40.00	33.64	40.00	40.00
B4	28.18	0.88	123.98	1735.77	50.00	34.72	50.00	50.00
B5	32.99	0.88	145.14	2031.99	50.00	40.64	50.00	50.00
B6	19.06	0.88	83.86	1174.04	40.00	29.35	40.00	40.00
A3	13.44	0.88	59.12	827.73	40.00	20.69	40.00	40.00
A4	19.56	0.88	86.04	1204.53	40.00	30.11	40.00	40.00
A5	22.89	0.88	100.72	1410.09	40.00	35.25	40.00	40.00
A6	13.23	0.88	58.19	814.72	40.00	20.37	40.00	40.00

### 3.6. Generación del Modelo Estructural en el Programa Computacional ETABS-2013

Mediante la generación del modelo estructural se hace una representación de la realidad, se reproduce la geometría de cada edificio con las propiedades y características de los materiales, así como las cargas actuantes sobre la estructura.

#### 3.6.1. Modelación de los elementos estructurales

Se modelan cada uno de los 6 edificios por separado, el material de la estructura es hormigón armado, las propiedades de sus componentes algunas de las cuales fueron previamente definidas:

$$f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el módulo de elasticidad utilizamos la fórmula proporcionada por el NEC:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'c} \quad (27)$$

Donde:

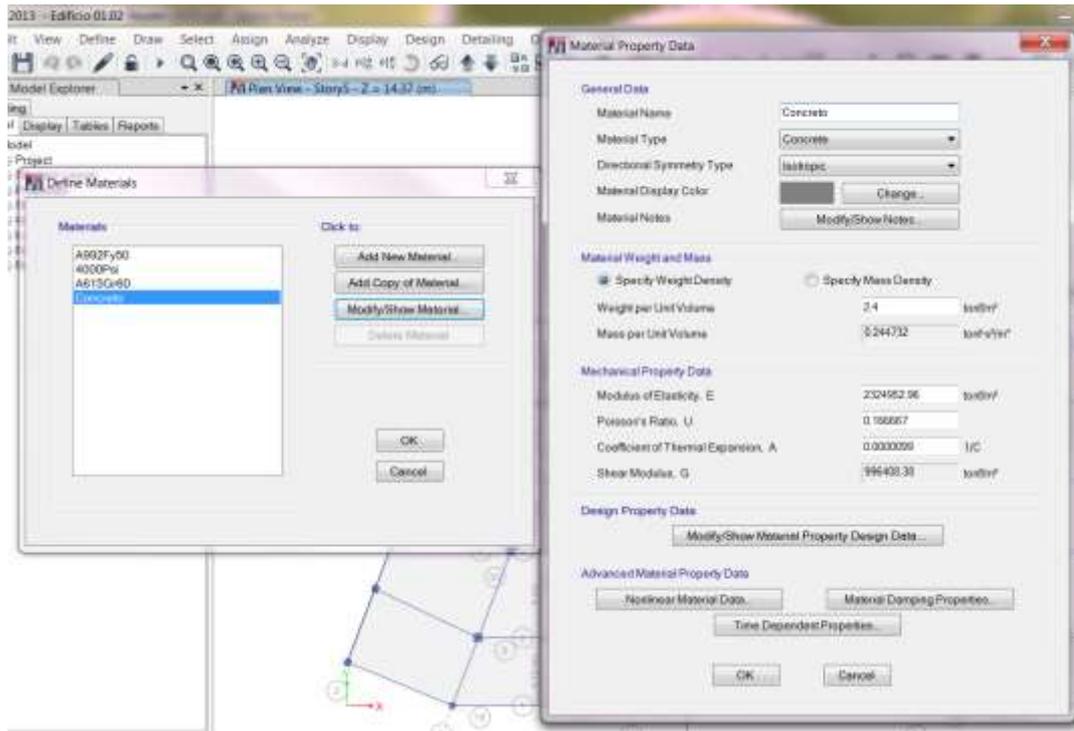
$E_c$             Modulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

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

$$E_c = 4.7 * \sqrt{23.54 \text{ MPa}}$$

$$E_c = 22.8 \text{ GPa} = 2324952.96 \text{ T/m}^2$$

Se definen las propiedades del hormigón en el menú Define – Material Properties – Add New Material. También se especifica el peso específico, hay que tener en cuenta las unidades.



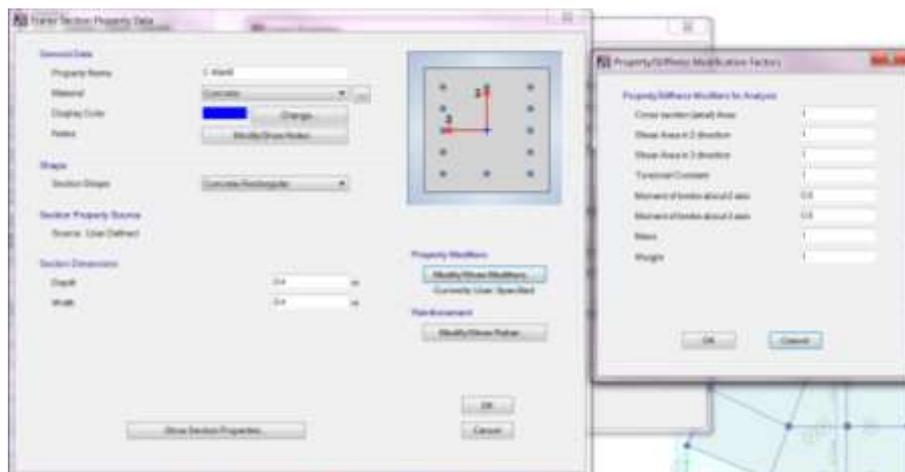
**Figura 34:** Definición de las propiedades del hormigón.

Para el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- $0.5 I_g$  para vigas (se considera la contribución de las losas, cuando fuere aplicable)
- $0.8 I_g$  para columnas
- $0.6 I_g$  para muros estructurales (NEC, 2015)

### **Modelación de columnas**

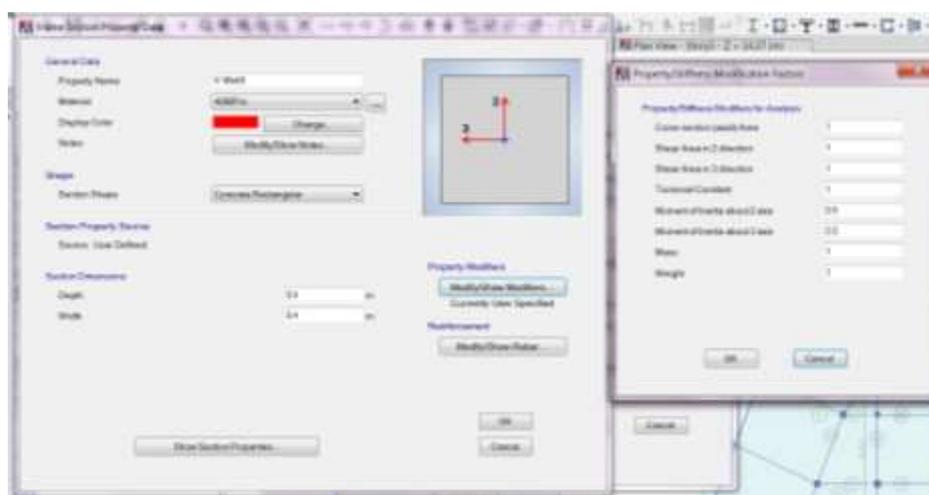
Se define los valores de las columnas como elementos frame las cuales se calcularon previamente en el pre dimensionamiento, se debe tener cuidado de asignar el material adecuado.



**Figura 35:** Ingreso de Propiedades de columnas.

### Modelación de vigas

Se modela los diferentes tipos de vigas como elementos frame, con las dimensiones del pre dimensionamiento.

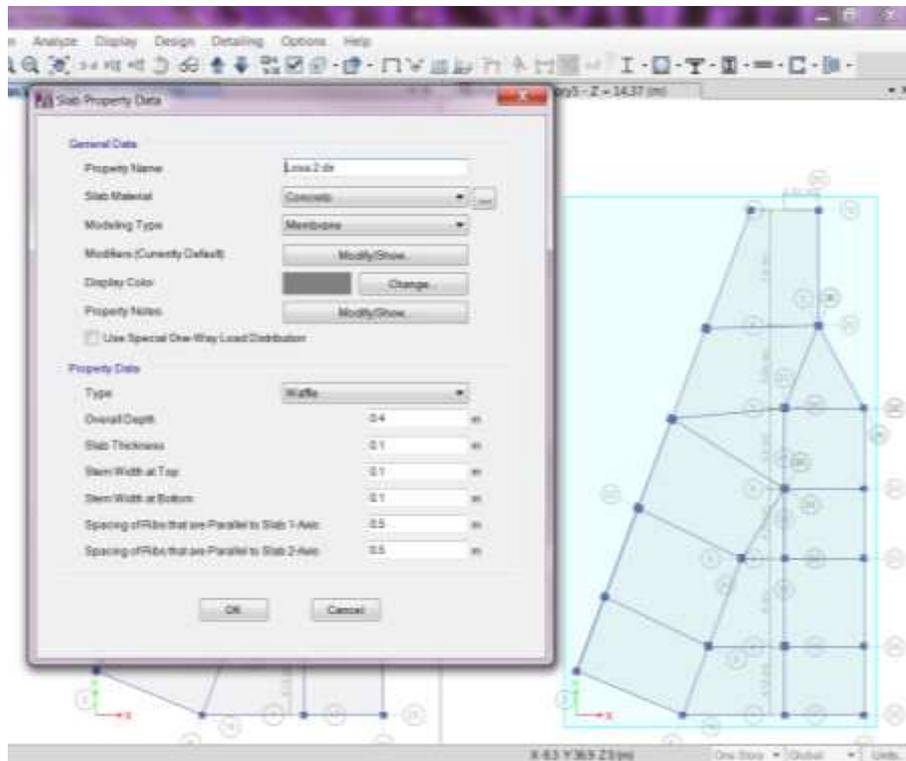


**Figura 36:** Ingreso de Propiedades de Vigas.

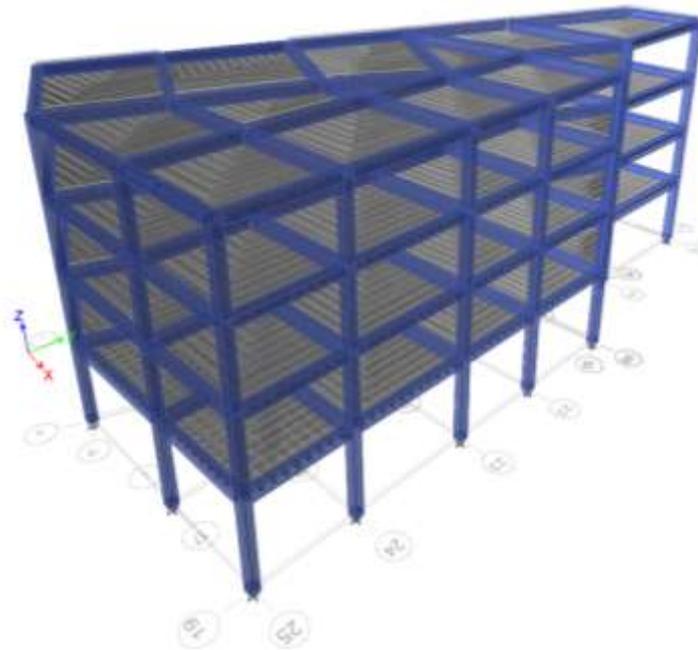
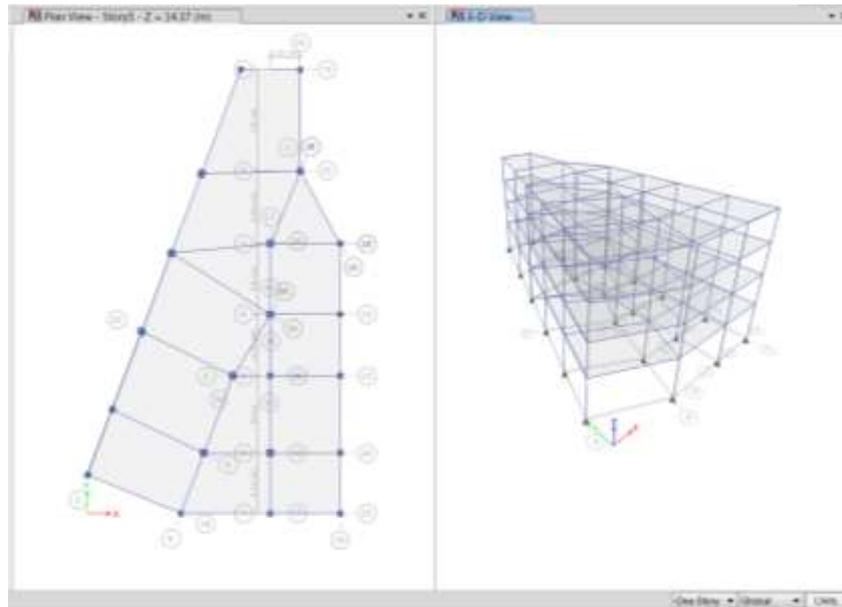
### Modelación de losas

Se definen 3 tipos de losas para los diferentes casos, como son: losa aliviada en 2 direcciones, losa aliviada en 1 dirección y losa maciza la cual se utiliza en las rampas.

Etabs nos permite definir todas las dimensiones para losas tanto alivianadas como macizas.



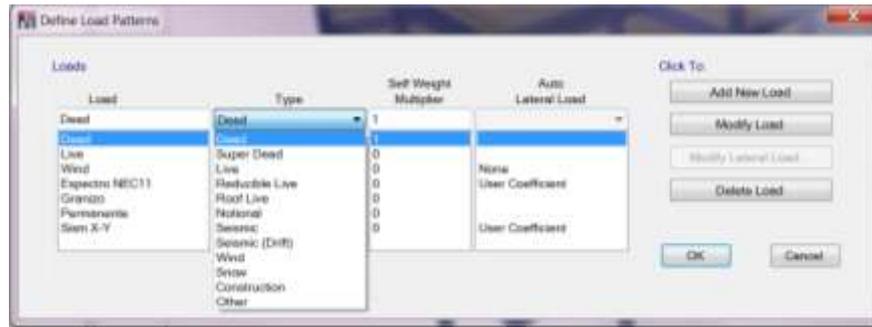
**Figura 37:** Ingreso dimensiones losa alivianada.



**Figura 38:** Modelamiento Edificio 1, vista en planta y 3D.

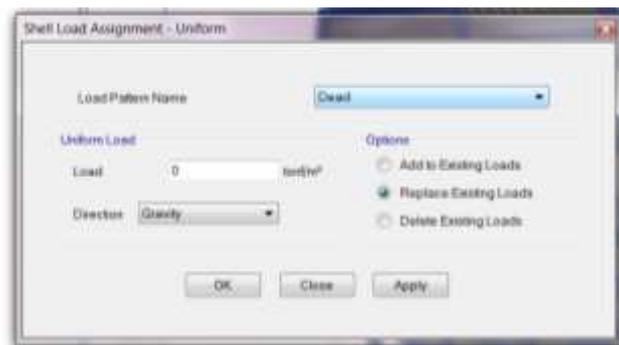
### 3.6.2. Ingreso de cargas, masas

Este proceso se inicia con la definición de los estados de carga, para lo cual en el menú Define – Load Patterns el programa presenta las opciones para añadir los distintos estados de carga necesarios. En la figura 39 se muestran los que son definidos para el presente proyecto.



**Figura 39:** Definición de estados de carga.

La carga propia de la estructura se calcula automáticamente por el programa, se ingresan las cargas vivas y sobrecargas sobre las losas. Primero se seleccionan todas las losas en las que se desea aplicar la carga, en el menú Select tenemos varias opciones que nos ayudan en este cometido, una vez se seleccionen los elementos, en el menú Assign – Shell loads – Uniform se procede a escoger el tipo de carga, en la pestaña Load Pattern se puede elegir entre los tipos de cargas que se definieron en el punto anterior así como el valor, la dirección y si se desea que la carga se añada o reemplace a las cargas existentes.



**Figura 40:** Asignación de cargas.

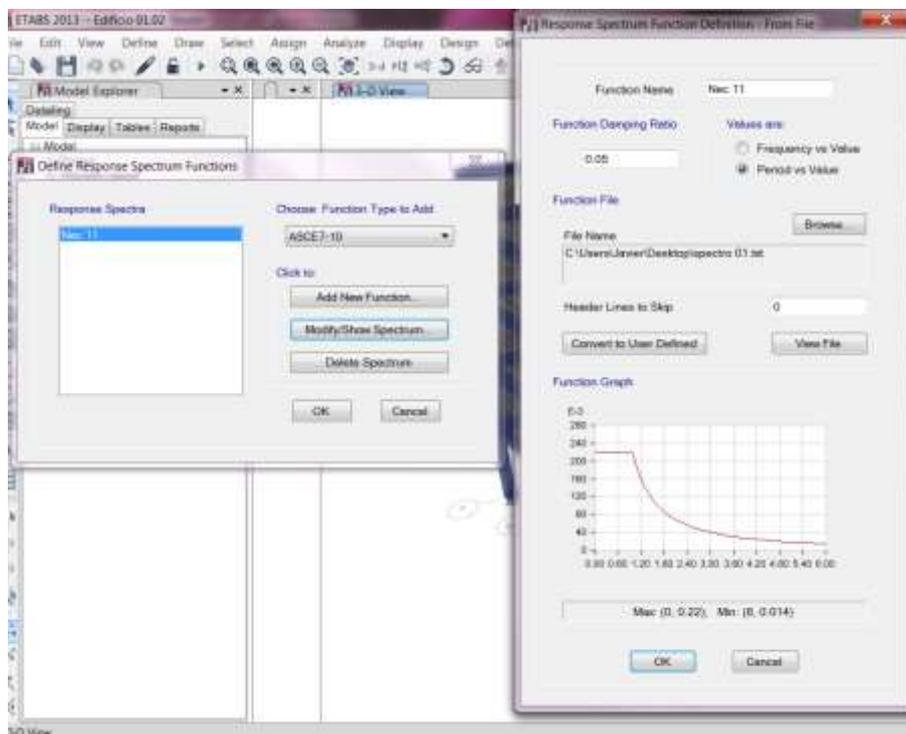
### Ingreso del espectro de aceleraciones

Se crea un archivo que contenga las coordenadas de periodo y aceleración correspondientes el espectro de respuesta inelástico, este

puede ser un archivo de texto con extensión txt cuyos datos son copiados desde Excel.

Para ingresar el archivo .txt desde el menú Define – Functions – Response Spectrum, en la lista desplegable Choose Function Type to Add se escoge From File y haciendo clic en Browse se selecciona el archivo de texto. Se nombra la función como Nec 11.

También se define el factor de amortiguamiento en 5% que es el valor que se utiliza para edificios de hormigón armado.



