

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 RESÚMEN

En el presente capítulo se analiza las referencias, datos y circunstancias que justifican la búsqueda de una solución para el problema de tráfico vehicular en el cual se encuentra inmersa la Ciudad de Sangolquí. Se examina la situación actual de la zona de impacto con referencia a datos cronológicos tales como el crecimiento poblacional y la actividad comercial de la zona. También se consideran los datos geográficos del Cantón Rumiñahui que servirán para iniciar con el proceso de diseño de la infraestructura. Finalmente se describen los objetivos generales y específicos del presente proyecto con la debida justificación del proyecto.

### 1.2 ANTECEDENTES

La ciudad de Sangolquí es la cabecera cantonal del cantón Rumiñahui, Provincia de Pichincha. Es una ciudad con un crecimiento poblacional muy importante dedicada principalmente a la venta de productos agrícolas que son producidos en las cercanías de la ciudad, aunque en los últimos 10 años ha tenido un crecimiento industrial muy importante. Este crecimiento ha producido un problema de tráfico vehicular indeseable para la zona, y que se agudizó principalmente por la existencia del Mercado Central ubicado en pleno corazón

de la ciudad, ya que provoca la gran concurrencia de mercaderes hacia la zona todos los días, y especialmente los fines de semana.

La Ilustre Municipalidad de Rumiñahui, preocupada por la situación actual, se encuentra implementando varios proyectos viales y estructurales, cuyos objetivos principales están orientados al descongestionamiento del tráfico vehicular en todo el cantón. Uno de los proyectos que se están implementando, es la futura construcción de un edificio de estacionamientos de cuatro plantas con capacidad para 400 vehículos ubicado en el sector de “El Aguacate” cuyo objetivo primordial es dar espacios de estacionamiento vehicular a las personas que acuden al centro de la ciudad y al Mercado Central.

Sobre la base del Convenio de Cooperación Institucional celebrado entre la Ilustre Municipalidad del Cantón Rumiñahui y la Escuela Politécnica del Ejército (ESPE), el Municipio solicitó mediante oficio No. 2009-521-DP-IMCR, emitido el 7 de abril de 2009, la realización de los estudios para el diseño estructural de este edificio. Para el efecto, el Municipio proporcionó los planos arquitectónicos de la estructura.

### **1.3 UBICACIÓN Y ÁREA DE INFLUENCIA**

El proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de Sangolquí, Cantón Rumiñahui, Provincia de Pichincha.

### 1.3.1 Datos Generales del Cantón Rumiñahui

**Ubicación:** El Cantón Rumiñahui se encuentra en la provincia de Pichincha, al sur oriente de la capital ecuatoriana, Quito. La capital del cantón es la ciudad de San Juan Bautista de Sangolquí, ubicada en el Valle de los Chillos. (Ver Figura 1.1)



**Figura 1.1:** Cantones de la Provincia de Pichincha (Ubicación del Cantón Rumiñahui)

**Superficie:** La superficie total del Cantón Rumiñahui es de 137.20 km<sup>2</sup>. Se trata del cantón más pequeño de la provincia de Pichincha, ya que solo ocupa el 1.45% del área total de la provincia. También es uno de los más pequeños del Ecuador.

**Límites:**

NORTE: Cantón Quito, Monte Ilaló.

SUR: Monte Pasochoa y Cantón Mejía.

ESTE: Cantón Quito, Río San Pedro, El Tingo.

OESTE: Cantón Quito.

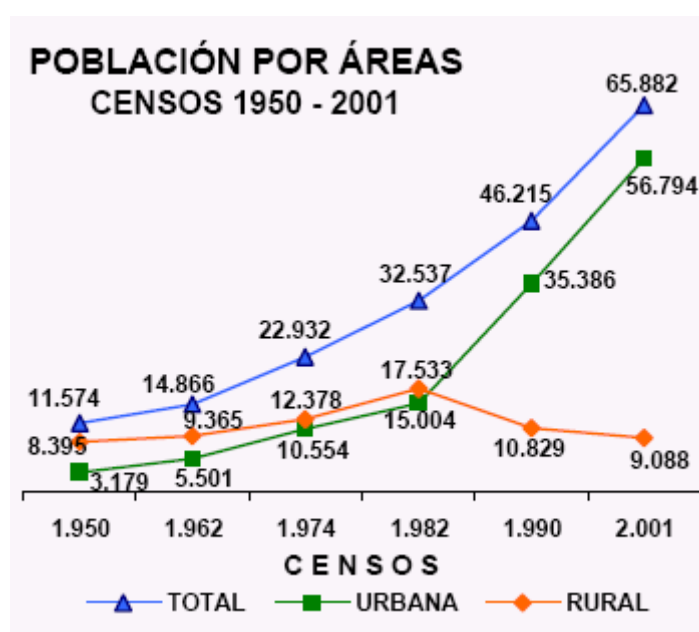
**Clima:** El clima del Cantón Rumiñahui tiene un promedio de 16 grados centígrados en el año, con máximas de 29 grados centígrados en verano y 10 grados centígrados en invierno. El clima del Cantón Rumiñahui es uno de los principales recursos naturales de esta zona, ya que es temperado y muy atrayente para la agricultura. Por otra parte la precipitación anual es de 1000 mm<sup>3</sup>. La mayor concentración de lluvia se produce entre los meses de abril y octubre. Esto hace que la zona sea muy fértil y el paisaje se conserve siempre verde.

**Relieve:** El cantón ocupa gran parte del Valle de los Chillos, está rodeado de regiones naturales como el cerro Ilaló, al norte; las laderas y estribaciones del Pasochoa y Sincholagua, al sur; los declives exteriores de la cordillera occidental, al este; y la cadena montañosa de Puengasí que separa a Quito del Valle de lo Chillos, al oeste.

**Población:** Según el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), de acuerdo al Censo de Población y Vivienda del 2001, Ruminahui tiene una población de 65882 habitantes. La distribución poblacional por parroquias está muy marcada ya que en los últimos 30 años se ha visto un crecimiento de la población urbana que se encuentra en la ciudad de Sangolquí. (Ver Tabla 1.1 y Figura 1.2).

**Tabla 1.1:** Distribución poblacional del Cantón Rumiñahui por parroquias

PARROQUIAS	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
<b>TOTAL</b>	<b>65.882</b>	<b>32.275</b>	<b>33.607</b>
SANGOLQUÍ (URBANO)	56.794	27.743	29.051
ÁREA RURAL	9.088	4.532	4.556
PERIFERIA	5.768	2.868	2.900
COTOGCHOA	2.843	1.422	1.421
RUMIPAMBA	477	242	235

**Figura 1.2:** Crecimiento de la Población Urbana y Rural del Cantón Rumiñahui

Las ramas de actividad del cantón son muy variadas pero predomina principalmente el comercio, la manufactura, la construcción y la agricultura. La distribución poblacional por ramas de actividad comercial se puede apreciar en la Tabla 1.2.

**Tabla 1.2:** Distribución poblacional del Cantón Rumiñahui por Ramas de Actividad Económica

RAMAS DE ACTIVIDAD	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
<b>TOTAL</b>	<b>28.260</b>	<b>17.350</b>	<b>10.910</b>
AGRICULTURA, GANADERÍA CAZA, PESCA, SILVICULTURA	2.101	1.397	704
MANUFACTURA	4.965	3.288	1.677
CONSTRUCCIÓN	2.217	2.114	103
COMERCIO	4.639	2.582	2.057
ENSEÑANZA	1.409	563	846
OTRAS ACTIVIDADES	12.929	7.406	5.523

### 1.3.2 Datos Generales de la Ciudad de Sangolquí

La ciudad de Sangolquí es considerada parte de la gran conurbación que forma el Área Metropolitana de Quito, ciudad con la que mantiene estrechos vínculos geográficos, históricos y poblacionales. La mayoría de habitantes pertenece a un estrato popular, con un importante componente mestizo e indígena. También se puede encontrar gente de clase media alta en sectores como: Club Los Chillos, San Rafael y Capelo. Los datos generales de la ciudad son:

Superficie: 57.04 km<sup>2</sup> (42.52% de la superficie total del cantón)

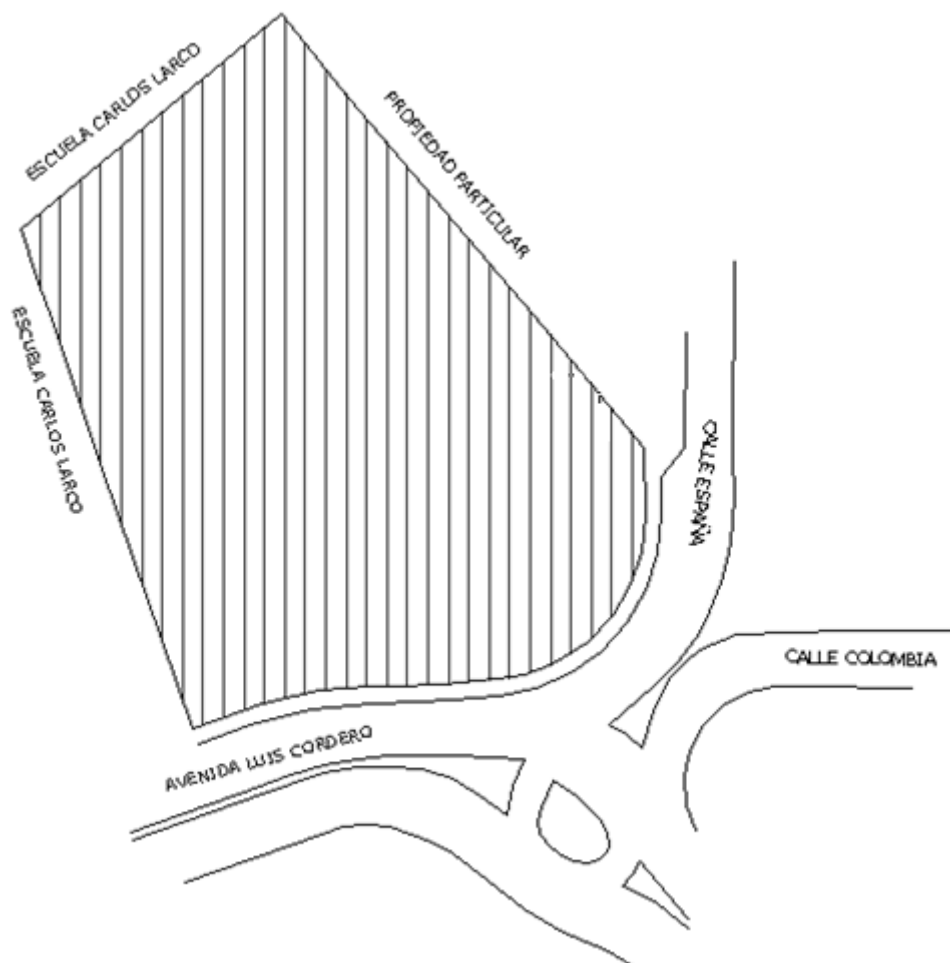
Altitud: 2519.01 msnm

Población: 56794 hab

La población de la ciudad de Sangolquí ocupa el 86% de la población total del cantón Rumiñahui. Por lo tanto, se puede decir que básicamente toda la economía del cantón está ligada exclusivamente al desarrollo de la ciudad de Sangolquí.

### 1.3.3 Localización del Proyecto

El proyecto se encuentra localizado en un lote de terreno dentro del barrio Luis Cordero que actualmente se utiliza como bodega del Municipio de Rumiñahui. Se encuentra limitado al norte por la Av. Luis Cordero y la Calle España, al Este y Sur por la Escuela Carlos Larco, y al Oeste por propiedades privadas. En la figura 1.3 podemos apreciar la implantación del proyecto en estudio.



**Figura 1.3:** Implantación General del Proyecto

### 1.3.4 Topografía

La topografía del terreno en estudio fue tomada con una estación total en cuatro puntos diferentes del terreno, partiendo desde el nivel: 2499.74 msnm, con los cuales se obtuvieron 344 puntos en total. También se hizo un catastro de las edificaciones existentes, que deberán ser removidas en el momento de la construcción. Estas estructuras son:

- 3 Bloques de Asbesto de un piso
- 1 Estructura prefabricada de un piso
- 1 Estructura en Hormigón Armado de 2 pisos

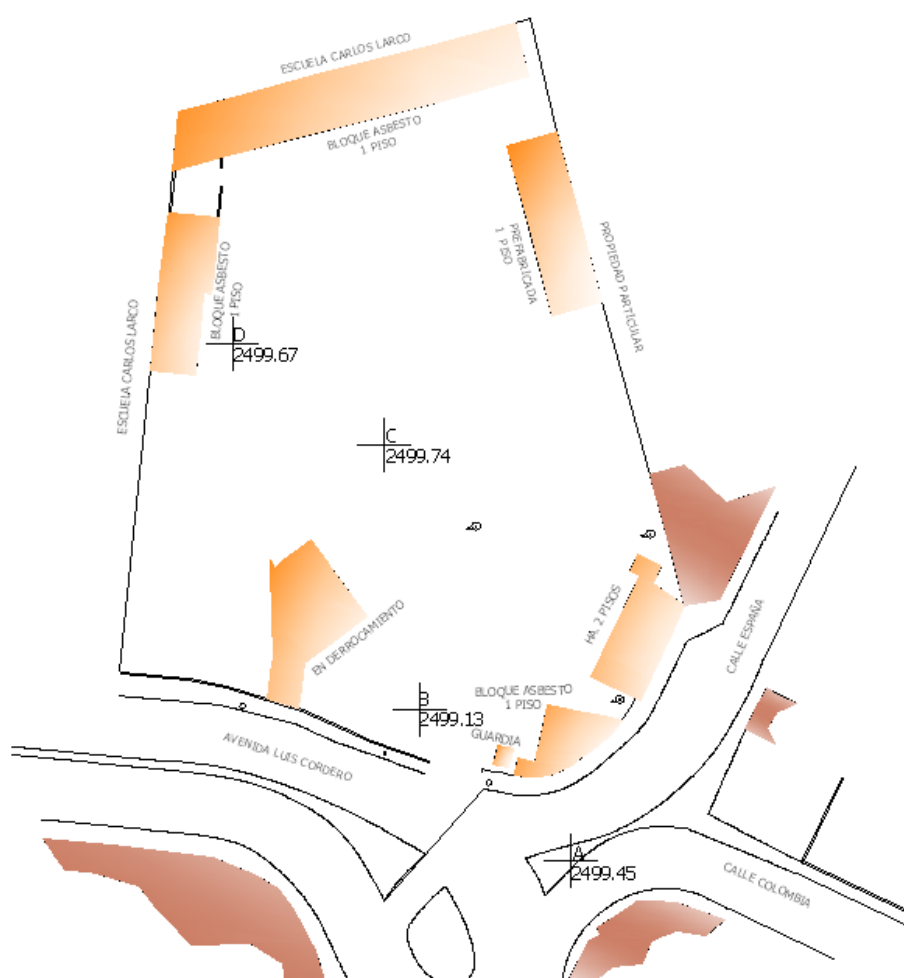


Figura 1.4: Detalle de Estructuras existentes y Ubicación de Estaciones



#### **1.4 OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO**

Realizar el cálculo y diseño estructural de un edificio de estacionamientos, para la ciudad de Sangolquí y de esta forma satisfacer las necesidades de espacios de estacionamiento para la población del sector.

#### **1.5 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Proporcionar a la ciudad el diseño de una estructura segura, la cual será de gran ayuda para aliviar el tráfico vehicular en la ciudad.

Que el proyecto de tesis sirva como guía para el análisis, cálculo y diseño de edificios de estacionamientos de cualquier índole, y en cualquier otro sector relacionado con el nuestro.

Validar los resultados obtenidos con metodologías adecuadas.

#### **1.6 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO**

El proyecto es totalmente viable como se puede apreciar según los datos obtenidos. El crecimiento de la población urbana y el gran desarrollo de empresas de manufactura que ha experimentado la ciudad de Sangolquí en los últimos 30 años, han desarrollado un tráfico vehicular que para estos años ya es imposible de manejar adecuadamente; sin la implementación de espacios para parqueaderos. Los moradores del sector, la opinión pública y las

autoridades de la ciudad dan cuenta de la importancia de la implementación de este proyecto.

También a nivel didáctico, se considera muy importante proporcionar el diseño de un edificio de estacionamientos para que los estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Escuela Politécnica del Ejército, así como otros estudiantes universitarios de ingeniería civil, tengan a bien para su análisis y comprensión en los temas relacionados con la Ingeniería Estructural.

## **CAPÍTULO II**

### **DISEÑO ARQUITECTÓNICO Y DE TRÁNSITO**

#### **2.1 RESÚMEN**

El diseño arquitectónico del proyecto es la parte fundamental para comenzar con el análisis de la estructura, por consiguiente debemos tener bien definido el proyecto arquitectónico antes de comenzar con el análisis estructural pues de esta forma podremos saber la ubicación exacta de los elementos estructurales y sus dimensiones permisibles.

Para ello en el presente capítulo se comparan las normas de arquitectura del Cantón Rumiñahui con el proyecto arquitectónico inicial, para corregir las deficiencias arquitectónicas en caso de haberlas, además se aplican los conceptos básicos de ingeniería de tránsito. De esta manera aseguramos la comodidad y seguridad vial para los conductores, peatones y los usuarios dentro del edificio.

## **2.2 NORMAS DE ARQUITECTURA APLICADAS AL PROYECTO**

La normativa arquitectónica que se utilizó para desarrollar el presente proyecto son las Normas de Arquitectura y Urbanismo que se encuentran dentro de las Ordenanzas de Gestión Urbana y Territorial del Cantón Rumiñahui.

Las normativas también tiene presente el desempeño funcional que debe tener un parqueadero, es decir, contemplan los conceptos de ingeniería de tránsito, que permite la fluidez y seguridad al interior del parqueadero; en especial la señalización y la comodidad para la circulación del tránsito peatonal como el vehicular.

## **2.3 ORDENANZAS DE GESTION URBANA Y TERRITORIAL DEL CANTON RUMIÑAHUI. NORMAS DE ARQUITECTURA Y URBANISMO.**

### **SECCIÓN DÉCIMO CUARTA: ESTACIONAMIENTOS Y EDIFICIOS DE ESTACIONAMIENTOS.**

En esta sección se presenta la normativa vigente de la ciudad de Sangolquí en lo referente a estacionamientos y edificios de estacionamientos. También se analizará cada uno de los componentes de la normativa con el fin de realizar las correcciones necesarias al proyecto arquitectónico original.

#### **2.3.1 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:

Para iniciar el análisis del plan arquitectónico se realiza una comparación de las normas de arquitectura y urbanismo de esta sección con los planos arquitectónicos originales proporcionados por el diseñador. En caso de encontrar errores en el diseño original, se los corregirá con el presente análisis.

Inicialmente el edificio analizado es un estacionamiento público de 4 plantas con capacidad aproximada para 115 estacionamientos por planta, altura de entrepiso de 3.50 metros y con un área total del terreno de 4090 m<sup>2</sup>.

En los planos arquitectónicos originales no se ubica claramente cuáles son los estacionamientos para las personas con discapacidad, así que se debe colocar plazas de estacionamiento de este tipo en el proyecto. El cálculo que obtenemos para el presente proyecto nos exige colocar 5 plazas de estacionamiento por planta que estarán ubicados lo más próximo a la entrada del edificio así como a los ascensores y escaleras.

### **2.3.2 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:

El edificio consta de un solo acceso de entrada y salida que da hacia la Avenida Luis Cordero en la dirección Norte - Sur. Las zonas de transición horizontal han sido modificadas para que cumplan con la norma y ahora tienen 3.00 metros desde la línea de fábrica hasta el ingreso del vehículo al edificio.

Se tuvo que modificar el acceso original ya que no cumplía con lo establecido en la norma al tener solo un solo carril de entrada y uno de salida, pues es un edificio con más de 40 plazas de estacionamiento. Ahora consta de dos carriles de entrada y dos de salida con más de 2.50 m de acceso libre por carril.

El edificio tiene 75.00 metros de frente de lote, mientras que la entrada tiene 12.45 m. Por lo tanto la entrada ocupa el 17% de la longitud del frente del lote y cumple con el inciso c) del artículo estudiado.

#### **2.3.3 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 los planos originales no existen áreas de espera, por lo tanto se colocaron tres nuevas áreas de espera ubicadas en los extremos y en el medio de los carriles de entrada y salida. Tienen 1.20 metros de ancho y 6 metros de longitud efectiva. El área total de las tres áreas de espera es de 22.92 m<sup>2</sup>. Las áreas de espera están cubiertas y cumplen con las especificaciones analizadas en este artículo.

#### **2.3.4 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:

Debido a que el número de estacionamientos a controlar es de un número considerable se decidió separar el sistema de cobro con el sistema de control. Esta forma de separación del sistema de cobro y control es muy utilizada en la actualidad pues evita la congestión en la entrada y salida vehicular. El sistema de cobro se lo prefiere en los accesos peatonales mientras que el sistema de control es automático y se lo utiliza en la entrada y salida vehicular mediante aparatos sensores y tickets de control.



En nuestro caso se colocó la sala de Cobro junto con las salas de Contabilidad y Administración. La sala de Cobro tiene un área de 5.20 m<sup>2</sup> y cumple con las especificaciones del artículo en análisis.

### **2.3.5 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:

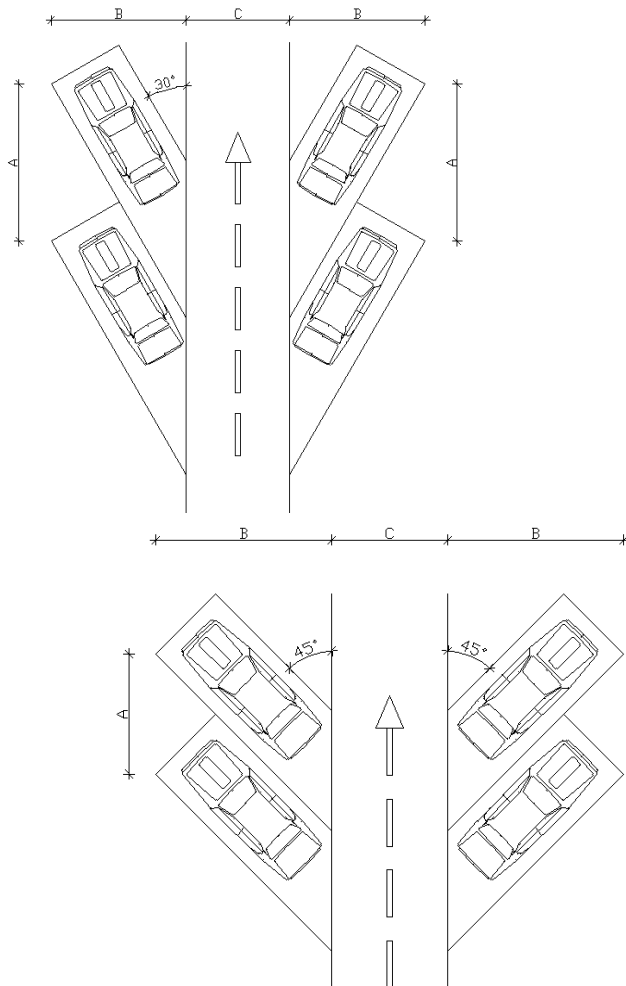
La altura de entrepiso original del edificio era de 3.25 metros, sin embargo para prever una altura máxima de vigas de 0.80 m. y considerando que del techo van a colgar algunas de las señales de tránsito, se decidió aumentar la altura de entrepiso a 3.50 metros. Con eso se puede asegurar que la Altura Libre Mínima entre el piso terminado y el elemento de mayor descuelgue sea de 2.20 metros como mínimo.

### **2.3.6 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 2.1:

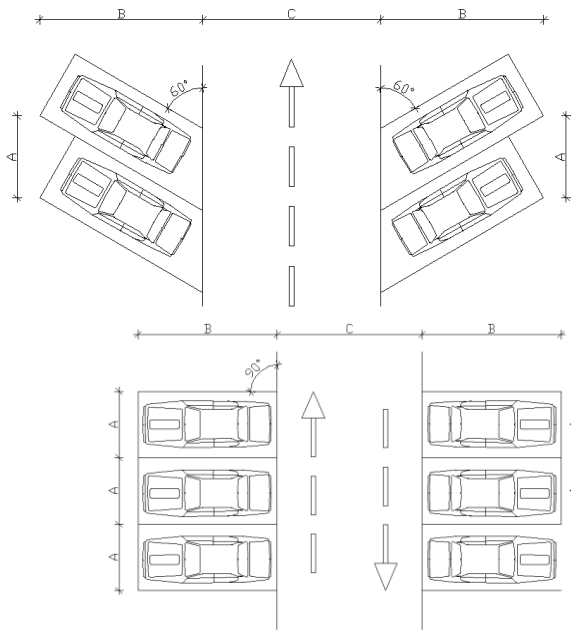
**Tabla 2.1:** Dimensiones mínimas para puestos de estacionamiento, respecto al ángulo que forma el estacionamiento con el eje de la vía de acceso

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 2.1:** Aparcamientos a 30 grados

**Figura 2.2:** Aparcamientos a 45 grados



**Figura 2.3:** Aparcamientos a 60 grados

**Figura 2.4:** Aparcamientos a 90 grados

ANÁLISIS:

Haciendo unas mínimas modificaciones del diseño original, todos los estacionamientos del edificio forman un ángulo de 90° con respecto al eje de las vías de acceso. De esta manera, las dimensiones de diseño de todos los estacionamientos del edificio tienen las siguientes dimensiones: A = 2.40 m (ancho), B = 5.20 m (largo), y C = 6.00 (ancho del carril) en todos los casos, por lo tanto cumplen con el artículo analizado.

**2.3.7 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 regirán por la tabla 2.2:

**Tabla 2.2:** 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:

Existen solamente dos estacionamientos por planta que se encuentran emplazados con pared en uno de los dos lados. Estos estacionamientos fueron diseñados con las siguientes dimensiones: Ancho: 4.60 m. y Largo: 5.20 m., por lo tanto cumplen con el artículo analizado.

Como se analizó en un principio, se necesitan 5 estacionamientos por planta para las personas con discapacidad. Estos estacionamientos fueron ubicados lo más próximo a la entrada del edificio así como a los ascensores y escaleras, y tienen las siguientes dimensiones: Ancho: 3.60 m. y Largo: 5.20 m., por lo tanto cumplen con el artículo analizado.

El resto de estacionamientos son abiertos por todos los lados o contra un obstáculo y tienen las siguientes dimensiones: Ancho: 2.40 m. y Largo: 5.20 m., por lo tanto cumplen con el artículo analizado.

#### **2.3.8 Protecciones (art. 391)**

Las rampas, fachadas, elementos estructurales, colindancias de los estacionamientos deberán protegerse con dispositivos capaces de resistir posibles impactos de vehículos.

### ANÁLISIS:

Los topes son dispositivos de tamaño pequeño, que limitan con el movimiento del vehículo dentro del cajón del estacionamiento. Estos topes también tienen la función de detener la marcha del vehículo a baja velocidad para evitar pequeños impactos cuando el automóvil se parquea. Todos los puestos de estacionamientos en el edificio tendrán topes. Para estacionamientos con muros frontales o antepechos se ubicarán topes a una distancia mínima 1.20 m del obstáculo.



**Figura 2.5:** Topes Prefabricados

Los topes pueden ser prefabricados (Figura 2.5) o pueden ser diseñados en obra como bordes de hormigón de sección trapezoidal que serán de menor altura que las defensas y salpicaderas de los automóviles cuyas dimensiones son: 0.15 m. de base mayor, 0.10 m. de base menor, 0.15 m. de altura y 0.50 m. de largo. Se utilizarán dos topes por cajón, uno para cada rueda del automóvil., tal como se muestra en la figura 2.6.



**Figura 2.6:** Ejemplo de emplazamiento para los topes de estacionamientos

Las rampas fueron protegidas con bordillos de 10 cm de altura y 15 cm de ancho en todo lo largo.

### **2.3.9 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 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:

Se diseñaron circulaciones peatonales independientes de las vehiculares para que fluyan hacia el acceso peatonal del edificio, y tienen 60 cm de ancho. Las rampas tienen una pendiente del 15%, y un ancho de carril igual a 3.40 m. ya que solo posee rectas. El radio de curvatura mínimo utilizado dentro del edificio es de 4.50 m. Se han diseñado dos rampas, una de subida y otra de bajada, por lo tanto se tiene un solo carril por rampa. El edificio tiene 4 plantas. Todo el diseño cumple con las especificaciones estudiadas en el presente artículo.

#### **2.3.10 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:

En virtud de lo peligroso que resulta la concentración de los gases tóxicos emanados por los vehículos; la ventilación en los edificios de estacionamientos requiere una consideración especial. Es de vital importancia evitar en todo edificio la concentración del monóxido de carbono.

El método más económico de la eliminación de gases es la ventilación natural; para nuestro proyecto se consideró la circulación natural del aire. En las fachadas laterales, posterior, frontal y en el ducto central o cubo de luz, se deja libre circulación del aire al contar con un antepecho de protección que tiene una altura de 1.20 en todas las fachadas.