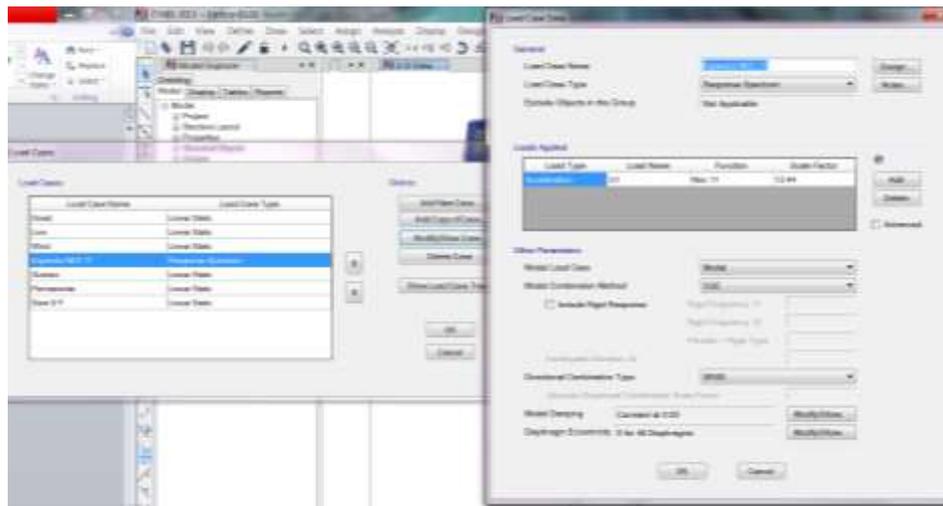
**Figura 41:** Ingreso Función de Espectro de respuesta Nec 11.

Ahora se especifica el tipo de carga que utiliza la función Nec 11, para esto previamente se define un estado de carga para sismo el cual nombramos Espectro NEC 11, en Define – Load Cases se escoge el caso al que se desea asignar el espectro y clic en Modifi/Show Case, en

esta ventana se elige el Tipo de Caso de Carga como Espectro de Respuesta y se precisa la función correspondiente al Espectro.

Además se especifica la Combinación Modal como CQC (Complete Quadratic Combination), método que tiene en cuenta el acoplamiento estadístico entre modos cercanos causados por el amortiguamiento, con este método se evita que dichos modos se superpongan.

En cuanto a la Combinación Direccional se escoge SRSS, opción que combina los resultados direccionales al tomar la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados, con lo que se suponen todas las direcciones. (Guerra & Chacón, 2010)



**Figura 42:** Definición de Espectro NEC 11.

### 3.7. Ejecución del análisis modal espectral

El método de análisis modal espectral es el que más se utiliza para el cálculo de fuerzas sísmicas, esto gracias a que los espectros sísmicos son fácilmente generalizables y normalizables. También el método permite realizar cálculos envolventes que representan la sismografía de una ubicación geográfica específica y así se evita el tener que hacer

múltiples combinaciones a partir de cálculos progresivos sobre múltiples acelerogramas. (EADIC, 2009)

En este punto es necesario definir las combinaciones de carga que nos proporciona el NEC y se enlistan a continuación:

$$\text{Combinación 1: } 1.4 D \quad (28)$$

$$\text{Combinación 2: } 1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[Lr ; S ; R] \quad (29)$$

$$\text{Combinación 3: } 1.2 D + 1.6 \max[Lr ; S ; R] + \max[L ; 0.5W] \quad (30)$$

$$\text{Combinación 4: } 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[Lr ; S ; R] \quad (31)$$

$$\text{Combinación 5: } 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S \quad (32)$$

$$\text{Combinación 6: } 0.9 D + 1.0 W \quad (33)$$

$$\text{Combinación 7: } 0.9 D + 1.0 E \quad (34)$$

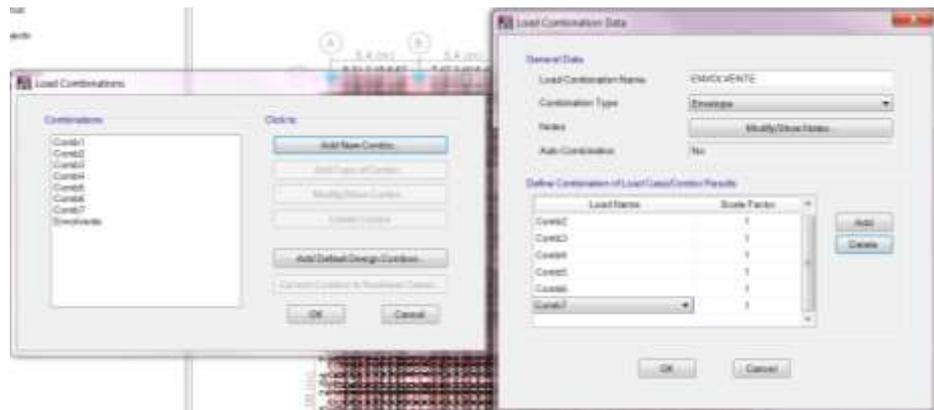
Las cuales se ingresan mediante el menú Define – Load Combinations – Add New Combo, añadimos las cargas para cada combinación con su respectivo factor de escala.



**Figura 43:** Ingreso de combinaciones de carga.

También es necesario añadir una combinación del tipo envolvente la cual contiene las 7 combinaciones que se definen previamente, la misma que toma la mayor de las cargas en cada caso. Para lo cual en el Menú

Define – Load Combinations en el cuadro de dialogo que se despliega se elige Add New Combo y en Combination Type escogemos Envelope, ahora se añaden las 7 combinaciones creadas anteriormente, como se muestra en la siguiente figura:



**Figura:** Definición combinación envolvente

## CAPITULO 4

### RESULTADOS DEL ANÁLISIS

#### 4.1. Introducción

En este capítulo se presentan los resultados del modelamiento calculados en el programa ETABS los mismos que incluyen: períodos y modos de vibración, deflexiones y acciones internas. Y se analizan sus valores para comprobar que estos cumplan con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

#### 4.2. Resultados del análisis

##### 4.2.1. Períodos y modos de vibración

Los edificios poseen distintas formas de vibrar ante cargas dinámicas que, en caso de un terremoto, pueden afectarlo en mayor o menor medida. Estas formas de vibrar se conocen como modos de vibración. En forma elemental, las estructuras oscilan de un lado hacia otro (modo fundamental), sin embargo existen varios modos de vibración. El movimiento es mayor conforme la estructura aumenta en altura, por tanto, el movimiento es mayor en la parte superior y menor en la base. Cuando ocurre un sismo, este movimiento de vibración de la estructura se incrementa. (NEC, 2015)

Por medio del programa ETABS se analizan 12 modos de vibración. A continuación se presenta el período para cada modo y el porcentaje de participación modal de masa para los 6 edificios. En donde:

**Sum UX:** es la sumatoria del porcentaje de participación modal de la masa de cada modo con los modos anteriores para el sentido X.

**Sum UY:** es la sumatoria del porcentaje de participación modal de la masa de cada modo con los modos anteriores para el sentido Y.

**Sum RZ:** es la sumatoria del porcentaje de participación modal de la masa de cada modo con los modos anteriores para la rotación en Z.

**Tabla 34:**

Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa Edificio 1.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec			
Modal	1	0.832	6.62%	72.81%	2.60%
Modal	2	0.79	80.04%	77.59%	7.04%
Modal	3	0.762	82.60%	82.12%	84.31%
Modal	4	0.238	83.65%	91.29%	84.75%
Modal	5	0.228	92.78%	92.40%	84.75%
Modal	6	0.224	92.92%	92.74%	94.35%
Modal	7	0.114	93.65%	94.28%	94.91%
Modal	8	0.112	94.23%	95.63%	95.62%
Modal	9	0.109	95.67%	95.64%	96.99%
Modal	10	0.07	95.86%	95.64%	97.28%
Modal	11	0.068	95.86%	96.18%	97.28%
Modal	12	0.067	96.18%	96.18%	97.48%

**Tabla 35:**

Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa Edificio 2.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec			
Modal	1	0.809	8.79%	64.97%	11.95%
Modal	2	0.739	42.04%	84.02%	45.33%
Modal	3	0.434	82.79%	84.17%	83.86%
Modal	4	0.242	83.28%	92.54%	85.22%
Modal	5	0.224	87.92%	94.24%	88.78%
Modal	6	0.139	92.84%	94.24%	93.61%
Modal	7	0.125	92.84%	97.03%	93.74%
Modal	8	0.116	94.27%	97.18%	94.87%
Modal	9	0.084	96.22%	97.20%	96.71%
Modal	10	0.08	96.23%	97.78%	96.71%
Modal	11	0.076	96.25%	97.78%	96.81%
Modal	12	0.074	96.61%	97.82%	96.97%

**Tabla 36:**

Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa  
Edificio 3.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec			
Modal	1	0.814	6.78%	72.38%	4.23%
Modal	2	0.737	81.15%	81.16%	5.81%
Modal	3	0.718	84.79%	83.79%	85.24%
Modal	4	0.238	85.59%	92.47%	85.63%
Modal	5	0.221	93.74%	93.30%	85.68%
Modal	6	0.215	93.86%	93.52%	94.56%
Modal	7	0.118	94.08%	95.84%	94.59%
Modal	8	0.113	96.09%	96.02%	94.60%
Modal	9	0.11	96.09%	96.03%	96.91%
Modal	10	0.073	96.15%	96.43%	96.92%
Modal	11	0.072	96.48%	96.49%	96.92%
Modal	12	0.069	96.49%	96.49%	97.34%

**Tabla 37:**

Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa  
Edificio 4.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec			
Modal	1	0.912	0.00%	83.69%	0.25%
Modal	2	0.812	1.42%	83.92%	84.55%
Modal	3	0.768	86.14%	83.93%	85.92%
Modal	4	0.265	86.14%	94.09%	85.93%
Modal	5	0.242	86.46%	94.10%	95.17%
Modal	6	0.232	94.86%	94.10%	95.53%
Modal	7	0.13	94.86%	96.78%	95.54%
Modal	8	0.122	95.43%	96.79%	97.29%
Modal	9	0.12	96.92%	96.79%	97.99%
Modal	10	0.08	96.92%	97.26%	98.00%
Modal	11	0.078	97.24%	97.27%	98.05%
Modal	12	0.076	97.29%	97.29%	98.44%

**Tabla 38:**

Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa  
Edificio 5.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec			
Modal	1	0.781	18.74%	33.94%	32.32%
Modal	2	0.766	83.17%	38.65%	47.43%
Modal	3	0.678	84.55%	85.30%	84.98%
Modal	4	0.226	87.97%	89.32%	88.33%
Modal	5	0.221	95.09%	90.61%	90.73%
Modal	6	0.201	95.15%	95.42%	95.78%
Modal	7	0.109	96.47%	96.35%	96.41%
Modal	8	0.107	97.98%	97.24%	96.88%
Modal	9	0.1	97.99%	98.03%	98.73%
Modal	10	0.066	98.27%	98.19%	98.82%
Modal	11	0.065	98.49%	98.46%	98.84%
Modal	12	0.062	98.52%	98.52%	99.28%

**Tabla 39:**

Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa  
Edificio 6.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec			
Modal	1	0.802	0.10%	75.41%	7.41%
Modal	2	0.762	67.17%	77.64%	22.17%
Modal	3	0.692	84.11%	82.71%	84.32%
Modal	4	0.239	84.12%	91.88%	85.01%
Modal	5	0.227	92.43%	91.90%	85.92%
Modal	6	0.211	93.02%	92.65%	93.57%
Modal	7	0.161	93.02%	92.66%	93.58%
Modal	8	0.161	93.02%	92.66%	93.58%
Modal	9	0.161	93.02%	92.66%	93.58%
Modal	10	0.161	93.02%	92.67%	93.59%
Modal	11	0.121	93.12%	94.82%	93.77%
Modal	12	0.116	95.21%	94.98%	93.78%

### 4.2.2. Deflexiones

En las tablas 40 a la 45 se presentan los valores de las derivas máximas en sentido “X” y “Y” en cada piso para los 6 edificios, donde:

<b>Story:</b>	Numero de piso
<b>Load Case/Combo:</b>	Caso de carga
<b>Label:</b>	Nudo
<b>Item:</b>	Información de deriva
<b>Drift:</b>	Deriva

**Tabla 40:**

Derivas de piso Edificio 1.

TABLE: Story Drifts				
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
Story4	Espectro NEC 11 Max	9	Max Drift X	0.002464
Story4	Espectro NEC 11 Max	5	Max Drift Y	0.000493
Story3	Espectro NEC 11 Max	9	Max Drift X	0.003597
Story3	Espectro NEC 11 Max	5	Max Drift Y	0.000707
Story2	Espectro NEC 11 Max	9	Max Drift X	0.004206
Story2	Espectro NEC 11 Max	5	Max Drift Y	0.000825
Story1	Espectro NEC 11 Max	44	Max Drift X	0.002934
Story1	Espectro NEC 11 Max	53	Max Drift Y	0.000565

**Tabla 41:**

Derivas de piso Edificio 2.

TABLE: Story Drifts				
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
Story4	Espectro NEC 11 Max	13	Max Drift X	0.001846
Story4	Espectro NEC 11 Max	1	Max Drift Y	0.001284
Story3	Espectro NEC 11 Max	15	Max Drift X	0.002865
Story3	Espectro NEC 11 Max	1	Max Drift Y	0.002003
Story2	Espectro NEC 11 Max	13	Max Drift X	0.003606
Story2	Espectro NEC 11 Max	1	Max Drift Y	0.002626
Story1	Espectro NEC 11 Max	17	Max Drift X	0.002777
Story1	Espectro NEC 11 Max	2	Max Drift Y	0.00225

**Tabla 42:**

Derivas de piso Edificio 3.

TABLE: Story Drifts				
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
Story4	Espectro NEC 11 Max	12	Max Drift X	0.001638
Story4	Espectro NEC 11 Max	21	Max Drift Y	0.000776
Story3	Espectro NEC 11 Max	10	Max Drift X	0.002632
Story3	Espectro NEC 11 Max	21	Max Drift Y	0.001206
Story2	Espectro NEC 11 Max	12	Max Drift X	0.003337
Story2	Espectro NEC 11 Max	21	Max Drift Y	0.001491
Story1	Espectro NEC 11 Max	22	Max Drift X	0.002756
Story1	Espectro NEC 11 Max	21	Max Drift Y	0.001143

**Tabla 43:**

Derivas de piso Edificio 4.

TABLE: Story Drifts				
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
Story4	Espectro NEC 11 Max	5	Max Drift X	0.001735
Story4	Espectro NEC 11 Max	31	Max Drift Y	0.000258
Story3	Espectro NEC 11 Max	21	Max Drift X	0.002864
Story3	Espectro NEC 11 Max	34	Max Drift Y	0.00041
Story2	Espectro NEC 11 Max	5	Max Drift X	0.003724
Story2	Espectro NEC 11 Max	31	Max Drift Y	0.000516
Story1	Espectro NEC 11 Max	21	Max Drift X	0.003178
Story1	Espectro NEC 11 Max	34	Max Drift Y	0.000406

**Tabla 44:**

Derivas de piso Edificio 5.

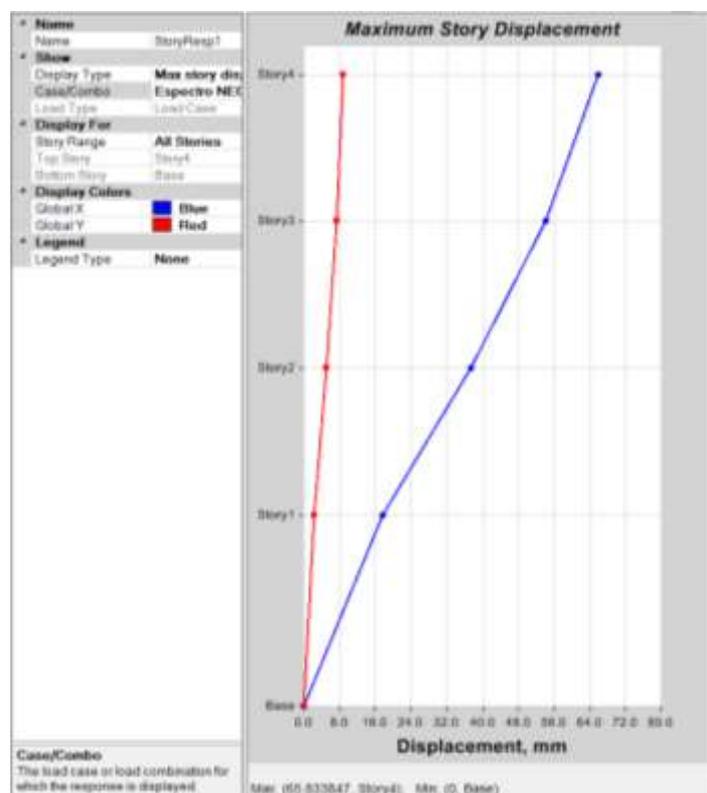
TABLE: Story Drifts				
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
Story4	Espectro NEC 11 Max	16	Max Drift X	0.002339
Story4	Espectro NEC 11 Max	18	Max Drift Y	0.000536
Story3	Espectro NEC 11 Max	16	Max Drift X	0.003382
Story3	Espectro NEC 11 Max	18	Max Drift Y	0.000761
Story2	Espectro NEC 11 Max	16	Max Drift X	0.004048
Story2	Espectro NEC 11 Max	18	Max Drift Y	0.000894
Story1	Espectro NEC 11 Max	16	Max Drift X	0.002806
Story1	Espectro NEC 11 Max	18	Max Drift Y	0.000619

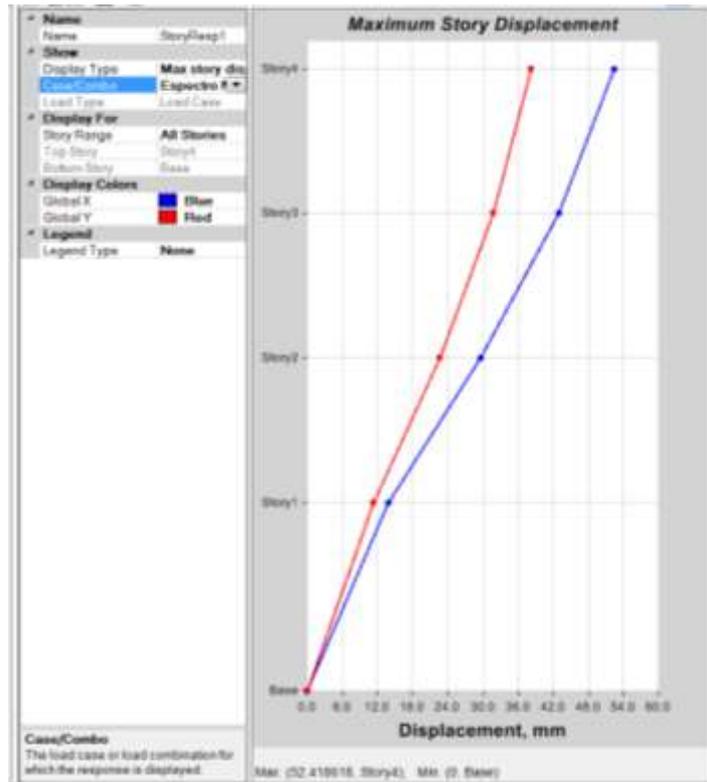
**Tabla 45:**

Derivas de piso Edificio 6.

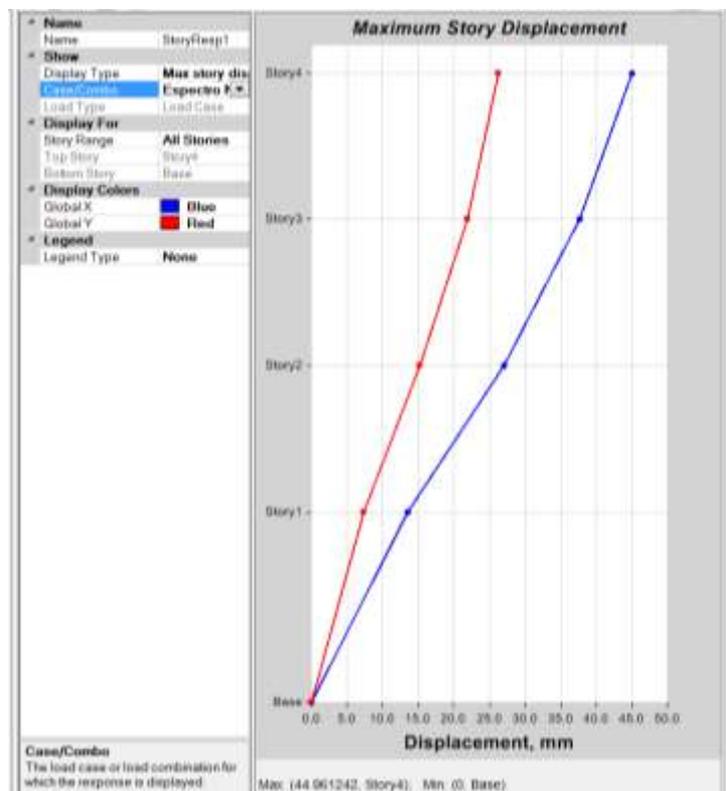
TABLE: Story Drifts				
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
Story4	Espectro NEC 11 Max	7	Max Drift X	0.002083
Story4	Espectro NEC 11 Max	1	Max Drift Y	0.001051
Story3	Espectro NEC 11 Max	4	Max Drift X	0.003261
Story3	Espectro NEC 11 Max	36	Max Drift Y	0.001633
Story2	Espectro NEC 11 Max	7	Max Drift X	0.004089
Story2	Espectro NEC 11 Max	1	Max Drift Y	0.002028
Story1	Espectro NEC 11 Max	5	Max Drift X	0.003172
Story1	Espectro NEC 11 Max	36	Max Drift Y	0.001522

Además es necesario mostrar los desplazamientos laterales que se producen por las acciones sísmicas; estos valores sirven posteriormente para comprobar si la separación entre edificios cumple con la mínima requerida. A continuación se presentan los desplazamientos máximos en milímetros para cada edificio y cada piso, en los sentidos X y Y.

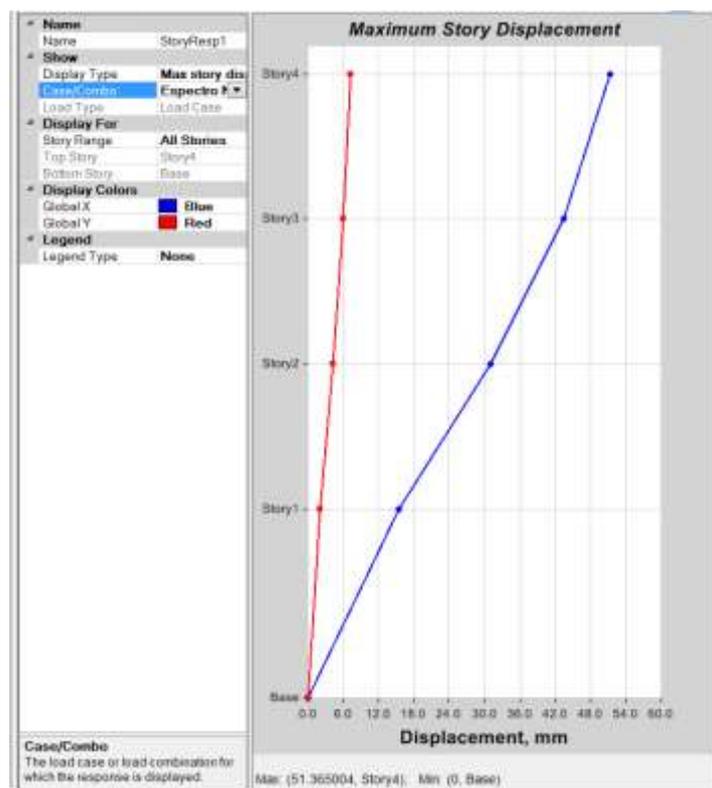
**Figura 44:** Desplazamientos máximos Edificio 1.



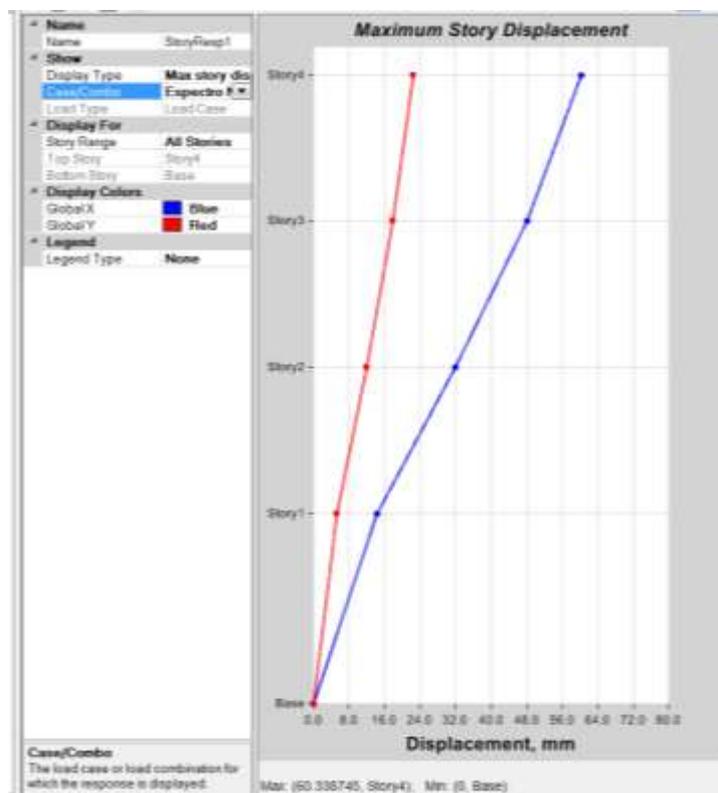
**Figura 45:** Desplazamientos máximos Edificio 2.



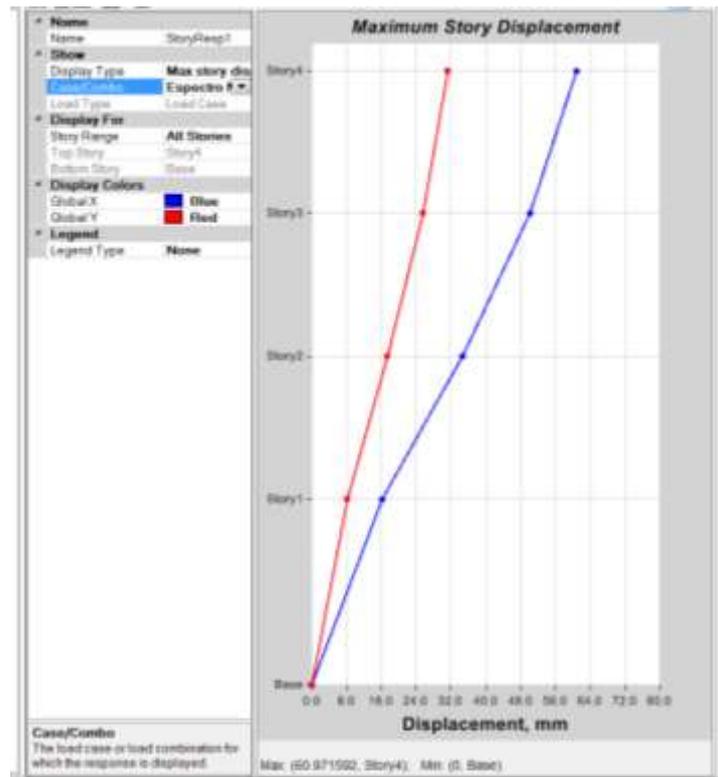
**Figura 46:** Desplazamientos máximos Edificio 3.



**Figura 47:** Desplazamientos máximos Edificio 4.



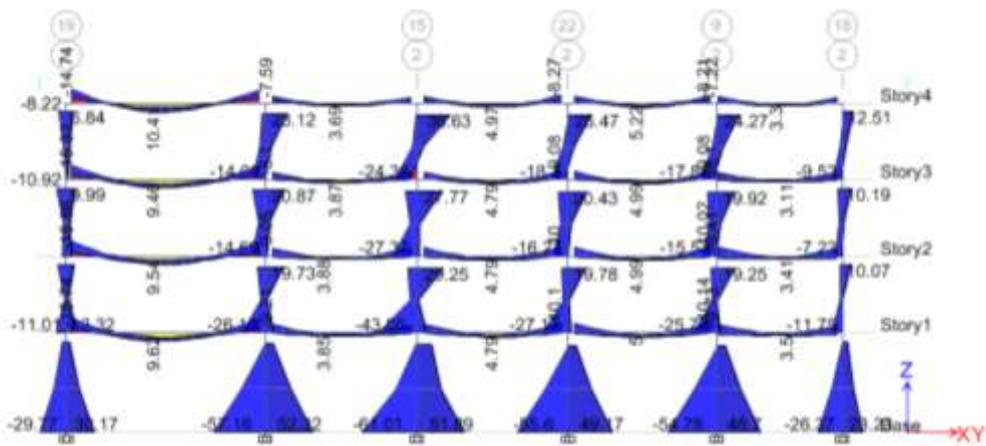
**Figura 48:** Desplazamientos máximos Edificio 5.



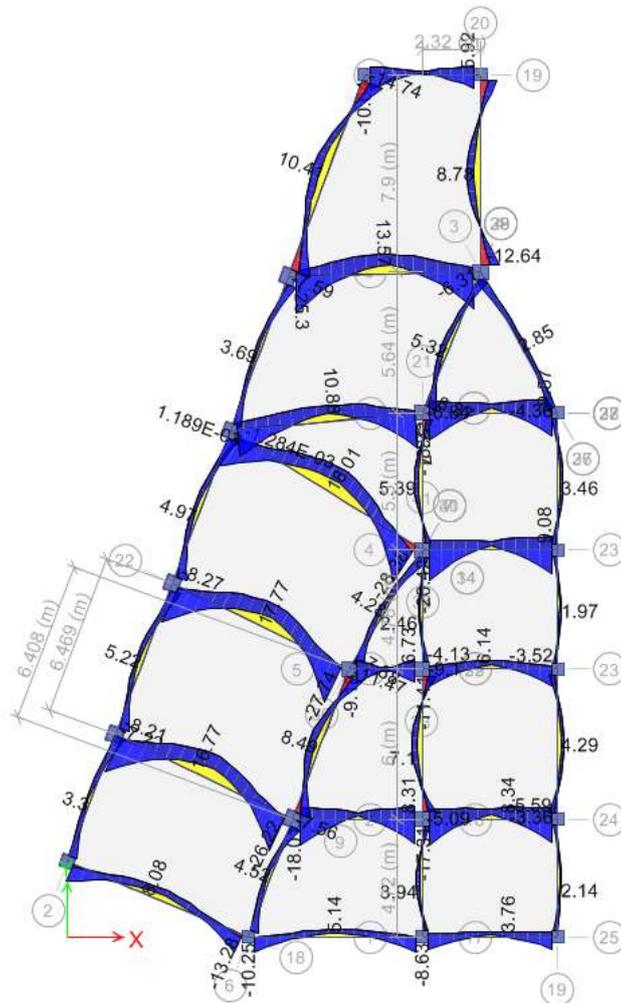
**Figura 49:** Desplazamientos máximos Edificio 6.

### 4.2.3. Acciones internas en elementos

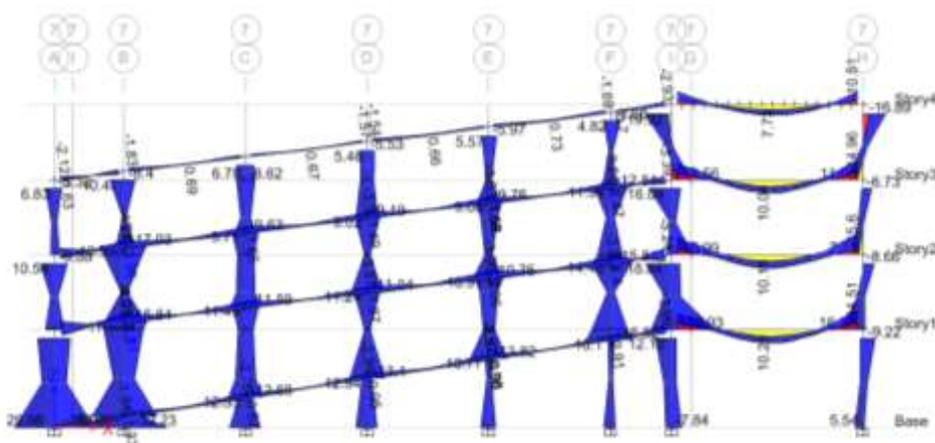
Por a la gran cantidad de tablas que se generan al presentar todas las reacciones internas de los elementos resulta poco práctico detallarlas, por lo que a continuación se presenta la figura de un pórtico y un piso representativo para cada edificio con los valores de los momentos 3-3 correspondiente a la combinación de carga envolvente:



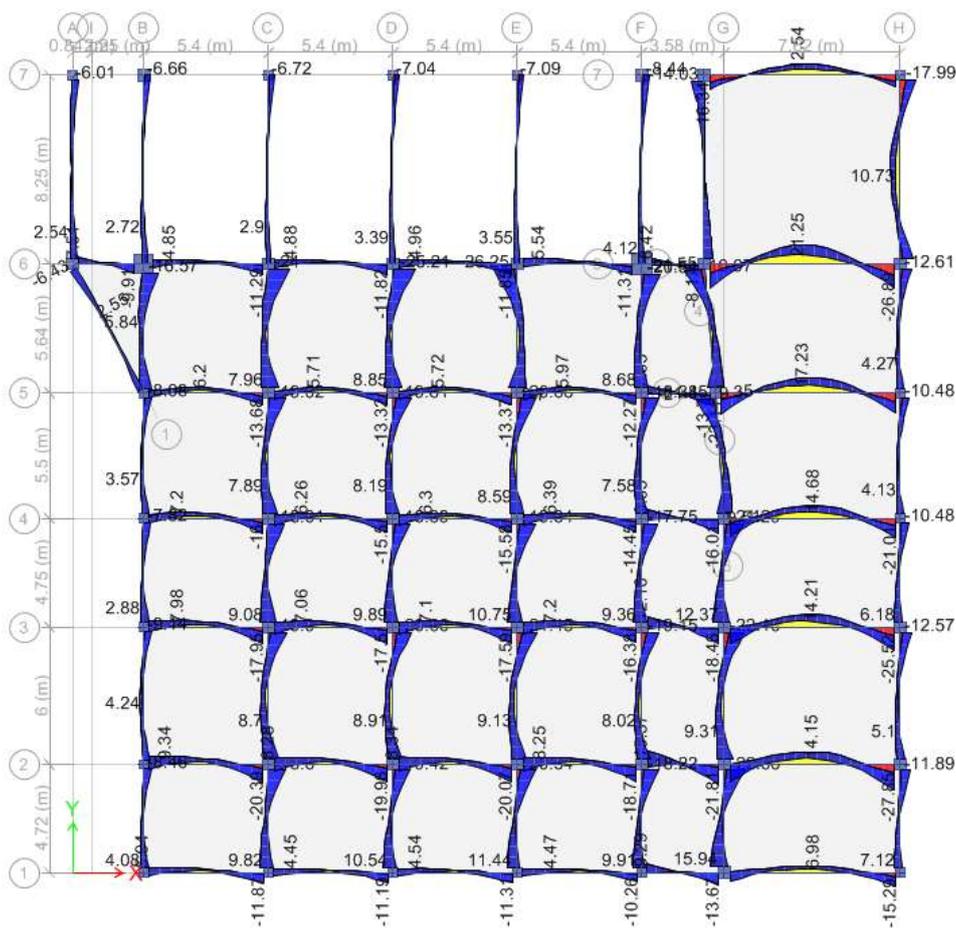
**Figura 50:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 1 - Pórtico L.



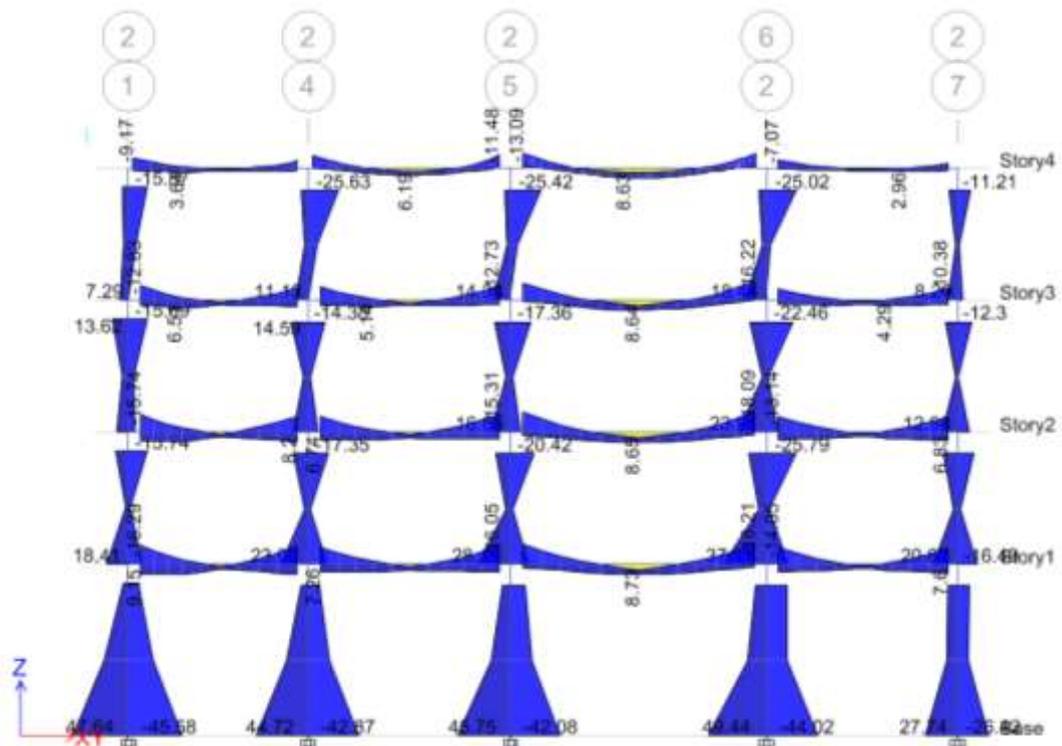
**Figura 51:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 1 – Piso 1.



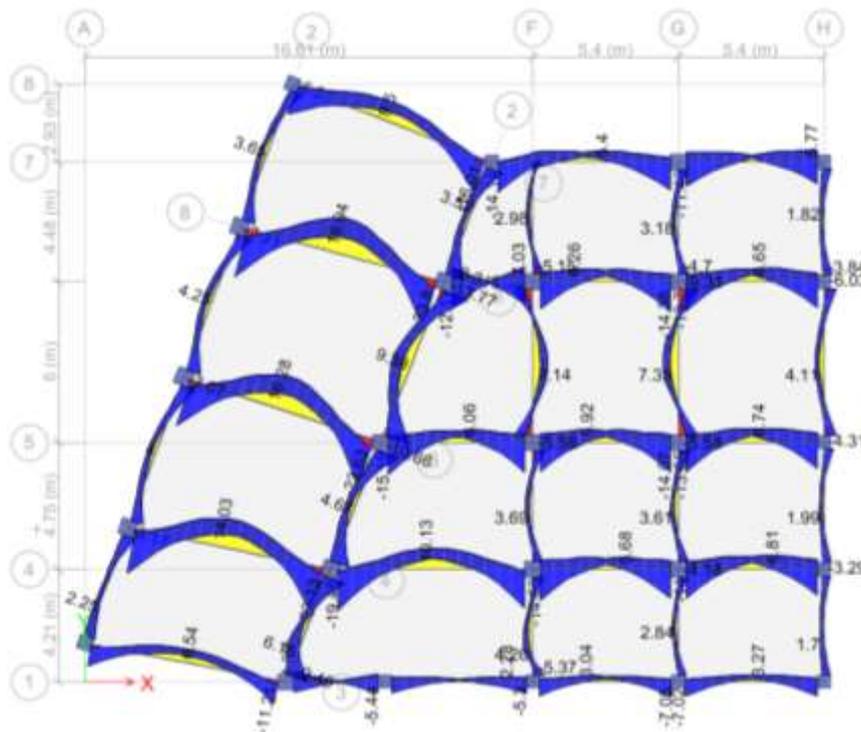
**Figura 52:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 2 - Pórtico 16.