#### **2.3.11 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 cancelas.
  
- 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:

Los servicios sanitarios para empleados cumplen con la especificación analizada. Para los servicios sanitarios públicos se colocó 2 inodoros, 4 urinarios y 4 lavamanos para hombres; así como 4 inodoros y 4 lavamanos para mujeres por cada piso. Con esto cumplimos con las especificaciones recomendadas.

#### **2.3.12 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 proyecto es de 1.60 m; el número de escaleras continuas es de 8 contrahuellas. Las huellas tienen 29 cm cada una y cada contrahuella tiene 17 cm de altura. Los descansos tienen un ancho de 1.60 m. Con estas dimensiones para las escaleras, se puede observar que se cumple con la exigencia de la normativa.

### **CAPITULO III**

### **GEOTECNIA**

### **3.1 Resumen**

Mediante oficio No 2009-642-DP-IMCR, emitido el 14 de julio del 2009, el Municipio del Cantón Rumiñahui autorizó a realizar el estudio de suelos.

Para poder determinar las características del suelo donde está ubicado nuestro proyecto se realizó varios tipos de ensayos de laboratorio y de campo.

Para determinar cuál es el tipo de suelo y su capacidad admisible, se realizó cuatro perforaciones con el equipo de penetración estándar, las cuales fueron de 6 a 8 metros de profundidad; se obtuvieron muestras de suelo de las perforaciones, las que fueron analizadas en el laboratorio, para obtener su granulometría, contenido de humedad, propiedades físicas y mecánicas, todas estas características permitieron identificar y clasificar las muestras de suelo.

En base al estudio de suelo, se evaluó los parámetros para escoger la cimentación adecuada para nuestro edificio de parqueaderos.

### **3.2 Normativa para Ensayos de Estudio de Suelos**

El estudio de suelos del proyecto Edificio de Estacionamientos del Cantón Rumiñahui, se realizó en base a la normativa del Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), de acuerdo a las Normas Técnicas de Mecánica de Suelos que se enumeran a continuación:

- Ensayo de Penetración Estándar INEN 689 (ASTM D-1586).

- Determinación del Contenido de Agua, Método del Secado INEN 690 (ASTM D-698).
- Determinación del Limite Liquido, Método de Casa Grande INEN 691 (ASTM D-423).
- Determinación del Limite Plástico INEN 692 (ASTM D-424).

### **3.3 Estudio de Suelos**

#### **3.3.1 Conceptos Básicos**

##### **3.3.1.1 Definición de Suelo y Roca**

La roca es un agregado natural compuesta de granos minerales unidos por grandes y permanentes fuerzas de cohesión. En cambio el suelo es un agregado natural compuesta de granos minerales, que pueden contener componentes orgánicos, y es susceptible de separarse por medios mecánicos. En la práctica no existe una diferencia tan simple entre roca y suelo. Las rocas mas rígidas y fuertes pueden debilitarse al sufrir el proceso de meteorización y algunos suelos muy duros pueden presentar resistencia a la de la roca meteorizada.

### 3.3.1.2 Propósito de la Identificación y de la Clasificación

Para realizar un proyecto estructural se debe saber cuales son los materiales que están presentes y las propiedades que estos poseen, con el objetivo de analizar la tipo de cimentación que se va a elegir.

### 3.3.1.3 Descripción e Identificación de los Suelos

Los términos generales que se usa para describir los tipos de suelos son: grava, arena, limo y arcilla.

La mayor parte de los suelos naturales se componen de una mezcla de dos o más de estos elementos, y pueden contener por añadidura material orgánico parcial o completamente descompuesto.

A las gravas y arenas se les llama suelos de grano grueso, en cambio a los limos y a las arcillas suelo de grano fino.

**Tabla 3.1:** Limite de tamaños de los componentes de suelo según clasificación de la ASTM

SUELOS	TAMAÑOS (mm)
Grava	Mayor de 4.75
Arena Gruesa	de 4.75 a 2.00
Arena Media	de 2.00 a 0.425
Arena Fina	de 0.425 a 0.075
Finos (mezcla de limo y arcilla)	menores de 0.075

### **3.3.2 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)**

El ensayo de penetración estándar (SPT), es un estudio dinámico por medio del cual determinamos la capacidad portante del mismo como de igual manera su calcificación estratigráfica.

Este ensayo consiste en introducir un cilindro hueco por medio de golpes en el estrato de suelo, para lo cual nos ayudamos de un martillo de 140 kg aproximadamente, el cual cae libremente sobre dicho cilindro, se pretende contar el número de golpes necesarios para introducirlo en el suelo y de esta manera obtener una muestra inalterada de los diferentes estratos del suelo.

### **3.3.3 Ensayos de Campo**

El ensayo que se realizó en el campo fue el de penetración estándar, se realizaron cuatro perforaciones, con las cuales se pudo recoger muestras de suelo para luego analizarlas en laboratorio, y también se obtuvo el nivel freático del sitio donde se realizó el ensayo.

La profundidad de las cuatro perforaciones varió de 6 a 8 metros, además se tuvo dos perforaciones que no se las tomó en cuenta, ya que a cierta profundidad se registró el rechazo del aparato, es decir no penetraba más debido a que se llegó a una roca más que a un estrato fuerte.



Se tomo una muestra de suelo de cada metro en cada perforación para realizar el respectivo estudio en el Laboratorio. Además se midió el nivel freático de cada pozo.

En las siguientes imágenes se puede observar, la elaboración del ensayo y la obtención de las muestras del suelo en cada pozo.



**Figura 3.1:** Penetración Pozo "1"



**Figura 3.2:** Muestra para Laboratorio Pozo "1"



**Figura 3.3:** Penetración Pozo "2"



**Figura 3.4:** Muestra para Laboratorio Pozo "2"



**Figura 3.5:** Penetración Pozo "3"



**Figura 3.6:** Muestra para Laboratorio Pozo “3”



**Figura 3.7:** Penetración Pozo “4”





**Figura 3.8:** Muestra para Laboratorio Pozo “4”

### 3.3.4 Ensayos de Laboratorio

Luego de haber tomado las muestras de suelos de las perforaciones realizadas se procede a realizar los respectivos ensayos de laboratorio que tienen como propósito clasificar e identificar los materiales que conforman el suelo así como su identificación manual y visual.

Los ensayos realizados en el laboratorio son los siguientes:

- Granulometría
- Contenido de Humedad
- Limites de Consistencia:
  - ✓ Limite Liquido
  - ✓ Limite Plástico

## 3.3.5 Informe del Tipo de Suelo

Tabla 3.2: Resumen de Ensayo de Laboratorio

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	

Tabla 3.3: Resumen de Ensayo de SPT Pozo "1"











### **3.4 Determinación de Cimentación**

El tipo de cimentación adecuado para una estructura, depende del tipo de cargas que debe soportar, las condiciones del sub suelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura. Además de esto el criterio del ingeniero juega un papel importante en la selección de la cimentación adecuada.

El suelo en el lugar de emplazamiento de la estructura es bueno por esta razón, se utilizaron plintos aislados para apoyar las columnas, y vigas de cimentación para apoyar los muros estructurales debido a que las solicitaciones son altas. Además se utilizo plintos combinados en donde se encuentran las columnas de las juntas de dilatación.

## **CAPITULO IV**

### **SELECCIÓN DE MATERIALES Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURALES**

#### **4.1 Resumen**

En el presente capitulo se determinaron y seleccionaron los materiales, tales como hormigón, áridos, materiales cementantes, aditivos, acero estructural, los cuales deberán cumplir con todas las características necesarias

para la construcción del parqueadero y de esta manera pueda cumplir su vida útil.

Debido a la gran superficie en planta del parqueadero se tuvo que dividir en seis edificios independientes, para poder solucionar problemas de dilatación.

Además se pre dimensionó todos los elementos estructurales que conforman la mega estructura, como losas alivianadas, losas macizas, vigas, columnas, escalera.

## **4.2 Normativa de Materiales y de Análisis Estructural**

Las normativas utilizadas en el proyecto del edificio de estacionamientos en el Cantón Rumiñahui, relacionadas tanto a materiales como al análisis estructural, además de recomendaciones, sugerencias y estudios preliminares, son las siguientes:

- Hormigones: Hormigón preparado en obra, Hormigón premezclado; Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1855-2:2001
- American Society of Testing Materials ASTM (Referente a los materiales para la fabricación de hormigón y cementos puzolánicos)

- Código Ecuatoriano de la construcción
- Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario (ACI 318S-05). American Concrete Institute

### **4.3 Materiales**

El material que se utiliza para en análisis del edificio de parqueaderos es el hormigón armado; se consideró solamente este material debido a su resistencia contra agentes atmosféricos y a su durabilidad; además este es el material con el que más se trabaja en nuestro país, por lo tanto existe mayor mano de obra experimentada en dicho material, también tenemos infraestructura para su fabricación y control; por estas razones se escogió el hormigón armado para la elaboración del proyecto.

#### **4.3.1 Hormigón**

El hormigón es una piedra artificial formada al mezclar apropiadamente cuatro componentes básicos: cemento, arena, grava y agua.

Las propiedades del hormigón dependen en gran medida de la calidad y proporciones de los componentes en la mezcla, y de las condiciones de humedad y temperatura, durante los procesos de fabricación y de fraguado.

Para conseguir propiedades especiales del hormigón (mejor trabajabilidad, mayor resistencia, baja densidad, etc.), se pueden añadir otros componentes como aditivos químicos, microsílíce, limallas de hierro, etc., o se pueden reemplazar sus componentes básicos por componentes con características especiales como agregados livianos, agregados pesados, cementos de fraguado lento, etc.

El hormigón ha alcanzado importancia como material estructural debido a que puede adaptarse fácilmente a una gran variedad de moldes, adquiriendo formas arbitrarias, de dimensiones variables, gracias a su consistencia plástica en estado fresco.

Al igual que las piedras naturales no deterioradas, el hormigón es un material sumamente resistente a la compresión, pero extremadamente frágil y débil a sollicitaciones de tracción. Para aprovechar sus fortalezas y superar sus limitaciones, en estructuras se utiliza el hormigón combinado con barras de acero resistente a la tracción, lo que se conoce como hormigón armado, o combinado con cables tensados de acero de alta resistencia, lo que se identifica como hormigón preesforzado.

El principal componente del hormigón es el cemento portland, el cual ocupa entre el 7% y el 15% del volumen de la mezcla y tiene propiedades de adherencia y cohesión que proveen buena resistencia a la compresión.

El segundo componente son los agregados, ocupan entre el 59% y 76% del volumen de la mezcla. Son sencillamente materiales inertes, naturales o artificiales, de forma granular, que por conveniencia han sido separados en fracciones finas (arenas) y fracciones gruesas (gravas). En general, provienen de las rocas naturales pero también existen agregados artificiales.

El tercer componente es el agua y ocupa entre el 14% y 18% del volumen total de la mezcla e hidrata al cemento portland por medio de complejas reacciones químicas.

Adicionalmente, el concreto también tiene alguna cantidad de aire atrapado entre el 1% al 3% del volumen de la mezcla y puede tener aire incluido intencionalmente entre el 1% y el 7% del volumen de la mezcla lo cual se logra con aditivos o con cementos que tengan agentes inclusores de aire.

Finalmente, con alguna frecuencia se añaden aditivos a la mezcla con el objeto de modificar una o más propiedades del concreto tales como acelerar, mejorar la trabajabilidad, reducir requerimientos de agua, incrementar resistencia o alterar otras propiedades.

Para el proyecto en estudio se utilizó un hormigón de resistencia a la compresión de  $240 \text{ kg/cm}^2$ , para lo cual se debe hacer un ensayo de laboratorio previo de los materiales a utilizarse para poder hacer un buen diseño de la mezcla del hormigón con las características que se requiere.

#### **4.3.1.1 Materiales cementantes**

Son materiales aglomerantes que tienen las propiedades de adherencia y cohesión requeridas para unir fragmentos minerales entre sí, formando una masa sólida continua, de resistencia y durabilidad adecuadas.

Dentro de esta categoría, además de los cementos propiamente dichos, se encuentran materiales empleados con menos frecuencia como las cales, los asfaltos y los alquitranes.

Para fabricar hormigón estructural se utilizan únicamente los cementos hidráulicos (utilizan agua para reaccionar químicamente y adquirir sus propiedades cementantes durante los procesos de endurecimiento inicial y fraguado). Entre los diferentes cementos hidráulicos destaca, por su uso extendido, el cemento Portland, existiendo además los cementos naturales y los cementos con alto contenido de alúmina.

El cemento Portland es un polvo muy fino, de color grisáceo, que se compone principalmente de silicatos de calcio y de aluminio, que provienen de la combinación de calizas, arcillas o pizarras, y yeso, mediante procesos especiales. El color parecido a las piedras de la región de Portland, en Inglaterra, dio origen a su nombre.



El proceso de manufactura del cemento consiste, esencialmente, en la trituración de los materiales crudos (calizas y arcillas); su mezcla en proporciones apropiadas; y su calcinación a una temperatura aproximada de 1400°C, dentro de un cilindro rotativo, lo que provoca una fusión parcial del material, conformándose bolas del producto llamadas clinker. El clinker es enfriado y luego es molido junto con el yeso hasta convertirlo en un polvo fino llamado cemento Portland.

Existen diversos tipos de cemento Portland:

*Tipo I:* Se lo conoce como cemento Portland ordinario, que es el de mayor utilización en el mercado. Se lo utiliza en hormigones normales que no estarán expuestos a sulfatos en el ambiente, en el suelo o en el agua del subsuelo.

*Tipo II:* Son cementos con propiedades modificadas para cumplir propósitos especiales, como cementos antibacteriales que pueden usarse en piscinas; cementos hidrófobos que se deterioran muy poco en contacto con sustancias agresivas líquidas; cementos de albañilería que se los emplea en la colocación de mampostería; cementos impermeabilizantes que se los utiliza en elementos estructurales en que se desea evitar las filtraciones de agua u otros fluidos, etc.

*Tipo III:* Son los cementos de fraguado rápido, que suelen utilizarse en obras de hormigón que están en contacto con flujos de agua durante su construcción o en obras que pueden inestabilizarse rápidamente durante la construcción.

*Tipo IV:* Son los cementos de fraguado lento, que producen poco calor de hidratación. Se los emplea en obras que contienen grandes volúmenes continuos de hormigón como las presas, permitiendo controlar el calor emitido durante el proceso de fraguado.

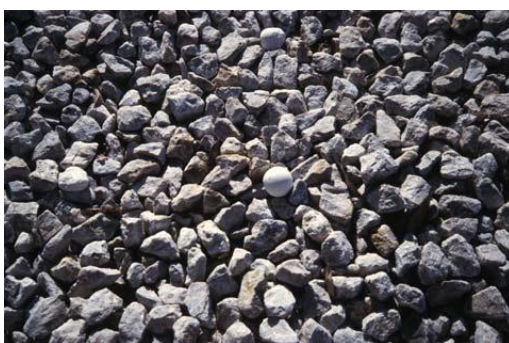
*Tipo V:* Son cementos resistentes a los sulfatos que pueden estar presentes en los agregados del hormigón o en el propio medio ambiente.

Para concretos normales la relación agua – cemento varia por lo general en el intervalo de 0.40 a 0.60, aunque para los hormigones de alta resistencia se han utilizado relaciones tan bajas como 0.25 para este caso, la manejabilidad necesaria se obtiene mediante el uso de aditivos.

#### **4.3.1.2 Áridos**

En los hormigones estructurales, los áridos o agregados ocupan alrededor de las tres cuartas partes del volumen total del hormigón; el volumen restante está constituido por pasta endurecida de cemento, agua sin combinar y burbujas de aire.

Mientras mayor sea el nivel de compactación del hormigón, mejor será su resistencia y más económica será su fabricación; por esta razón resulta importante cuidar la granulometría (tamaño de los granos y distribución estadística de esos tamaños de grano) de los áridos. También es importante que las características mecánicas de los áridos sean adecuadas y que los áridos estén libres de impurezas.



**Figura 4.1:** Áridos utilizados en el hormigón armado

Los áridos naturales se clasifican en finos y gruesos. Los áridos finos o arenas pasan por el tamiz # 4. Los áridos gruesos no atraviesan el tamiz # 4 y se conocen como gravas (ripió en nuestro medio).

Los áridos gruesos presentan mejores propiedades de adherencia con la pasta de cemento cuando son triturados, lo que les dota de aristas (los áridos con superficie redondeada tienen menor adherencia).

El peso unitario del hormigón normal, es decir, el hormigón con agregados de piedras naturales, varía aproximadamente entre 2250 y 2450 kg/m<sup>3</sup> y puede generalmente suponerse igual a 2300 kg/m<sup>3</sup>.

Es altamente recomendable la selección del agregado pétreo natural de alta densidad y baja absorción, granulometría cerrada, partirlas de forma cubica o redondeada y textura rugosa o de cara fracturada. Por otra parte es importante que esté libre de partículas inferiores a 0.074mm de diámetro (arcillas), limpio de vegetal (material orgánico) y libre de partículas como mica, carbón o lignito.

No es recomendable el uso de los agregados marinos a menos que el contenido de sales de cloruro sea inferior a 0.10% del peso del cemento, y que tenga bajo contenido de conchas.

#### **4.3.1.3 Relación Agua-cemento**

El agua utilizada en el hormigón debe ser potable en lo posible o al menos debe estar libre de impurezas. Nunca debe usarse agua de mar. No debe contener material orgánico.

Durante el proceso de fraguado, la pasta de cemento da origen a cristales hidratados que unen químicamente las partículas de agregados. La formación de estos cristales es una reacción química exotérmica (genera calor) que

siempre requiere de agua para que tenga lugar, siendo mucho más intensa la reacción (la creación de nuevos cristales cohesivos) en las primeras horas y días posteriores a la fabricación del hormigón, y luego va disminuyendo progresivamente en su intensidad con el tiempo.

Normalmente, dentro del hormigón, una pequeña parte del cemento no alcanza a combinarse con el agua, por lo que permanece como cemento no hidratado, que no contribuye a la resistencia del hormigón, y por el contrario actúa como una porosidad debilitante.

Para asegurar que las reacciones de fraguado continúen, a partir del endurecimiento inicial del hormigón (que normalmente se produce en las primeras doce horas después del mezclado), se requiere dotar continuamente al hormigón de agua de curado, la que sirve para reponer el agua de amasado evaporada por el calor emanado como producto de las reacciones químicas. Esta agua de curado usualmente se la proporciona humedeciendo la superficie de los elementos de hormigón.

La propiedad de diseño más importante del hormigón constituye su resistencia; la propiedad constructiva más importante es su trabajabilidad. Usualmente estas dos propiedades son mutuamente conflictivas durante la construcción.

En general una relación agua/cemento (a/c) baja, medida al peso, que mantenga una adecuada trabajabilidad en el hormigón fresco, conduce a hormigones de mayor resistencia y mejor calidad. Lamentablemente la disminución de la cantidad de agua en el hormigón produce hormigones menos trabajables.

Se requiere aproximadamente una relación a/c mínima de 0.25 para que todo el cemento presente en la mezcla reaccione químicamente con el agua formando pequeños puentes cristalizados entre las superficies de las partículas de áridos. Estos cristales son los responsables de la cohesividad entre las partículas y de la resistencia del hormigón en general.

Cualquier exceso de agua durante el amasado, por encima de la relación a/c de 0.25, se convertirá, luego del fraguado inicial, en espacios vacíos por la evaporación del agua (o espacios con agua que no alcanza a escapar de los poros luego del fraguado) que disminuyen considerablemente la resistencia del hormigón, y también provocará que los puentes cristalizados tengan mayor longitud y sean menos resistentes.

Lamentablemente una relación a/c cercana a 0.25 (que en teoría nos proporcionaría la mayor resistencia), no puede ser conseguida en un hormigón normal, pues la disminución de agua de amasado provoca una pérdida importante de trabajabilidad e inclusive puede llegar a imposibilitar la consecución de una mezcla apropiada. Para asegurar una mezcla homogénea

y una trabajabilidad razonable en un hormigón normal (sin aditivos) serán necesarias relaciones a/c mínimas del orden de 0.60

La falta de agua de curado durante el fraguado del hormigón (particularmente en los primeros días en que las reacciones son más intensas) tiene efectos adversos sobre la resistencia final del hormigón, pues provoca que las partículas de cemento no reaccionen totalmente, dando lugar a pocos cristales de unión entre partículas de áridos, con lo que disminuye la cohesión.

#### **4.3.1.4 Aditivos**

Son compuestos químicos que, añadidos en pequeñas cantidades, modifican las propiedades del hormigón. Entre los más conocidos existen los acelerantes, retardantes, plastificantes, impermeabilizantes. Los aditivos siempre deben ser probados previamente a su utilización en obra, por la gran variabilidad de la calidad del cemento que disponemos en el país.

Existen aditivos químicos que, en proporciones adecuadas, cambian (mejoran) las características del hormigón fresco, del hormigón endurecido y del proceso de fraguado.

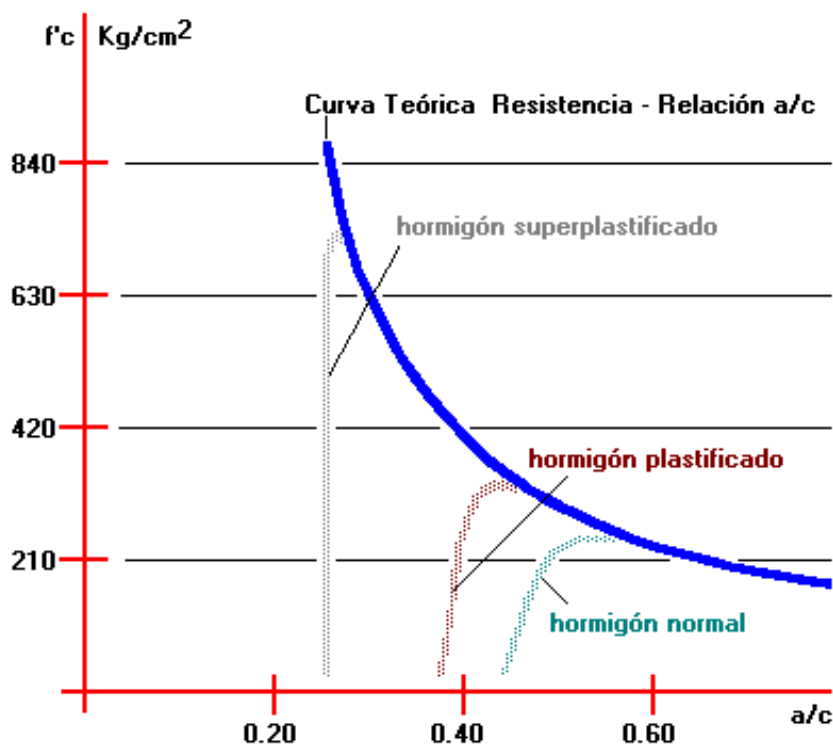
Los aditivos plastificantes son los más utilizados en nuestro medio, y permiten que la trabajabilidad del hormigón fresco mejore considerablemente,

por lo que se los suele utilizar en hormigones que van a ser bombeados y en hormigones que van a ser empleados en zonas de alta concentración de armadura de hierro.

Estos mismos aditivos pueden conseguir, manteniendo la trabajabilidad de un hormigón normal, que se reduzca la cantidad de agua de amasado mejorando con ello la resistencia del hormigón. El efecto básico que logran los aditivos plastificantes es el de disminuir la tensión superficial del agua de amasado con lo que disminuye la energía requerida para trabajar con el hormigón fresco.

Existen aditivos superplastificantes (también se los conoce en el mercado como reductores de agua de alto rango) que pueden convertir a un hormigón normal en un hormigón fluido, que no requiere de vibración para llenar todos los espacios de las formaletas, inclusive en sitios de difícil acceso para el hormigón. Así mismo, si se mantiene una trabajabilidad normal, estos aditivos permiten la reducción de la relación agua/cemento hasta valores cercanos a 0.30, consiguiéndose hormigones de mediana resistencia (entre 350 Kg/cm<sup>2</sup> y 420 Kg/cm<sup>2</sup>) y hormigones de alta resistencia (mayores a 420 Kg/cm<sup>2</sup>) como se muestra en la figura 4.2.





**Figura 4.2:** Curva resistencia vs relación  $a/c$  en hormigones con aditivos plastificantes

Los aditivos acelerantes permiten que el endurecimiento y fraguado de los hormigones se produzca más rápidamente en la fase inicial. Es usual emplearlos cuando se desea desencofrar en menor tiempo las formaletas. Un efecto similar puede obtenerse utilizando cementos de fraguado rápido o mediante un proceso de curado con vapor de agua circulante (el curado con vapor se suele utilizar con frecuencia en hormigones prefabricados).

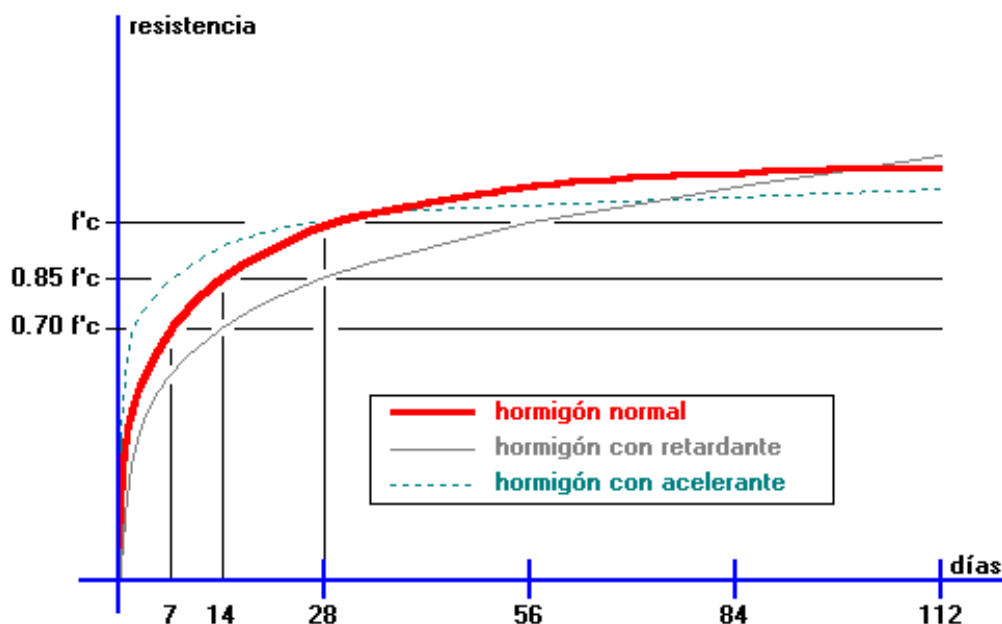
Existen aditivos de fraguado extra rápido que se emplean en casos en que se requiera un endurecimiento y fraguado del hormigón en pocos minutos, como en la fundición de elementos dentro de cauces de ríos, en el mar o en túneles con filtraciones de agua.

Los aditivos retardantes retrasan el endurecimiento inicial del hormigón, manteniendo por más tiempo su consistencia plástica. Se los suele utilizar en climas cálidos para evitar el fraguado anticipado por evaporación del agua de amasado, y en obras masivas de hormigón en que se quiere controlar la cantidad de calor emitida por el proceso de fraguado.

La aceleración o desaceleración del proceso de fraguado mediante aditivos o mediante cementos apropiados, a más de afectar la velocidad de obtención de resistencia del hormigón a corto plazo, tiene efecto sobre la resistencia del hormigón a largo plazo.

La aceleración inicial del proceso conduce a resistencias menores a largo plazo, pues el agua de curado tiene menor nivel de penetración por el endurecimiento del hormigón.

La desaceleración inicial del proceso determina resistencias mayores a largo plazo, pues el curado se vuelve más eficiente.



**Figura 4.3:** Curva resistencia vs tiempo (días) de fraguado en hormigones con aditivos retardantes y acelerantes

Hay aditivos introductores de aire que producen burbujas de aire dentro del hormigón, los que se utilizan en estructuras que están sometidas a procesos de congelamiento y descongelamiento periódico, poco frecuentes en nuestro medio (se los suele utilizar en refugios para ascencionismo).

Cuando las moléculas de agua que no llegaron a reaccionar con el cemento se congelan, se transforman en hielo de mayor volumen y tratan de rajar internamente al hormigón; esas rajaduras se extienden hasta encontrar una burbuja de aire, donde disipan su presión y se detiene el proceso de fisuración; cuando no existen suficientes burbujas de aire, las fisuras se extienden hasta la superficie exterior del hormigón provocando un deterioro extenso. Los introductores de aire tienen como efecto colateral la disminución

de la resistencia del hormigón aproximadamente en un 5% por cada 1% de burbujas de aire introducidas.

Existen sustancias especiales, como la ceniza volcánica pulverizada (fly ash) o la cáscara de arroz quemada y pulverizada, que por su composición química apropiada y por su granulometría aún más pequeña que la del cemento, mejoran la resistencia del hormigón a largo plazo.

Existen aditivos impermeabilizantes que favorecen el sellado de las porosidades del hormigón, lo que es particularmente útil en estructuras que van a contener líquidos como cisternas, tanques o inclusive presas.

Existen aditivos espumantes que disminuyen la densidad de los hormigones, convirtiéndolo en un material sumamente liviano similar a la piedra pómez.

Hay aditivos que permiten mejorar la resistencia ante compuestos inorgánicos y orgánicos agresivos específicos como cloruros, sulfatos o lactosa, lo que protege tanto al hormigón exterior como a las varillas de hierro en el caso del hormigón armado.