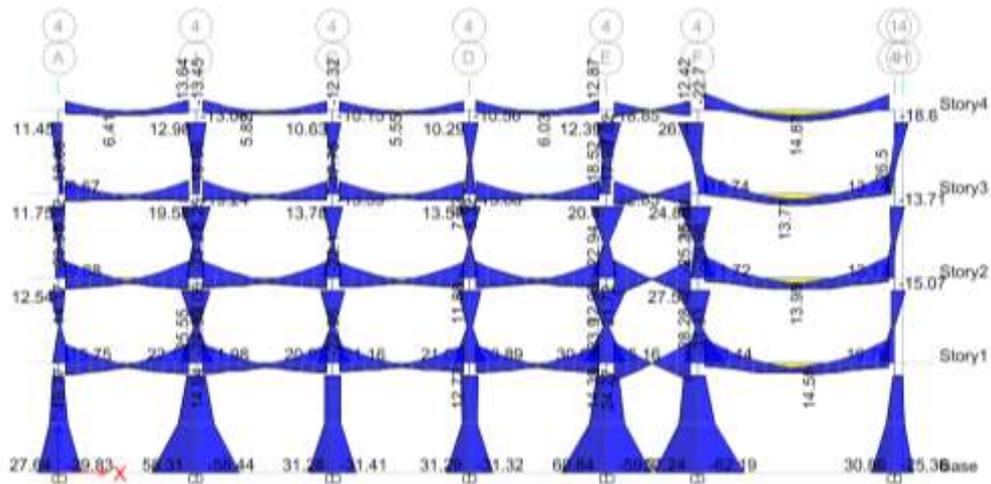
**Figura 53:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 2 - Piso 4.



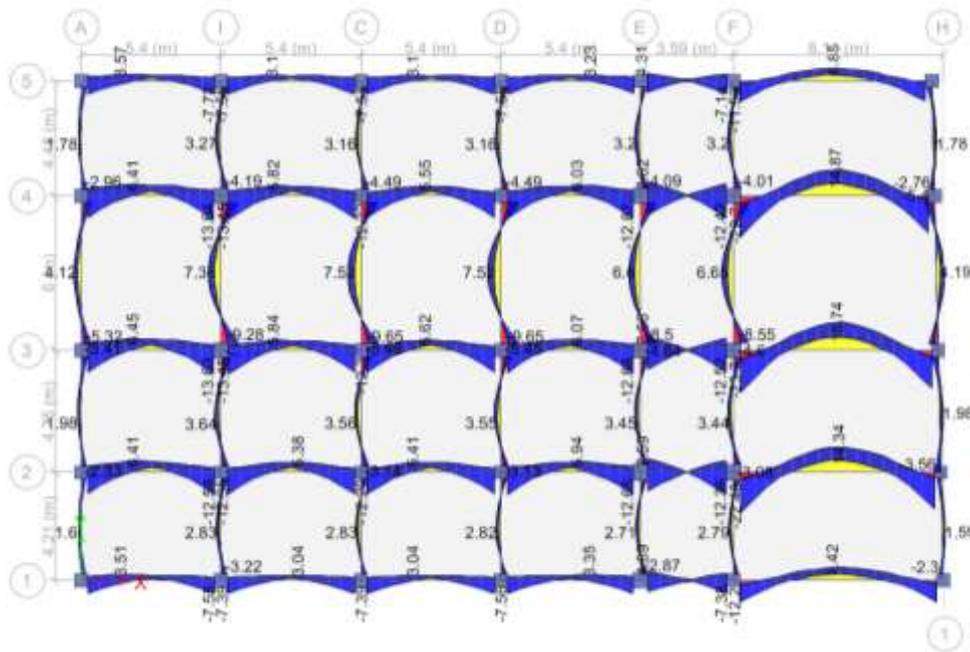
**Figura 54:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 3 - Pórtico K.



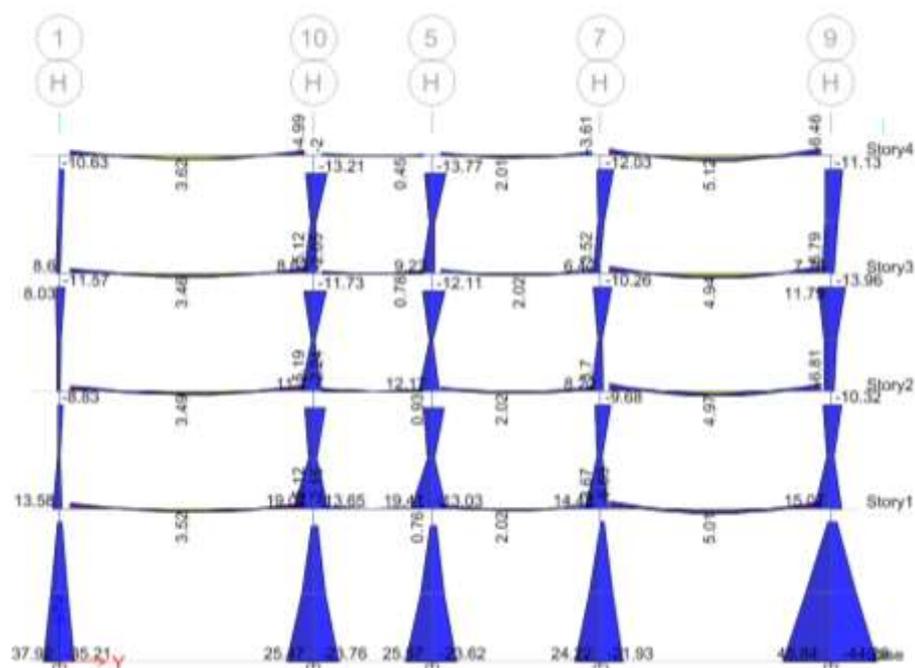
**Figura 55:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 3 - Piso 1.



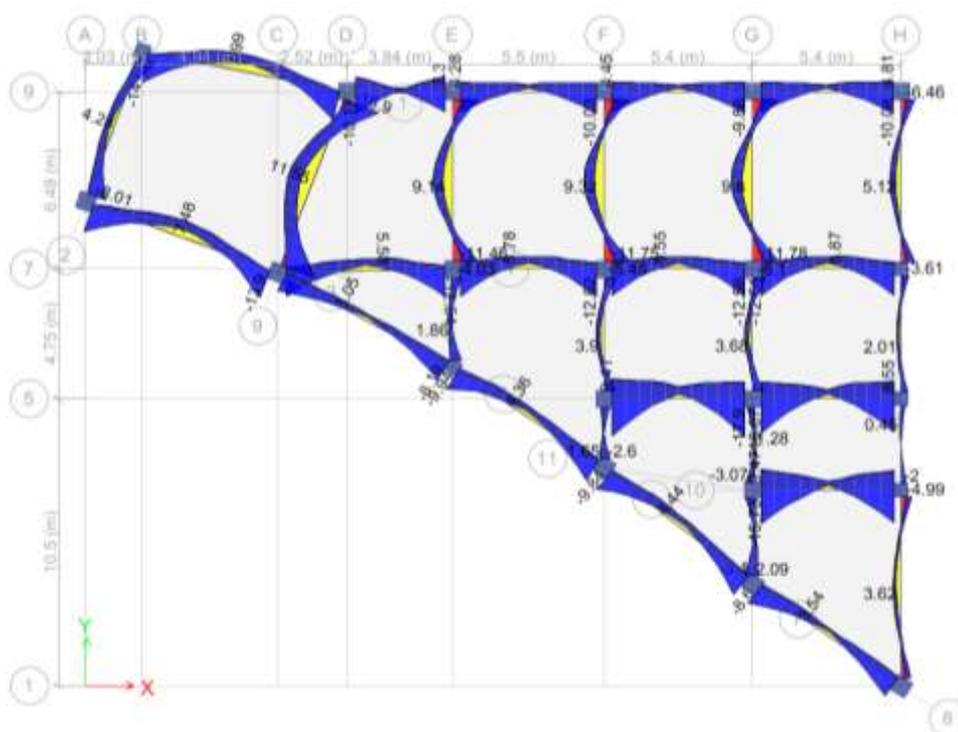
**Figura 56:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 4 - Pórtico 9.



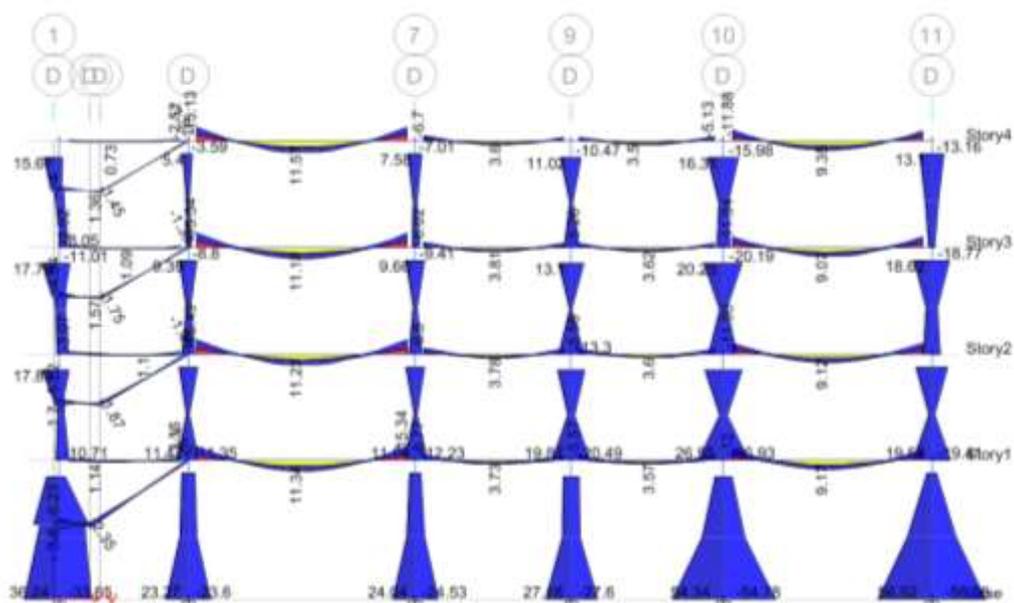
**Figura 57:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 4 – Piso 4.



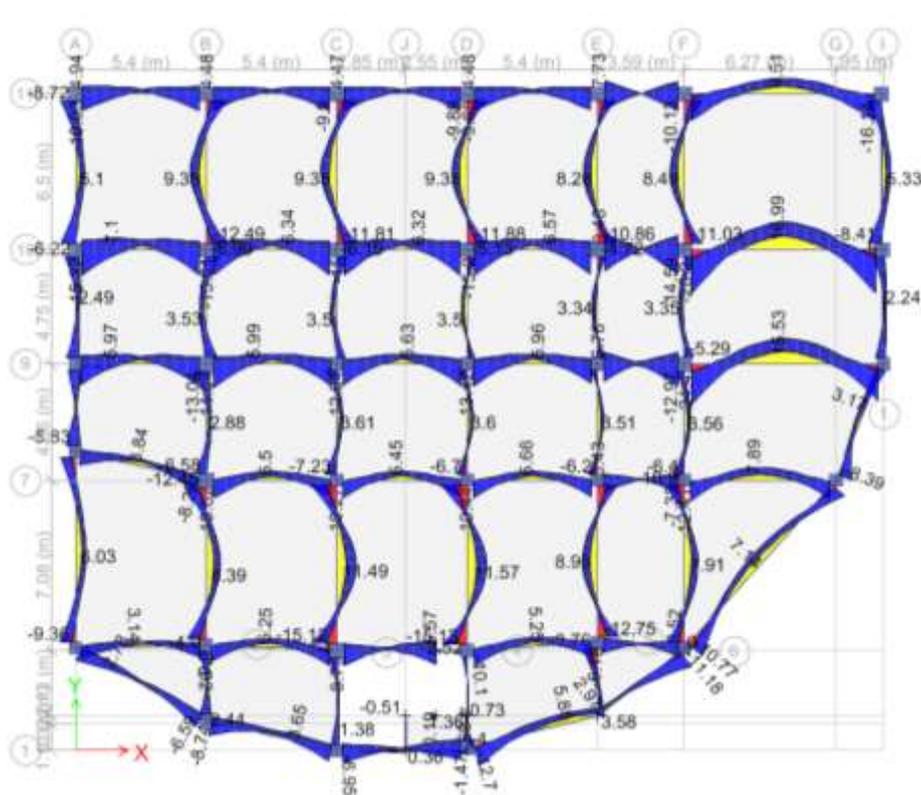
**Figura 58:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 5 - Pórtico G.



**Figura 59:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 5 - Piso 4.



**Figura 60:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 6 - Pórtico D.



**Figura 61:** Diagrama de momentos 3-3 Edificio 6 - Piso 4.

### 4.3. Estudio de los resultados

Al analizar los resultados, se verifica que se encuentren dentro de los valores admisibles impuestos en la norma.

#### 4.3.1. Revisión de los modos de vibración y períodos

El NEC en el Capítulo de Diseño Sismo Resistente en la sección 6.6.2 - Inciso e, especifica que se debe incluir un número de modos suficiente para que la suma de la participación modal de las masas para cada acción sísmica sea de al menos 90%, esta normativa se cumple en todos los edificios a partir de la sumatoria de los 6 primeros modos, y se llega a valores cercanos al 100% en todos los edificios con la sumatoria de los 12 Modos con los que se trabaja.

#### 4.3.2. Deflexiones máximas NEC.

Según el NEC la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites establecidos en la siguiente tabla, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

**Tabla 46:**

Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso. Fuente: **(NEC, 2015)**.

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

### 4.3.3. Revisión de las deflexiones calculadas

En este caso la estructura es netamente de hormigón armado por lo que el valor de la deriva máxima será de 0.02, para su revisión se toma el valor máximo de cada edificio el que se obtiene de Etabs y se lo multiplica por el 75% de R (Factor de reducción sísmica), para el caso de estudio R=6, y se comprueba que no sobrepase el valor admisible, los resultados se muestran en la tabla 47.

**Tabla 47:**

Comprobación derivas máximas.

	Deriva Etabs	Deriva Máxima	Máxima admisible	Revisión
<b>Edificio 1</b>	0.00421	0.0189	0.02	OK
<b>Edificio 2</b>	0.00361	0.01623	0.02	OK
<b>Edificio 3</b>	0.00334	0.01502	0.02	OK
<b>Edificio 4</b>	0.00372	0.01676	0.02	OK
<b>Edificio 5</b>	0.00405	0.01822	0.02	OK
<b>Edificio 6</b>	0.00409	0.01840	0.02	OK

También se comprueba con los desplazamientos que la separación entre los edificios cumpla con la mínima requerida, para lo cual se utiliza la siguiente fórmula provista por el NEC en el Capítulo de Diseño Sismo Resistente en la sección 5.2.2:

$$\Delta_E = 0.25 * \Delta_{Mup} + 0.005H_{ev} \quad (35)$$

Donde:

$\Delta_E$  Separación.

$\Delta_{Mup}$  Desplazamiento del último piso.

$H_{ev}$  Altura de la estructura vecina

En la siguiente tabla se muestran los desplazamientos máximos de cada edificio, dado que se consideró una separación de 10 cm entre

cada estructura, este valor cumple con el mínimo establecido por la norma.

**Tabla 48:**

Desplazamientos máximos

	<b>Desplazamientos max (mm)</b>	<b>Espaciamiento Minimo requerido (mm)</b>	<b>Espaciamiento Real (mm)</b>	<b>Revisión</b>
<b>Edificio 1</b>	50.30	82.58	100.00	OK
<b>Edificio 2</b>	39.70	79.93	100.00	OK
<b>Edificio 3</b>	48.80	82.20	100.00	OK
<b>Edificio 4</b>	41.38	80.35	100.00	OK
<b>Edificio 5</b>	46.90	81.73	100.00	OK
<b>Edificio 6</b>	48.33	82.08	100.00	OK

## CAPITULO 5

### DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 5.1. Introducción

En el presente capítulo se realiza el diseño de todos los elementos estructurales que conforman el proyecto, lo cual incluye: vigas, columnas, losas alivianadas, rampas de acceso, escaleras, plintos aislados y cadenas de amarre. Se ejemplifica el diseño para 1 elemento de cada caso y para todos se verifica que la armadura no esté por debajo del mínimo admisible.

#### 5.2. Diseño de Vigas

Las vigas de hormigón armado constan de 2 tipos de armadura, una longitudinal y otra transversal, la primera se obtiene con el análisis y diseño de Etabs, el cual nos proporciona el área de refuerzo necesario para resistir las solicitaciones. Aparte se realiza una comprobación para asegurar que sus valores estén dentro del máximo y mínimo admisibles dispuestos por el NEC. La armadura transversal se diseña manualmente, mediante un análisis por capacidad para garantizar que la rótula plástica se produzca dentro de la viga. Esto consiste en determinar la máxima capacidad de la viga a flexión para que primero se produzca la rótula plástica previniendo una falla por corte.

En el Capítulo 4 - Sección 4.2.4 del NEC, se manifiesta que la armadura máxima no puede exceder el 50% de la cuantía en condición balanceada, con esta condición obtenemos el área máxima como sigue:

$$A_s \text{ max} = 0.50 * \rho_b * b * d \quad (36)$$

$$As_{max} = 0.50 * \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{6300}{6300 + f'_y} * b * d$$

En el Capítulo 4, sección 4.2.5. del NEC, se define la sección mínima con las siguientes fórmulas:

$$As_{min} = \frac{1.4}{f_y} * bw * d \quad (37)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * bw * d \quad (38)$$

Donde:

- $As_{min}$  Área mínima de refuerzo ( $mm^2$ ).
- $bw$  Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm).
- $d$  Distancia desde la fibra extrema en compresión de la viga hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
- $f_y$  Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)
- $f'_c$  Resistencia especificada a la compresión del hormigón (MPa)

A continuación se realiza el diseño de la viga del eje H del Primer piso - Edificio 1, el cual es similar para todas las vigas y es representativa de las demás.

La viga del diseño tiene una sección de  $b= 40$  cm y  $h= 50$  cm, con un recubrimiento desde el centroide de las varillas de refuerzo de 4 cm. A continuación se calcula el área máxima y mínima de acero de refuerzo:

$$As_{max} = 0.50 * \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{6300}{6300 + f'_y} * b * d \quad (39)$$

$$As_{max} = 0.50 * \frac{0.85 * 0.85 * 240}{4200} * \frac{6300}{6300 + 4200} * 40 * 46$$

$$\mathbf{As_{max} = 22.79 \text{ cm}^2}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = \frac{1.4}{411.87} * 400 * 460$$

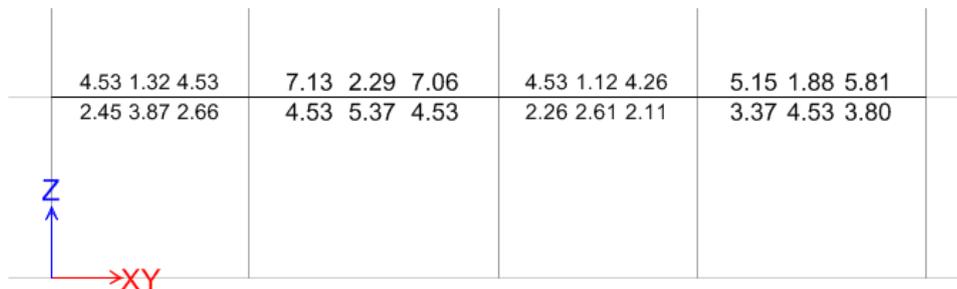
$$A_s \text{ min} = 625.44 \text{ mm}^2 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{23.54}}{4 * 411.87} * 400 * 460$$

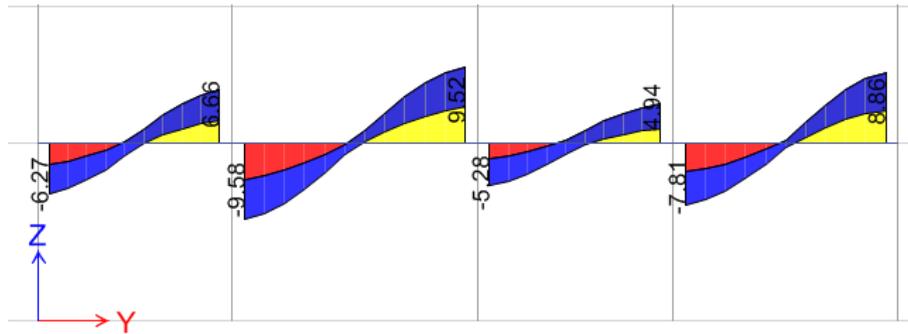
$$A_s \text{ min} = 543.02 \text{ mm}^2 = 5.43 \text{ cm}^2$$

Como se indica, el programa calcula el área de refuerzo necesaria para resistir las cargas, se comprueba que ningún valor supere el máximo calculado, y se coloca a lo largo de toda la viga armadura mínima y armadura de refuerzo en los sitios que lo requieran.



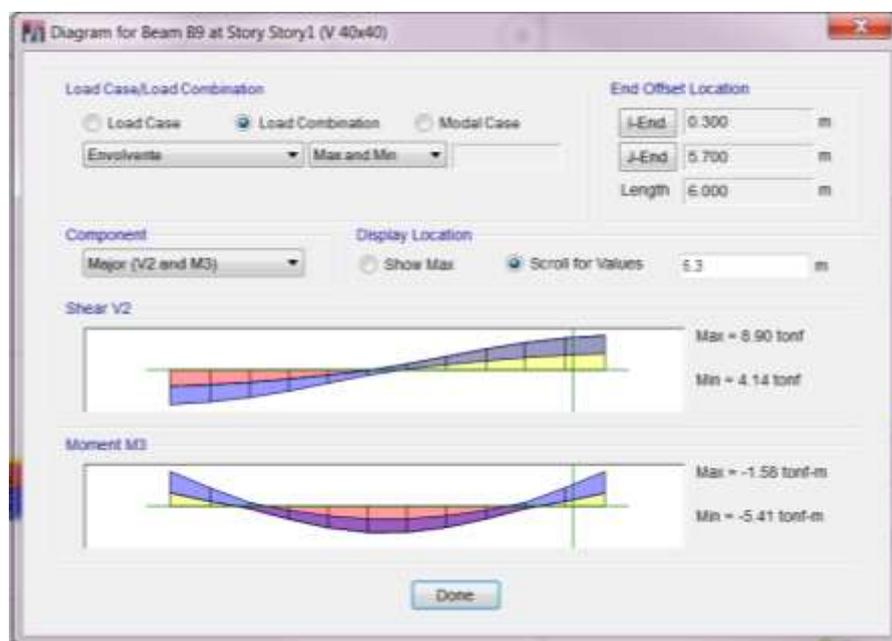
**Figura 62:** Valores de área de refuerzo para viga Eje H.

Para el cálculo de la armadura transversal en el Capítulo 4, sección 5.1.1 del NEC, se establece que el valor de cortante último se obtiene a partir del diagrama de cortante de la viga, el que se mide a una distancia “d” desde la cara del apoyo, para lo cual se elige el tramo con los mayores esfuerzos, en este caso corresponde al segundo, como se aprecia en la figura 63:



**Figura 63:** Valores de cortante para viga Eje H.

Ahora se le pide al programa que nos muestre el valor del cortante a una distancia “d” desde la cara del apoyo, figura 64.



**Figura 64:** Valores de cortante a una distancia “d”.

Para el cálculo de las resistencias al cortante que aporta el hormigón, el NEC en el Capítulo 4, sección 5.1.2. dispone que en elementos no pres forzados, el refuerzo de cortante se hará conforme a lo estipulado en las secciones del capítulo 11 del ACI-318-11.

$$\phi * V_n \geq V_u \quad (40)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (41)$$

$$V_u = 8.9 T$$

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (42)$$

$$V_c = 0.17 * 0.85 * \sqrt{23.54} * 400 * 460$$

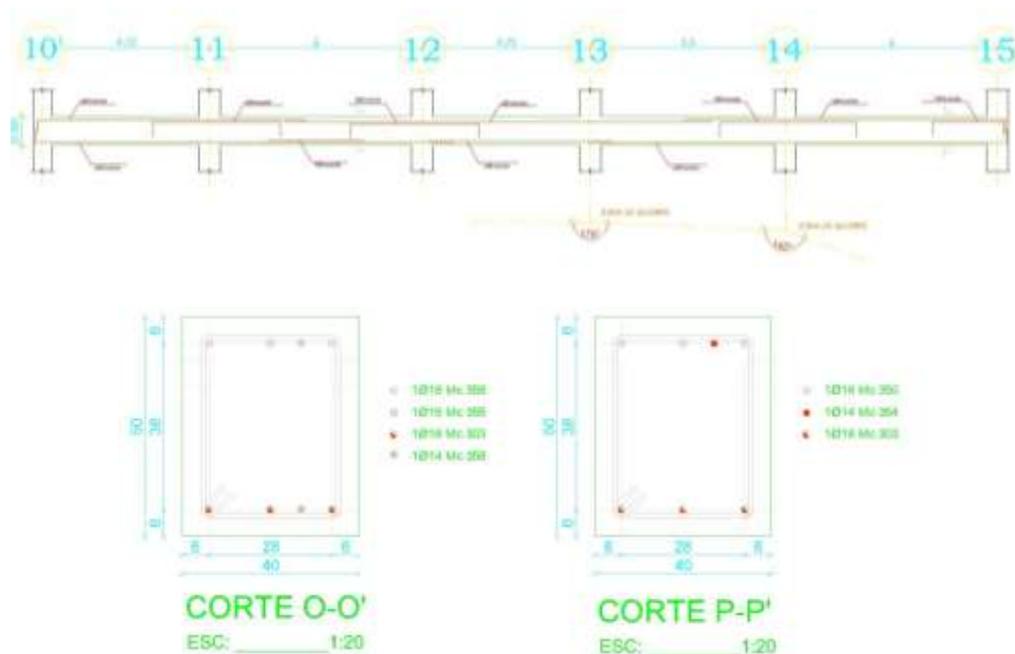
$$V_c = 128999.75 N = 13.14982 T$$

$$0.85 * 13.15 T \geq 8.9 T$$

$$11.18 T \geq 8.9 T \therefore OK$$

En este caso la resistencia que aporta el hormigón es suficiente para soportar el cortante, sin embargo se coloca armadura mínima para asegurar un buen comportamiento, especialmente en zonas de alto riesgo sísmico, lo que corresponde a 1  $\Phi$  10 @ 10cm.

Finalmente en la figura 65 se muestra el armado de la viga.



**Figura 65:** Armado viga eje H-Edificio 1.

### 5.3. Diseño de Columnas

Las columnas son elementos que trabajan principalmente a compresión, sin embargo existen excentricidades y momentos flectores inducidos por la posición de las solicitaciones externas e imperfecciones constructivas, por lo que en su diseño debe tomarse en cuenta la presencia de dichas acciones simultáneas.

El diseño de las columnas se realiza con la consideración de esfuerzos de compresión uniaxial o biaxial por medio de diagramas con curvas de interacción carga-momento, en el cual el eje horizontal representa el momento resistente y el eje vertical la carga axial resistente, cualquier combinación de carga axial y de momento flector que defina un punto dentro de la curva o sobre ésta, indica que la sección escogida resiste las cargas especificadas. Por el contrario, si el punto queda fuera de la curva de interacción significa que la sección transversal no es capaz de resistir las solicitaciones.

El diseño de las columnas se realiza mediante el programa ETABS, con la combinación de carga envolvente, pues ésta toma los valores máximos para momentos y carga axial que se generan con cada tipo de solicitación definida por el NEC. Con estas fuerzas el programa ejecuta un volumen de interacciones para cada columna. El programa también realiza un chequeo de esbeltez y flexo compresión biaxial.

ETABS nos permite utilizar como código de diseño el ACI 318-11, el cual define varios parámetros como la cuantía de acero que va desde 1% al 6% de la sección transversal, sin embargo la Norma Ecuatoriana

en el Capítulo 4, sección 4.3.3. establece que el valor de la cuantía debe estar entre:

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03 \quad (43)$$

Donde:

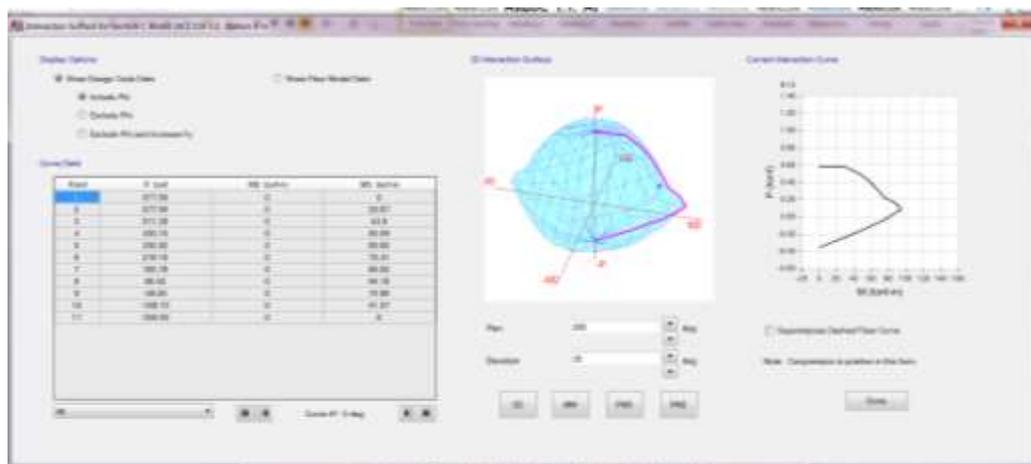
$\rho_g$  Área de refuerzo longitudinal

$A_g$  Área bruta de la sección

Es decir, el valor debe estar entre 1% y 3%.

El programa nos brinda 2 opciones para realizar el diseño, en la primera, el programa calcula el área de acero necesaria para la sección asignada, en la segunda opción el usuario define el refuerzo y ETABS chequea si éste cumple con los requerimientos de esfuerzo.

En el diseño del proyecto se utiliza la segunda opción, con ella el programa genera una curva de interacción y verifica que los esfuerzos de flexo-compresión se encuentren dentro de la curva como se muestra en la figura 66.



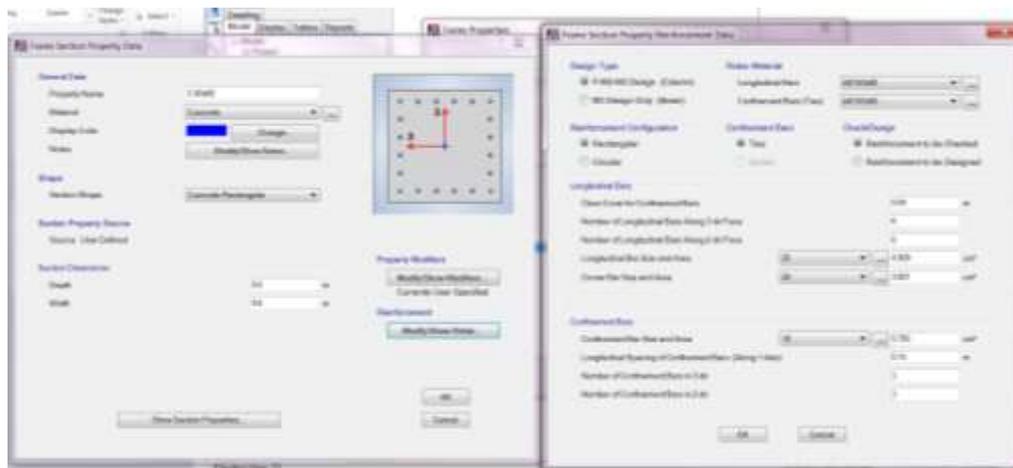
**Figura 66:** Curva de interacción generada por ETABS para chequeo de columnas.

Para propósito demostrativo se realiza el diseño de la columna H13 que será similar para el resto de columnas. En este procedimiento se parte de los valores calculados en el pre diseño y luego de varias comprobaciones se llegó a definir un valor de  $\rho=0.025$  y una sección de  $60 \times 60$ , el área de refuerzo se calcula como sigue:

$$A_s = \rho * b * d \quad (44)$$

$$A_s = 0.025 * 60 * 60 = 90 \text{ cm}^2$$

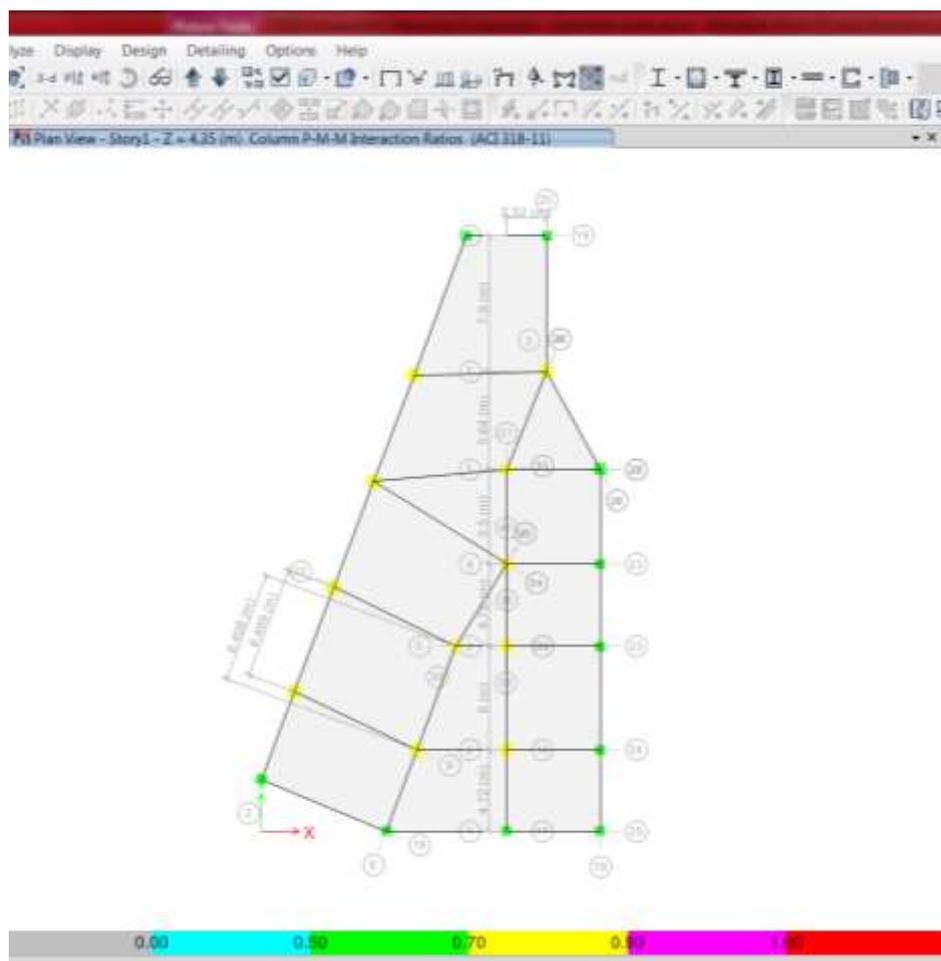
Lo que equivale a  $20\phi 25 \text{ mm}$ . A continuación se ingresa el número y diámetro de las varillas en el programa para su chequeo:



**Figura 67:** Definición de armadura para chequeo en columnas.

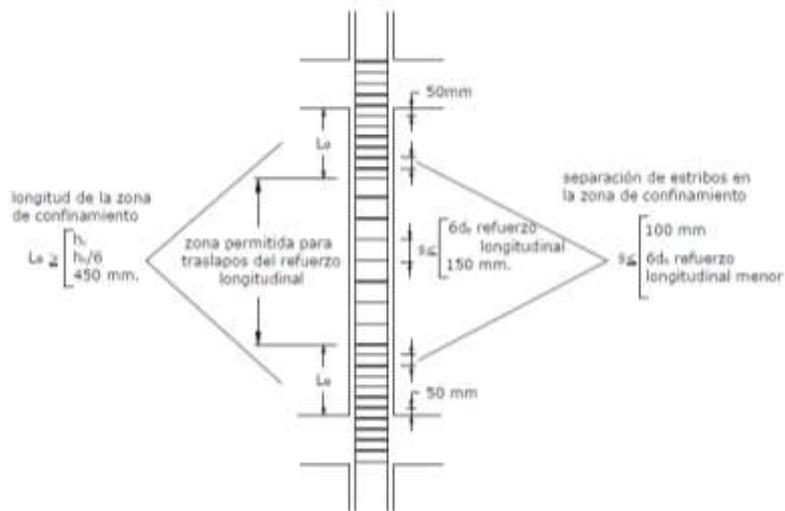
Para facilitar el procedimiento y chequeo, ETABS muestra las columnas con distintos colores equivalentes a los diferentes valores, y se comprueba que estos no sobrepasen el valor de 1, si se supera este valor, el punto queda fuera de la curva de control.

Como se puede apreciar en la figura 68 todas las columnas cumplen con los valores de sección y refuerzo asignados para el Edificio 1.



**Figura 68:** Resultados de curvas de interacción para columnas de Edificio 1.

Para el diseño de la armadura transversal primero se calcula el espaciamiento máximo entre estribos, el cual viene dado por los valores que se muestran en la siguiente figura, dados por el NEC.



**Figura 69:** Separación de estribos.

(NEC, 2015)

Se tiene así una separación de 100 mm en la zona de confinamiento y 150 mm para el resto de la columna.