El uso de aditivos requiere de mezclas de prueba en laboratorio o en obra, antes de ser utilizados en las estructuras, porque ocasionalmente pueden

provocar reacciones indeseables con ciertos tipos de cemento y con otros aditivos, debido a que los aditivos son compuestos químicos.

#### **4.3.2 Acero Estructural**

El acero es una aleación basada en hierro, que contiene carbono y pequeñas cantidades de otros elementos químicos metálicos. Generalmente el carbono representa entre el 0.5% y el 1.5% de la aleación.

El acero utilizado en estructuras (barras y cables) es un material apto para resistir solicitaciones traccionantes, lo que lo convierte en el componente ideal para combinarse técnicamente con el hormigón simple, con el que conforma el hormigón armado y el hormigón preesforzado.

Además, el acero en barras está en capacidad de resistir eficientemente solicitaciones de cortante y de torsión, aunque por su costo mucho más elevado que el del hormigón simple, el porcentaje volumétrico del acero dentro del hormigón armado y del hormigón preesforzado es relativamente pequeño (generalmente entre 0.5% y 3%, dependiendo del elemento estructural).

Cuando está adecuadamente confinado o arriostrado, el acero en barras también es capaz de resistir adecuadamente las solicitaciones de compresión, aunque económicamente no sea la solución más apropiada.

El acero empleado en el hormigón armado es distribuido comercialmente en varillas con resaltes (varillas corrugadas) con distintos diámetros nominales.

**Tabla 4.1:** Diámetros de las varillas, sección y peso.

<b>Diámetro Nominal (mm)</b>	<b>Sección Transversal (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso por Metro Lineal (Kg/m)</b>
8	0,50	0,39
10	0,79	0,61
12	1,13	0,88
14	1,54	1,20
16	2,01	1,57
18	2,54	1,98
20	3,14	2,45
22	3,80	2,97
25	4,91	3,83
28	6,16	4,80
30	7,07	5,51
35	9,62	7,50

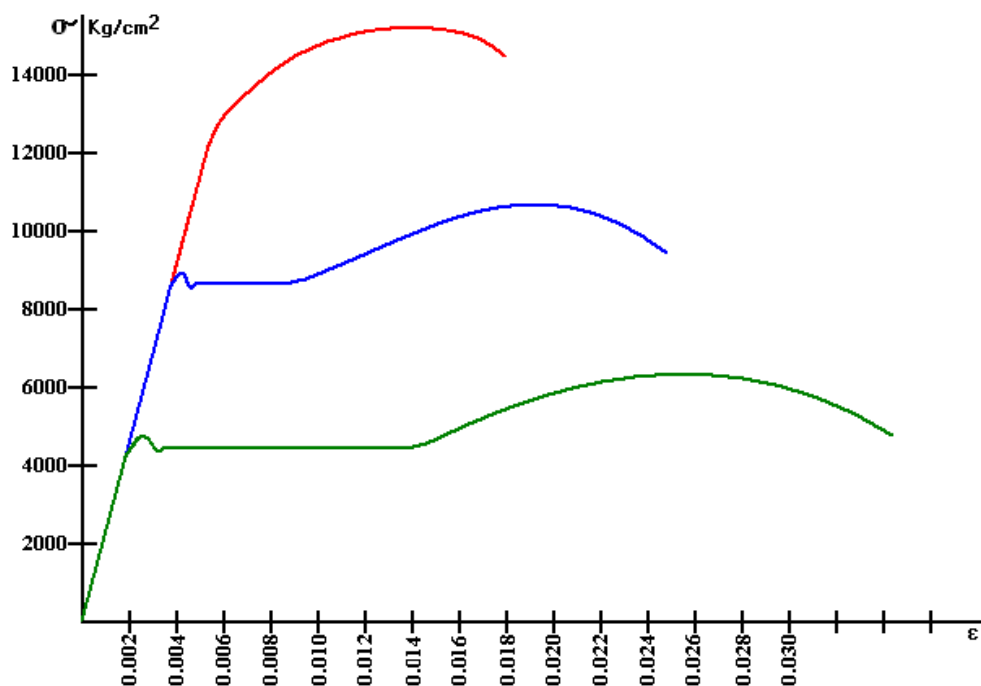
Varillas de hasta 25 mm. de diámetro se las consigue directamente en el mercado, y a partir de ese diámetro se las fabrica bajo pedido.

En hormigón preesforzado se utilizan cables de acero.

#### **4.3.2.1 Propiedades Mecánicas del Acero**

La descripción más completa de las propiedades mecánicas de los aceros (propiedades utilizadas en el diseño estructural) se la realiza mediante sus curvas esfuerzo – deformación bajo cargas de tracción, las mismas que varían dependiendo de la composición química del material y de sus procesos de fabricación.

En el siguiente diagrama se presentan algunas curvas esfuerzo – deformación características de los aceros.



**Figura 4.4:** Curva esfuerzo vs deformación unitaria

Algunos de los elementos que aparecen en las curvas esfuerzo – deformación serán discutidos a continuación.

### Rango de comportamiento elástico:

Es el rango de esfuerzos, a partir de la carga nula, en que el acero se deforma por cargas de tracción, pero cuando se retira tal carga recupera su geometría inicial. En la curva esfuerzo – deformación ese rango coincide con la recta que parte desde el punto de esfuerzo y deformación nulos.

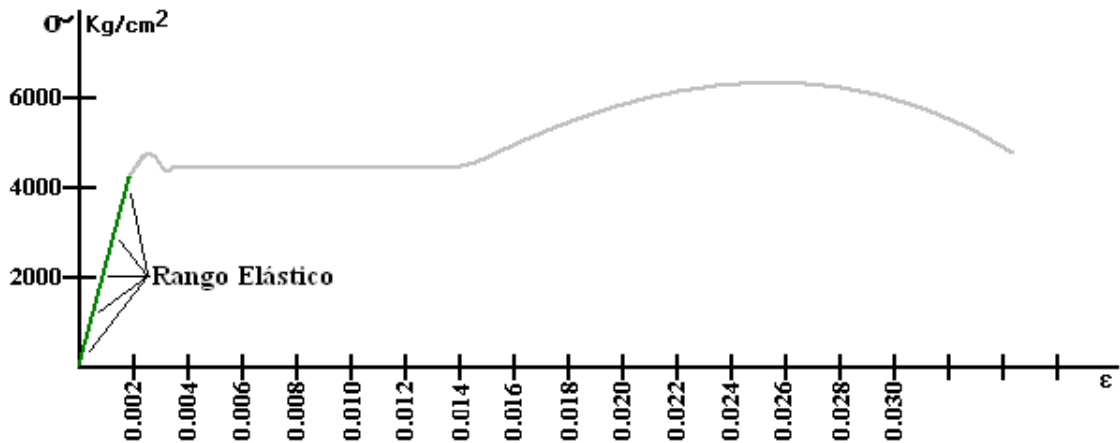
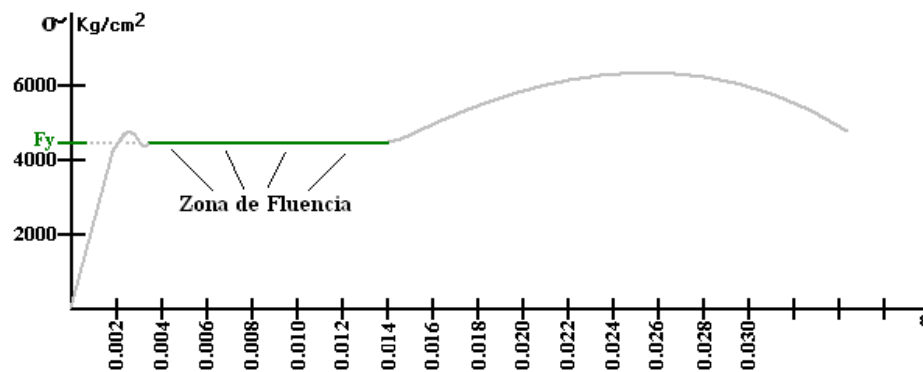


Figura 4.5: Rango de comportamiento elástico del acero.

### Esfuerzo de fluencia:

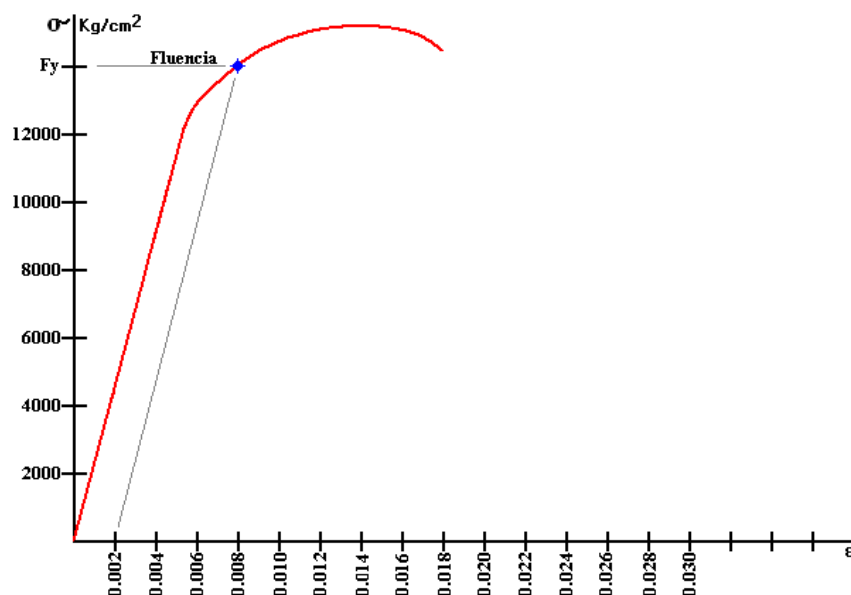
Se define como el esfuerzo bajo el cual el acero continúa deformándose sin necesidad de incrementar las cargas de tracción. En el diagrama esfuerzo – deformación de los aceros tradicionales, la fluencia coincide con una recta horizontal —o casi horizontal—, a continuación del rango elástico y de un pequeño tramo de transición. El esfuerzo asociado se identifica como “**F<sub>y</sub>**”.





**Figura 4.6:** Zona de fluencia del acero.

Existen aceros, generalmente de alta resistencia, que no revelan la presencia de una zona de fluencia, en cuyo caso ASTM recomienda trazar una recta paralela a la de comportamiento elástico, que arranque en el eje de las deformaciones unitarias con una deformación de 0.002. El punto de cruce de esa recta con la curva esfuerzo – deformación definirá el esfuerzo teórico de fluencia del material.



**Figura 4.7:** Zona de fluencia en aceros de alta resistencia.

### Resistencia a la rotura:

Es el mayor esfuerzo que puede soportar el acero, previo al proceso de colapso del material. Dentro del diagrama esfuerzo – deformación del material

el inicio del colapso queda identificado mediante el punto de mayor ordenada, que se representa “Fr”.

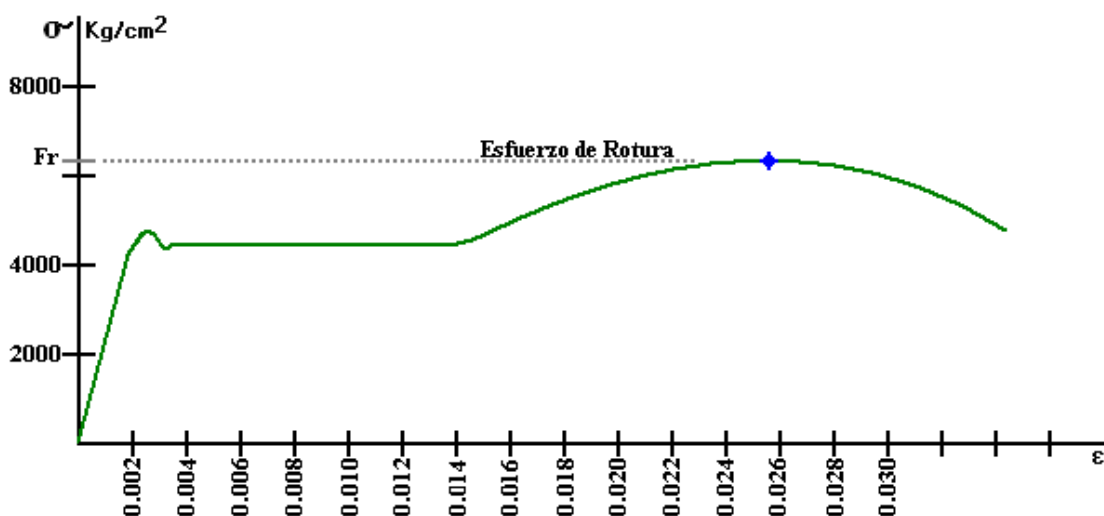


Figura 4.8: Esfuerzo de rotura del acero.

El esfuerzo de rotura es siempre superior al esfuerzo de fluencia, para todo tipo de acero estructural.

En hormigón armado, la reserva de capacidad entre el esfuerzo de fluencia y el de rotura no es utilizada directamente en el diseño, debido a las grandes deformaciones que se requerirían para alcanzar ese esfuerzo mayor, por lo que se utiliza como elemento de diseño exclusivamente al esfuerzo de fluencia.

### **Módulo de elasticidad:**

Es la pendiente de la recta que identifica al rango elástico de comportamiento de los materiales, y en el caso del hormigón se representa “Es”.

Numéricamente el módulo de elasticidad es el cociente entre el esfuerzo y la deformación unitaria dentro del rango elástico.  $E_s = \frac{\sigma}{\varepsilon}$

En los aceros estructurales sólidos en barra o en perfil, utilizados en el hormigón armado, prácticamente en todos los casos se tiene un único módulo de elasticidad, lo que en las curvas esfuerzo – deformación se refleja en la pendiente única de los aceros con características diferentes.

$$E_s = 2'100000\text{Kg} / \text{cm}^2$$

### **Ductilidad:**

Igual que en el caso del hormigón, existen dos maneras básicas de medir la ductilidad: por deformación y por energía de deformación.

La ductilidad por deformación de los aceros estructurales utilizados en hormigón armado fácilmente supera a diez. Los aceros de alta resistencia empleados en hormigón preesforzado tienen una ductilidad limitada, del orden de tres a cinco.

### **4.3.3 Hormigón Armado**

El hormigón armado es un material estructural en el que se integran las propiedades del hormigón simple y del acero de refuerzo. Para que se

produzca ese trabajo integrado es necesario que ambos materiales básicos estén íntimamente unidos e interaccionen a través de las fuerzas de adherencia que se desarrollan en sus superficies de contacto. Con el objeto de favorecer esa adherencia, la superficie del acero debe ser rugosa por lo que estructuralmente se utilizan varillas de acero corrugado, y el hormigón debe ser vibrado luego de ser colocado en los moldes.

Por aspectos de costo, el acero de refuerzo representa un pequeño porcentaje del volumen total del hormigón armado de la estructura (generalmente alrededor del 2%, aunque en casos especiales puede superar el 5%). Para lograr un comportamiento unificado en el hormigón armado (como si fuera un único material), el hormigón simple debe recubrir totalmente a las varillas de acero.

#### **4.4 Predimensionamiento de Elementos Estructurales**

Para poder ingresar la estructura al programa ETABS es necesario realizar el pre dimensionamiento inicial de los elementos estructurales que conforman la edificación tales como: losas, vigas, columnas, escaleras y

rampas; con el fin de poder empezar a analizar la estructura y poder tomar el criterio de mantener o cambiar las dimensiones establecidas en el pre diseño.

Debido a que las plantas tienen una gran longitud en ambos sentidos y tomando en cuenta las normas de código ecuatoriano de la construcción respecto a las juntas de dilatación, se decidió ubicar una junta de dilatación en la longitud menor y dos juntas de dilatación en la longitud mayor; Por lo tanto todo el parqueadero queda dividido en seis edificaciones menores con diferentes áreas.

El dimensionamiento de cada uno de los elementos estructurales de los seis edificios en los que quedo dividido el parqueadero total, se lo realizo mediante la ayuda de un programa realizado en Excel.

En los siguientes puntos se describirá cuales fueron los criterios adoptados para el dimensionamiento de cada elemento estructural, así como los criterios de ubicación de los mismos dentro de la estructura; en los anexos se encuentran los planos en los cuales constan todas las dimensiones definitivas del proyecto.

#### **4.4.1 Dimensionamiento de Losas**

Las losas del edificio de parqueaderos son losas bidireccionales y fueron dimensionadas independientemente en cada uno de los edificios en los que

quedo dividido el parqueadero y se tomaron las luces más representativas de las losas de cada edificio para realizar el cálculo.

La fórmula utilizada para el dimensionamiento de las losas es la que consta en el código ecuatoriano de la construcción en los requisitos de diseño de hormigón armado; la cual es la siguiente:

$$h_{\min} = \frac{ln*(800+0,0721* fy)}{36000}$$

En donde:

$h_{\min}$ = Altura mínima de la losa maciza

$ln$ = Longitud de la luz libre en la dirección mayor en losas en dos direcciones, medida ara a ara de los apoyos o vigas

$fy$ = Resistencia a la fluencia del acero

Para el Proyecto con un  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$  la altura mínima de la losa maciza es:  $h_{\min} = \frac{ln}{33}$

Luego se realiza una equivalencia de inercias entre cada una de las losas macizas para obtener losas equivalentes alivianadas.

#### 4.4.1.1 Dimensionamiento de losa de cada edificio

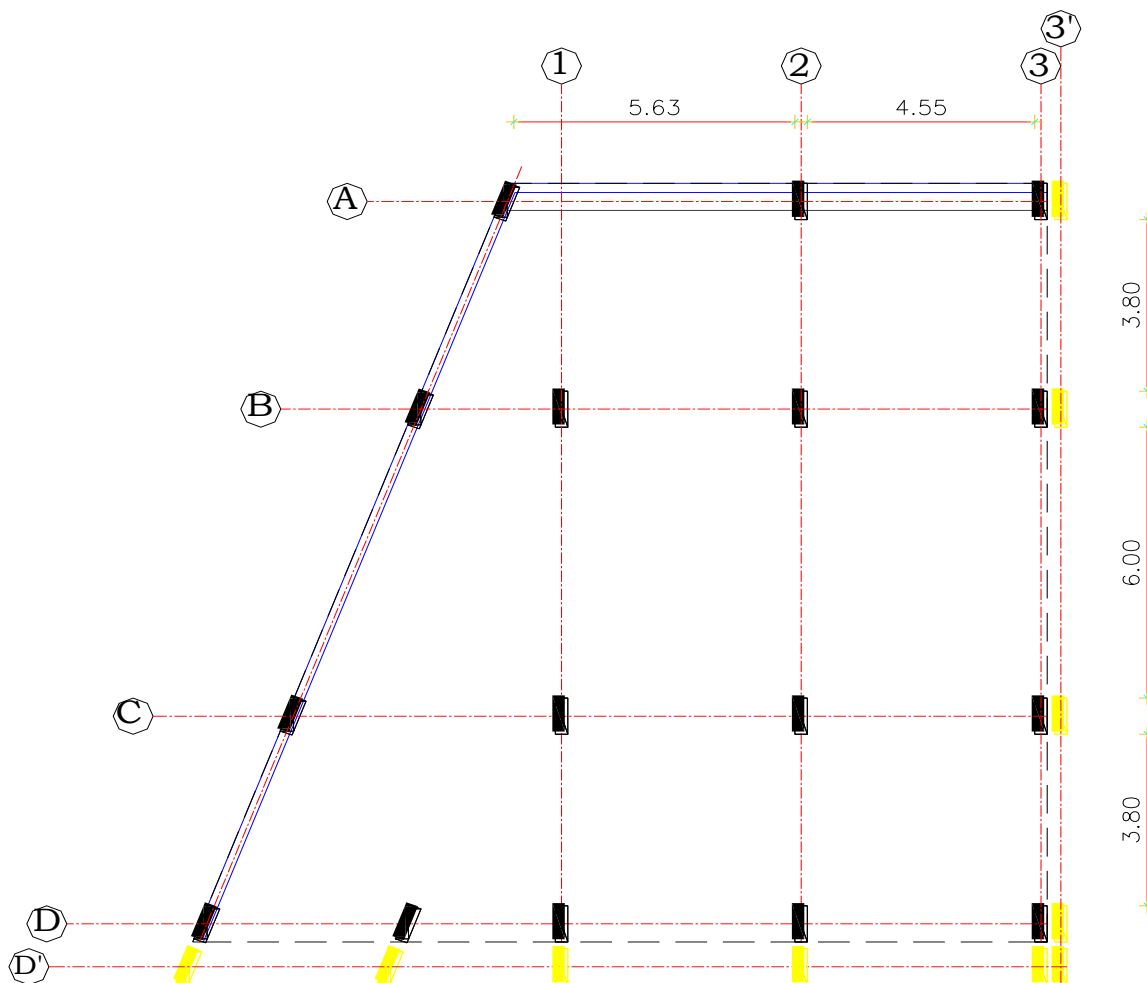
El dimensionamiento de las losas se obtuvo en función de las luces libres mayores en las losas más representativas de cada edificio.

Los resultados de las dimensiones tanto de la carpeta de compresión como de los nervios de cada edificio se encuentran subrayados en los cuadros.

El espaciamiento entre nervios es de 50 cm en todas las losas de todos los edificios del parqueadero.

**Tabla 4.2:** Dimensionamiento de losa alivianada del edificio 1

EDIFICIO 1:							
Losa	ln (m)	$h_{\min}$ (m)	$h_{\text{equiva}}$ (cm)	h losa alivia. (cm)	Sección Nervio		h carpeta (cm)
					b (cm)	h (cm)	
1	6.50	0.20	18.06	25	20	x 20	5
2	4.55	0.14	18.06	25	20	x 20	5
3	6.00	0.18	18.84	30	10	x 25	5



**Figura 4.9:** Edificio 1. Planta Tipo N+ 0.00, 3.50, 7.50, 10.50, 14.00.

**Tabla 4.3:** Dimensionamiento de losa alivianada del edificio 2

EDIFICIO 2:							
Losa	$l_n$ (m)	$h_{min}$ (m)	$h_{equiva}$ (cm)	$h$ losa alivia. (cm)	Sección Nervio		$h$ carpeta (cm)
					$b$ (cm)	$h$ (cm)	
1	4.55	0.14	18.06	25	20	x 20	5
2	6.35	0.19	21.54	30	20	x 25	5
3	3.80	0.12	14.50	20	20	x 15	5
4	6.00	0.18	24.96	35	20	x 30	5



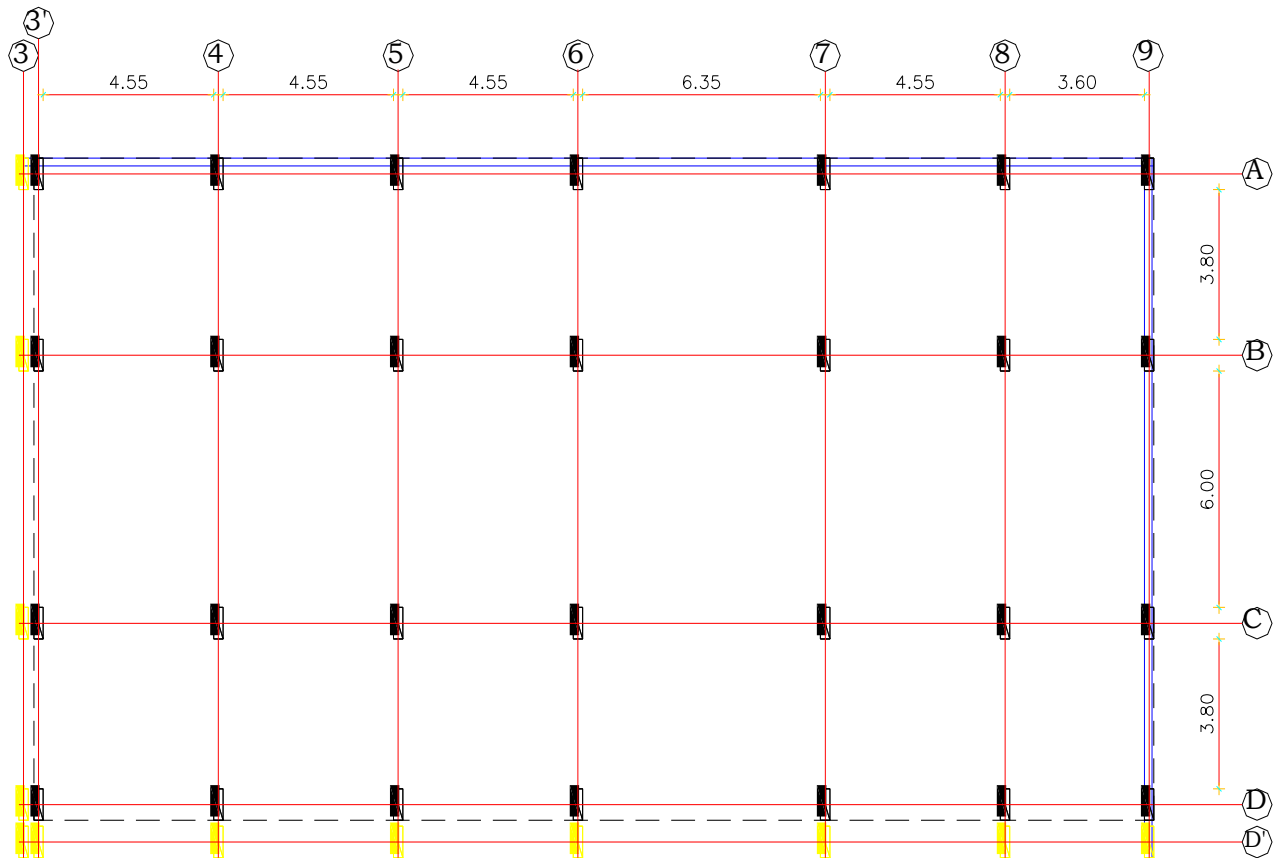


Figura 4.10: Edificio 2. Planta Tipo N+ 0.00, 3.50, 7.50, 10.50, 14.00.

Tabla 4.4: Dimensionamiento de losa aliviada del edificio 3

EDIFICIO 3:							
Losa	$l_n$ (m)	$h_{min}$ (m)	$h_{equiva}$ (cm)	$h$ losa alivia. (cm)	Sección Nervio b (cm) h (cm)		$h$ carpeta (cm)
1	6.52	0.20	21.54	30	20	x 25	5
2	6.42	0.20	21.54	30	20	x 25	5

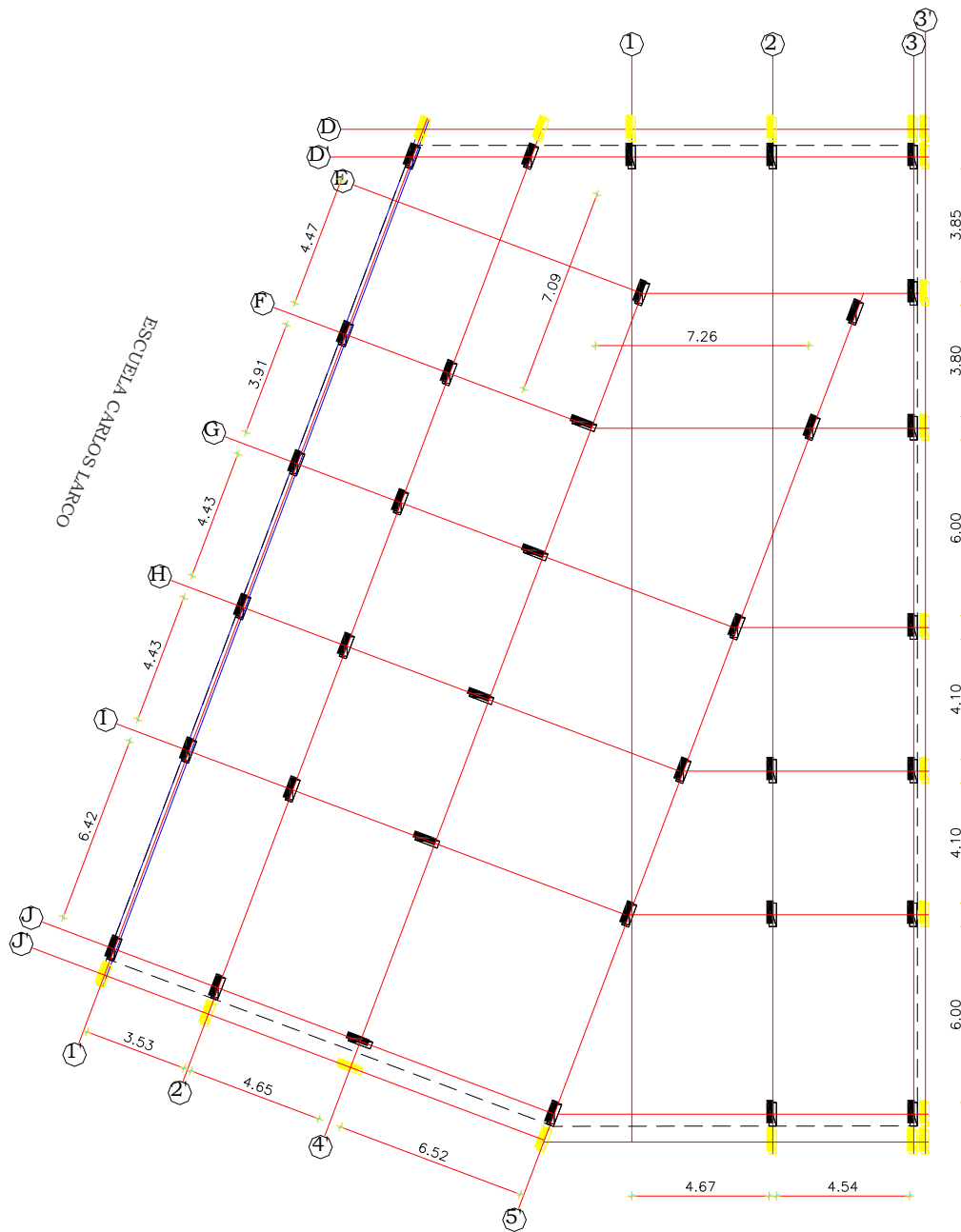


Figura 4.11: Edificio 3. Planta Tipo N+ 0.00, 3.50, 7.50, 10.50, 14.00.

Tabla 4.5: Dimensionamiento de losa alivianada del edificio 4

EDIFICIO 4:							
Losa	$l_n$ (m)	$h_{min}$ (m)	$h_{equiva}$ (cm)	$h$ losa alivia. (cm)	Sección Nervio b (cm) h (cm)		$h$ carpeta (cm)
1	4.55	0.14	14.50	20	20	x 15	5
2	6.35	0.19	21.54	30	20	x 25	5
3	3.80	0.12	14.50	20	20	x 15	5
4	4.10	0.13	14.50	20	20	x 15	5

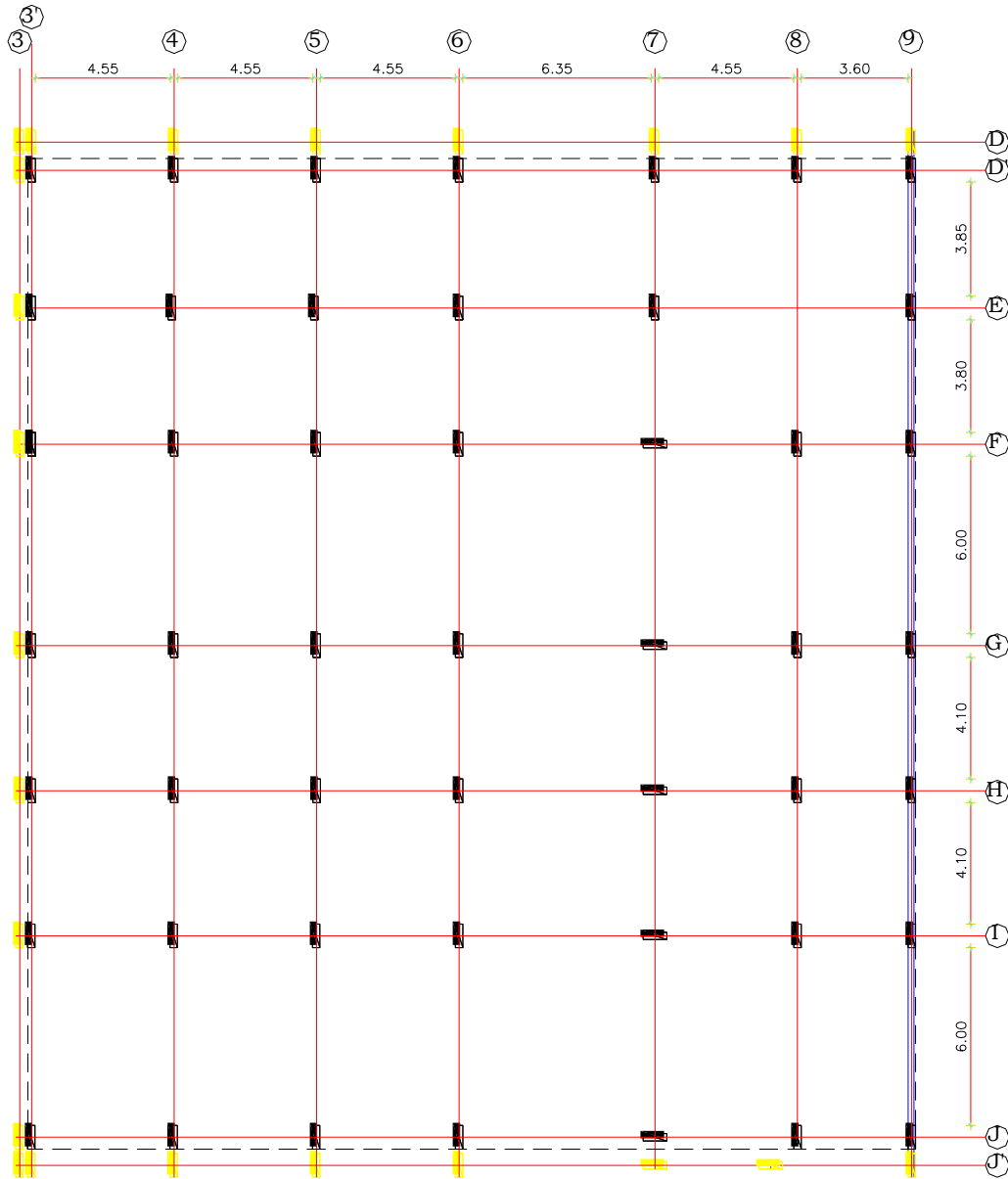


Figura 4.12: Edificio 4. Planta Tipo N+ 0.00, 3.50, 7.50, 10.50, 14.00.

Tabla 4.6: Dimensionamiento de losa aliviada del edificio 5

EDIFICIO 5:							
Losa	$l_n$ (m)	$h_{min}$ (m)	$h_{equiva}$ (cm)	$h$ losa alivia. (cm)	Sección Nervio		$h$ carpeta (cm)
					$b$ (cm)	$h$ (cm)	
1	3.52	0.11	14.50	20	20	x 15	5
2	4.93	0.15	18.06	25	20	x 20	5
3	6.84	0.21	21.54	30	20	x 25	5
4	6.00	0.18	21.54	30	20	x 25	5
5	4.55	0.14	14.50	20	20	x 15	5

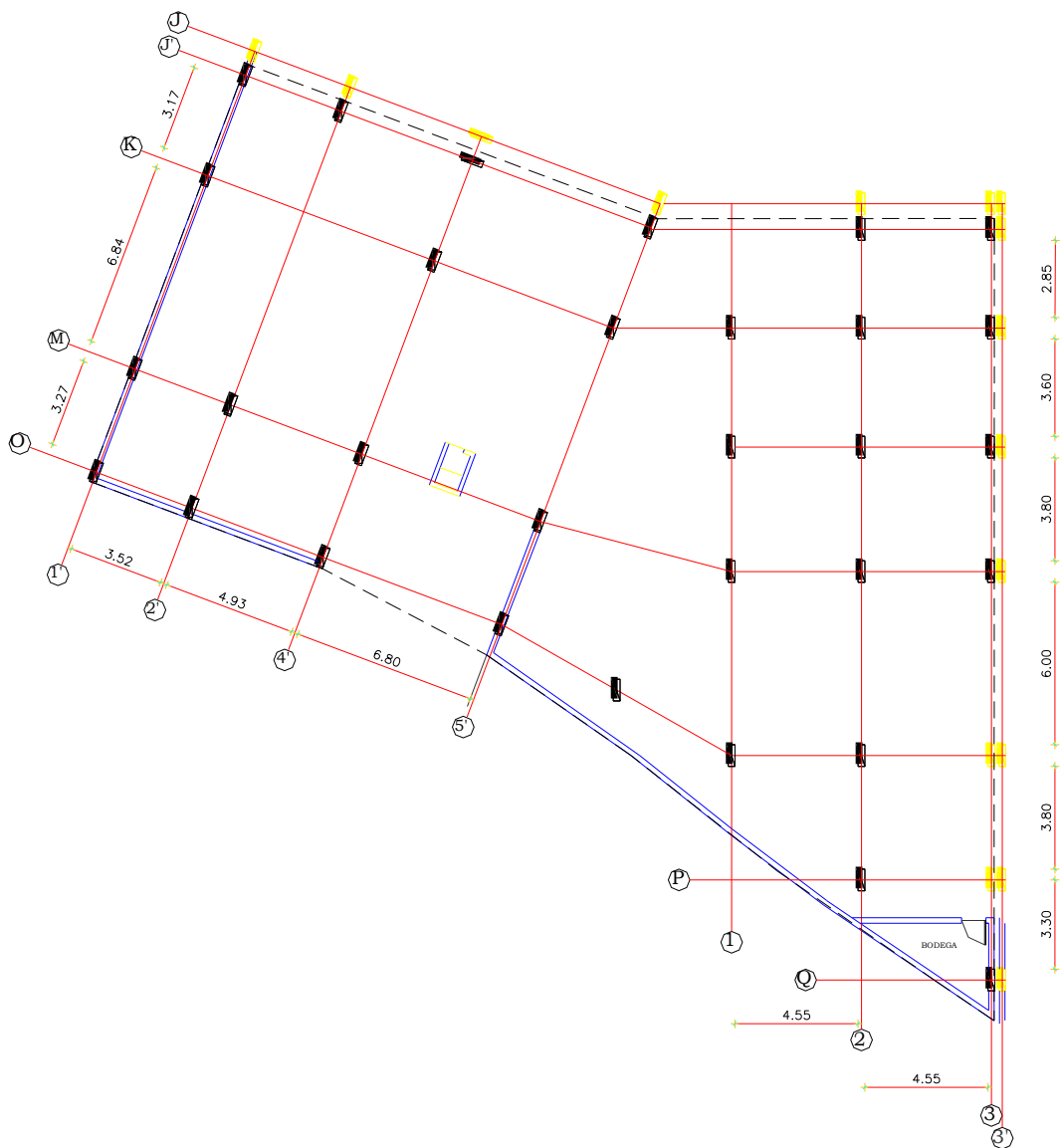
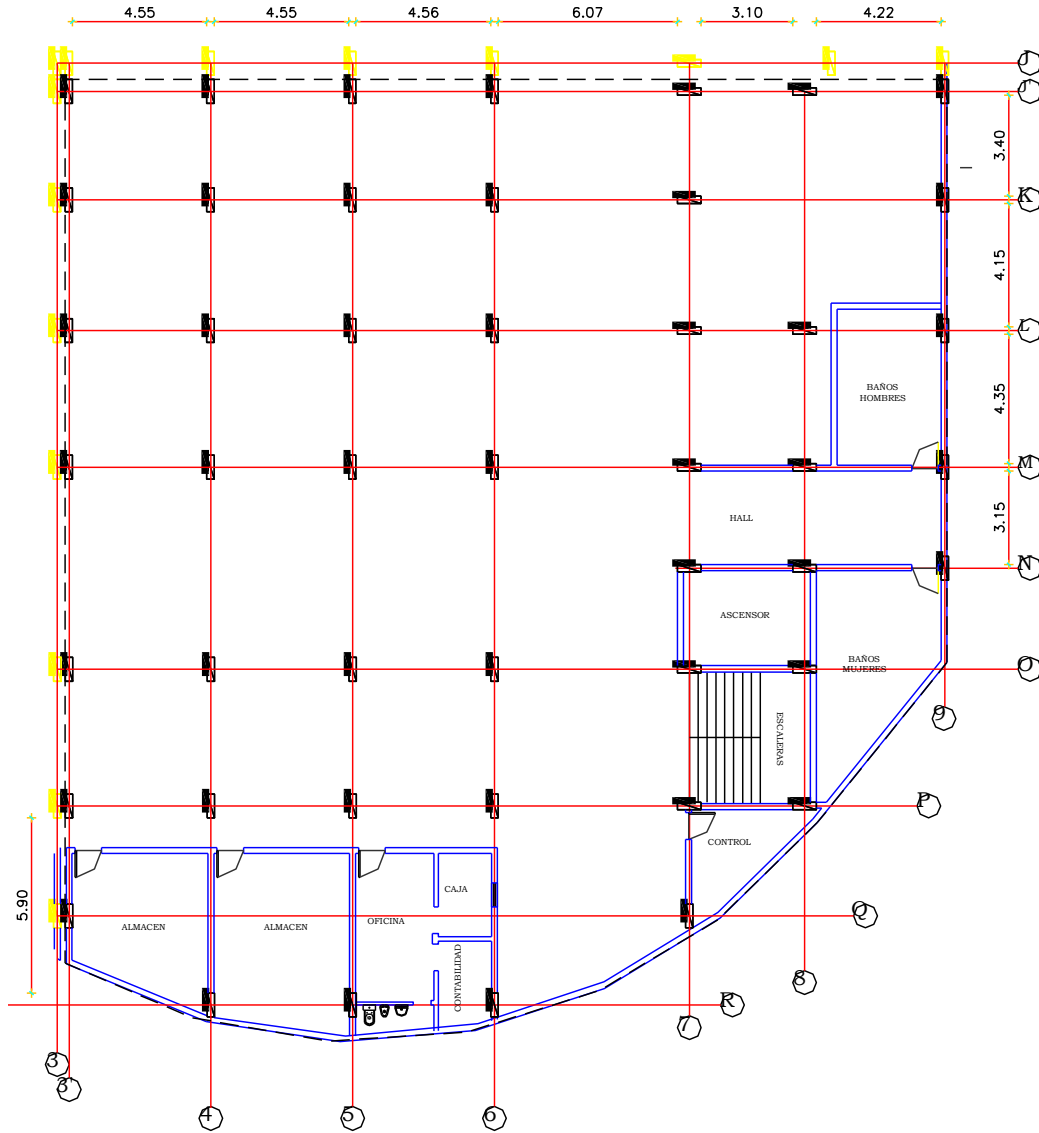


Figura 4.13: Edificio 5. Planta Tipo N+ 0.00, 3.50, 7.50, 10.50, 14.00.

Tabla 4.7: Dimensionamiento de losa alivianada del edificio 6

EDIFICIO 6:							
Losa	ln (m)	h <sub>min</sub> (m)	h <sub>equiva</sub> (cm)	h losa alivia. (cm)	Sección Nervio		h carpeta (cm)
					b (cm)	h (cm)	
1	4.55	0.14	14.50	20	20	x 15	5
2	6.07	0.19	21.54	30	20	x 25	5
3	5.90	0.18	21.54	30	20	x 25	5
4	4.22	0.13	14.50	20	20	x 15	5
5	4.35	0.13	14.50	20	20	x 15	5



**Figura 4.14:** Edificio 6. Planta Tipo N+ 0.00, 3.50, 7.50, 10.50, 14.00.

#### 4.4.2 Dimensionamiento de Vigas

El dimensionamiento de las vigas de los seis edificios se realizó mediante la ayuda de un programa en Excel.

Primero se realizó el análisis de cargas:

- *Carga Muerta.-*

La carga muerta se calculó en función de la altura de la losa; para todos los edificios la altura de la losa pre dimensionada fue de 30 cm. La carga muerta para todos los edificios calculada fue de 0.503 T/m<sup>2</sup>.

- *Carga Viva.-*

La carga viva en estacionamientos según el código ecuatoriano de la construcción es de 0.36 T/m<sup>2</sup>, obtenido de la tabla 5.12

**Tabla 4.8:** Análisis de Cargas

<b>Análisis de Cargas:</b>	
<b>Carga Muerta "D":</b>	
Peso propio losa	
Nervios:	216.00 kg/m <sup>2</sup>
carpeta:	120.00 kg/m <sup>2</sup>
Peso de vigas	
20% PP losa:	67.20 kg/m <sup>2</sup>
Peso macillado y enlucido	
	100.00 kg/m <sup>2</sup>
<b>D=</b>	<b>503.20 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Carga Viva "L":</b>	
	<b>L= 360 kg/m<sup>2</sup></b>

Luego se convirtió las cargas triangulares y trapezoidales que tenemos en losas bidireccionales a cargas rectangulares con las formulas que se muestran a continuación.

$$\frac{w * S}{3} \Rightarrow \text{Carga Triangular a Rectangular}$$

$$\frac{w * S}{3} \left( \frac{3 - m^2}{2} \right) \Rightarrow \text{Carga Trapezoidal a Rectangular}$$

En donde:

W: Carga Muerta mas Carga Viva

S: Luz menor de Losa

m: Relación entra Luz menor y Luz mayor de Losa

Luego se calculo los momentos en las vigas con las cargas anteriormente calculadas para poder realizar el dimensionamiento en función de estos momentos.

La fórmula que se utilizo para el cálculo de la altura es la siguiente, en la cual despejamos “d” más el recubrimiento obtenemos la altura de la viga:

$$1.3 \frac{Mu}{\phi} = Ru * b * d^2$$

En donde:

$$\phi = 0.90$$

$$Ru = \frac{1}{1.7 * f'c} (1.7 * \rho * fy * f'c - \rho^2 * fy^2)$$

$$\rho = 0.5 \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_i * f'c * 6300}{fy * (6300 + fy)}$$

En los cuadros que se muestran a continuación se encuentran detallados los momentos, la base asumida, la “d” y la altura calculada de cada una de las vigas en los diferentes edificios.

**Tabla 4.9:** Dimensionamiento de vigas del edificio 1

EDIFICIO 1						
VIGA eje	Momento (T . m)	Base asumida ( cm )	d ( cm )	rec ( cm )	Sección Viga	
					b (cm)	h (cm)
A	8.01	30	35.70	3.0	30	x 40
B	20.70	30	57.39	3.0	30	x 65
C	13.03	30	45.53	3.0	30	x 50
D	5.25	30	28.90	3.0	30	x 35
1'	12.74	30	45.02	3.0	30	x 50
1	17.80	30	53.22	3.0	30	x 60
2	18.06	30	53.61	3.0	30	x 60
3	9.03	30	37.91	3.0	30	x 45

**Tabla 4.10:** Dimensionamiento de vigas del edificio 2

EDIFICIO 2						
VIGA eje	Momento (T . m)	Base asumida ( cm )	d ( cm )	rec ( cm )	Sección Viga	
					b (cm)	h (cm)
3'	9.29	30	38.45	3.0	30	x 45
4 - 5	18.58	30	54.37	3.0	30	x 60
6 - 7	19.79	30	56.12	3.0	30	x 60
8	17.28	30	52.44	3.0	30	x 60
9	14.13	30	47.42	3.0	30	x 55
A - D	8.12	30	35.95	3.0	30	x 40
B - C	17.40	30	52.62	3.0	30	x 60

**Tabla 4.11:** Dimensionamiento de vigas del edificio 3.

EDIFICIO 3					
VIGA	Momento	Base asumida	d	rec	Sección Viga



eje	(T . m)	( cm )	( cm )	( cm )	b (cm)	h (cm)
2	20.26	30	56.78	3.0	30 x	60
3	10.13	30	40.15	3.0	30 x	45
1'	9.54	30	38.96	3.0	30 x	45
2'	14.13	30	47.42	3.0	30 x	55
4'	26.20	30	64.57	3.0	30 x	70
5'	23.69	30	61.40	3.0	30 x	65
D'	5.46	30	29.48	3.0	30 x	35
E	24.14	30	61.98	3.0	30 x	65
F	24.52	30	62.46	3.0	30 x	70
G	26.73	30	65.22	3.0	30 x	70
H	23.54	30	61.20	3.0	30 x	65
I	23.57	30	61.24	3.0	30 x	65
J	12.34	30	44.31	3.0	30 x	50

**Tabla 4.12:** Dimensionamiento de vigas del edificio 4

EDIFICIO 4						
VIGA	Momento	Base asumida	d	rec	Sección Viga	
eje	(T . m)	( cm )	( cm )	( cm )	b (cm)	h (cm)
3'	9.76	30	39.41	3.0	30 x	45
4 - 5	19.51	30	55.72	3.0	30 x	60
6 - 7	20.79	30	57.52	3.0	30 x	65
8	34.84	30	74.46	3.0	30 x	80
9	8.41	30	36.58	3.0	30 x	40
D'	8.17	30	36.06	3.0	30 x	40
E	34.66	30	74.26	3.0	30 x	80
F	17.38	30	52.59	3.0	30 x	60
G - I	17.69	30	53.06	3.0	30 x	60
H	16.84	30	51.77	3.0	30 x	55
J	9.27	30	38.41	3.0	30 x	45

**Tabla 4.13:** Dimensionamiento de vigas del edificio 5.

EDIFICIO 5
------------

VIGA eje	Momento (T . m)	Base asumida ( cm )	d ( cm )	rec ( cm )	Sección Viga		
					b (cm)	h (cm)	
1	20.15	30	56.62	3.0	30	x	60
2	18.58	30	54.37	3.0	30	x	60
3	8.54	30	36.86	3.0	30	x	40
1'	9.05	30	37.95	3.0	30	x	45
2'	58.15	30	96.19	3.0	30	x	100
4'	24.59	30	62.55	3.0	30	x	70
5'	22.14	30	59.35	3.0	30	x	65
J'	14.50	30	48.03	3.0	30	x	55
K	43.39	30	83.09	3.0	30	x	90
M	28.50	30	67.34	3.0	30	x	75
O	10.60	30	41.07	3.0	30	x	45
P	8.50	30	36.78	3.0	30	x	40

**Tabla 4.14:** Dimensionamiento de vigas del edificio 6.

EDIFICIO 6							
VIGA eje	Momento (T . m)	Base asumida ( cm )	d ( cm )	rec ( cm )	Sección Viga		
					b (cm)	h (cm)	
3'	8.45	30	36.67	3.0	30	x	40
4 - 5	18.21	30	53.83	3.0	30	x	60
6	19.33	30	55.46	3.0	30	x	60
7	16.87	30	51.81	3.0	30	x	55
8	25.78	30	64.05	3.0	30	x	70
9	6.58	30	32.36	3.0	30	x	40
J'	7.89	30	35.43	3.0	30	x	40
K	30.93	30	70.15	3.0	30	x	75
L	16.63	30	51.44	3.0	30	x	55
M - O	17.43	30	52.66	3.0	30	x	60
Q	15.49	30	49.65	3.0	30	x	55
R	10.23	30	40.35	3.0	30	x	45

#### 4.4.3 Dimensionamiento de Columnas

Las columnas se las dimensionó en base a las cargas verticales (carga muerta, carga viva) de cada edificio independientemente.

Se calcula P multiplicando las cargas verticales por el área cooperante y el número de pisos (cuatro pisos).

Obtenemos el  $A_g$  (área gruesa de la columna) en función de P:

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

En donde:

$$\phi = 0.70 \rightarrow \text{Columnas con Estribos}$$

$$A_{st} = \rho * A_g$$

$$\rho = 0.01 \rightarrow \rho \text{ min en Columnas}$$

$$P_u \approx 1.30 * 1.50 * P \rightarrow \text{Por efecto sismico}$$

Reemplazando estos datos en la primera ecuación obtenemos:

$$P_u = 0.80 * 0.70 * [0.85 * f'_c * (A_g - \rho * A_g) + \rho * A_g * f_y]$$

$$P_u = 0.476 * f'_c * A_g - .00476 * f'_c * A_g + 0.0056 * f_y * A_g$$

$$P_u = A_g * (0.04712 * f'_c + 0.0056 * f_y)$$

$$A_g = \frac{1.30 * 1.50 * P}{0.4712 * f'_c + 0.0056 * f_y}$$

Reemplazo  $f'_c$  y  $f_y$  en la ecuación anteriormente deducida y obtenemos el  $A_g$  de la columna en función de P:

$$f'_c = 240 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{m^2}$$

$$A_g = \frac{1.30 * 1.50 * P}{0.4712 * 0.24 \frac{T}{cm^2} + 0.0056 * 4.2 \frac{T}{cm^2}}$$

$$A_g \approx 14 * P$$

Por último se asume la base y se encuentra la altura de la columna.

En los siguientes cuadros se encuentra todos los valores y resultados de las dimensiones de cada columna de los seis edificios.

**Tabla 4.15:** Dimensionamiento de columnas del edificio 1.

EDIFICIO 1								
Columna	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	Carga Tot. (T/m <sup>2</sup> )	P (T)	AG = 14 x P (cm <sup>2</sup> )	Dimen. 1 (cm)	Dimen. 2 (cm)	Sección	
							b (cm)	h (cm)
A1'	10.74	1.07	45.92	642.94	30.00	21.43	30	x 30
A2	13.04	1.07	55.76	780.63	30.00	26.02	30	x 30
A3	6.82	1.07	29.16	408.27	30.00	13.61	30	x 30
B1'	23.31	1.07	99.67	1395.43	30.00	46.51	30	x 50
B2	36.3	1.07	155.22	2173.06	30.00	72.44	30	x 75
B3	14.04	1.07	60.04	840.49	30.00	28.02	30	x 30
C1'	15.1	1.07	64.57	903.95	30.00	30.13	30	x 35
C1	28.78	1.07	123.06	1722.89	30.00	57.43	30	x 60
C2	27.36	1.07	116.99	1637.88	30.00	54.60	30	x 55
C3	14.39	1.07	61.53	861.44	30.00	28.71	30	x 30
D1'	6.8	1.07	29.08	407.08	30.00	13.57	30	x 30
D2'	7.95	1.07	33.99	475.92	30.00	15.86	30	x 30
D1	10.3	1.07	44.04	616.60	30.00	20.55	30	x 30
D2	12.96	1.07	55.42	775.84	30.00	25.86	30	x 30
D3	6.82	1.07	29.16	408.27	30.00	13.61	30	x 30

**Tabla 4.16:** Dimensionamiento de columnas del edificio 2.

EDIFICIO 2								
Columna	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	Carga Tot. (T/m <sup>2</sup> )	P (T)	AG = 14 x P (cm <sup>2</sup> )	Dimen. 1 (cm)	Dimen. 2 (cm)	Sección	
							b (cm)	h (cm)
A3' - D3'	6.82	1.07	29.16	408.27	30.00	13.61	30	x 30

A4 - A5 - D4 - D5	12.96	1.07	55.42	775.84	30.00	25.86	30 x 30
A6 - A7 - D6 - D7	15.39	1.07	65.81	921.31	30.00	30.71	30 x 35
A8 - D8	11.68	1.07	49.94	699.21	30.00	23.31	30 x 30
A9 - D9	5.34	1.07	22.83	319.67	30.00	10.66	30 x 30
B3' - C3'	14.04	1.07	60.04	840.49	30.00	28.02	30 x 30
B4 - B5 - C4 - C5	27.36	1.07	116.99	1637.88	30.00	54.60	30 x 55
B6 - B7 - C6 - C7	32.49	1.07	138.93	1944.98	30.00	64.83	30 x 65
B8 - C8	24.65	1.07	105.40	1475.65	30.00	49.19	30 x 50
B9 - C9	11.69	1.07	49.99	699.81	30.00	23.33	30 x 30

**Tabla 4.17:** Dimensionamiento de columnas del edificio 3.

EDIFICIO 3								
Columna	Área Coop.	Carga Tot.	P	AG = 14 x P	Dimen. 1	Dimen. 2	Sección	
	(m <sup>2</sup> )	(T/m <sup>2</sup> )	(T)	(cm <sup>2</sup> )	(cm)	(cm)	b (cm)	h (cm)
D'1'	7.96	1.07	34.04	476.52	30.00	15.88	30	x 30
D'4'	19.57	1.07	83.68	1171.54	30.00	39.05	30	x 40
D'1	11.59	1.07	49.56	693.82	30.00	23.13	30	x 30
D'2	13.08	1.07	55.93	783.02	30.00	26.10	30	x 30
D'3	6.88	1.07	29.42	411.86	30.00	13.73	30	x 30
E4'	26.9	1.07	115.02	1610.34	30.00	53.68	30	x 55
E5'	17.83	1.07	76.24	1067.38	30.00	35.58	30	x 40
E3	9.32	1.07	39.85	557.93	30.00	18.60	30	x 30
F1'	11.28	1.07	48.23	675.27	30.00	22.51	30	x 30
F2'	23.79	1.07	101.73	1424.16	30.00	47.47	30	x 50
F4'	37.59	1.07	160.73	2250.29	30.00	75.01	30	x 80
F5'	29.9	1.07	127.85	1789.93	30.00	59.66	30	x 60
F3	10.73	1.07	45.88	642.34	30.00	21.41	30	x 30
G1'	9.34	1.07	39.94	559.13	30.00	18.64	30	x 30
G2'	20.28	1.07	86.72	1214.04	30.00	40.47	30	x 30
G4'	30.29	1.07	129.52	1813.28	30.00	60.44	30	x 65
G5'	31.31	1.07	133.88	1874.34	30.00	62.48	30	x 65
G3	17.13	1.07	73.25	1025.47	30.00	34.18	30	x 35
H1'	10.61	1.07	45.37	635.16	30.00	21.17	30	x 30
H2'	22.59	1.07	96.59	1352.33	30.00	45.08	30	x 50
H4'	36.31	1.07	155.26	2173.66	30.00	72.46	30	x 75
H5'	28.02	1.07	119.81	1677.39	30.00	55.91	30	x 60
H2	23.11	1.07	98.82	1383.46	30.00	46.12	30	x 50
H3	14.76	1.07	63.11	883.59	30.00	29.45	30	x 30
I1'	12.53	1.07	53.58	750.10	30.00	25.00	30	x 30
I2'	26.15	1.07	111.82	1565.44	30.00	52.18	30	x 55
I4'	40.62	1.07	173.69	2431.68	30.00	81.06	30	x 85
I5'	35.35	1.07	151.16	2116.19	30.00	70.54	30	x 75