Para la armadura transversal el NEC en el Capítulo 4 – Sección 3.3.4. nos indica que se toma el mayor valor que se obtiene de las siguientes ecuaciones:

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (46)$$

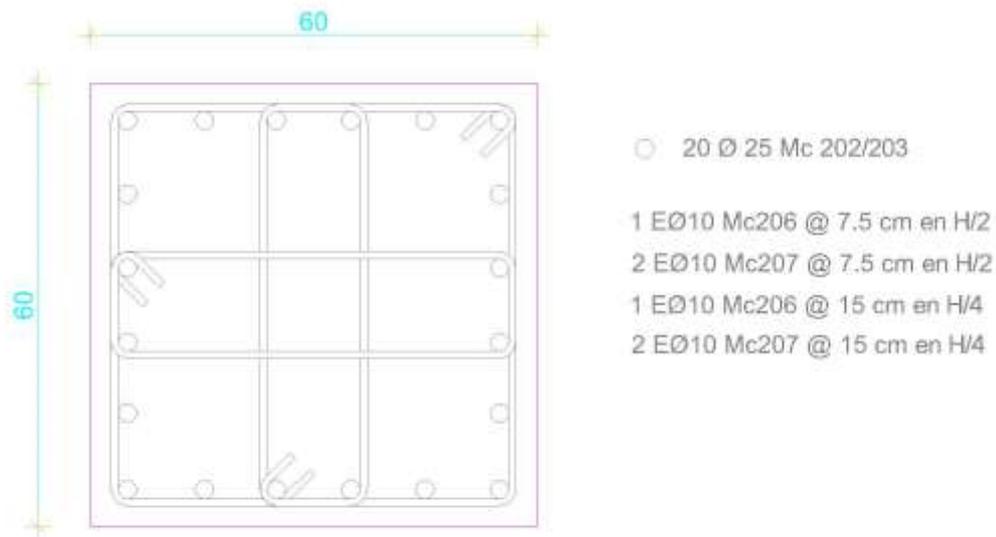
$$A_{sh} = 0.3 * \frac{100 * 440 * 240}{4200} \left( \frac{50 * 50}{44 * 44} - 1 \right) = 2.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \quad (47)$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{100 * 440 * 240}{4200} = 2.21 \text{ cm}^2$$

Esta área se distribuye en cuatro ramales, con 1 E  $\phi$  10 que amarra todas las varillas y 2 E  $\phi$  10 que amarran las varillas centrales.

En la figura 70 se muestra el armado final de la columna.



**Figura 70:** Corte transversal columna H13.

#### 5.4. Diseño de Nudos

En el diseño sísmo resistente de todas las estructuras de concreto armado se debe cumplir con el requisito de columna fuerte – viga débil, el cual busca el desarrollo de rótulas plásticas a flexión en las vigas, lo que constituye un mecanismo estable de disipación de energía inelástica durante un sismo, de esta manera se controla las fallas por inestabilidad que junto a las fallas frágiles como las de adherencia y corte son las responsables de conducir a un colapso prematuro de la estructura. (Cabanillas, 2014)

Para cumplir con este requisito, el programa Etabs emplea la siguiente ecuación:

$$\sum M_c \geq 6 / 5 \sum M_v \quad (48)$$

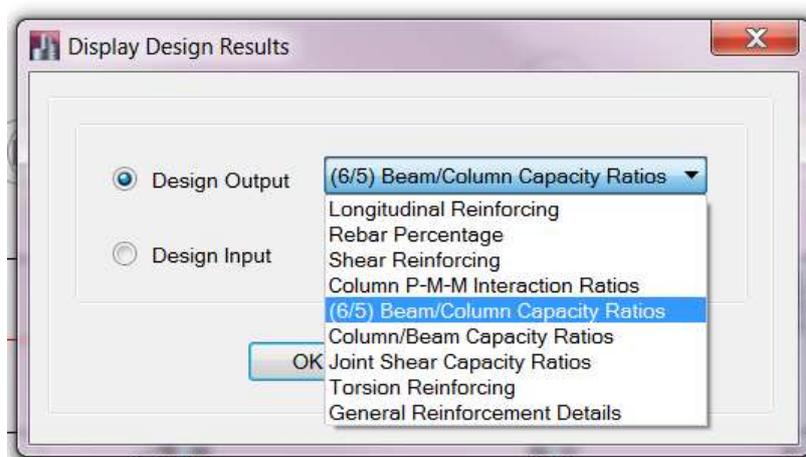
Donde:

$\sum M_c$  Suma de momentos en el centro de la junta correspondiente a la resistencia de diseño a la flexión de las columnas que empalman en esa junta.

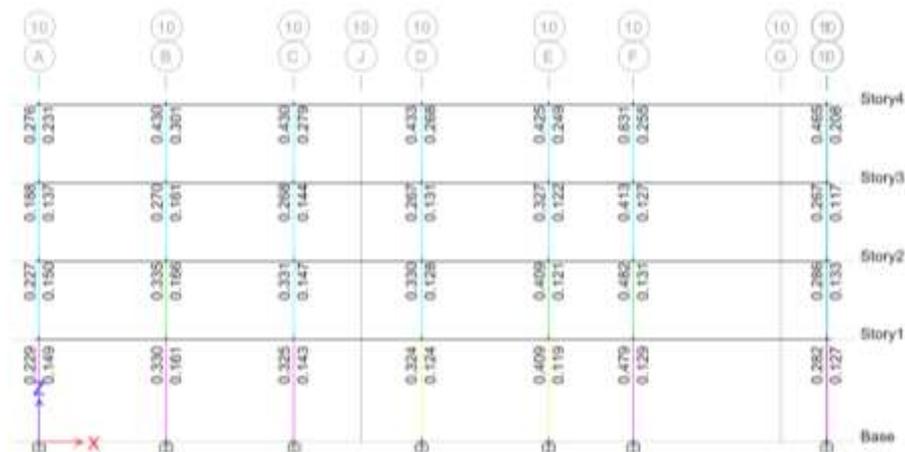
$\sum M_v$  Suma de momentos en el centro de la junta correspondiente a la resistencia de diseño a la flexión de las vigas que empalman en esa junta.

Para realizar el chequeo se pide al programa Etabs que muestre los valores de relación de capacidad entre viga y columna, en el menú Design – Concrete Frame Design – Display Design Info – en el cuadro de dialogo escogemos 6/5 Beam Column Capacity Ratios (Figura 71).

Una vez obtenidos estos valores se debe comprobar, según la norma que estos valores sean mayores que 1,4 en el caso de Columna/Viga pero el programa nos proporciona la inversa por lo que para cada columna los valores deben ser menores a 0.71 (Figura 72), en caso contrario no cumple el concepto de columna fuerte – viga débil y se debe colocar mayor armadura o aumentar la sección de la columna.



**Figura 71:** Selección de resultados de diseño a mostrar.



**Figura 72:** Valores de Relación de Capacidad Viga-Columna.

El segundo análisis que se realiza en el diseño de nudos es la resistencia a cortante según el ACI 318-11 sección 21.7.3. que indica que el valor del cortante no debe ser mayor a:

- Para nudos confinados en las 4 caras
 
$$V_n < 5.3 * \sqrt{f'_c} * A_j \quad (49)$$

- Para nudos confinados en 3 caras o en 2 caras consecutivas
 
$$V_n < 4.0 * \sqrt{f'_c} * A_j \quad (50)$$

- Para otros casos
 
$$pV_n < 3.2 * \sqrt{f'_c} * A_j \quad (51)$$

Dónde:

$V_n$  Cortante nominal

$A_j$  Área efectiva de la sección transversal dentro del nudo

#### Control del cortante horizontal:

$$V_j = T_s + T_i \quad (52)$$

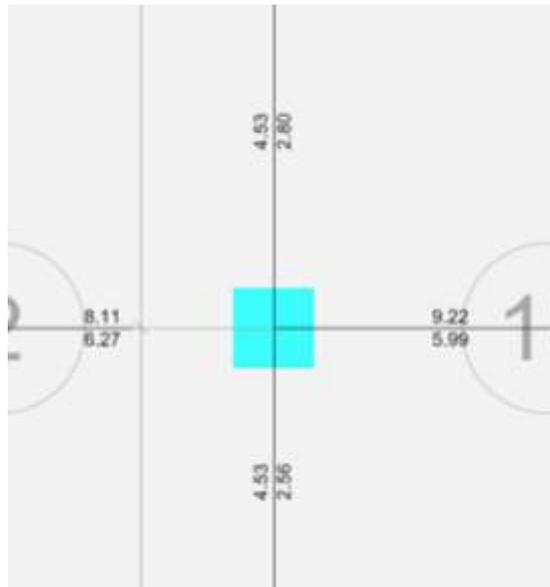
Donde:

$V_j$  Cortante en el nudo.

$T_s$  Tensión acero superior.

Ti Tensión acero inferior.

Se procede a realizar los cálculos para el nudo H11, en la figura 73 se presentan los valores de área de refuerzo que se obtuvo para cada viga.



**Figura 73:** Área de refuerzo en vigas que se toma en cuenta para diseño de nudo H11.

En el sentido X:

$$T_s = A_{ss} * f_y * \alpha \quad (53)$$

$$T_s = 9.22 * 4200 * 1.25 = 48405 \text{ Kg} = 48.41 \text{ T}$$

$$T_i = A_{si} * f_y * \alpha \quad (54)$$

$$T_i = 6.27 * 4200 * 1.25 = 32917.5 \text{ Kg} = 32.92 \text{ T}$$

$$V_n = T_s + T_i \quad (55)$$

$$V_n = 48.41 + 32.92 = 81.33 \text{ T}$$

En el sentido Y:

$$T_s = A_{ss} * f_y * \alpha \quad (56)$$

$$T_s = 4.53 * 4200 * 1.25 = 23782.5 \text{ Kg} = 23.78 \text{ T}$$

$$T_i = A_{si} * f_y * \alpha \quad (57)$$

$$T_i = 2.80 * 4200 * 1.25 = 14700 \text{ Kg} = 14.7 \text{ T}$$

$$V_j = T_s + T_i \quad (58)$$

$$V_j = 38.48 \text{ T}$$

Calculamos el cortante nominal y verificamos que  $V_j$  sea menor que el cortante último admisible.

$$V_c = 5.3 * \sqrt{f'_c} * A_j \quad (59)$$

$$V_c = 5.3 * \sqrt{240} * 40 * 40$$

$$V_c = 131372 \text{ Kg} = 131.37 \text{ T}$$

$$V_n < \phi * V_c \quad (60)$$

$$81.33 < 1131.37 \text{ T} \therefore \text{OK}$$

Finalmente se verifica la longitud de desarrollo la cual es necesaria para los nudos exteriores, para lo que se usa la siguiente ecuación.

$$L_{dr} = \frac{f_y * \phi_v}{16 * \sqrt{f'_c}} \quad (61)$$

Los resultados de esta ecuación para los diferentes diámetros de varilla se presentan en la tabla 49:

**Tabla 49:**

Longitud de desarrollo para anclaje.

Diam Varilla (mm)	L desarrollo (cm)
10	15.69
12	18.82
14	21.96
16	25.1
18	28.24
20	31.37
22	34.51
25	39.22

## 5.5. Diseño de Losas y Rampas

Las losas trabajan fundamentalmente a flexión, debido a que las cargas que trabajan sobre ellas son perpendiculares al plano de la losa, se las puede considerar planas puesto que el ancho y largo es mucho más grande que el espesor.

### Losas Bidireccionales

Son losas en las que su comportamiento (rango de esfuerzos) se considera el mismo en las dos direcciones, para esta clase de losa se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{L_l}{L_c} < 2 \quad (62)$$

Dónde:

$L_l$  Longitud larga del vano

$L_c$  Longitud corta del vano

Para el proyecto todas las losas trabajan con vigas descolgadas, las mismas que proporcionan una mayor rigidez a la estructura.

Las losas se modelan en Etabs como losa aliviada, con una carpeta de compresión de 5 cm y nervios, los mismos que se modelan como vigas secundarias de 10 cm x 30 cm.

La armadura longitudinal de los nervios se obtiene del programa, su cálculo es automático, para lo cual utiliza coeficientes de repartición de carga en cada sentido de acuerdo a la relación de las luces del vano y la condición de continuidad de los mismos, con las recomendaciones del método 3 del ACI-318-11.

Se ejemplifica el diseño de 1 losa, para lo cual se calcula el área de refuerzo mínimo con la siguiente formula:

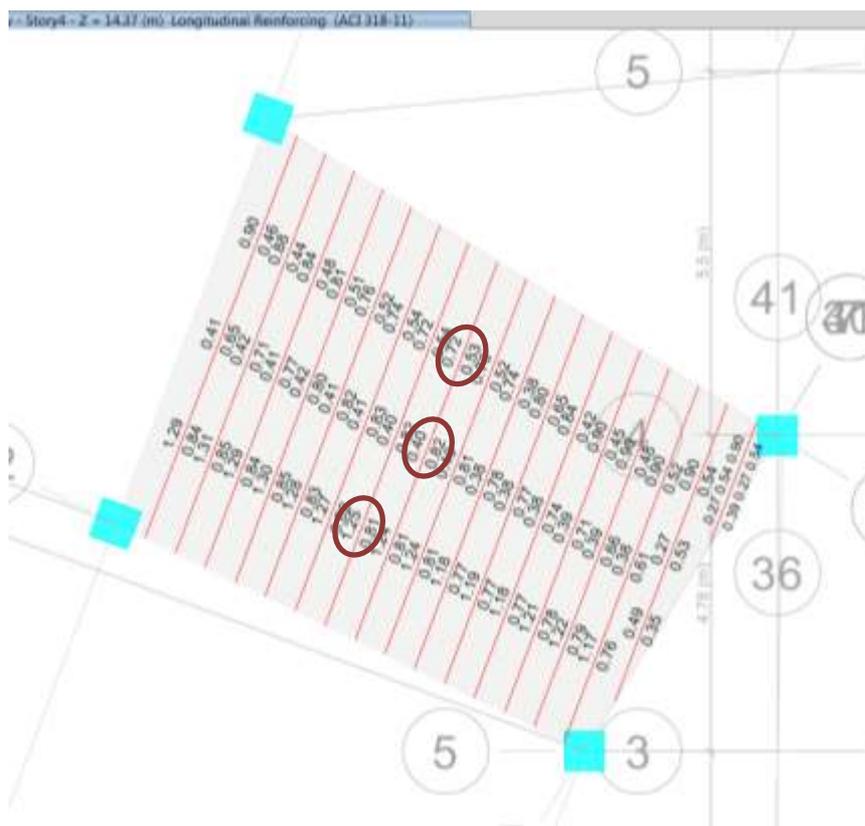
$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (63)$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 10 * 27 = 0.90 \text{ cm}^2$$

Etabs proporciona el área de armadura para cada nervio, con lo que se escoge el mayor y se comprueba que esté dentro de los límites admisibles; con ese valor se arma toda la losa.



**Figura 74:** Área de refuerzo para nervios sentido X.



**Figura 75:** Área de refuerzo para nervios sentido Y.

Y la armadura superior necesaria tiene un área de  $1.25 \text{ cm}^2$  lo que corresponde a  $1\Phi 14$  por cada nervio y la armadura inferior es  $0.87 \text{ cm}^2$  por lo que se trabaja con el mínimo  $0.90 \text{ cm}^2$  correspondiente a  $1\Phi 12$  cada nervio.

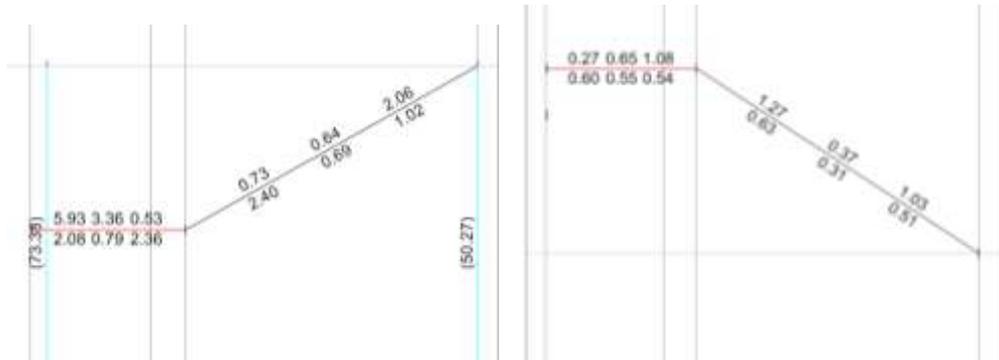
Las rampas se diseñan como losas macizas bidireccionales, con un espesor de 20 cm. Se utiliza el método 3 del ACI para su diseño. A continuación se presenta la armadura de refuerzo para cada sentido:

Para el tramo corto:  $1 \phi 12 @ 20 \text{ cm}$

Para el tramo largo:  $1 \phi 14 @ 20 \text{ cm}$

## 5.6. Diseño de Escaleras

Se modelan vigas perimetrales de 30x30 para las escaleras, se realiza su análisis en ETABS, los resultados de armadura son los siguientes:



**Figura 76:** Área de refuerzo para vigas perimetrales de escalera.

Se calcula la armadura mínima para comprobar que la armadura calculada este sobre la mínima.

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{4200} * 30 * 27 = 2.7 \text{ cm}^2$$

De manera que se escoge el valor de armadura mínima para la armadura inferior y el valor máximo de refuerzo calculado por el programa para armadura superior, el cual es de 5.93 cm<sup>2</sup>

La loza maciza de la escalera apoyada sobre vigas se diseña mediante un programa en Excel y se obtiene los siguientes resultados:

Armadura inferior = 9.41 cm<sup>2</sup>

Armadura superior = 4.59 cm<sup>2</sup>

También se debe comprobar que estos valores no estén por debajo del mínimo admisible:

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{4200} * 100 * 18 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Luego de esta comprobación la armadura queda como sigue:

Armadura inferior = 9.41 cm<sup>2</sup>

Armadura superior = 6.00 cm<sup>2</sup>

Refuerzo transversal = 1  $\phi$  10 @ 15 cm

## **5.7. Diseño de la Cimentación**

### **5.7.1. Estudio de suelos**

A continuación se presenta el resumen de los ensayos realizados para el proyecto original, los cuales incluyen:

- Ensayo de penetración Estándar (SPT). Con el cual se determina la capacidad portante del suelo y su clasificación estratigráfica.
- Granulometría
- Contenido de Humedad
- Límites de consistencia:
  - Limite liquido
  - Limite plástico

**Tabla 50:**  
Resumen ensayos de clasificación. (Vetancourt & Cervantez, 2010)

ENSAYOS CLASIFICACION											
Pozo	Muestra No.	Prof	Humed Natural	% Pasa				Limite Líquido	Limite Plástico	Indice Plástico	Clasifica SUCS
				No.4	No.10	No.40	No.200				
1	1	1,00-1,45 m	28	100	98	85	53	29	26	3	ML/OL
	2	3,00 - 3.45 m	39	100	96	90	52	28	24	4	ML/OL
	3	4,00 - 4.50m	28	80	78	65	54	29	25	4	ML/OL
	4	5,00 -5.45m	55	99	82	55	34	NP	NP	NP	SM
	5	7,00 -8.00m	55	98	82	55	35	NP	NP	NP	SM
2	1	2,00 - 2.45 m	37	100	94	85	52	29	28	1	ML/OL
	2	4,00 -4.45 m	32	100	96	68	42	NP	NP	NP	SM
	3	6,00 - 6.45 m	39	97	92	67	28	NP	NP	NP	SM
3	1	3,00 -3.45 m	38	98	97	92	73	28	26	2	ML/OL
	2	5,00 -5.45 m	40	100	89	65	37	NP	NP	NP	SM
4	1	2,00 - 2.45 m	30	97	93	86	56	30	27	3	ML/OL
	2	4,00 - 4.45 m	31	91	85	75	21	NP	NP	NP	SM
	3	5,00 - 5.45 m	43	92	85	57	19	NP	NP	NP	SM
	4	7.00 - 8.00 m	49	94	81	51	19	NP	NP	NP	SM









### 5.7.2. Plintos Aislados

Se utilizan como soporte de una sola columna, es el encargado de transmitir a través de su superficie las cargas de la súper estructura al terreno.