I2	25.45	1.07	108.82	1523.54	30.00	50.78	30	x	55
I3	12.97	1.07	55.46	776.44	30.00	25.88	30	x	30
J1'	8.07	1.07	34.51	483.10	30.00	16.10	30	x	30
J2'	16.83	1.07	71.97	1007.51	30.00	33.58	30	x	35
J4'	26.16	1.07	111.86	1566.04	30.00	52.20	30	x	55
J5'	26.84	1.07	114.77	1606.75	30.00	53.56	30	x	55
J2'	21.89	1.07	93.60	1310.42	30.00	43.68	30	x	45
J3	9.57	1.07	40.92	572.90	30.00	19.10	30	x	30

**Tabla 4.18:** Dimensionamiento de columnas del edificio 4.

EDIFICIO 4									
Columna	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	Carga Tot. (T/m <sup>2</sup> )	P (T)	AG = 14 x P (cm <sup>2</sup> )	Dimen. 1 (cm)	Dimen. 2 (cm)	Sección		
							b (cm)	h (cm)	
D'3'	6.88	1.07	29.42	411.86	30.00	13.73	30	x	30
D'4 - D'5	13.08	1.07	55.93	783.02	30.00	26.10	30	x	30
D'6 - D'7	15.16	1.07	64.82	907.54	30.00	30.25	30	x	35
D'8	11.79	1.07	50.41	705.80	30.00	23.53	30	x	30
D'9	5.59	1.07	23.90	334.64	30.00	11.15	30	x	30
E3'	11.68	1.07	49.94	699.21	30.00	23.31	30	x	30
E4 - E5	22.2	1.07	94.93	1328.98	30.00	44.30	30	x	45
E6	25.73	1.07	110.02	1540.30	30.00	51.34	30	x	55
E7	38.1	1.07	162.92	2280.82	30.00	76.03	30	x	80
E9	18.34	1.07	78.42	1097.91	30.00	36.60	30	x	40
F3'	14.39	1.07	61.53	861.44	30.00	28.71	30	x	30
F4 - F5	27.36	1.07	116.99	1637.88	30.00	54.60	30	x	55
F6 - F7	31.71	1.07	135.59	1898.29	30.00	63.28	30	x	65
F8	24.65	1.07	105.40	1475.65	30.00	49.19	30	x	50
F9	11.54	1.07	49.35	690.83	30.00	23.03	30	x	30
G3' - I3'	14.77	1.07	63.16	884.19	30.00	29.47	30	x	30
G4 - G5 - I4 - I5	28.08	1.07	120.07	1680.98	30.00	56.03	30	x	60
G6 - G7 - I6 - I7	34.15	1.07	146.03	2044.36	30.00	68.15	30	x	70
G8 - I8	25.3	1.07	108.18	1514.56	30.00	50.49	30	x	55
G9 - I9	11.99	1.07	51.27	717.77	30.00	23.93	30	x	30
H3'	12.37	1.07	52.89	740.52	30.00	24.68	30	x	30
H4 - H5	23.52	1.07	100.57	1408.00	30.00	46.93	30	x	50
H6 - H7	28.6	1.07	122.29	1712.11	30.00	57.07	30	x	60
H8	21.19	1.07	90.61	1268.52	30.00	42.28	30	x	45
H9	10.05	1.07	42.97	601.63	30.00	20.05	30	x	30
J3'	9.65	1.07	41.26	577.69	30.00	19.26	30	x	30
J4 - J5	18.24	1.07	77.99	1091.92	30.00	36.40	30	x	40
J6 - J7	21.14	1.07	90.39	1265.52	30.00	42.18	30	x	45
J8	16.45	1.07	70.34	984.76	30.00	32.83	30	x	35
J9	7.79	1.07	33.31	466.34	30.00	15.54	30	x	30

**Tabla 4.19:** Dimensionamiento de columnas del edificio 5.

EDIFICIO 5								
Columna	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	Carga Tot. (T/m <sup>2</sup> )	P (T)	AG = 14 x P (cm <sup>2</sup> )	Dimen. 1 (cm)	Dimen. 2 (cm)	Sección	
							b (cm)	h (cm)
J'1'	4.78	1.07	20.44	286.15	30.00	9.54	30	x 30
J'2'	10.67	1.07	45.62	638.75	30.00	21.29	30	x 25
J'4'	15.01	1.07	64.18	898.56	30.00	29.95	30	x 30
J'5'	17.89	1.07	76.50	1070.97	30.00	35.70	30	x 40
J2	13.09	1.07	55.97	783.62	30.00	26.12	30	x 30
J3	5.53	1.07	23.65	331.05	30.00	11.03	30	x 30
K1'	22.63	1.07	96.77	1354.72	30.00	45.16	30	x 50
K4'	51.02	1.07	218.16	3054.26	30.00	101.81	30	x 105
K5'	34.99	1.07	149.62	2094.64	30.00	69.82	30	x 70
K1	18.34	1.07	78.42	1097.91	30.00	36.60	30	x 40
K2	19.47	1.07	83.25	1165.55	30.00	38.85	30	x 40
K3	10.22	1.07	43.70	611.81	30.00	20.39	30	x 30
L1	23.08	1.07	98.69	1381.66	30.00	46.06	30	x 50
L2	21.61	1.07	92.40	1293.66	30.00	43.12	30	x 45
L3	11.31	1.07	48.36	677.06	30.00	22.57	30	x 30
M1'	11.68	1.07	49.94	699.21	30.00	23.31	30	x 30
M2'	26.08	1.07	111.52	1561.25	30.00	52.04	30	x 55
M4'	36.06	1.07	154.19	2158.70	30.00	71.96	30	x 75
M5'	42.03	1.07	179.72	2516.08	30.00	83.87	30	x 85
M1	31.36	1.07	134.10	1877.34	30.00	62.58	30	x 65
M2	27.36	1.07	116.99	1637.88	30.00	54.60	30	x 55
M3	13.97	1.07	59.74	836.30	30.00	27.88	30	x 30
O1'	4.9	1.07	20.95	293.33	30.00	9.78	30	x 30
O2'	10.9	1.07	46.61	652.52	30.00	21.75	30	x 30
O4'	15.52	1.07	66.36	929.09	30.00	30.97	30	x 35
O5'	19.85	1.07	84.88	1188.30	30.00	39.61	30	x 40
O1	26.04	1.07	111.35	1558.86	30.00	51.96	30	x 55
O2	27.39	1.07	117.12	1639.67	30.00	54.66	30	x 55
O3	14.27	1.07	61.02	854.26	30.00	28.48	30	x 30
P2	19.84	1.07	84.84	1187.70	30.00	39.59	30	x 40
P3	10.44	1.07	44.64	624.98	30.00	20.83	30	x 30
Q3	8.32	1.07	35.58	498.07	30.00	16.60	30	x 30

Tabla 4.20: Dimensionamiento de columnas del edificio 6.

EDIFICIO 6								
Columna	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	Carga Tot. (T/m <sup>2</sup> )	P (T)	AG = 14 x P (cm <sup>2</sup> )	Dimen. 1 (cm)	Dimen. 2 (cm)	Sección	
							b (cm)	h (cm)
J'3'	5.62	1.07	24.03	336.44	30.00	11.21	30	x 30
J'4	10.71	1.07	45.80	641.14	30.00	21.37	30	x 30
J'5	10.66	1.07	45.58	638.15	30.00	21.27	30	x 30
J'6	12.39	1.07	52.98	741.71	30.00	24.72	30	x 30
J7	11.99	1.07	51.27	717.77	30.00	23.93	30	x 30
J8	9.93	1.07	42.46	594.45	30.00	19.81	30	x 30
J9	5.15	1.07	22.02	308.30	30.00	10.28	30	x 30
K3'	10.16	1.07	43.44	608.22	30.00	20.27	30	x 30
K4	19.38	1.07	82.87	1160.16	30.00	38.67	30	x 40
K5	19.29	1.07	82.48	1154.78	30.00	38.49	30	x 40
K6	22.41	1.07	95.83	1341.55	30.00	44.72	30	x 45
K7	29.53	1.07	126.27	1767.78	30.00	58.93	30	x 60
K9	19.42	1.07	83.04	1162.56	30.00	38.75	30	x 40
L3'	11.36	1.07	48.58	680.06	30.00	22.67	30	x 30
L4	21.67	1.07	92.66	1297.25	30.00	43.24	30	x 45
L5	21.57	1.07	92.23	1291.27	30.00	43.04	30	x 45
L6	25.06	1.07	107.16	1500.19	30.00	50.01	30	x 55
L7	24.24	1.07	103.65	1451.10	30.00	48.37	30	x 50
L8	20.08	1.07	85.86	1202.07	30.00	40.07	30	x 45
L9	10.41	1.07	44.51	623.18	30.00	20.77	30	x 30
M3'	7.2	1.07	30.79	431.02	30.00	14.37	30	x 30
M4	27.45	1.07	117.38	1643.27	30.00	54.78	30	x 55
M5	27.32	1.07	116.82	1635.48	30.00	54.52	30	x 55
M6	31.75	1.07	135.76	1900.68	30.00	63.36	30	x 65
M7	21.55	1.07	92.15	1290.07	30.00	43.00	30	x 45
M8	17.85	1.07	76.33	1068.57	30.00	35.62	30	x 40
M9	9.25	1.07	39.55	553.74	30.00	18.46	30	x 30
N7	18.78	1.07	80.30	1124.25	30.00	37.47	30	x 40
N8	15.55	1.07	66.49	930.89	30.00	31.03	30	x 35
N9	8.15	1.07	34.85	487.89	30.00	16.26	30	x 30
O3'	14.39	1.07	61.53	861.44	30.00	28.71	30	x 30
O4	27.45	1.07	117.38	1643.27	30.00	54.78	30	x 55
O5	27.32	1.07	116.82	1635.48	30.00	54.52	30	x 55
O6	31.75	1.07	135.76	1900.68	30.00	63.36	30	x 65
O7	21.09	1.07	90.18	1262.53	30.00	42.08	30	x 45
O8	23.94	1.07	102.37	1433.14	30.00	47.77	30	x 50
P3'	10.42	1.07	44.56	623.78	30.00	20.79	30	x 30
P4	19.98	1.07	85.43	1196.08	30.00	39.87	30	x 40



P5	19.89	1.07	85.05	1190.69	30.00	39.69	30	x	40
P6	23.12	1.07	98.86	1384.06	30.00	46.14	30	x	50
P7	22.36	1.07	95.61	1338.56	30.00	44.62	30	x	45
P8	12.34	1.07	52.77	738.72	30.00	24.62	30	x	30
Q3'	9.91	1.07	42.38	593.25	30.00	19.78	30	x	30
Q7	15.93	1.07	68.12	953.63	30.00	31.79	30	x	35
R4	25.37	1.07	108.48	1518.75	30.00	50.62	30	x	55
R5	28.64	1.07	122.46	1714.50	30.00	57.15	30	x	60
R6	29.2	1.07	124.86	1748.03	30.00	58.27	30	x	60

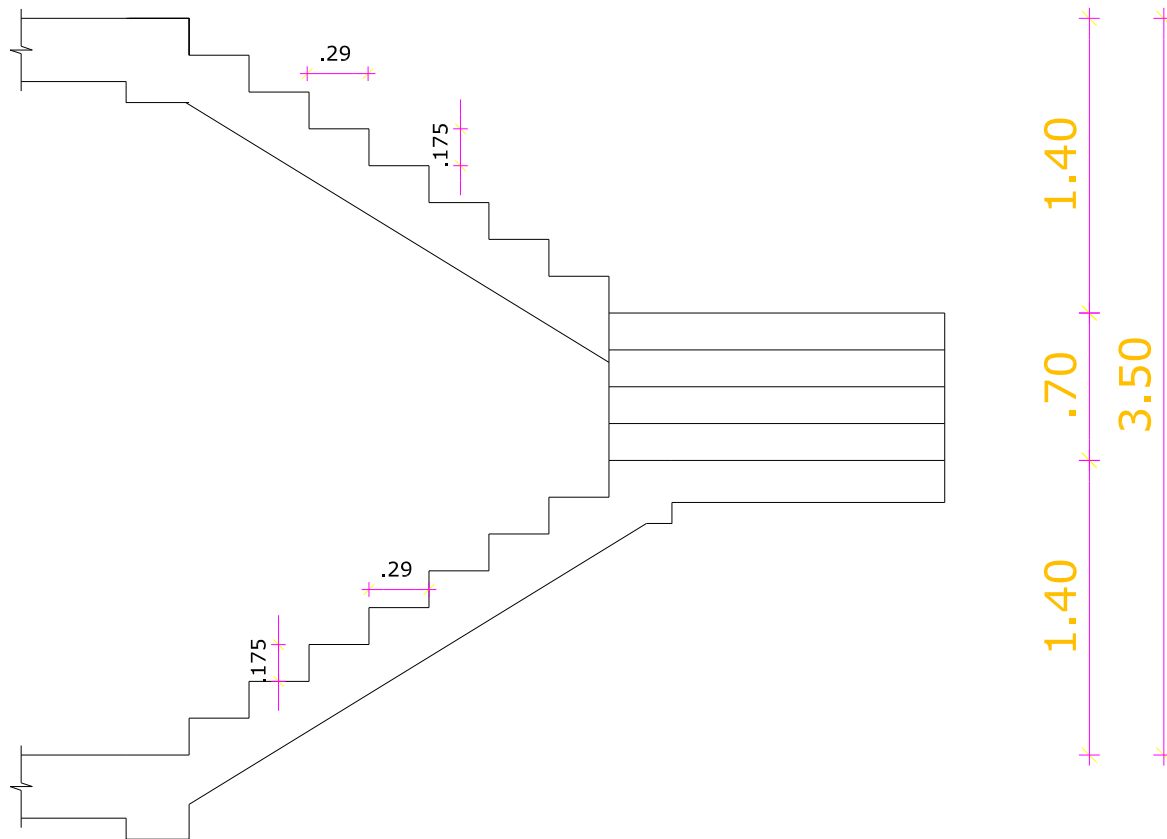
#### 4.4.4 Dimensionamiento de Escalera

El ducto donde esta ubicada la escalera del Edificio de parqueadero se encuentra situado en el Edificio 6.

El modelo de la escalera es empotrado en el extremo del principio y final, y apoyado sobre cables tensores en el otro extremo del descanso como se muestra en la figura 4.15.

La escalera esta compuesta de losas macizas de 20 cm de espesor apoyadas sobre vigas perimetrales de 30 x 30 cm.

Dando cumplimiento a la ordenanza municipal del Cantón Rumiñahui (Ver capitulo II), se diseñó las dimensiones de los escalones como se muestra en la figura 4.15



**Figura 4.15:** Dimensionamiento de Escalera.

## CAPITULO V

### ANALISIS ESTRUTURAL

#### 5.1 Resumen

En este capitulo se describen los requisitos mínimos de calculo para el diseño sismorresistente de una estructura como la zona sísmica, geología local, importancia de la estructura, irregularidad en planta y en elevación, factor

de reducción de fuerzas sísmicas, cortante basal de diseño, espectro sísmico de diseño, etc.

Además se modelaron todos los edificios independientemente en el programa ETABS y todos sus elementos estructurales tales como columnas, vigas, muros estructurales, losas alivianadas y macizas, escaleras. Se tuvieron que realizar un sin número de cambios en las dimensiones de los elementos estructurales para obtener una estructura que cumpla con todos los requerimientos de un diseño sísmoresistente.

Luego se presenta un resumen de resultados finales, en el cual se muestra los valores de periodo de vibración, participación modal, derivas de piso y deflexiones.

## **5.2 Requisitos Mínimos de Cálculo para Diseño Sísmoresistente**

El Ecuador está ubicado en una zona de riesgo sísmico es muy alto, por tal razón es necesario que el edificio de parqueaderos tenga un diseño sísmoresistente para poder salvaguardar la edificación y sobre todo las vidas de las personas que utilizan el mismo.

A continuación se presentan los parámetros tomados para la generación del análisis estructural que presentan en el sitio de emplazamiento del edificio de parqueaderos.

### 5.2.1 Zona sísmica y factor de zona "Z"

El Ecuador se encuentra dividido en 4 zonas sísmicas según en CEC 2000 como se puede observar en la figura 5.1. La Ciudad de Sangolquí se encuentra ubicada en la zona sísmica 4, es decir su factor de zona  $Z = 0.40g$  obtenida de la tabla 5.1 y tabla 5.2.

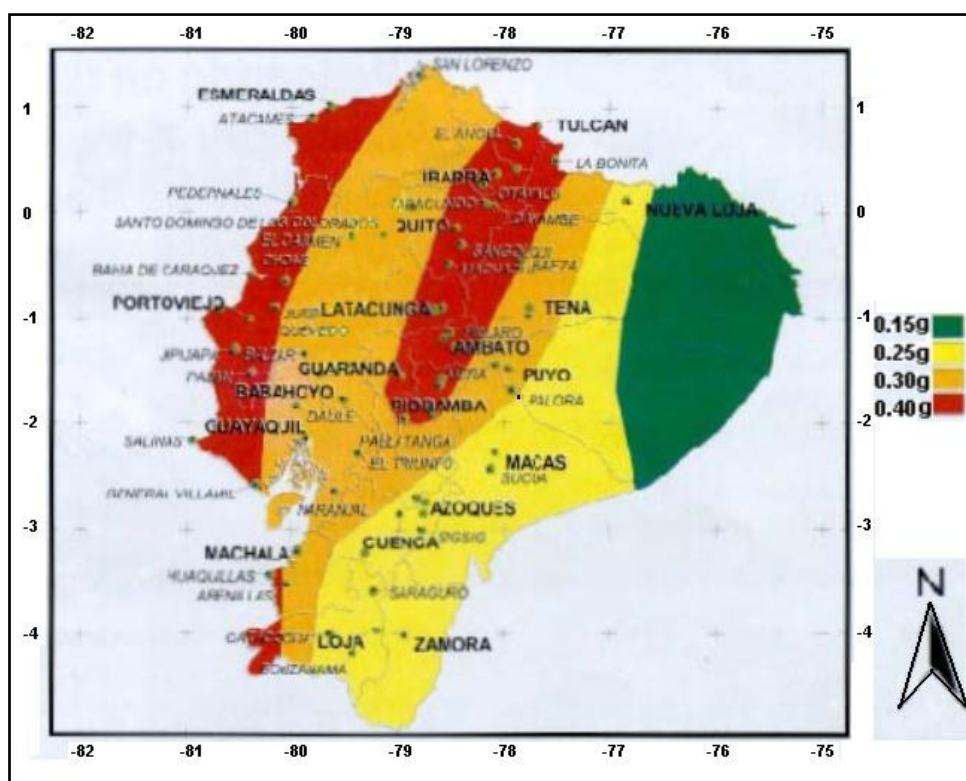


Figura 5.1: Zonas sísmicas para propósito de diseño

**Tabla 5.1:** Poblaciones de Pichincha y factor de zona “Z”

Ciudad	Provincia	Cantón	Parroquia	Zona
Pedro Vicente Maldonado	Pichincha	Pedro Vicente Maldonado	Pedro Vicente Maldonado	III
Puerto Quito	Pichincha	Puerto Quito	Puerto Quito	III
San Miguel de los Bancos	Pichincha	San Miguel de los Bancos	San Miguel de los Bancos	III
Sto. Domingo de Colorados	Pichincha	Santo Domingo	Zaracay	III
Cayambe	Pichincha	Cayambe	Cayambe	IV
Machachi	Pichincha	Mejía	Machachi	IV
Sangolquí	Pichincha	Rumiñahui	Rumipamba	IV
Tabacundo	Pichincha	Pedro Moncayo	Tabacundo	IV

**Tabla 5.2:** Valores del factor “Z” en función de la Zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.40

### 5.2.2 Geología local y perfiles de suelo. Coeficientes S y Cm

Luego de analizar las condiciones del suelo donde se va a construir el edificio de parqueaderos (capítulo III), se obtuvo un suelo intermedio; Según la tabla 5.3 del CEC 2000 a dicho suelo se lo clasificó como un suelo S2. Con este dato se obtiene de la tabla 5.3 el coeficiente de suelo  $S = 1.2$  y el coeficiente de máxima ordenada del espectro elástico  $C_m = 3.0$ .

**Tabla 5.3:** Coeficiente de suelo “S” y Coeficiente “Cm”.

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8

S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5
----	---------------------------------	------	-----

### 5.2.3 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente I

Por ser una estructura de gran importancia para el Cantón Rumiñahui, además esta estructura podría ser utilizada como albergue de personas en caso de emergencia, además de esto por ser un edificio público que requiere operar continuamente, se opto escoger como factor de importancia para la estructura, en función de lo descrito en la tabla 5.4, un coeficiente I = 1.30.

**Tabla 5.4:** Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, Clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para deposito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras Estructuras	Todas las estructuras de edificaciones y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

### 5.2.4 Selección del procedimiento de cálculo de fuerzas laterales

Debido a que el edificio de parqueaderos presenta irregularidad tanto en planta como en elevación, el CEC 2000 indica que se debe hacer un análisis dinámico a la estructura con un espectro de respuesta elástico, el cual está en función del tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.

### 5.2.5 Coeficiente de configuración estructural en planta $F_P$ y elevación

$F_E$

El código incorpora factores que penalizan al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta ( $F_P$ ) como en elevación ( $F_E$ ), debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causan problemas en las estructuras ante la ocurrencia de un sismo.

El coeficiente  $F_P$  se estima a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura, descritas en la tabla 5.5. Se utilizó la expresión:

$$F_P = F_{PA} \times F_{PB}$$

Donde:

$F_{PA}$  = El mínimo valor  $F_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura, obtenido de la tabla 5.5, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 ( $F_{Pi}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades).

$F_{PB}$  = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.

**Tabla 5.5:** Coeficientes de Configuración en Planta

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	$F_{pi}$
1	<p><b>Irregularidad torsional</b></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	0,9
2	<p><b>Entrantes excesivos en las esquinas</b></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	0,9
3	<p><b>Discontinuidad en el sistema de piso</b></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	0,9
4	<p><b>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</b></p> <p>Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	0,8
5	<p><b>Ejes estructurales no paralelos</b></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	0,9
6	<p><b>Sistema de piso flexible</b></p> <p>Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el</p>	----



	modelo estructural.	
--	---------------------	--

El coeficiente  $F_E$  se estimó a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la tabla 5.6. Se utilizó la expresión:

$$F_E = F_{EA} \times F_{EB} \times F_{EC}$$

Donde:

$F_{EA}$  = El mínimo valor  $F_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, obtenido de la tabla 5.6; para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 ( $F_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades).

$F_{EB}$  = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura,

$F_{EC}$  = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

**Tabla 5.6:** Coeficientes de Configuración en Elevación

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos	Sistemas
------	---	----------	----------

		espaciales y pórticos con vigas banda $F_{Ei}$	duales o con diagonales $F_{Ei}$
1	<b>Piso blando (irregularidad en rigidez)</b> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1,0
2	<b>Irregularidad en la distribución de las masas</b> La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1,0
3	<b>Irregularidad geométrica</b> La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1,0
4	<b>Desalineamiento de ejes verticales</b> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	<b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</b> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	<b>Columnas cortas</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	----	----

Debido a que se va a analizar cada edificio independientemente se tiene diferentes tipos de irregularidades tanto en planta como en elevación, en la

tabla 5.7 y tabla 5.8 se observan los valores debido a las irregularidades de cada edificio.

**Tabla 5.7:** Valores de irregularidades en planta de cada edificio

	Descripción de la irregularidad	$F_P$
Edificio 1	Ejes estructurales no paralelos	0.9
Edificio 2	No presenta	1.0
Edificio 3	Ejes estructurales no paralelos	0.9
Edificio 4	No existe	1.0
Edificio 5	Ejes estructurales no paralelos	0.9
Edificio 6	No presenta	1.0

**Tabla 5.8:** Valores de irregularidades en elevación de cada edificio

	Descripción de la irregularidad	$F_E$
Edificio 1	No presenta	1.0
Edificio 2	No presenta	1.0
Edificio 3	No presenta	1.0
Edificio 4	No presenta	1.0
Edificio 5	No presenta	1.0
Edificio 6	No presenta	1.0

### 5.2.6 Factor de reducción de respuesta sísmica “R”

El factor de factor de respuesta sísmica “R” permite disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, exigiendo un diseño eficiente que permita disponer de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo así la adecuada ductilidad y disipación de energía suficiente la cual impida el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

Para el Edificio al ser un sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado se obtiene de la tabla 5.9 el valor  $R = 12$ .

**Tabla 5.9:** Coeficientes de reducción de respuesta estructural “R”

Sistema Estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

### 5.2.7 Cortante Basal de Diseño

El cortante basal total de diseño  $V$ , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determina mediante las siguientes expresiones:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W$$

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}$$

Donde:

**C** = No debe exceder del valor de  $C_m$  establecido en la tabla 5.3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura.

**S** = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 5.3.

**R** = Factor de reducción de respuesta estructural.

**$\Phi_P$**  ,  **$\Phi_E$**  = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

Para calcular el periodo  $T$  utilizamos el método 1 del CEC 2000 el cual recomienda calcular el periodo con la siguiente expresión:

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$

Donde:

**$h_n$**  = Altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura (metros)

**$C_t$**  = 0,09 para pórticos de acero

**$C_t$**  = 0,08 para pórticos espaciales de hormigón armado

**Ct = 0,06** para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras

En la tabla 5.10 se observan los resultados en el cálculo del cortante basal para cada edificio.

**Tabla 5.10:** Valor del cortante basal en porcentaje del peso de la estructura de cada edificio.

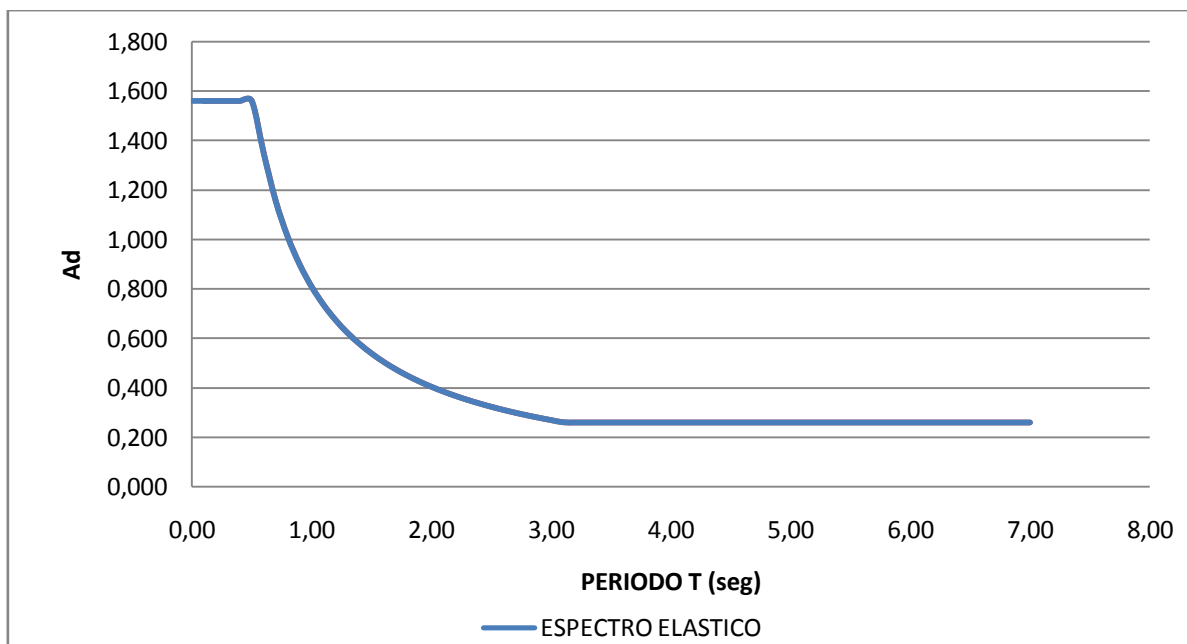
	V / W
Edificio 1	0.144
Edificio 2	0.130
Edificio 3	0.144
Edificio 4	0.130
Edificio 5	0.144
Edificio 6	0.130

La variación de los valores del cortante basal se deben a que la irregularidad de las edificaciones pueden producir torsión accidental.

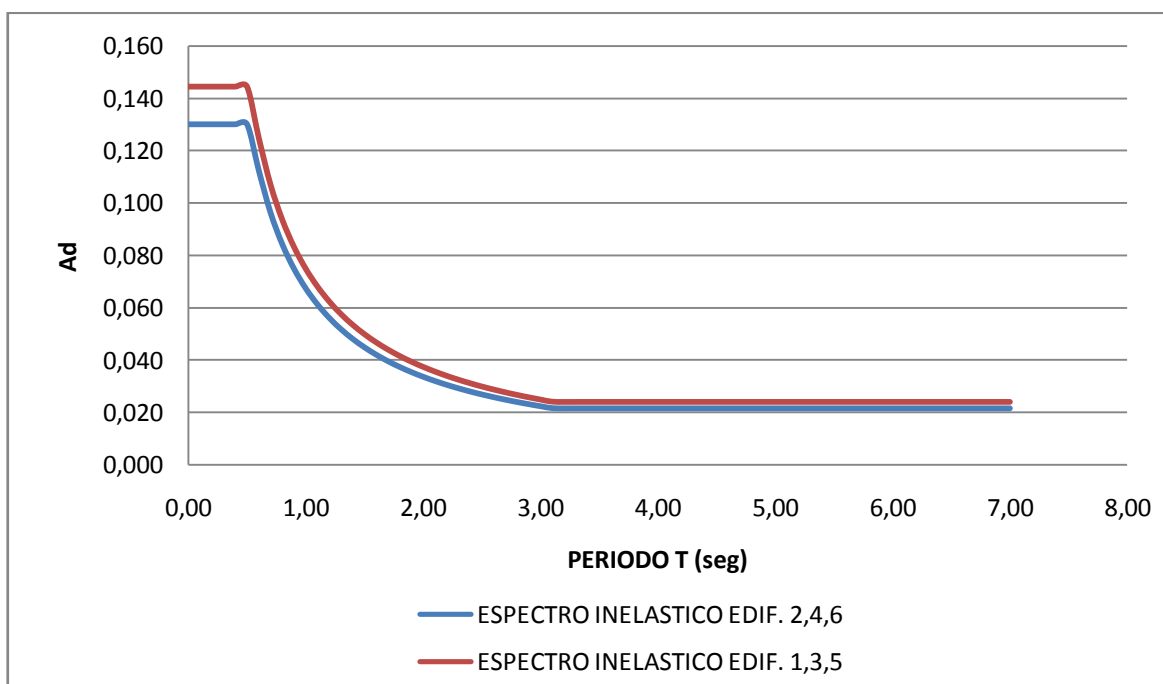
### 5.2.8 Espectro sísmico de diseño

El espectro elástico de aceleración del suelo se lo obtiene con los parámetros obtenidos del tipo de suelo, zona, importancia; además de estos factores el espectro elástico está en función del periodo el cual es una variable para la obtención de la curva. Si a este espectro elástico se lo divide para el factor de reducción de respuesta sísmica R y para los factores de irregularidad en planta y elevación, obtenemos el espectro inelástico de diseño.

Para los edificios se tiene dos tipos de espectros inelásticos debido a que en los edificios uno, tres y cinco existe irregularidad y en los edificios dos, cuatro y seis no presenta irregularidad; en la figura 5.2 se observa el espectro elástico y en la figura 5.3 se observan los espectros inelásticos de cada edificio.



**Figura 5.2:** Espectro Elástico de diseño



**Figura 5.3:** Espectros inelásticos de cada edificio.

### **5.2.9 Modos de vibración**

Un modo de vibración es un patrón o forma característica en el que vibrará una estructura. La mayoría de los sistemas tienen muchos modos de vibración y es la tarea del análisis modal determinar la forma de esos modos. Se debe considerar que la cantidad de modos de vibración sea tal que la participación de la masa total de la estructura sea mayor o igual al 90% de ella. Además, para que la estructura tenga un buen desempeño los dos primeros modos deben ser traslacionales y el tercero rotacional, y esperar que el periodo de vibración del primer modo esté cercano a  $0.11 * \# \text{ pisos}$ ; es decir, para el proyecto será de 0.44 segundos.

### **5.2.10 Volcamiento**

Toda estructura debe ser diseñada para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas especificadas en el CEC 2000. En cualquier nivel, los momentos de volcamiento a ser resistidos deben determinarse utilizando fuerzas sísmicas, las cuales actúan en los niveles sobre el piso considerado. En cualquier nivel, los cambios incrementales de los momentos de volcamiento de diseño deben ser distribuidos hacia los diferentes elementos resistentes. Los efectos de volcamiento en cada elemento deben transmitirse hacia la cimentación.



### 5.2.11 Efectos P-D

Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que deben considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global. Para ingresar los efectos P-D en el programa se realizó modelos iterativos basados en la siguiente combinación de carga:

$$P = D+0.25L$$

### 5.2.12 Limite de deriva de piso

Para el chequeo de las derivas de piso se utilizó el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ( $\Delta M$ ) de la estructura, causada por el sismo de diseño; calculadas mediante un análisis dinámico. El cálculo de las derivas de piso incluye las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P-D.

Los valores de  $\Delta M$  no pueden superar los valores establecidos en la tabla 5.11.

**Tabla 5.11:** Valores de  $\Delta M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de	$\Delta M$ máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

### 5.2.13 Separación entre estructuras adyacentes.

Todos los elementos de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como un solo esquema estructural a efectos de resistir el sismo de diseño, a menos que intencionalmente se separen unos elementos de otros una distancia suficiente para evitar problemas de colisión entre ellos. La separación mínima será la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo horizontal  $\Delta M$  de una de las partes, el más desfavorable. Dichos valores deben medirse en la dirección perpendicular a la junta que las separe.

También se debe tomar en cuenta la dilatación térmica del hormigón, se calcula con la siguiente expresión:

$$\delta = k * L * \Delta t$$

Donde:

$\delta$  : Deformación por dilatación del material (m)

$k$  : Coeficiente de dilatación térmica  $\left( \frac{m}{m^{*0}C} \right)$

$L$  : Longitud a dilatarse (m)

$L$  : Variación de temperatura ( $^{\circ}C$ )

$$2.0 \times 10^{-5} \frac{m}{m^{*0}C} * 30m * 20^{\circ}C = 0.012m$$

La separación entre edificaciones es de 10 cm en todos los casos, con la cual se cumple con la deformación por la dilatación del hormigón y con deformación por Sismo.

### **5.3 Generación del modelo estructural**

La generación del modelo estructural es la reproducción geométrica de cada edificio en el programa ETABS, a esta representación se le asigna propiedades físicas de los materiales a utilizarse en la estructura, en nuestro caso las propiedades físicas del hormigón y del acero. Además de esto se asignan secciones a los elementos estructurales partiendo del prediseño inicial obtenido del capítulo IV. Además se asignó restricciones, cargas, etc.

Para el análisis dinámico recomendado por el CEC2000 asignamos los respectivos espectros de diseño para cada edificio y las direcciones en las cuales dicho espectro actúan; y se incluye el efecto P-D.

En los siguientes numerales se detalla la generación de cada elemento y se explica los problemas y soluciones que se plantearon durante los procesos de análisis.

### 5.3.1 Modelación de columnas

Las columnas se las modeló como elementos “frame”, se les asignó una sección inicial obtenida del prediseño, el material, inercias agrietadas, el CEC 2000 determina  $0.80 \cdot I_g$ .

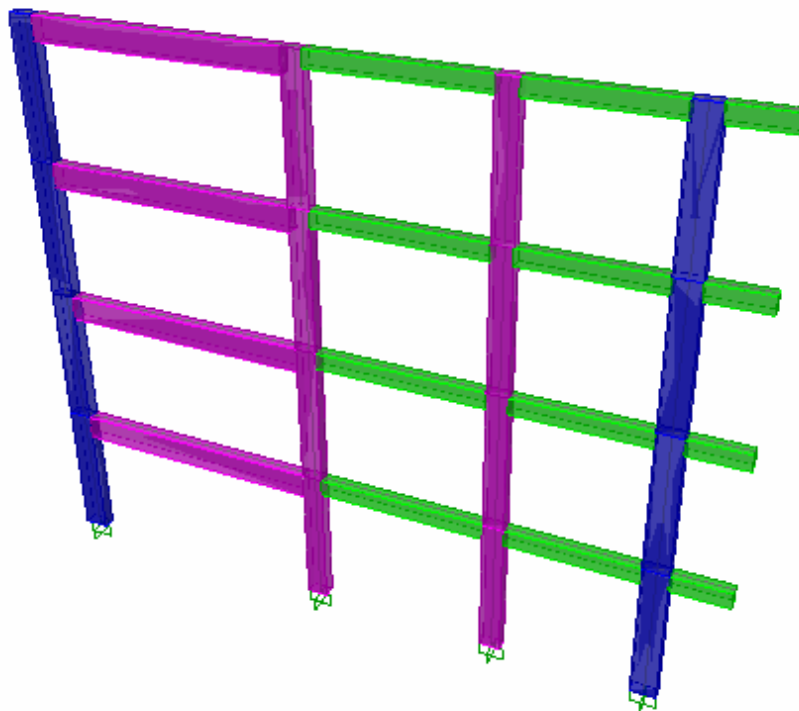
Debido a que la deriva calculada de cada piso estaba muy alta inicialmente en los dos sentidos, En sentido Y se incrementó las dimensiones de las columnas en algunos casos y en otros casos se decidió colocar muros estructurales. En el sentido X debido a que esta dimensión estaba condicionada a 30 cm, necesariamente hubo la necesidad de colocar muros estructurales.



**Figura 5.4:** Modelo de Columnas en ETABS.

### 5.3.2 Modelación de vigas

La moderación de las vigas se las realizo mediante elementos “frame” al igual que las columnas, a las cuales se les asigno una sección obtenida del prediseño, el material; inercias agrietadas  $0.50 \cdot I_g$  como lo estipula el CEC2000.



**Figura 5.5:** Modelo de Vigas en ETABS.

### 5.3.3 Modelación de Losas

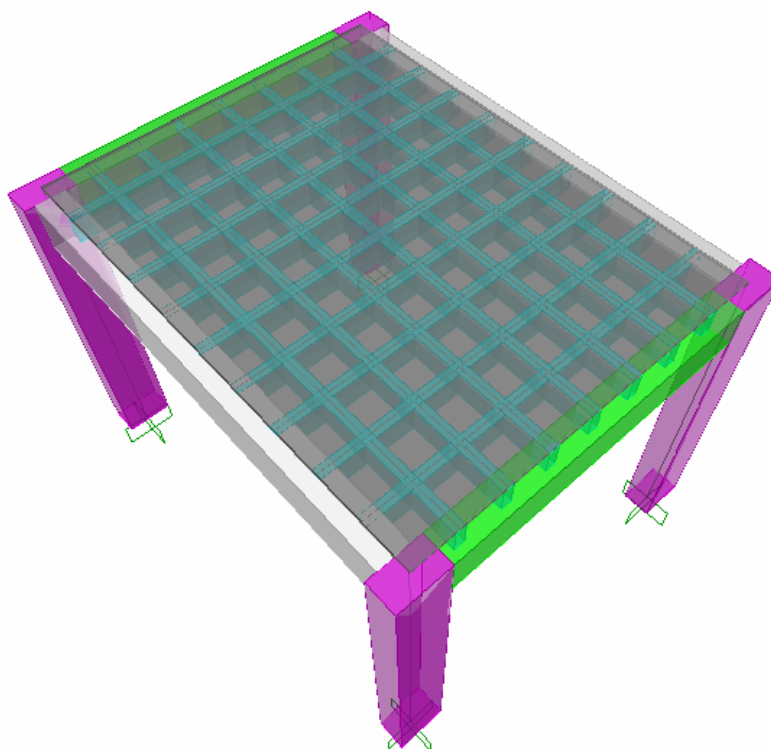
En los edificios tenemos dos tipos de losas: las primeras son losas alivianadas horizontales y las segundas son losas planas macizas inclinadas las cuales se las utilizó para las rampas.

#### 5.3.3.1 Losas alivianadas horizontales

Para generar las losas alivianadas en el ETABS, primeramente se deben crear los nervios como elementos “frame”, para lo cual se asignó una sección de 10x25 cm. En segundo lugar se define la loseta de compresión como un elemento “slab” tipo membrana de 5 cm de espesor.

Se modela en primer lugar los nervios con un espaciamiento de 50 cm en cada sentido, luego se modela la loseta de compresión.

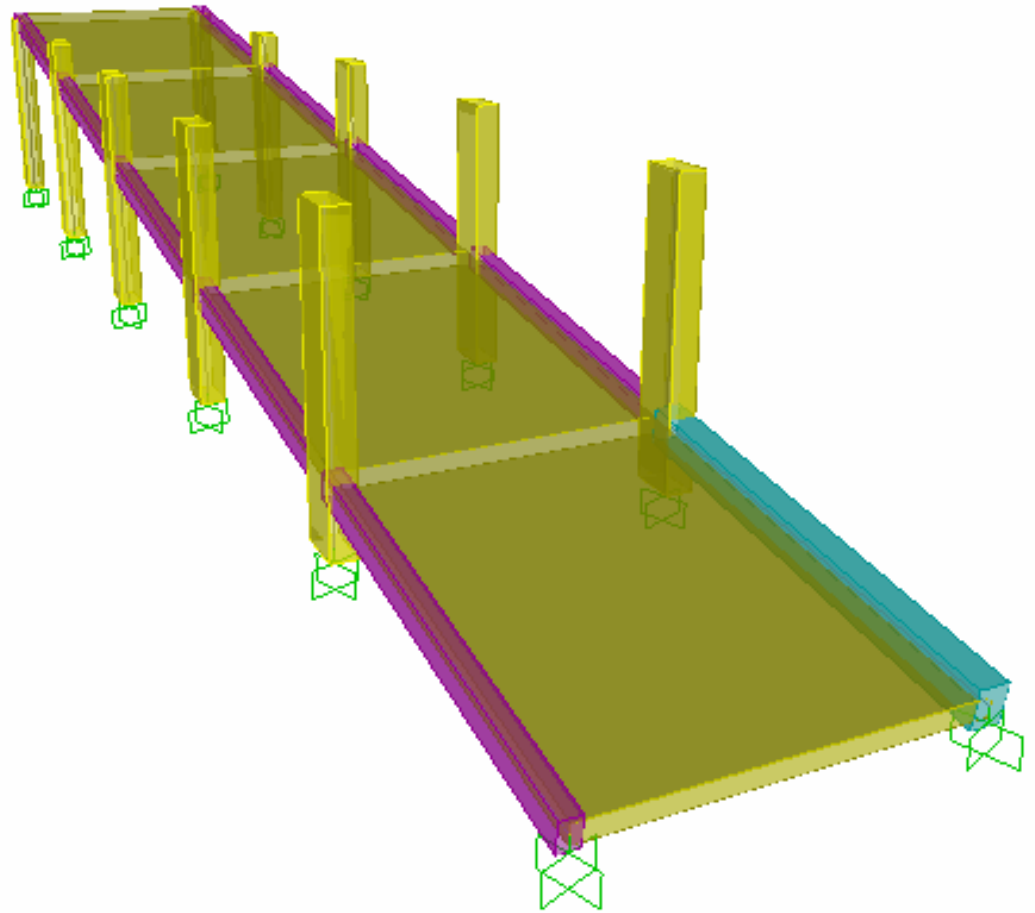
La conexión entre los nervios y la carpeta de compresión es realizado por el programa ETABS automáticamente.



**Figura 5.6:** Modelo de Losa alivianada en ETABS.

### 5.3.3.2 Losas macizas inclinadas

Para generar las losas macizas en el programa ETABS se crea un elemento “slab” tipo membrana de 20 cm de espesor; estas losas macizas estarán apoyadas en vigas perimetrales. Las losas inclinadas tienen una pendiente aproximada del 15%.



**Figura 5.7:** Modelo de Losa maciza (Rampas) en ETABS.

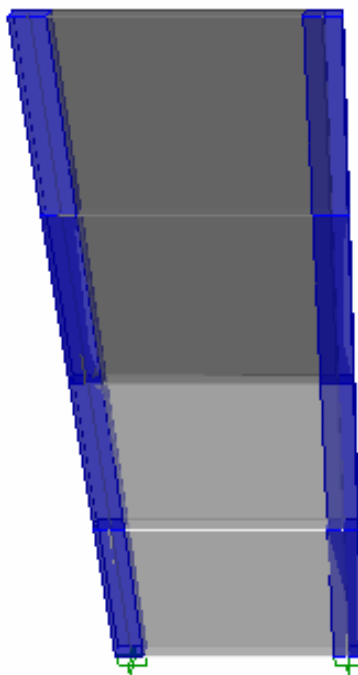
#### **5.3.4 Modelación de muros estructurales**

Los muros estructurales surgieron de la necesidad de controlar problemas derivados de piso y de torsión en planta.

La ubicación de dichos muros se lo realizó de manera que la estructura presente torsión en planta.



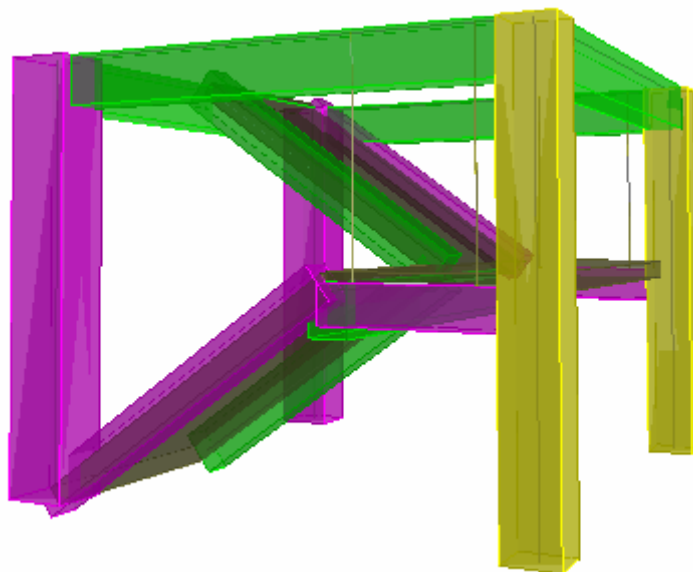
La modelación de los muros estructurales se los realizo mediante elementos "Wall" tipo Shell; se asigno inercias agrietadas como indica el CEC2000 en los dos primeros pisos de 0.60 y en los dos últimos de 1.00; el espesor de la pantalla varia de 15 a 30 cm y está en función de los modos de vibración y de las derivas de piso de cada edificio.



**Figura 5.8:** Modelo de Muro Estructural en ETABS.

### 5.3.5 Modelación de Escaleras

Para evitar los problemas de columnas cortas en las columnas donde se apoyan las vigas de la escalera, se creo un modelo apoyado en tensores anclados en las vigas; las losas macizas están apoyadas sobre vigas perimetrales como se muestra en la figura:



**Figura 5.9:** Modelo de Escalera con Tensores en ETABS.

### 5.3.6 Determinación y distribución de cargas

#### 5.3.6.1 Carga viva

La carga viva para edificios de estacionamientos establecida en el código es de  $0.36 \text{ T/m}^2$ , la cual se asignó en el modelo como un estado de carga uniformemente distribuida sobre la losa.

**Tabla 5.12:** Cargas Uniformes

USO U OCUPACION		Carga Uniforme
Categoría	Descripción	kg/m <sup>2</sup>
Armerías		750
Area de reuniones	Areas de asientos fijos	250
	Areas de asientos moviles y otras areas	500
Auditorios y gladerias	Escenarios y plataformas	600
Cornisas, marquesinas y		300

balcones de residencias		
Facilidades de salida publica		500
Garajes	Vehiculos Pesados	500
	Vehiculos Livianos	360
Hospitales	Salas y cuartos	200
Bibliotecas	Salas de lectura	300
	Cuartos de anaqueles	600
Fabricas	Livianas	400
	Pesadas	600
Oficinas		250
Imprentas	Cuartos de impresión	750
	Cuartos de composicion y linotipos	500
Residencias		200
Salas de descanso Plataformas de revision Grandes tribunas Graderios		500
Escuelas	Aulas	200
Veredas y calzadas		1200
Bodegas	Livianas	600
	Pesadas	1200
Almacenes	Minoristas	400
	Mayoristas	500

### 5.3.6.2 Carga muerta

El programa ETABS analiza la carga muerta de todos los elementos estructurales modelados en función de las características asignadas al material utilizado; Adicionalmente se creó un estado de carga llamado “muerta2”, el cual contiene el peso de masillado y acabados, con un valor de 0.10 T/m<sup>2</sup>.

**Tabla 5.13:** Detalle de Estado de Carga “Muerta2”

<b>Carga (T/m<sup>2</sup>)</b>
------------------------------------

<b>Masillado</b>	0.04
<b>Cielo Falso e Instalaciones</b>	0.06
<b>TOTAL</b>	<b>0.10</b>

### 5.3.6.3 Carga sísmica

Para realizar un análisis dinámico de una estructura en el programa ETABS se debe colocar la masas, el numero de modos de vibración, considerar los efectos de torsión accidental, incluir efectos P-D, establecer el espectro inelástico para el diseño y colocar los estados de carga uno en sentido X y otro en sentido Y.

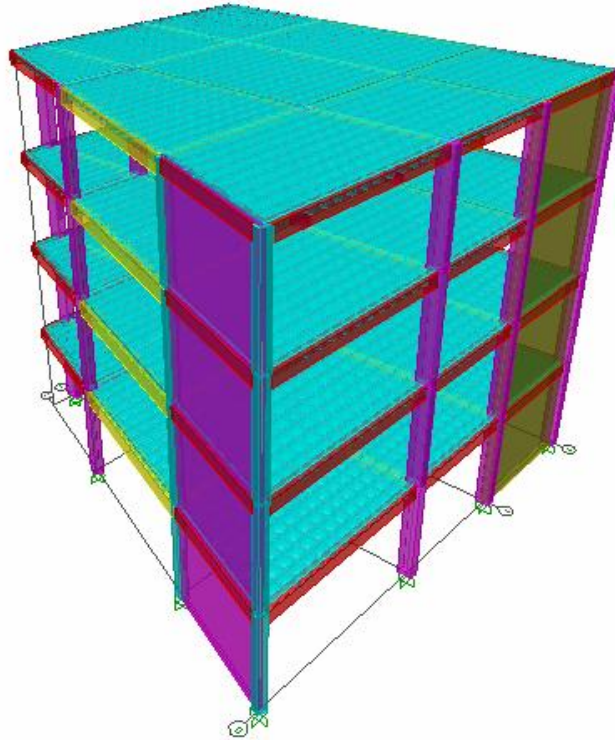
### 5.3.6.4 Combinación de Cargas

Las combinaciones de carga son las establecidas en el CEC2000, para el diseño de hormigón armado, son:

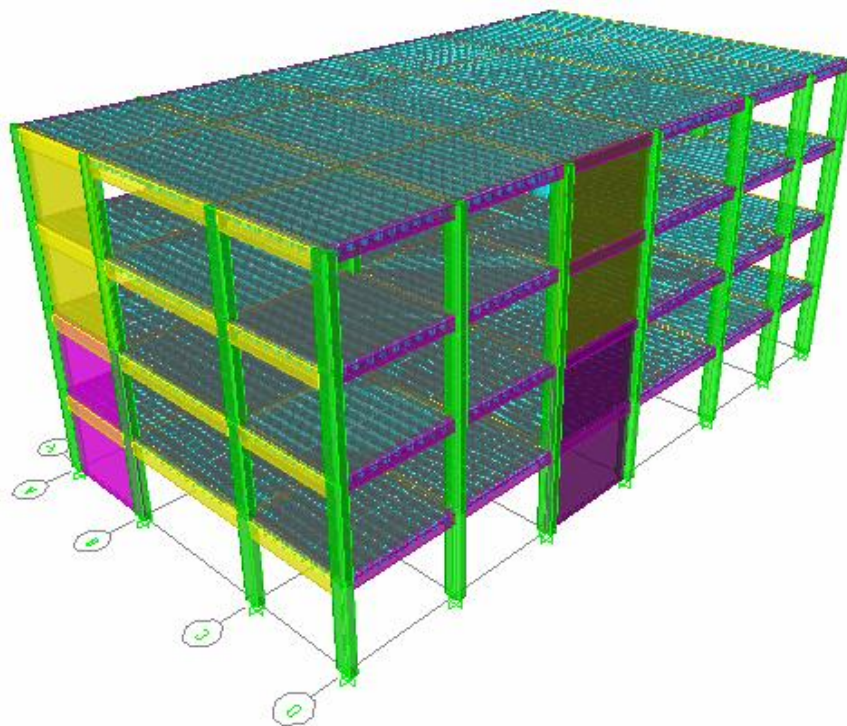
- $1.4 D + 1.7 L$
- $0.75 (1.4 D + 1.7 L \pm 1.87 E)$
- $0.9 D \pm 1.43 E$

Estos factores están en función del factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R$  dados por el CEC 2000.