Para el diseño de los plintos aislados se utilizó un programa en Excel para el cálculo de sus dimensiones; lo que incluye su largo, ancho y peralte. Y el programa SAFE para el cálculo de la armadura. Para lo cual se necesita el Coeficiente de Balasto “K”, el cual es una constante de proporcionalidad entre la presión y asientos del suelo, el cual se calcula con la siguiente formula empírica:

$$K=120*qa \quad (64)$$

$$K = 120 * 23 = 2760 \text{ T/m}^2$$

$$K = 2760 \text{ t/m}^2 * 3.00 \text{ m} = 8280 \text{ T/m}$$

Este coeficiente servirá para modelar el suelo de fundación en el programa SAFE.

A continuación se realiza el diseño del plinto correspondiente a la columna H13 del Edificio 1 manualmente el cual servirá como ejemplo:

Datos:

$$qa= 23 \text{ T/m}^2$$

$$f'c= 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fy= 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{cm}=117.2 \text{ T}$$

$$M_{xxcm}= 1.34 \text{ T.m}$$

$$M_{yycm}= 1.6 \text{ T.m}$$

$$P_{cv}= 32.07 \text{ T}$$

$$M_{xxcv}= 0.42 \text{ T.m}$$

$$M_{yycv}= 0.51 \text{ T.m}$$

$$P_{cs}= 13.58 \text{ T}$$

$$M_{xxcs}= 3.72 \text{ T.m}$$

$$M_{yycs}= 58.14 \text{ T.m}$$

**Determinación de las dimensiones del plinto:**

$$q_a = \frac{P}{A} \quad (65)$$

$$A = \frac{P_{cm} + P_{cv}}{q_a} \quad (66)$$

$$A = \frac{149.3}{23} = 6.49 \text{ m}^2$$

$$L = B = \sqrt{6.49} = 2.54 \text{ m}$$

$$\text{Asumo } L = B = 2.60 \text{ m}$$

$$A_{\text{real}} = 2.60 * 2.60 = 6.76 \text{ m}^2$$

### Verificación de presiones

**Servicio 1:** Solo participan cargas de gravedad con la siguiente combinación: Carga muerta + carga viva. Donde se toma los valores completos de cada una pues la carga muerta está presente de forma permanente y en condiciones normales de operación del edificio la carga viva puede llegar a su máximo valor.

Sentido x:

$$e_x = \frac{M_{yy}}{P} \quad (67)$$

$$e_x = \frac{1.6 + 0.51}{149.3} = 0.0141 \text{ m}$$

$$q_{\max, \min} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6 * e_x}{L} \right) \quad (68)$$

$$q_{\max, \min} = \frac{149.3}{6.76} \left( 1 \pm \frac{6 * 0.0141}{2.60} \right)$$

$$q_{\max} = 22.80 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\min} = 21.37 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\max} < q_a$$

$$q_{\max} < 23 \text{ T/m}^2 \therefore \text{OK}$$

Sentido y:

$$e_y = \frac{M_{xx}}{P} \quad (69)$$

$$e_y = \frac{1.34 + 0.42}{149.3} = 0.0118 \text{ m}$$

$$q_{\max,\min} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6 * e_y}{L} \right) \quad (70)$$

$$q_{\max,\min} = \frac{149.3}{6.76} \left( 1 \pm \frac{6 * 0.0118}{2.60} \right)$$

$$q_{\max} = 22.68 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\min} = 21.48 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\max} < qa \quad (71)$$

$$q_{\max} < 23 \text{ T/m}^2 \therefore OK$$

**Servicio 2:** Participación de cargas de gravedad y sismo. Con la siguiente combinación: Carga muerta + 0.7 (Carga viva) + 0.525 (Carga de sismo).

Se calculan las excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{yy}}{P}, \quad e_y = \frac{M_{xx}}{P}$$

$$e_x = \frac{60.25}{162.2} = 0.37 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{5.48}{162.2} = 0.034 \text{ m}$$

La excentricidad  $e_y$  es mucho menor que la excentricidad  $e_x$ , por lo que es la que manda pues producirá el mayor  $q_{\max}$ ; se procede a realizar la comprobación:

$$q_{\max,\min} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6 * e_x}{L} \right) = \frac{146.77}{6.76} \left( 1 \pm \frac{6 * 0.37}{2.60} \right)$$

$$q_{\max} = 39.6 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\min} = 4.24 \text{ T/m}^2$$

Al ser el sismo una carga accidental a la cual el suelo no estará expuesto permanentemente se mayorará con la siguiente fórmula:

$$qa' = \frac{4}{3} * qa = 30.67 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\max} < qa' \quad (72)$$

$$q_{\max} > 30.67 \frac{T}{m^2} \therefore \text{NO CUMPLE}$$

Para el caso de carga de sismo no cumple por lo que se debe aumentar la dimensión de la zapata. Luego de varias comprobaciones se llegó a determinar las siguientes dimensiones:

$$B = L = 3 \text{ m}$$

$$\text{Área neta} = 9 \text{ m}^2$$

Con las nuevas dimensiones se vuelve a realizar la comprobación:

$$q_{1,2} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6 * e_x}{L} \right) = \frac{146.77}{9.00} \left( 1 \pm \frac{6 * 0.37}{3.00} \right)$$

$$q_{\max} = 27.95 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\min} = 5.17 \text{ T/m}^2$$

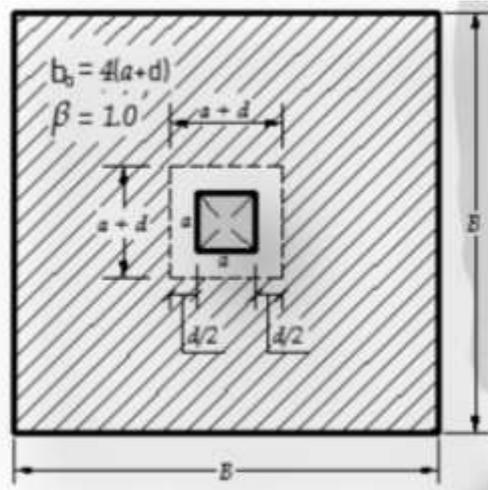
$$q_{\max} < qa'$$

$$q_{\max} < 30.67 \frac{T}{m^2} \therefore \text{OK}$$

Se observa que  $q_{\max} < qa'$  por lo tanto, se concluye que las dimensiones de la zapata son adecuadas.

### **Dimensionamiento de la altura de la zapata**

En la siguiente figura se muestra la geometría de la zapata con su sección crítica.



**Figura 77:** Geometría en planta de zapata de columna.

Fuente: (**Palomino, 2015**)

El siguiente paso es determinar el espesor de la zapata, en este caso al ser zapatas de columnas el espesor total es dominado por el punzonamiento que ésta ejerce.

$$d \geq \sqrt{\left(\frac{a+b}{4}\right)^2 + \frac{P_u}{12\phi\sqrt{f'_c}}} - \left(\frac{a+b}{4}\right) \quad ; \text{in} \quad (73)$$

$$d \geq \sqrt{\left(\frac{23.62 + 23.62}{4}\right)^2 + \frac{194.2 * 2200}{12 * 0.75 * \sqrt{240/0.07030696}}} - \left(\frac{23.62 + 23.62}{4}\right)$$

$$d \geq 18.78 \text{ in} = 47.71 \text{ cm}$$

Por lo tanto el espesor de la zapata será igual a:

$$h_z = d + r + db \quad (74)$$

$$h_z = 47.71 + 5 + \frac{3.14}{2} = 54.28$$

$$\therefore h_z = 55 \text{ cm}$$

El peralte efectivo es igual a:

$$\therefore d = 48.43 \text{ cm}$$

Este resultado debe verificarse con las siguientes ecuaciones proporcionadas por el ACI 318-11:

$$b_0 = 4(a + d) \quad (75)$$

$$b_0 = 4(60 + 48.43) = 433.72$$

El coeficiente  $\alpha_s$  viene dado por las siguientes consideraciones:

$$\alpha_s \begin{cases} 40 & \text{Columnas interiores} \\ 30 & \text{Columnas exteriores} \\ 20 & \text{Columnas esquineras} \end{cases}$$

Para calcular el esfuerzo  $\sigma_c$  se toma el valor mínimo de las siguientes ecuaciones:

$$4\phi * \lambda * \sqrt{f'c} \quad (76)$$

$$\sigma_c = 4 * 0.75 * 1.0 * \sqrt{240 * 0.07030696} = 12.32 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \phi * \lambda * \sqrt{f'c} \quad (77)$$

$$\sigma_c = \left(2 + \frac{4}{1}\right) * 0.75 * 1.0 * \sqrt{240 * 0.07030696} = 18.48 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_0}\right) \phi * \lambda * \sqrt{f'c} \quad (78)$$

$$\sigma_c = \left(2 + \frac{40 * 48.43}{433.72}\right) * 0.75 * 1.0 * \sqrt{240 * 0.07030696} = 19.92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\therefore \sigma_c = 12.32 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo del área sombreada de la figura 5.14 es igual a:

$$\sigma_u = \left(\frac{Pu}{Az}\right) * \frac{Az - (a+d)^2}{4 * (a+d) * d} \quad (79)$$

$$\sigma_u = \left(\frac{194200}{300^2}\right) * \frac{300^2 - (60 + 48.43)^2}{4 * (60 + 48.42) * 48.42} = 8.04 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Para tener la certeza de que el peralte calculado es adecuado se debe cumplir que  $\sigma_u < \sigma_c$ , por lo que se cumple con la condición.

### Cálculo de armadura

Primero se encuentran los mayores esfuerzos generados en el suelo, los que son por la combinación de carga más crítica,

correspondiente a la envolvente. Con esta carga encontramos los esfuerzos de reacción generados en el suelo:

$$e_x = \frac{56.92}{194.48} = 0.292$$

$$q_{max} = \frac{194.48}{9.00} \left( 1 \pm \frac{6 * 0.29}{3.00} \right) = 34.14 \text{ T/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{149.3}{9.00} \left( 1 \pm \frac{6 * 0.37}{3.00} \right) = 9.08 \text{ T/m}^2$$

Con la siguiente ecuación se determina la reacción del suelo  $q_i$  en la proyección de la cara de la columna:

$$q_i = \left( \frac{q_{max} - q_{min}}{B} \right) * \left( \frac{B+a}{2} \right) + q_{min} \quad (80)$$

$$q_i = \left( \frac{34.14 - 9.08}{3} \right) * \left( \frac{3 + 0.6}{2} \right) + 9.08 = 15.04 \text{ T}$$

Ahora se determina el momento flector en la cara de la columna con la siguiente ecuación:

$$M_u - cara = \frac{(B-a)^2}{2} * \frac{2 * q_i + q_{max}}{12} \quad (81)$$

$$M_u - cara = \frac{(3 - 0.6)^2}{2} * \frac{2 * 15.04 + 34.14}{12} = 15.41 \frac{\text{T} - \text{m}}{\text{m}}$$

El denominador representa la dimensión de la zapata en la dirección de análisis, por lo tanto se tiene:

$$M_u - cara = 15.41 \frac{\text{T} - \text{m}}{\text{m}} * 3 \text{ m} = 46.24 \text{ T} - \text{m}$$

El esfuerzo  $R_u$  que debe resistir el acero de refuerzo a tensión está dado por la siguiente fórmula:

$$R_u = \frac{M_u - cara}{B * d^2} \quad (82)$$

$$R_u = \frac{46.24}{3 * 0.48^2} = 66.89 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 6.689 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La cuantía se calcula con la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{100 * \phi * f'c * fy - \sqrt{(100 * \phi * f'c * fy)^2 - 23600 * \phi * Ru * f'c * fy^2}}{118 * \phi * fy^2} \quad (83)$$

$$\phi = 0.90$$

$$\rho = \frac{100 * 0.9 * 240 * 4200 - \sqrt{(100 * 0.9 * 240 * 4200)^2 - 23600 * 0.9 * 6.689 * 240 * 4200^2}}{118 * 0.9 * 4200^2}$$

$$\rho = 0.00180315$$

(Palomino, 2015)

Este valor se comprueba con el mínimo dispuesto por el ACI 318-11 que es de 0.0018. Dado que el valor que se calculó supera al mínimo se procede a calcular el área de refuerzo:

$$As = 0.001803 * 300 \text{ cm} * 55 \text{ cm}$$

$$As = 29.75 \text{ cm}^2$$

Esta área equivale a 15  $\phi$  16, que se distribuyen en toda la longitud del plinto que es de 3 m, el espaciamiento "s" se calcula como sigue:

$$s = \frac{L - 2 * r - db}{nb - 1} \quad (84)$$

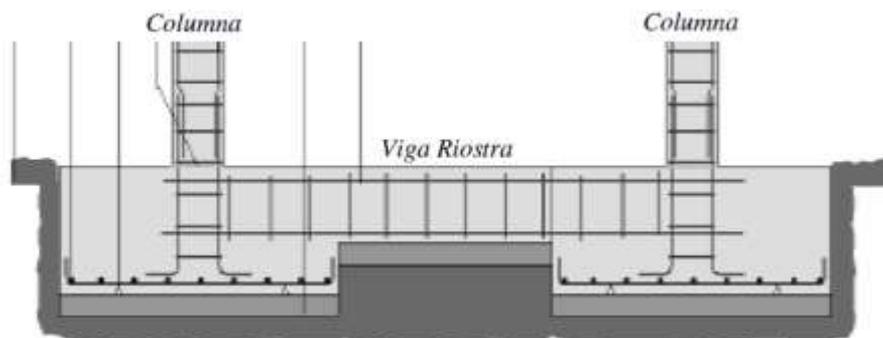
$$s = \frac{300 - 2 * 7 - 1.6}{15 - 1} = 20.31 \text{ cm}$$

$$\therefore s = 20 \text{ cm}$$

Por lo que el armado final queda con 15  $\phi$  16 @ 20 cm.

### 5.7.3. Cadenas de Cimentación

Las zapatas aisladas tienen que estar amarradas por un sistema de vigas a nivel de la fundación para garantizar el comportamiento integral de la estructura.



**Figura 78:** Conexión de cimentaciones por medio de cadena de amarre.

Fuente (**Guevara, 2009**)

El diseño de la cadena se realiza para la tracción que soporta por el momento de vuelco inducido por el plinto, mediante la siguiente fórmula:

$$P_{\text{cadena}} = 0.25 * A_a * P_u \quad (85)$$

Donde:

$P_u$  Carga máxima de las columnas que amarre

$A_a$  Aceleración sísmica de diseño (Guevara, 2009)

Primeramente se imponen las dimensiones de la cadena, las que para el proyecto serán de 20 cm x 40 cm, en el siguiente procedimiento se analiza la cadena:

$$P_{\text{cadena}} = 0.25 * 0.40 * 190 = 19 T$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 * A_c \quad (86)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 * 20 * 40 = 8 \text{ cm}^2$$

Verificamos si el  $A_{s \text{ min}}$  soporta la carga producida:

$$P_n = 0.80 * 0.70 * (0.85 * f'_c * A_c + A_s * f_y) \quad (87)$$

$$P_n = 0.80 * 0.70 * (0.85 * 240 * 20 * 40 + 8 * 4200)$$

$$P_n = 110.21 T$$

$$\therefore P_n > P_{\text{cadena}} \rightarrow OK$$

Por lo que se concluye que es armado es el correcto y se distribuye en 4  $\Phi$ 16.

## **5.8. Especificaciones técnicas**

### **HORMIGON MEZCLADO Y COLOCACION:**

Preparación del equipo y lugar de depósito:

Para iniciar la preparación del hormigón, habrá que constatar que el equipo para la mezcla y traslado de este material se encuentre limpio; de igual manera, que los espacios que van a recibir la mezcla, se encuentren libres de escombros y materiales extraños. Se cuidará también que el hierro de refuerzo no tenga revestimientos perjudiciales.

La superficie de hormigón fraguado, antes de colocar el hormigón adicional, no tendrá lechada endurecida de cemento, ni material suelto (ver juntas de construcción).

### **MEZCLA DEL HORMIGON.-**

El transporte del hormigón, desde el mezclador hasta el sitio de colocación, deberá hacerse con métodos que impidan la segregación o pérdida de materiales.

Así mismo, el equipo tendrá la cualidad de abastecer la mezcla en el sitio de empleo, sin segregación de sus ingredientes y sin interrupciones que puedan ocasionar la pérdida de plasticidad entre las vertidas sucesivas.

### **COLOCACIÓN.-**

Para evitar segregaciones por manipuleo, el hormigón se depositará, en lo posible en su ubicación final. El vertido debe efectuarse a una velocidad tal, que le permita conservar en todo momento su estado

plástico, para que pueda fluir fácilmente dentro de los espacios existentes entre las varillas.

El hormigón endurecido parcialmente o que se halle contaminado con materiales extraños y que haya sido remezclado, luego del fraguado inicial, no debe utilizarse en la estructura.

Comenzado el vertido debe continuar sin interrupción hasta concluir con la superficie a fraguar.

De las capas superpuestas, la superior, deberá tener aproximadamente el mismo nivel.

De necesitarse juntas de construcción, éstas deberán seguir el procedimiento específico indicado posteriormente.

#### CURADO.-

Se mantendrá el hormigón, en condición húmeda, por lo menos durante los siete días posteriores al vertido o, en su defecto se utilizará aditivos apropiados.

#### ENCOFRADOS.-

El encofrado como resultado, debe dar una estructura que cumpla con la línea, dimensión y forma requeridas en los planos para los diferentes elementos.

Será lo suficiente impermeable, para que impida la filtración del mortero y estará arriostrado y sujeto adecuadamente, a fin de que conserve su forma y posición.

Los encofrados y apoyos serán diseñados de manera tal que, al armarlos, no dañe la estructura previamente colocada.

Para impedir el sangrado del hormigón, sus juntas serán selladas.

Se utilizarán indispensablemente, separadores armadura-cofre y entre paredes de cofre.

#### AGUA.-

El agua que se emplee en la mezcla de hormigón, será pura y por tanto exenta de sustancias orgánicas o inorgánicas nocivas, como el aceite, ácidos, álcalis, sales, minerales, etc.; si se utiliza agua no potable, se deberán realizar análisis periódicos para garantizar su bondad.

#### ACERO.-

La resistencia del acero a la fluencia, no será mayor a la requerida en los planos y especificaciones (4200 Kg./cm<sup>2</sup>) para diámetros mayores a 8 mm. Como armadura de temperatura se podrá utilizar malla electrosoldada.

#### HORMIGON ESTRUCTURAL.

La resistencia del hormigón a la compresión cilíndrica a los 28 días (f'c) para los diferentes elementos estructurales será:

- Replanchillos.....180 kg/cm<sup>2</sup>
- Cimentación, escaleras y muros .....240 kg/cm<sup>2</sup>
- Columnas, losas y vigas .....240 kg/cm<sup>2</sup>

#### ADITIVOS.-

Para el empleo de aditivos en el hormigón, deberá demostrarse que el aditivo es capaz de mantener, en la obra, la misma capacidad y rendimiento que el de los elementos utilizados en la dosificación del hormigón.

#### DOBLADO DE VARILLAS.-

Todas las varillas serán dobladas en frío y a velocidad moderada, se evitarán golpes bruscos. En la obra, no deben doblarse varillas que se encuentren parcialmente embebidas en el hormigón.

#### CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO.-

Al momento de colocar el hormigón, el refuerzo debe encontrarse libre de lodo, aceite o cualquier otro tipo de recubrimiento no metálico que pueda afectar la adherencia.