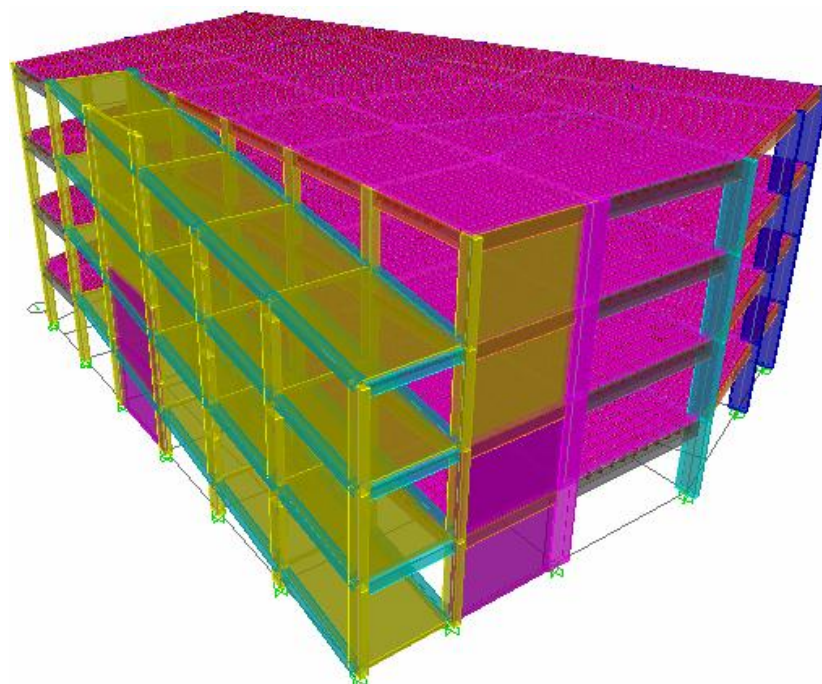
### 5.3.7 Modelos de Edificios en ETABS



**Figura 5.10:** Vista 3D “Edificio 1”

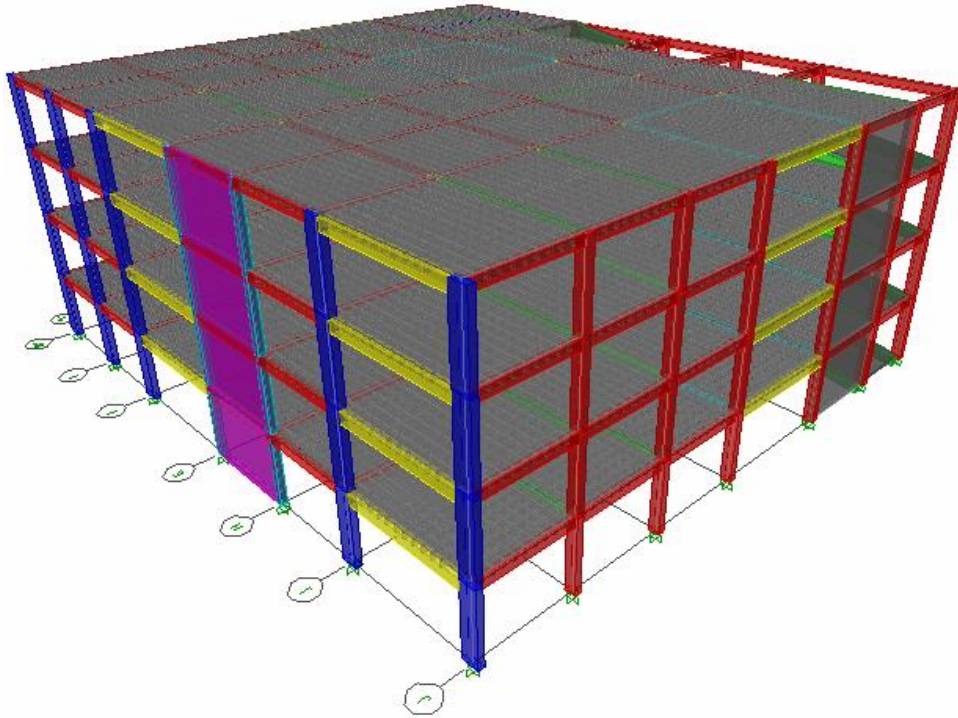


**Figura 5.11:** Vista 3D “Edificio 2”

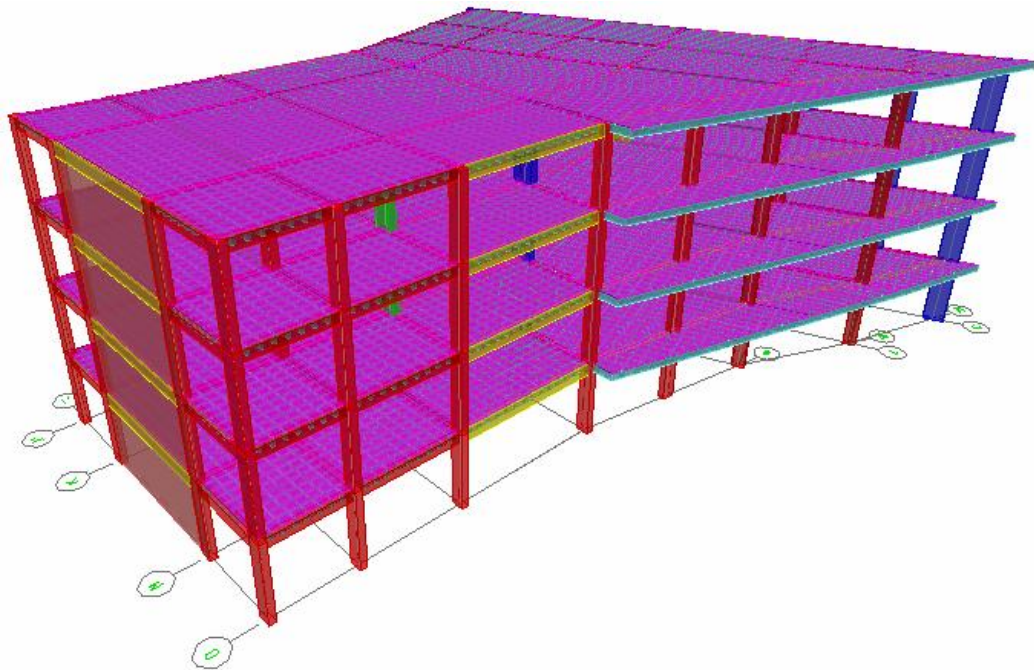


**Figura 5.12:** Vista 3D “Edificio 3”

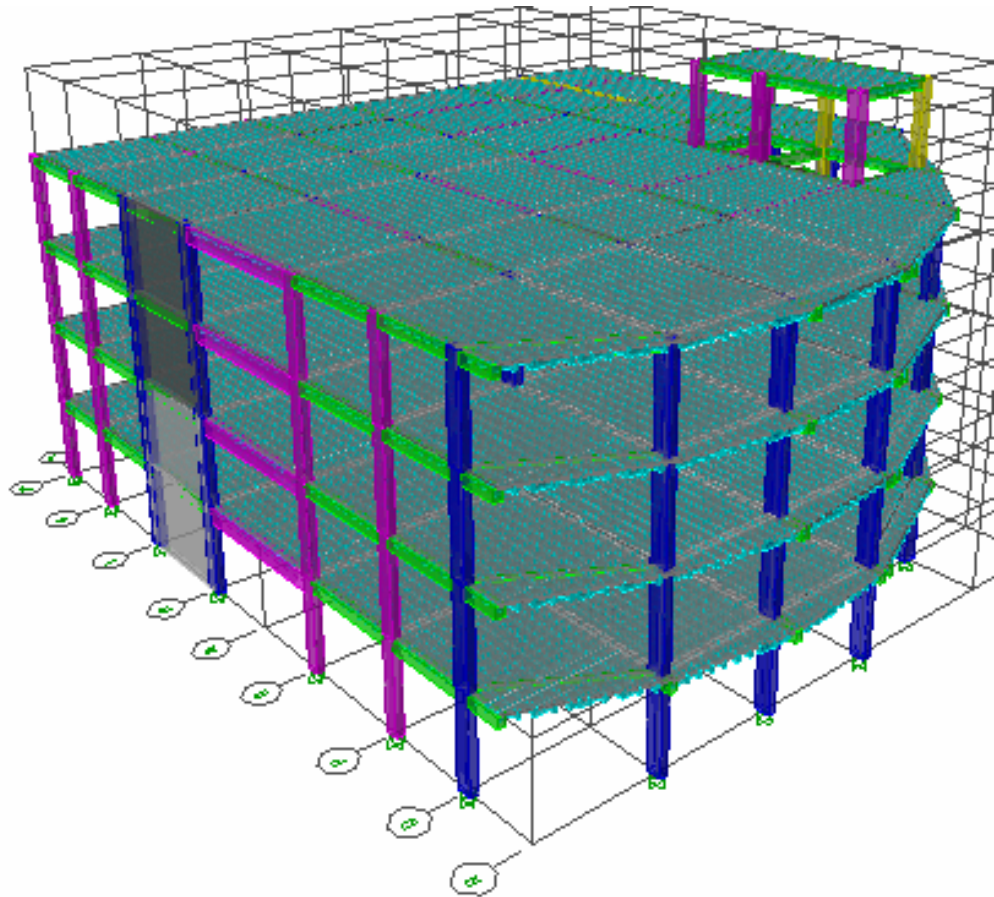




**Figura 5.13:** Vista 3D “Edificio 4”



**Figura 5.14:** Vista 3D “Edificio 5”



**Figura 5.15:** Vista 3D “Edificio 6”

#### 5.4 Resumen de Resultados

Luego de modelar todas las estructuras y de hacer el respectivo análisis estructural de cada edificio, los resultados se observan en las siguientes tablas:

**Tabla 5.14:** Periodo de Vibración y Participación Modal

EDIFICIO	Modo de	Periodo de	Participación Modal
----------	---------	------------	---------------------



	Vibración	Vibración T (seg)	X (%)	Y (%)	Z (%)
1	1	0.412	90.21	2.48	4.64
	2	0.235	1.03	92.54	3.32
	3	0.178	7.64	3.50	65.63
2	1	0.283	0.09	98.78	0.01
	2	0.276	98.85	0.09	0.02
	3	0.185	0.04	0.02	74.24
3	1	0.377	0.07	98.58	0.13
	2	0.281	93.62	0.12	4.57
	3	0.232	5.50	0.19	71.14
4	1	0.435	6.47	92.08	0.27
	2	0.377	93.00	6.43	0.03
	3	0.260	0.01	0.27	75.47
5	1	0.393	91.61	7.25	0.03
	2	0.325	7.33	90.10	0.87
	3	0.246	0.01	1.16	72.59
6	1	0.367	93.25	5.23	0.01
	2	0.366	5.29	92.15	0.72
	3	0.272	0.00	0.93	70.90

Tabla 5.15: Derivas Máximas

EDIFICIO	SENTIDO	Deriva Max Ine. (%)	Deriva Max Elas. (%)	COMBINACION DE CARGAS
1	X	0.050	0.54	$0.75(1.4*D+1.7*L+1.87*Syd)$
	Y	0.150	1.62	$0.75(1.4*D+1.7*L+1.87*Sye)$
2	X	0.064	0.76	$0.9*D+1.43*Sxe$
	Y	0.064	0.76	$0.9*D-1.43*Sye$
3	X	0.131	1.41	$0.75(1.4*D+1.7*L+1.87*Sxe)$
	Y	0.064	0.69	$0.9*D+1.43*Sye$
4	X	0.136	1.63	$0.9*D+1.43*Sxe$
	Y	0.105	1.26	$0.9*D+1.43*Sye$
5	X	0.096	1.03	$0.75(1.4*D+1.7*L-1.87*Sxe)$
	Y	0.117	1.26	$0.75(1.4*D+1.7*L-1.87*Sye)$
6	X	0.142	1.71	$0.75(1.4*D+1.7*L+1.87*Sxd)$
	Y	0.112	1.34	$0.9*D+1.43*Syd$

Tabla 5.16: Deflexiones Máximas

EDIFICIO	Deflexión Máxima Calc. (cm)	Deflexión Máxima Perm. (cm)	
1	1.42	2.94	OK
2	0.90	2.83	OK

3	1.86	3.23	OK
4	1.86	2.69	OK
5	2.24	2.92	OK
6	0.92	2.83	OK

## CAPÍTULO VI

### DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 6.1 RESÚMEN

Luego de obtener los esfuerzos de los elementos estructurales mediante el análisis estructural del proyecto, finalmente llegamos a la etapa de diseño estructural. Para el diseño estructural del proyecto se obtuvo un rendimiento balanceado entre la parte rígida y plástica de los elementos, considerando

todos los aspectos básicos que conducen al diseño de elementos en hormigón armado. Además el diseño también está dirigido en obtener el menor costo para la estructura pero con el mejor resultado posible.

En este capítulo se presenta el diseño de cada uno de los elementos estructurales que componen la estructura tales como: plintos aislados, plintos combinados, vigas de cimentación, cadenas de amarre, columnas, muros estructurales, vigas, nudos, losas alivianadas, rampas de acceso y escaleras. Finalmente se observa un ejemplo de diseño manual para cada uno de los elementos estructurales que componen el edificio, en el cual se verificará que los resultados obtenidos en el análisis con el software utilizado, coincidan con el diseño manual.

## 6.2 PRINCIPIOS BÁSICOS Y CÓDIGOS DE DISEÑO UTILIZADOS

Para diseñar una estructura de hormigón armado con seguridad se debe realizar una comparación entre la magnitud de las solicitaciones y la capacidad resistente, tal que esta última sea mayor en un cierto porcentaje que la magnitud de las solicitaciones, de modo que el trabajo de la estructura tenga un nivel apropiado de confiabilidad en cuanto al comportamiento, ante cargas reales de diseño. Por consiguiente, el hormigón armado debe diseñado comparando solicitaciones mayoradas con la última resistencia del material, y el acero debe entrar en fluencia antes que el hormigón llegue a su capacidad última. Para el presente proyecto nos basamos en el Diseño por Capacidad Resistente, en el cual las solicitaciones que actúan sobre la estructura se mayoran mediante factores apropiados para que las acciones exteriores sean comparables con la capacidad resistente de la estructura, del elemento estructural o de la sección específica de un elemento estructural.

Bajo estos principios y las normas que nos rigen, se procedió con el diseño de los elementos estructurales mostrados en este capítulo. Es necesario tener en cuenta la combinación de carga que genere el mayor esfuerzo en los elementos para su dimensionamiento. También es importante considerar en hormigón armado la armadura mínima, máxima longitud de anclaje, fisuración, deformaciones, adherencia, diseño de estribos por capacidad, columna fuerte viga débil, entre otras.

El diseño estructural del proyecto, está basado principalmente en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2001), y en los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05).

Se hace notar que utilizamos el ACI 318S-05 debido a que son requisitos mínimos recomendados por el American Concrete Institute (ACI), por lo tanto todos los elementos estructurales fueron diseñados tomando en cuenta estos requisitos mínimos en el caso de que no cumplieren con los requisitos establecidos por el CEC 2001, excepto para solicitaciones mayoradas y factores de reducción de capacidad en el que se usa la versión del CEC 2001 por ser consistente con los procesos constructivos del país.

A continuación se muestra una tabla con los factores de reducción de capacidad utilizados en el proyecto para distintos tipos de solicitaciones:

**Tabla 6.1:** Factores de Reducción de Capacidad para distintos tipos de solicitaciones

<b>Tipo de Solicitación</b>	<b>Factor de Reducción de Capacidad (<math>\phi</math>)</b>
Flexión sin carga axial	0.90
Tensión axial y tensión axial con flexión:	0.90
Compresión axial y compresión axial con flexión:	
• Elementos con refuerzo en espiral	0.75
• Otros elementos reforzados	0.70
Cortante y Torsión	0.85
Aplastamiento en el hormigón	0.70

### 6.3 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan, hacia el suelo o hacia la roca subyacente. Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por consiguiente de toda la estructura. Durante el diseño se deben controlar tanto los asentamientos absolutos como los asentamientos diferenciales.

De acuerdo a las características del suelo estudiadas en el Capítulo III, se determinó que la cimentación de todos los edificios se debe realizar a un nivel de 2.00 m por debajo del nivel natural del suelo. La componen de plintos aislados para apoyar las columnas, y de vigas de cimentación para apoyar los muros estructurales.

Para el diseño de las cimentaciones se toman en cuenta varios criterios. En primer lugar, los esfuerzos en el suelo no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles bajo condiciones de carga sin factores de mayoración, que para el proyecto es de 23 t/m<sup>2</sup>. Cuando las combinaciones de carga incluyan el efecto de solicitaciones eventuales como sismos y viento, los esfuerzos admisibles pueden incrementarse en un 33.3% que para el proyecto: 30 t/m<sup>2</sup>). Los asentamientos de las estructuras deberán calcularse incluyendo el efecto en el tiempo de suelos compresibles o consolidables como arcillas y suelos orgánicos. Debido a que el hormigón será fundido en obra, en contacto con el

terreno y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento mínimo para el hierro es de 7 cm.

Los plintos deben resistir fuerzas cortantes en cada dirección independientemente, tomando como sección crítica a una distancia  $d$  desde la cara de las columnas o elementos verticales. La capacidad resistente a cortante del hormigón se calcula con la siguiente expresión empírica:  $V_c =$

$$0.53\sqrt{f'c}$$

Los plintos también se deben resistir fuerzas cortantes de punzonamiento en las dos caras simultáneamente, tomando como sección crítica a aquella que se ubica a una distancia  $d/2$  alrededor de las columnas. La resistencia al cortante por punzonamiento que puede desarrollar el hormigón se calcula con el menor valor entre las siguientes expresiones:

Según ACI 11-35 
$$V_c = 0.26 \left( \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'c}$$

Donde:

$b_o$  = Perímetro Crítico

$\alpha_s$  = 40 para columnas interiores

$\alpha_s$  = 30 para columnas exteriores

$\alpha_s$  = 20 para columnas esquineras

Según ACI 11-36 
$$V_c = 0.26 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'c}$$

Donde:

$\beta_c$  = Lado Largo de la Columna / Lado Corto de la Columna

$$\text{Según ACI 11-37} \quad V_c = 1.06\sqrt{f'c}$$

### 6.3.1 Plintos Aislados

Se los utiliza como soporte de una sola columna, o de varias columnas cercanas en cuyo caso sirve de elemento integrador. Pueden utilizar una zapata de hormigón armado, o un macizo de hormigón simple o de hormigón ciclópeo. Para el proyecto, todas las zapatas son de hormigón armado y tienen como mínimo 40 cm de peralte para asegurar una mínima rigidez a la flexión.

Para el diseño de los plintos aislados se utilizó un programa de Excel, en el cual se ingresaron varios datos importantes como: las dimensiones de la columna, el valor de  $f'c$ , el valor de  $f_y$ , el esfuerzo admisible del suelo, y los valores de las reacciones de los elementos verticales con el suelo que se obtuvieron del programa de análisis ETABS. Con estos datos, el programa calcula el área requerida inicial para no sobrepasar el esfuerzo admisible del suelo con cargas sin mayorar.

En este punto se tienen unas dimensiones iniciales de la zapata rectangular, a las cuales se las puede modificar luego de verificar que no sobrepasen el esfuerzo del suelo con cargas mayoradas. Finalmente el programa nos da el valor de la altura de la zapata, verifica que dicha altura soporte el cortante y punzonamiento del plinto, y nos da el valor de la armadura requerida en cada sentido, recordando que se debe imponer la armadura mínima para la sección dada.





### 6.3.1.1 Ejemplo de Diseño

En este ejemplo se diseña el plinto del eje B1 (Edificio 1). Los esfuerzos de diseño se obtienen del programa de análisis ETABS.

Datos:

$qa = 23 \text{ t/m}^2$	$P_{cm} = 58.19 \text{ t}$	$M_{xxcm} = 1.00 \text{ t.m}$	$M_{yycm} = 0.36 \text{ t.m}$
$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$	$P_{cv} = 33.10 \text{ t}$	$M_{xxcv} = 0.68 \text{ t.m}$	$M_{yycv} = 0.25 \text{ t.m}$
$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$P_{cs} = 1.16 \text{ t}$	$M_{xxcs} = 2.12 \text{ t.m}$	$M_{yycs} = 0.38 \text{ t.m}$

Dimensiones de la columna: 30 x 50 cm (exterior)

#### 1. Determinación de las dimensiones del plinto

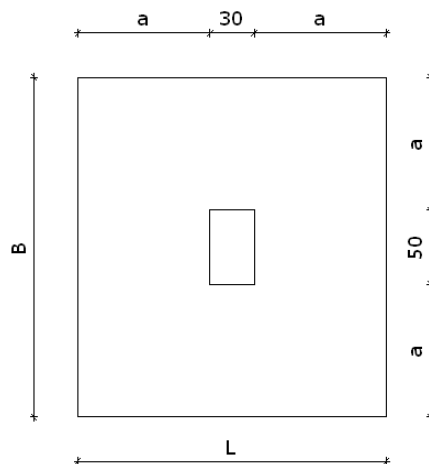
$$qa = \frac{P}{A} \quad A = \frac{P_{cm} + P_{cv}}{qa} = \frac{58.19 + 33.10}{23} = 3.97 \text{ m}^2$$

$$(2a + 0.30)(2a + 0.50) = 3.97 \quad a = 0.81 \text{ m}$$

$$L = 0.30 + (2 \times 0.81) = 1.91 \text{ m} \rightarrow \text{asumo } L = 2.00 \text{ m}$$

$$B = 0.50 + (2 \times 0.81) = 2.11 \text{ m} \rightarrow \text{asumo } B = 2.20 \text{ m}$$

$$A_{real} = 2.00 \times 2.20 = 4.40 \text{ m}^2$$



**Figura 6.1:** Nomenclatura para dimensiones del plinto aislado

## 2. Revisión de esfuerzos en el suelo

### Revisión por Carga Vertical

Sentido X:

$$e_x = \frac{Myy}{P} = \frac{0.36 + 0.25}{58.19 + 33.10} = 0.007 \text{ m}$$

$$q_{1,2} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6e_x}{L} \right) = \frac{58.19 + 33.10}{4.40} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0.007}{2.00} \right)$$

$$q_1 = 21.16 \frac{t}{m^2}, \quad q_2 = 20.33 \frac{t}{m^2}, \quad q_{1,2} < q_a \quad \therefore \text{OK}$$

Sentido Y:

$$e_y = \frac{Mxx}{P} = \frac{1.00 + 0.68}{58.19 + 33.10} = 0.018 \text{ m}$$

$$q_{1,2} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6e_y}{B} \right) = \frac{58.19 + 33.10}{4.40} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0.018}{2.20} \right)$$

$$q_1 = 21.79 \frac{t}{m^2}, \quad q_2 = 19.71 \frac{t}{m^2}, \quad q_{1,2} < q_a \quad \therefore \text{OK}$$

### Revisión por Carga Vertical + Sismo

$$q'_a = q_a \times 1.33 = 23 \times 1.33 = 30.59 \text{ t/m}^2$$

Sentido X:

$$e_x = \frac{Myy}{P} = \frac{0.36 + 0.25 + 0.38}{58.19 + 33.10 + 1.16} = 0.011 \text{ m}$$

$$q_{1,2} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6e_x}{L} \right) = \frac{58.19 + 33.10 + 1.16}{4.40} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0.011}{2.00} \right)$$

$$q_1 = 21.69 \frac{t}{m^2}, \quad q_2 = 20.34 \frac{t}{m^2}, \quad q_{1,2} < q'_a \quad \therefore \text{OK}$$

Sentido Y:

$$e_y = \frac{M_{xx}}{P} = \frac{1.00 + 0.68 + 2.12}{58.19 + 33.10 + 1.16} = 0.041 \text{ m}$$

$$q_{1,2} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6e_y}{B} \right) = \frac{58.19 + 33.10 + 1.16}{4.40} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0.041}{2.20} \right)$$

$$q_1 = 23.37 \frac{t}{m^2}, \quad q_2 = 18.66 \frac{t}{m^2}, \quad q_{1,2} < q_a' \quad \therefore \text{OK}$$

### 3. Cálculo del peralte por corte unidireccional

#### Cargas Últimas

$$U_1 = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U_2 = 0.75 (1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.87 \text{ CS})$$

$$Pu_1 = 137.74 \text{ t}$$

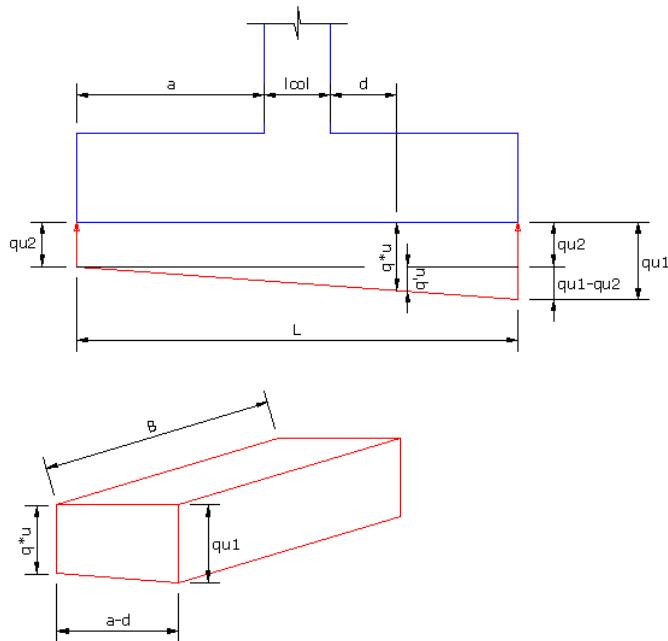
$$Pu_2 = 105.09 \text{ t}$$

$$M_{xx_{u1}} = 2.56 \text{ t.m}$$

$$M_{xx_{u2}} = 4.89 \text{ t.m}$$

$$M_{yy_{u1}} = 0.93 \text{ t.m}$$

$$M_{yy_{u2}} = 1.23 \text{ t.m}$$



**Figura 6.2:** Nomenclatura para esfuerzos sobre el suelo del plinto aislado

#### Cálculo por Carga Vertical

- Sentido X

$$e_x = \frac{0.93}{137.74} = 0.007 \text{ m} \quad q_{u1} = 31.94 \frac{t}{m^2}, \quad q_{u2} = 30.67 \frac{t}{m^2}$$

$$\frac{L}{q_{u1} - q_{u2}} = \frac{a + l_{col} + d}{q'_u}$$

$$q'_u = \frac{(0.85 + 0.30 + d)(31.94 - 30.97)}{2.00} = 0.558 + 0.485 \cdot d$$

$$q^*_u = q_{u2} + 0.558 + 0.485 \cdot d = 31.228 + 0.485 \cdot d$$

$$q^{\wedge}_u = \frac{q_{u1} + 31.228 + 0.485 \cdot d}{2} = 31.58 + 0.243 \cdot d \quad (\text{presión promedio})$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53\sqrt{240} = 8.21 \frac{kg}{cm^2} = 82.11 \frac{t}{m^2}$$

$$82.11 = \frac{(31.58 + 0.243 \cdot d)(0.85 - d)(2.20)}{2.20 \cdot d} \rightarrow d = 27 \text{ cm}$$

- Sentido Y

$$e_y = \frac{2.56}{137.74} = 0.019 \text{ m} \quad q_{u1} = 32.89 \frac{t}{m^2}, \quad q_{u2} = 29.72 \text{ t/m}^2$$

Resolviendo  $\rightarrow d = 27 \text{ cm}$

Cálculo por Carga Vertical + Sismo

- Sentido X

$$e_x = \frac{1.23}{105.09} = 0.012 \text{ m} \quad q_{u1} = 24.72 \frac{t}{m^2}, \quad q_{u2} = 23.05 \text{ t/m}^2$$

Resolviendo  $\rightarrow d = 22 \text{ cm}$

- Sentido Y

$$e_y = \frac{4.89}{105.09} = 0.047 \text{ m} \quad q_{u1} = 27.22 \frac{t}{m^2}, \quad q_{u2} = 20.55 \text{ t/m}^2$$

Resolviendo  $\rightarrow d = 23 \text{ cm}$

## 4. Cálculo del peralte por corte bidireccional

- ACI 11.35  $\rightarrow V_c = 0.26 \left[ \frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right] \sqrt{f'c}$

Donde:

$V_c =$  Cortante admisible por punzonamiento

$$\alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ columnas interiores} \\ 30 \text{ columnas exteriores} \\ 20 \text{ columnas esquineras} \end{cases}$$

$b_o =$  Perímetro Crítico

$$V_c = 0.26 \left[ \frac{30 \times 27}{(4 \times 27) + (2 \times 30) + (2 \times 50)} + 2 \right] \sqrt{240} = 20.23 \frac{kg}{cm^2}$$

- ACI 11.36  $\rightarrow V_c = 0.26 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'c} = 17.72 \frac{kg}{cm^2}$

Donde:

$$\beta_c = \frac{\text{Lado largo de la columna}}{\text{Lado corto de la columna}}$$

$$V_c = 0.26 \left( 2 + \frac{4}{50/30} \right) \sqrt{240} = 17.72 \frac{kg}{cm^2}$$

- ACI 11.37  $\rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f'c}$

$$V_c = 1.06 \sqrt{240} = 16.42 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \text{Menor}$$

Cálculo por Carga Vertical

$$\bar{q} = \frac{31.94 + 30.67 + 32.89 + 29.72}{4} = 31.31 \frac{t}{m^2} \text{ (presión promedio)}$$

$$164.21 = \frac{31.31 \times [(2.20 \times 2.00) - (0.50 + d)(0.30 + d)]}{0.85 \times 2 \times [(0.50 + d) + (0.30 + d)] \cdot d} \rightarrow d = 31 \text{ cm}$$

Cálculo por Carga Vertical + Sismo

$$\bar{q} = \frac{24.72 + 23.05 + 27.22 + 20.55}{4} = 23.89 \frac{t}{m^2} \text{ (presión promedio)}$$

$$164.21 = \frac{23.89 \times [(2.20 \times 2.00) - (0.50 + d)(0.30 + d)]}{0.85 \times 2 \times [(0.50 + d) + (0.30 + d)] \cdot d} \rightarrow d = 26 \text{ cm}$$

$$H = d_{max} + 7.5 \text{ cm} = 31 + 7.5 = 38.5 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

5. Verificación del peralte por longitud de desarrollo

$$ldb = 0.08 * db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 0.08 * 1.4 * \frac{4200}{\sqrt{240}} = 30.36 \text{ cm} < d \therefore OK$$

$$ldb = 0.004 * db * fy = 0.004 * 1.4 * 4200 = 23.52 \text{ cm} < d \therefore OK$$

6. Verificación del peralte por aplastamiento

$$A_1 = 0.30 \times 0.50 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (2 \times 0.40 + 0.30)(2 \times 0.40 \times 0.50) = 1.43 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{1.43}{0.15}} = 3.09 > 2 \therefore \text{se toma el valor de } 2$$

$$Pu = 0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.85 \cdot 0.65 \cdot 2400 \cdot (0.15) \cdot 2 = 398 \text{ t} > 138 \text{ t} \therefore OK$$



## 7. Cálculo del Momento Último

- Sentido X (carga vertical)

$$\frac{L}{q_{u1} - q_{u2}} = \frac{a + l_{col}}{q'_u} \quad q'_u = \frac{(0.85 + 0.30)(31.94 - 30.67)}{2.00} = 0.73 \text{ t/m}^2$$

$$q^*_{u} = q_{u2} + 0.73 = 30.67 + 0.73 = 31.40 \text{ t/m}^2$$

$$Mu = \left[ \frac{q^*_{u} \cdot a^2}{2} + \frac{(q_{u1} - q^*_{u}) \cdot a^2}{3} \right] B$$

$$Mu = \left[ \frac{31.40 \cdot 0.85^2}{2} + \frac{(31.94 - 31.40) \cdot 0.85^2}{3} \right] 2.20 = 25.24 \text{ t.m}$$

Resolviendo de la misma forma se tiene:

- 21.90 t.m en el Sentido Y (Carga Vertical)
- 19.46 t.m en el Sentido X (Carga Vertical + Sismo)
- 17.77 t.m en el Sentido Y (Carga Vertical + Sismo)

## 8. Cálculo de la sección de acero

Utilizando la fórmula para cálculo de acero obtenemos los siguientes resultados:

$$As_x = 22.48 \text{ cm}^2, \quad As_{x_{min}} = 23.83 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Manda} \rightarrow 1\phi 16\text{mm} @ 18\text{cm}$$

$$As_x = 19.47 \text{ cm}^2, \quad As_{x_{min}} = 21.67 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Manda} \rightarrow 1\phi 16\text{mm} @ 18\text{cm}$$

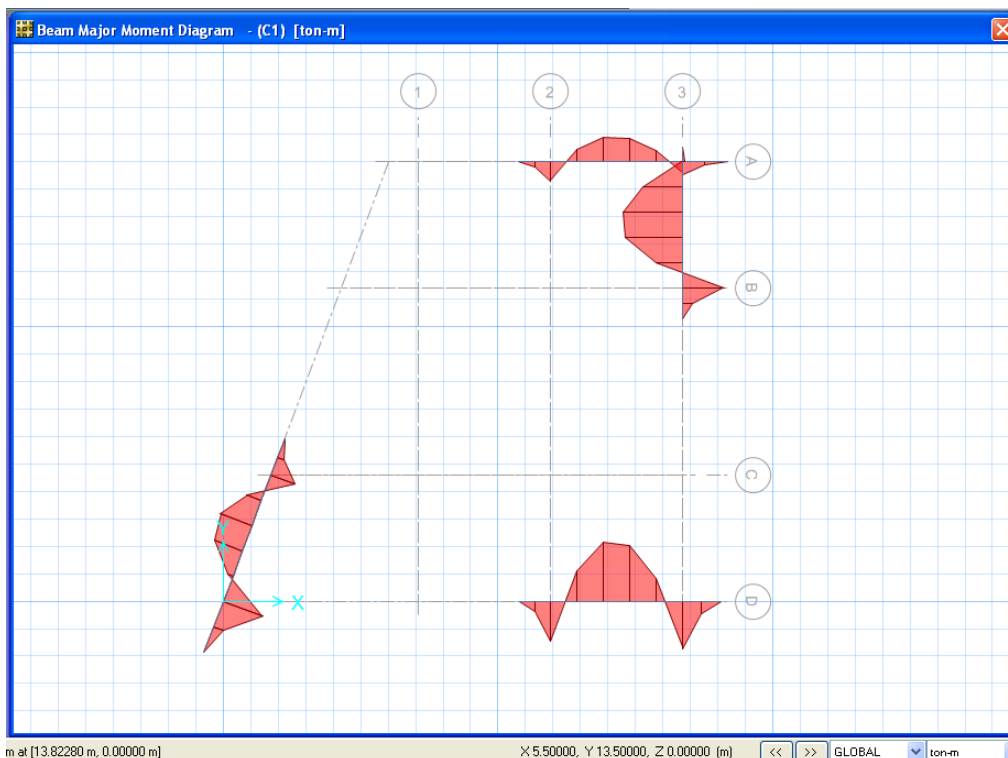
### 6.3.2 Vigas de Cimentación

Para el proyecto, las vigas de cimentación son necesarias debido a que se debe proporcionar a los muros estructurales un apoyo lo suficientemente

rígido que sea capaz de transmitir adecuadamente las cargas en el suelo. En muchos de los casos, los muros estructurales están junto a columnas de los edificios contiguos, para lo cual se tuvo que incluir estas columnas en las vigas de cimentación.