#### COLOCACION DEL REFUERZO.-

Soporte de refuerzo:

El refuerzo será colocado con precisión, apoyado adecuadamente sobre soportes, antes del vertido del hormigón. Deberá estar asegurado, dentro de la tolerancia permisible, contra el desplazamiento y contará, necesariamente, con separadores entre el refuerzo y el cofre.

#### EMPALMES EN EL REFUERZO.-

Los empalmes en los refuerzos, deben hacerse sólo cuando los planos de diseño, o las especificaciones, así lo requieran.

#### ESTRIBOS.-

Los estribos tendrán un gancho de 135 grados y una longitud mínima de seis diámetros de la varilla; pero, en todo caso, no menor de 8 cm. En los extremos libres, arriba y debajo de pisos y zapatas, el primer estribo debe localizarse, verticalmente, a no más de la mitad del espaciamiento libre; y, los demás, de acuerdo a lo indicado en los planos.

#### JUNTAS DE CONSTRUCCION.-

La superficie del hormigón que corresponde a las juntas, debe ser removida de la lechada fraguada y completamente limpiada de desechos y de agua empozada, para que sea cubierta, en forma inmediata, por una nueva lechada de cemento antes del vertido del hormigón que, asimismo, se lo hará al momento.

Para juntas de elementos verticales, debe transcurrir un tiempo que no será menor al necesario para que el hormigón pase del estado plástico al sólido, entre el vertido correspondiente a columnas y muros soportantes y el de las vigas y losas que deben apoyarse en éstos (48 horas mínimo).

#### COLUMNAS.-

En el área correspondiente a la sección de las columnas, se ha tomado en cuenta una adecuada distribución del refuerzo, tanto en el sentido horizontal, cuanto en el vertical, indicando, detalladamente en los planos las zonas de traslape y las longitudes necesarias.

Las zonas de traslape, no podrán ser cambiadas al momento de la ejecución de la obra, si no se cuenta con la aceptación del calculista.

#### TUBERIAS Y CONDUCTOS EMBEBIDOS EN EL HORMIGON.-

Los conductos eléctricos y otras tuberías, con sus conexiones, no deben desplazar más del 8% de la sección transversal, en nervios, y el 3% de la misma sección en vigas.

Los conductos serán ubicados en sitios tales, que su presencia no comprometa significativamente, la resistencia del elemento; excepto en

el caso de haberse realizado, previamente, una revisión de los planos de tales conductos, por el calculista.

Los tubos o conductos de aluminio, no deben embeberse en el hormigón estructural, a menos que se los recubra para prevenir la reacción hormigón-aluminio o la acción electrolítica entre en el hormigón y el acero. Igual precaución se tendrá con las tuberías de cobre, que deberán ser debidamente recubiertas.

En lo que respecta a las tuberías de agua potable y evacuación, se debe impedir posibles filtraciones. Estas tuberías deberán embeberse en la losa, debidamente recubiertas. En las zonas de macizos, los conductos deben ubicarse entre las capas de refuerzo superior e inferior.

#### ALMACENAMIENTO DE MATERIALES.-

El cemento y los agregados, debe almacenarse previniendo su posible deterioro, por la acción de materias ó elementos extraños.

Antes de utilizarse en la preparación del hormigón, el material debe pasar por la inspección y aprobación del profesional responsable; pues, el que ha sufrido deterioro o se encuentre contaminado, no podrá emplearse en la mezcla.

#### PREVENCION DE SOBRECARGAS DURANTE LA CONSTRUCCION.-

Ninguna carga de construcción que exceda a la carga muerta más la carga viva de diseño, debe soportarse en una zona de la estructura en la construcción, sin puntales.

#### RESISTENCIA DE MATERIALES.-

Los constructores, en todo lo referente a la resistencia de los materiales empleados en la obra, estarán sujetos al control técnico del profesional que, para el objeto contrate el propietario y, a cuya responsabilidad estará en el cumplimiento estricto de las especificaciones dispuestas por el calculista.

#### MAMPOSTERIAS.-

Las piezas para mampuestos, antes de ser colocadas deberán ser saturadas en agua. Para el presente proyecto, se utilizará exclusivamente bloques de cemento resistente de 20 Kg/cm<sup>2</sup> para paredes.

#### MORTERO.-

El mortero será preparado en una relación 1:4 cemento, arena, salvo cuando se lo utilice en mampostería de piedra para la cimentación, que podrá tener una relación 1:5. Deberá tener la superficie fluidez para garantizar una buena sobreposición de las piezas formando un conjunto que tenga una liga fuerte y duradera.

Se empleará la mínima cantidad de agua que de como resultado un mortero fácilmente trabajable.

El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de tres minutos. La mezcla se hará en un recipiente no absorbente prefiriéndose, siempre que sea posible, un mezclado mecánico.

La arena no deberá traer consigo sustancias orgánicas ni arcillas y será de granulometría adecuada.

#### REMEZCLADO.-

Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole agua si es necesario. El mortero deberá usarse dentro del lapso de 2,5 horas a partir del mezclado inicial; pero no podrá permanecer más de una hora sin ser remezclado.

#### JUNTAS DE BLOQUES .- ( Tendeles y Llagas)

El mortero en las juntas cubrirá totalmente las cargas horizontales y verticales de las piezas, su espesor será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de la pieza, el espesor de las juntas no excederá de 2 cm.

#### ADHERENCIA DEL ACERO DE REFUERZO.-

A fin de garantizar un buen trabajo del conjunto mampostería-acero de refuerzo, se exige rellenar con hormigón fluido todos y cada uno de los agujeros que llevan refuerzo. El hormigón será preparado con chispa fina (diámetro máximo 1 cm) cuya resistencia a la compresión será de 140 Kg./cm<sup>2</sup> aproximadamente. En caso de no ser posible rellenar los agujeros con el hormigón fluido en ciertas partes que por el efecto de la traba de las piezas quedan espacios muy pequeños, entonces podrá rellenarse con mortero fluido.

#### ACERO DE REFUERZO EN MAMPOSTERIA.-

El acero que se colocará en el interior del muro, estará constituido por varillas corrugadas con un límite de fluencia  $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$ . El acero de diámetro menor a 8mm podrá ser liso, su resistencia a la

fluencia será de 4200 Kg./cm<sup>2</sup>. Los traslapes serán de 40 veces el diámetro, como mínimo.

La fijación del refuerzo dentro de la mampostería será de tal manera que garantice su posición durante el colocado.

#### PIEDRA.-

Las piedras que se empleen en los cimientos, en caso sea necesario, deberán cumplir con una resistencia mínima de 100 Kg./cm<sup>2</sup> y deberán estar limpias y sin rajaduras. No deben emplearse piedras que presenten forma de laja. Las piedras deberán estar mojadas antes de usarlas.

En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayor dimensión. Se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible los huecos dejados por las piedras; los vacíos se llenarán completamente con piedras pequeñas y mortero.

NOTA.- Se considera necesario que para la aplicación de estas recomendaciones exista una supervisión continua y prolija que permita asegurar una buena calidad de materiales y construcción.

Estas especificaciones deberán ser complementadas con las notas, observaciones y especificaciones de los planos estructurales en donde, las medidas necesariamente prevalecen sobre el dibujo.

## BIBLIOGRAFÍA

- Ecured*. (2014, 12 23). Retrieved from  
[http://www.ecured.cu/index.php/Sistemas\\_estructurales\\_%28Construcci%C3%B3n%29](http://www.ecured.cu/index.php/Sistemas_estructurales_%28Construcci%C3%B3n%29)
- AREATECNOLOGIA. (2011). *AREATECNOLOGIA*. Retrieved from  
<http://www.areatecnologia.com/estructuras/estructuras-metalicas.html>
- Badiola, G. B. (n.d.). Retrieved from  
[https://portal.uah.es/portal/page/portal/epd2\\_profesores/prof142013/docencia/Tema%208%20Introd%20Const%20GARQ%20%28Curso%202013-14%29.pdf](https://portal.uah.es/portal/page/portal/epd2_profesores/prof142013/docencia/Tema%208%20Introd%20Const%20GARQ%20%28Curso%202013-14%29.pdf)
- Bernal, J. (2005). *Hormigón Armado: Zapatas*. Buenos Aires : Nobuko.
- Cabanillas, J. L. (2014). *Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*.
- CONCEPTOS GENERALES DE ESTRUCTURAS MIXTAS*. (n.d.).  
 Retrieved from  
<http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/4520/fichero/06+Intro+Est+Mixtas.pdf>
- Crespo, A. F. (1987). *Introducción a la Construcción*. La Habana: Edit. Pueblo y Educación.
- Cuaical, D. (2013). *Peligrosidad Sísmica del Golfo de Guayaquil*. Quito.
- EADIC, E. T. (2009). *Cuadernos de Formación - Análisis Dinámico*.
- FENOLLOSA, E. J. (2011). *Análisis de Soportes Mixtos Sometidos a Flexocompresión Esviada*. Valencia: Universitat Politècnica de València.
- Guerra , M., & Chacón, D. (2010). *Manual para el Diseño Sísmoresistente de Edificios utilizando el Programa Etabs*. Quito .
- Guevara, A. M. (2009). *CIMENTACIONES SUPERFICIALES*. Guayaquil: Universidad de Guayaquil .
- INGENIERÍA-GTM. (2012). *GTM INGENIERÍA*. Retrieved from  
<http://gtmingeneria.blogspot.com/2012/03/estructuras-metalicas-ventajas-e.html>
- LAYME, M. (2014). *Scribd*. Retrieved from  
<http://www.scribd.com/doc/219765421/CONSTRUCCIONES-MIXTAS#scribd>

- Leoni, J. A. (n.d.). *Apuntes de Coeficiente de Balasto*. Buenos Aires: Universidad Nacional de la Plata.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Niño, E. (2014, 06 08). Retrieved from <http://es.slideshare.net/1964victoria/sistemas-estructurales-35624621>
- Palomino, A. E. (2015). *Análisis y Diseño de Zapata Aislada*. Cajamarca - Perú.
- Rocha, L. (2009). *Concretos Especiales en la Construcción . Compilacion de artículos de investigación*.
- Romo, M. P. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Sangolqui: Escuela Politécnica del Ejército.
- Solano, J. (2014). *Sistemas Estructurales*. Retrieved from Scribd: <http://www.scribd.com/doc/249025308/SISTEMAS-ESTRUC-docx#scribd>
- SOMMERVILLE, I. (2006). *Ingeniería del Software*. Madrid: Pearson Addison Wesley.
- Stuart, L. (2009). *Sistemas Constructivos*. Retrieved from <http://cdigital.udem.edu.co/>: <http://cdigital.udem.edu.co/TESIS/CD-ROM57532010/10.Capitulo3.pdf>
- Tamayo, C. T. (2014). *EVALUACIÓN TÉCNICO – FINANCIERA ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA EDIFICIOS CON ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO, DE ACERO Y MIXTA EN QUITO*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Vetancourt, A., & Cervantez, M. (2010). *Cálculo y diseño estructural del edificio de estacionamientos del cantón Rumiñahui*. Quito.

## ANEXOS

### A. Presupuesto Estructural

<b>PRESUPUESTO ESTRUCTURAL</b>								
		HORMIGÓN PREMEZCLADO ( $f'c= 240 \text{ Kg/cm}^2$ )			ACERO ( $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ )			HORM + ACERO
		VOLUMEN (m3)	P. UNIT.	P. PARCIAL	PESO (Kg)	P. UNIT	P. PARCIAL	P. TOTAL
<b>EDIFICIO 1</b>	PLINTOS	<b>118.78</b>	216.52	25718.25	<b>3024.91</b>	1.89	5717.08	31435.33
	CADENAS	<b>16.26</b>	216.52	3520.62	<b>2347.70</b>	1.89	4437.15	7957.77
	COLUMNAS	<b>105.03</b>	216.52	22741.10	<b>31760.00</b>	1.89	60026.40	82767.50
	LOSAS	<b>60.51</b>	216.52	13101.63	<b>3763.91</b>	1.89	7113.79	20215.42
	VIGAS	<b>45.12</b>	216.52	9769.38	<b>4360.38</b>	1.89	8241.12	18010.50
	REPLANTILLO ( $f'c=180 \text{ Kg/cm}^2$ )	<b>11.60</b>	154.28	1789.65				1789.65
	EXCAVACIÓN	<b>192.01</b>	8.47	1626.32				1626.32
<b>EDIFICIO 2</b>	PLINTOS	<b>150.47</b>	216.52	32579.76	<b>6399.86</b>	1.89	12095.74	44675.50
	CADENAS	<b>38.00</b>	216.52	8227.76	<b>5488.23</b>	1.89	10372.75	18600.51
	COLUMNAS	<b>243.30</b>	216.52	52679.32	<b>52165.41</b>	1.89	98592.62	151271.94
	LOSAS	<b>126.40</b>	216.52	27368.13	<b>11786.61</b>	1.89	22276.69	49644.82
	VIGAS	<b>157.90</b>	216.52	34188.51	<b>11900.53</b>	1.89	22492.00	56680.51
	REPLANTILLO ( $f'c=180 \text{ Kg/cm}^2$ )	<b>18.66</b>	154.28	2878.86				2878.86
	EXCAVACIÓN	<b>233.10</b>	8.47	1974.36				1974.36

<b>EDIFICIO 3</b>	PLINTOS	<b>52.56</b>	216.52	11380.29	<b>2564.75</b>	1.89	4847.38	16227.67
	CADENAS	<b>16.10</b>	216.52	3485.97	<b>2319.14</b>	1.89	4383.17	7869.15
	COLUMNAS	<b>123.90</b>	216.52	26826.83	<b>28758.82</b>	1.89	54354.17	81181.00
	LOSAS	<b>61.62</b>	216.52	13341.96	<b>3237.44</b>	1.89	6118.76	19460.72
	VIGAS	<b>44.38</b>	216.52	9609.16	<b>3931.99</b>	1.89	7431.46	17040.62
	REPLANTILLO (f'c=180 Kg/cm2)	<b>7.00</b>	154.28	1079.96				1079.96
	EXCAVACIÓN	<b>140.33</b>	8.47	1188.60				1188.60
<b>EDIFICIO 4</b>	PLINTOS	<b>144.14</b>	216.52	31209.19	<b>5691.92</b>	1.89	10757.73	41966.92
	CADENAS	<b>20.40</b>	216.52	4417.01	<b>2962.92</b>	1.89	5599.92	10016.93
	COLUMNAS	<b>154.90</b>	216.52	33538.95	<b>37122.08</b>	1.89	70160.73	103699.68
	LOSAS	<b>82.16</b>	216.52	17789.28	<b>4121.81</b>	1.89	7790.22	25579.50
	VIGAS	<b>54.60</b>	216.52	11821.99	<b>6869.34</b>	1.89	12983.05	24805.04
	REPLANTILLO (f'c=180 Kg/cm2)	<b>16.12</b>	154.28	2486.99				2486.99
	EXCAVACIÓN	<b>121.33</b>	8.47	1027.67				1027.67
<b>EDIFICIO 5</b>	PLINTOS	<b>70.34</b>	216.52	15230.02	<b>3090.12</b>	1.89	5840.33	21070.34
	CADENAS	<b>12.93</b>	216.52	2799.60	<b>1897.92</b>	1.89	3587.07	6386.67
	COLUMNAS	<b>111.50</b>	216.52	24141.98	<b>33341.31</b>	1.89	63015.08	87157.06
	LOSAS	<b>45.82</b>	216.52	9920.95	<b>2667.18</b>	1.89	5040.97	14961.92
	VIGAS	<b>33.82</b>	216.52	7322.71	<b>4021.94</b>	1.89	7601.47	14924.17
	REPLANTILLO (f'c=180 Kg/cm2)	<b>8.64</b>	154.28	1332.98				1332.98
	EXCAVACIÓN	<b>128.56</b>	8.47	1088.90				1088.90
<b>EDIFICIO 6</b>	PLINTOS	<b>100.30</b>	216.52	21716.96	<b>3550.07</b>	1.89	6709.63	28426.59
	CADENAS	<b>26.32</b>	216.52	5698.81	<b>3802.82</b>	1.89	7187.33	12886.14
	COLUMNAS	<b>197.50</b>	216.52	42762.70	<b>46709.35</b>	1.89	88280.67	131043.37
	LOSAS	<b>99.54</b>	216.52	21552.40	<b>5996.00</b>	1.89	11332.44	32884.84
	VIGAS	<b>68.80</b>	216.52	14896.58	<b>7810.86</b>	1.89	14762.53	29659.10
	REPLANTILLO (f'c=180 Kg/cm2)	<b>12.59</b>	154.28	1942.39				1942.39
	EXCAVACIÓN	<b>80.07</b>	8.47	678.19				678.19
							<b>TOTAL</b>	<b>1227602.09</b>

<b>PRESUPUESTO</b>					
	<b>MATERIAL</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>P. UNIT.</b>	<b>P. TOTAL</b>
<b>EDIFICIO 1</b>	CASETONES (40X40X25)	unid.	1490	8.82	<b>13141.8</b>
	CASETONES (40X20X30)	unid.	132	4.91	<b>648.12</b>
<b>EDIFICIO 2</b>	CASETONES (40X40X25)	unid.	3090	8.82	<b>27253.8</b>
	CASETONES (40X20X30)	unid.	210	4.91	<b>1031.1</b>
<b>EDIFICIO 3</b>	CASETONES (40X40X25)	unid.	1510	8.82	<b>13318.2</b>
	CASETONES (40X20X30)	unid.	115	4.91	<b>564.65</b>
<b>EDIFICIO 4</b>	CASETONES (40X40X25)	unid.	2015	8.82	<b>17772.3</b>
	CASETONES (40X20X30)	unid.	150	4.91	<b>736.5</b>
<b>EDIFICIO 5</b>	CASETONES (40X40X25)	unid.	1110	8.82	<b>9790.2</b>
	CASETONES (40X20X30)	unid.	90	4.91	<b>441.9</b>
<b>EDIFICIO 6</b>	CASETONES (40X40X25)	unid.	2440	8.82	<b>21520.8</b>
	CASETONES (40X20X30)	unid.	170	4.91	<b>834.7</b>
				<b>Total</b>	<b>107054.1</b>

El Presupuesto Estructural total del Edificio de Estacionamientos es de  
USD.1334656.16

**B. Planos Estructurales**

Los planos se anexan al final de la tesis.

**C. Oficio “Colaboración Institucional ESPE -  
Municipio de Rumiñahui”**



**Oficio n.:** DP-GADMUR-2014- 3077

**Lugar y fecha:** Sangolquí, 24 de Septiembre de 2014

**Asunto:** Tema de Tesis ESPE

Sr. Santiago Javier Castellanos Otañez  
**ESTUDIANTE DE LA ESPE**  
Presente.-

De mi consideración:

En atención a lo solicitado en el oficio contenido en la hoja de trámite de control de comunicaciones **No 2014-15896**, del Sr. Santiago Javier Castellanos Otañez estudiante de la carrera de Ingeniería Civil de la ESPE, que para fines académicos para el Plan de Titulación, está desarrollando el tema, "**PARQUEADERO MUNICIPAL EL AGUACATE**", la Dirección de Planificación le comunica que deberá coordinar con el Arq. José Arias de la Unidad de Proyectos, para que la información que se disponga sea entregada al estudiante.

Particular que le comunico para los fines consiguientes.

Atentamente,

  
**Arq. Jorge Sosa Hidalgo.**  
**DIRECTOR DE PLANIFICACION**

jas 

Adjunto hoja de control de comunicaciones **No. 2014-15896**