Para el diseño de las vigas de cimentación, se utilizó el programa SAFE. En este programa se deben incluir los datos de las reacciones de los muros estructurales y columnas adyacentes sobre el suelo. Luego se debe definir la sección de la viga de cimentación que en todos los casos se la hizo en forma de una T invertida apoyada sobre resortes (springs), que es la mejor forma de simular la interacción suelo - estructura. Las dimensiones de la viga la obtenemos de un programa en EXCEL donde se verifica el área necesaria para que los esfuerzos sobre el suelo no sobrepasen a los admisibles. El programa SAFE realiza el análisis y diseño de la viga de cimentación dándonos la armadura necesaria para la sección y dimensiones dadas.

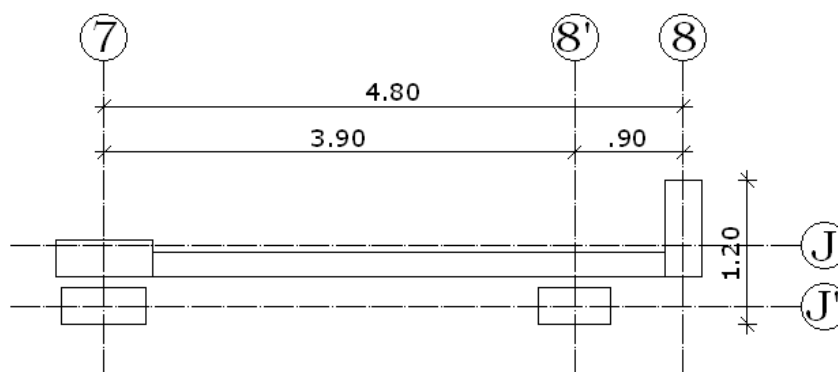
En la figura 6.3 se muestra un ejemplo del diagrama de momentos obtenidos en el programa SAFE para las vigas de cimentación del edificio 1. Estos momentos corresponden a la Combinación de Cargas No. 1.



**Figura 6.3:** Diagrama de Momentos. Vigas de Cimentación (Edificio 1)

### 6.3.2.1 Ejemplo de Diseño

En este ejemplo se diseña la viga de cimentación que soporta el muro estructural que se encuentra en el eje “J”, entre los ejes “7” y “8” (edificio 4), y que también soportará las columnas de los ejes J’7 y J’8’ (edificio 6).



**Figura 6.4:** Esquema para el ejemplo de diseño de vigas de cimentación

Datos:

$$q_a = 23 \text{ t/m}^2 \quad f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2 \quad F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Cargas para (1.4 Carga Muerta + 1.7 Carga Viva):

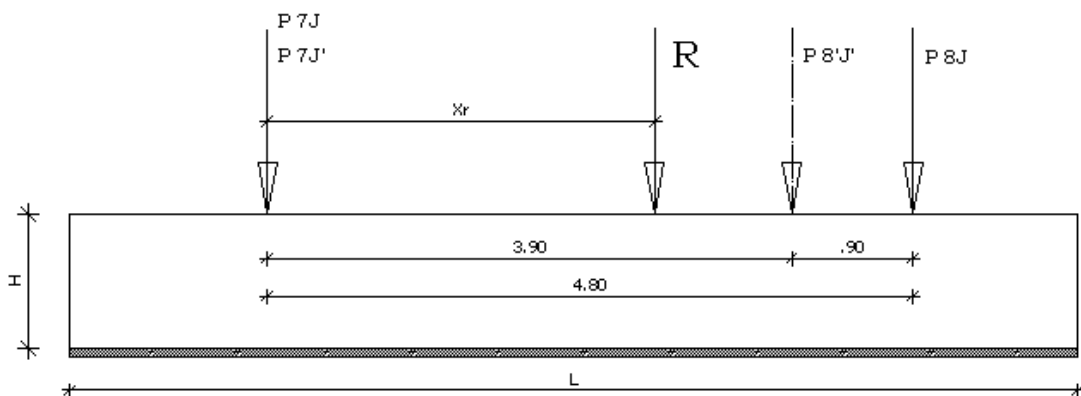
$$P_{7J} = 140.04 \text{ t} \quad M_{yy7J} = -0.71 \text{ t.m}$$

$$P_{8J} = 99.01 \text{ t} \quad M_{yy8J} = 0.313 \text{ t.m}$$

$$P_{7J'} = 81.30 \text{ t} \quad M_{yy7J'} = -1.00 \text{ t.m}$$

$$P_{8J'} = 131.05 \text{ t} \quad M_{yy8J'} = -0.572 \text{ t.m}$$

### 1. Cálculo de las dimensiones de la Zapata



**Figura 6.5:** Esquema de cargas sobre vigas de cimentación

$$R = 140.04 + 99.01 + 81.30 + 131.05 = 452.30 \text{ t}$$

$$A = \frac{R/1.5}{q_a} * FM = \frac{452.30/1.5}{23} * 1.30 = 17.04 \text{ m}^2$$

En este punto nos imponemos el valor de "L". Es importante darle espacio a los voladizos de la viga para disminuir los momentos negativos y las dimensiones de la zapata. Por lo tanto vamos a escoger un  $L = 6.50 \text{ m}$ .

$$B = \frac{A}{L} = \frac{17.04}{6.50} = 2.62 \text{ m} \rightarrow 2.70 \text{ m}$$

$$\text{Areal} = B \times L = 2.70 \times 6.50 = 17.55 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso Relleno} = 17.55 \text{ m}^2 \times 1.60 \text{ m} \times 2.00 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 56.16 \text{ t}$$

$$Xr = \frac{(131.05 \times 3.90) + (99.01 \times 4.80) - 0.71 + 0.31 - 1.00 - 0.572}{452.30} = 2.25 \text{ t}$$

$$e = \frac{4.80}{2} - 2.25 = 0.15 \text{ t}$$

$$q_{1,2} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6e_y}{B} \right) = \frac{452.30 + 69.00}{17.55} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0.15}{2.70} \right)$$

$$qa * 1.50 = 34.50 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$q_1 = 33.90 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 34.50 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \therefore OK \quad , \quad q_2 = 26.54 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 34.50 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \therefore OK$$

## 2. Cálculo de las dimensiones de la Viga

La viga tiene la forma de una T invertida. La base de la viga deberá tener como mínimo 1.20 m para lograr que el muro y las columnas lleguen a la viga mas 5 cm a cada lado, es decir, la base de la viga tendrá 1.30 m. Los momentos de la viga la obtenemos de cualquier programa de análisis, en nuestro caso escogimos el programa SAFE en donde tendremos que ingresar el Módulo de Balasto para simular la interacción Suelo – Estructura, calculada con la siguiente fórmula empírica:  $K \approx 120 * qa$

$$K = 120 * 23 = 2760 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \text{ (superficial)}$$

$$K = 2760 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * 2.70 \text{ m} = 7452 \text{ t/m (lineal)}$$

Así mismo ingresamos todas las cargas producidas por carga muerta, carga viva y carga sísmica con las respectivas combinaciones de carga. De esta manera podremos obtener los momentos de diseño.

$$M_{max} = 254 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = \phi * Ru * b * d^2 \quad d = \sqrt{\frac{254 * 10^5}{0.9 * 39 * 130}} = 74.61$$

$$H = 74.61 + r = 74.61 + 7.5 = 82.11 \text{ cm} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$V_{max} = 252.00 \text{ t.m}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} * b * d = 0.53\sqrt{240} * 130 * 92.5 = 98.73 \text{ t}$$

Colocando 6 ramales de 10 mm cada 10 cm obtendremos lo siguiente:

$$A_v = 6 * \frac{\pi * \phi^2}{4} = 6 * \frac{\pi * 1.0^2}{4} = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v * d * f_y}{s} = \frac{4.71 * 92.5 * 4200}{10} = 183.08 \text{ t}$$

$$V_{adm} = V_c + V_s = 98.73 + 183.08 = 281.81 \text{ t} > V_{max} \therefore OK$$

Estos datos, podemos ingresar en el programa SAFE y el software calculará automáticamente la armadura longitudinal necesaria para la viga. La armadura para las alas de viga se la obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Ancho Ala} = \frac{270 - 130}{2} = 70 \text{ cm}$$

$$M_{max} \text{ ala} = 21.46 \text{ t.m} \rightarrow \text{Obtenido del programa ETABS}$$



## 6.4 DISEÑO DE CADENAS

La Cadena de Amarre según el CEC 2000, se calcula como una columna con el 10% de la mayor carga de columna del pórtico, en el caso que se encuentre sobre pilotes, pero en la práctica solo extiende para todos los pórticos.

Una investigación realizada por el Ing. Ernesto Pro, demuestra que las estructuras que se diseñan con columnas de amarre presentan una redistribución de los momentos entre el pie de la columna, cadenas de amarre y la columneta que se une al plinto. El resultado final de la investigación, demostró que el momento de confinamiento es una realidad pero limitada por el grado de compactación que se realice en la obra; y que la cadena de amarre, a mas de empotrar el pie de la columna, toma parte del momento en función de su rigidez. Para su valoración se la puede asumir empotrada ya que se halla confinada en el suelo de fundación.

Para diseñar la cadena de amarre hemos de imponernos una sección para la cadena, que para el presente proyecto hemos decidido que sea de 20 x 40 cm, y luego verificar que el momento nominal de dicha sección sobrepase el momento actuante calculado para la cadena.

### 6.4.1 Ejemplo de Diseño

Analizaremos la cadena de amarre del nudo H5 en el Edificio 4.



Datos:

Sección Columna: 30 x 50 cm	Long. Empot. Columna= 3.50 m
Sección Columneta: 30 x 50 cm	Long. Empot. Columneta = 1.60 m
Sección Cadenas: 20 x 40 cm	Long. Empot. Cadenas = 4.80 m
Carga Última = 164.42 t	Momento Último = 3.97 t-m

Desarrollo:

$$I_{columna} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312500 \text{ cm}^4$$

$$K_{columna} = \frac{4 \times E \times I}{L} \gg (4 \times E \text{ es constante}) \therefore \frac{312500}{350} = 892.86$$

$$I_{columneta} = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312500 \text{ cm}^4; K_{columneta} = \frac{312500}{160} = 1953.13$$

$$I_{cadenas} = \frac{20 \times 40^3}{12} = 106667 \text{ cm}^4; K_{cadenas} = \frac{106667}{480} = 222.22$$

$$\Sigma K = 892.86 + 1953.13 + 4 \times 222.22 = 3734.87$$

$$\theta = -\frac{\Sigma M}{\Sigma K} = -\frac{397}{3734.87} = -0.1063$$

$$M = M_e + K * \theta$$

$$M_{columna} = 397 + 892.86 * (-0.1063) = +302.09 \text{ t.cm}$$

$$M_{columneta} = 0 + 1953.13 * (-0.1063) = -207.61 \text{ t.cm}$$

$$M_{cadenas} = 0 + 222.22 * (-0.1063) = -23.62 \text{ t.cm}$$

Diseño de Cadenas como Columna:

$$P_{cadena} = 0.10 \times 164.42 \text{ t} = 16.44 \text{ t}$$

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

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

$$= 0.80 \cdot 0.70 \cdot (0.85 \cdot 240 \cdot 20 \cdot 40 + 8 \cdot 4200) = 110.21 \text{ t} > P_u \therefore OK$$

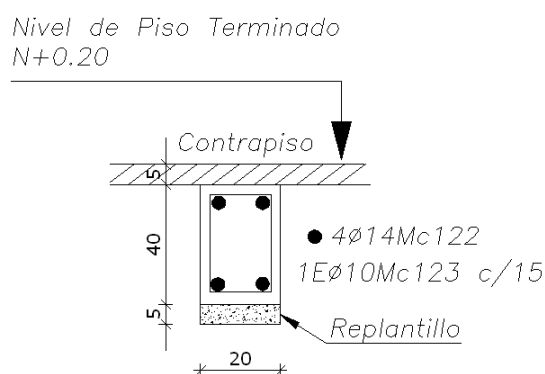
Diseño de Cadenas como Viga:

$$A_s \text{ requerido} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} \times b \times d = \frac{14}{4200} \times 20 \times 37 = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$A_v \text{ min} = 0.20\sqrt{f'c} \times s \times \frac{b}{f_y} = 0.20\sqrt{240} \times 15 \times \frac{20}{4200} = 0.22 \text{ cm}^2$$

A continuación se muestra la armadura final de las cadenas del nudo:



**Figura 6.8:** Corte Transversal de la Cadena de Amarre

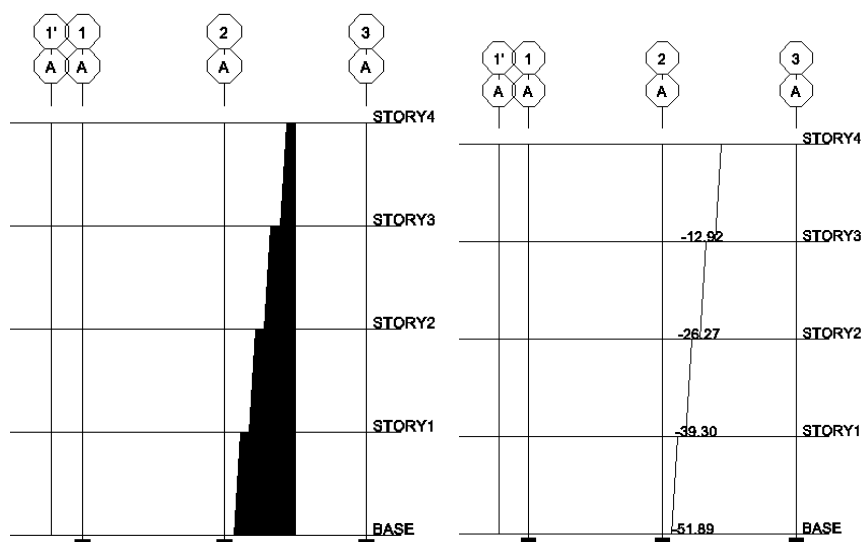
## 6.5 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

El diseño de muros estructurales es necesario para resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial inducidas por los movimientos sísmicos. Además viene dado por la necesidad de controlar la torsión en planta entre los dos primeros modos de vibración de las estructuras, y para reducir la deriva de piso a valores admisibles por los códigos utilizados en el proyecto. En el proyecto la necesidad de incluir muros estructurales en todos los edificios fue imperiosa, debido a la geometría en planta de los edificios y por la dificultad de

definir la geometría de las columnas que permitan controlar la torsión en planta ni las derivas de piso.

Para encontrar la sección de la pantalla y de los cabezales de los muros estructurales se debe pasar por un proceso iterativo. En primer lugar se debe definir una sección para cada muro tratando de que el centro de rigideces de cada planta de la estructura esté lo más cercano posible a su centro de masas. Tras ejecutar el programa con estas secciones, los factores de participación modal ayudan a verificar si dichas secciones son las correctas. Se comprueba que el periodo de vibración esté cerca de  $T = 0.11 * \# \text{ pisos}$  (para el proyecto, 0.44 segundos en todos los edificios); se debe comprobar también que la deriva de piso no sobrepase el 2% en el espectro inelástico; además, el CEC 2000 nos impone que los dos primeros modos de vibración deberán ser como mínimo un 90% traslacionales y 10% rotacionales. Si la estructura no cumple con cualquiera de estos requisitos debe probarse con una nueva sección de muros.

Una vez encontrada la sección de los muros estructurales se halla las propiedades y las fuerzas que gobiernan dichas secciones. Estas fuerzas son: Fuerzas Axiales, Cortante sobre el eje local 2-2 y Momento sobre el eje local 3-3. Las solicitaciones de las pantallas de cada muro para cada combinación de carga encontramos en el programa de análisis denominando a cada pantalla como un elemento "Pier" (ejemplo en la fig. 6.9). Así mismo se deben obtener las fuerzas que gobiernan los cabezales de los muros para cada combinación de carga en los elementos "Frame".



**Figura 6.9:** Diagrama de Fuerzas Axiales. Muro del Pórtico A (Edificio 1)

Con estas fuerzas se encuentran las solicitaciones últimas del muro obteniendo los esfuerzos en las fibras más alejadas al centro de gravedad, que nos permite encontrar la combinación de carga más crítica para el muro estructural. Así finalmente se encuentran las solicitaciones últimas de diseño con las que se trabajará.

Para cada muro se debe encontrar el Diagrama de Interacción P-M. Este diagrama se lo obtiene automáticamente del programa ETABS dibujando la sección del muro con la opción "SD Section". Se empieza con el armado mínimo longitudinal, que para la pantalla es del 0.25% de su sección transversal y para los cabezales es del 1.00%. Con este diagrama se comprueba si el muro estructural es capaz de soportar las solicitaciones de diseño, el proceso es iterativo hasta que la armadura longitudinal soporte las solicitaciones. En caso de que el armado sobrepase la cuantía máxima se debe incrementar la sección del muro, y esto implica que se debe volver a calcular

las solicitaciones del muro, sin embargo debemos ser muy cuidadosos al cambiar la sección del muro ya que se afecta a la rigidez de los pórticos que a su vez afectan el centro de rigidez de la estructura. Esto podría provocar nuevamente problemas de torsión en planta y se retrocedería en el cálculo.

Una vez hallada la armadura longitudinal del muro se procede a chequear el muro por corte. Según el ACI 2005, el corte último de diseño debe ser el corte último de las combinaciones de carga afectado por un factor de mayoración para llegar a la capacidad máxima. Este factor es el inverso de 0.70 que es el factor de reducción de carga en compresión, pero hay que aclarar que esto es real solo en el caso de que la solicitación este en el borde de la curva de interacción. Para el diseño del proyecto, se encontró una fórmula más sencilla y de gran utilidad que pertenece al código Neozelandés:

$$Vu_{DISEÑO} = Vu_{CALCULADO} \cdot \phi_0 \cdot \omega_V$$

En donde:

$Vu_{DISEÑO}$	=	Corte último de diseño
$Vu_{CALCULADO}$	=	Corte Máximo obtenido de las combinaciones de carga
$\phi_0$	=	Factor de sobreesfuerzo igual a 1.25
$\omega_V$	=	Factor de magnificación dinámico de corte según tabla

6.1

**Tabla 6.2.** Factores de magnificación dinámica de corte  $\omega_V$

No. De Pisos	$\omega_V$
1-3	1.00
4-5	1.30
6-9	1.50
10-14	1.70

Para el caso del proyecto, el factor de magnificación de corte es de 1.30 y el factor total de incremento es de 1.625. El cortante admisible según el ACI 2005 está dado por la fórmula.

$$V_{adm} = 2.65 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot 0.80 \cdot h$$

En donde:

$V_{adm}$	=	Corte Admisible según ACI 2005
$f'c$	=	Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días
$b$	=	Dimensión corta de la sección transversal del alma del muro
$h$	=	Dimensión larga de la sección transversal total del muro

En la siguiente etapa del diseño se debe calcular la cuantía del acero horizontal del alma, imponiéndonos el área de acero de acuerdo a un diámetro estándar y el espaciamiento del mismo. Se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\rho_n = \frac{A_s}{s \cdot b}$$

En donde:

$\rho_n$	=	Cuantía del acero horizontal en el alma
$A_s$	=	Área de acero
$s$	=	Espaciamiento entre capas de acero

Finalmente, se calcula el cortante último de diseño con la siguiente fórmula proporcionada por el ACI 2005:

$$Vu_{adm} = \phi \cdot Vn_{ACI} = \phi \cdot A_{CV} \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'c} + \rho_n \cdot fy)$$

En donde:

$Vu_{adm}$	=	Corte último admisible según ACI
$\phi$	=	Factor de reducción por corte 0.85
$Vn_{ACI}$	=	Corte Nominal según ACI
$A_{CV}$	=	Área del muro (largo total por el ancho del alma)
$fy$	=	Resistencia del acero a la fluencia

Al calcular el cortante último de diseño se debe comparar con el cortante admisible; si el cortante último es menor al admisible pero cercano al mismo tenemos una sección de acero adecuada; si es mucho menor al admisible debemos aumentar el espaciamiento o disminuir el área de acero; y, si es mayor al admisible, debemos aumentar el área de acero o disminuir el espaciamiento.

La siguiente etapa del diseño es calcular el acero transversal de los cabezales por confinamiento. Al igual que el diseño de columnas, se escoge la mayor área de confinamiento de  $As_1$  o  $As_2$  y esta armadura es constante en toda la altura del cabezal del muro estructural.

$$As_1 = \frac{0.30 \cdot s \cdot h'' \cdot f'c}{fy} \cdot \left( \frac{Ag}{Ac} - 1 \right) \quad As_2 = \frac{0.09 \cdot s \cdot h'' \cdot f'c}{fy}$$

En donde:

$As_1, As_2$	=	Áreas de acero por confinamiento
$s$	=	Espaciamiento impuesto para armadura de confinamiento
$h''$	=	Distancia perpendicular al sentido de análisis medido desde los bordes exteriores de los estribos
$Ag$	=	Área gruesa del cabezal

$A_c =$  Área del núcleo del cabezal (bordes exteriores de los estribos)

Ahora se debe revisar a los cabezales como columna corta y comparar la carga axial última con la carga axial admisible del cabezal. La carga axial última del cabezal se determina con la siguiente expresión:

$$P_{u_c} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{br}$$

En donde:

$P_{u_c} =$  Carga axial última en el cabezal  
 $P_u =$  Carga axial última en el muro estructural  
 $M_u =$  Momento último del muro estructural  
 $br =$  Brazo de palanca medido de eje a eje de los cabezales

La expresión de la cual se obtiene la carga última admisible del cabezal es la misma expresión utilizada en columnas y se describe a continuación;

$$P_{u_{adm}} = 0.80 \cdot \phi \cdot P_o = 0.80 \cdot 0.70 \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot A_c + A_s \cdot f_y)$$

En donde:

$P_{u_{adm}} =$  Carga axial última admisible en el cabezal  
 $\phi =$  Factor de reducción por compresión 0.70  
 $P_o =$  Carga axial que resiste la sección incluido el acero longitudinal  
 $A_c =$  Área confinada (base x altura del cabezal)  
 $A_s =$  Área de acero longitudinal del cabezal

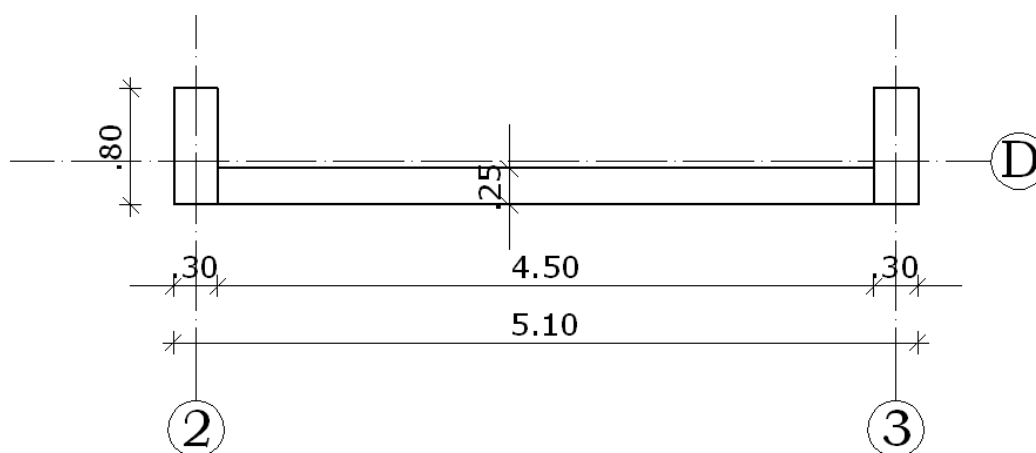
Si la carga axial última en el cabezal es mayor a la carga admisible última, entonces se tienen varias opciones que son: aumentar la sección de los cabezales, aumentar la armadura longitudinal de los cabezales o confinar parte



del alma que implica colocar armadura transversal de confinamiento en la sección del alma que se desea confinar. Confinar parte del alma sería la solución más rápida ya que las otras opciones implican diseñar el muro nuevamente, por lo tanto se calculará nuevamente la carga axial última admisible considerando que al área confinada es el área del cabezal más el área del alma confinada.

### 6.5.1 Ejemplo de Diseño

En este ejemplo se diseña el muro estructural del eje "D" en el Edificio 1. Para comenzar se toma en cuenta que las dimensiones del muro ya están prediseñadas, así que el cálculo solo se basará en hallar la armadura necesaria para cubrir los esfuerzos que gobiernan el muro estructural.



**Figura 6.10:** Esquema para el ejemplo de diseño del Muro Estructural

Solicitaciones Últimas:

	Mu (T.m)	Pu (T)	Vu (T)	s1 (T/m <sup>2</sup> )	s2 (T/m <sup>2</sup> )
<b>1.4D+1.7L</b>	-66.88	-172.39	4.45	-143.95	-70.86
<b>0.75(1.4D+1.7L+1.87S)</b>	768.19	-132.73	85.38	337.05	-502.45
<b>0.75(1.4D+1.7L-1.87S)</b>	-868.52	-125.86	-78.71	-552.98	396.15

---

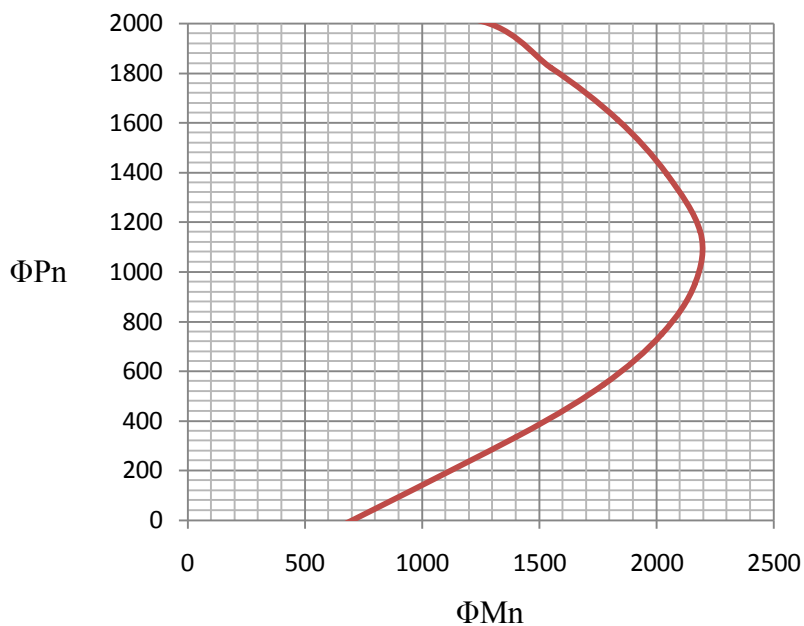
<b>0.9D+1.43S</b>	809.97	-88.13	85.26	387.67	-497.49
<b>0.9D-1.43S</b>	-858.83	-81.12	-82.05	-519.82	418.73

Solicitaciones de Diseño:

	<b>Pu</b>	<b>Mu</b>	<b>Vu</b>
<b>1</b>	81.12	858.83	82.05
<b>2</b>	125.86	868.52	78.71

Luego de algunas iteraciones con cuantías diferentes para el alma y los cabezales del muro, finalmente se encontró la curva de interacción que cumple con las solicitaciones del muro.

Curva de Interacción para:  $\rho_{\text{alma}} = 0.27\%$  y  $\rho_{\text{cabezal}} = 1.15\%$



**Figura 6.11:** Curva de Interacción del Muro Estructural

Entonces podremos armar:

- 18  $\Phi$  14 mm en los cabezales
- 20  $\Phi$  14 mm en el alma

Para el diseño de cortante se tiene:

$$V_u \text{ diseño} = 82.05 * 1.25 * 1.30 = 133.34 \text{ t}$$

$$V_{adm} = 2.65\sqrt{240} \cdot 25 \cdot 0.80 \cdot 510 = 418.75 \text{ t} > V_u \text{ diseño} \therefore OK$$

Utilizando 2  $\Phi$  10 mm @ 60 cm en el alma, tenemos:

$$\rho_{nom} = \frac{A_s}{s \cdot b} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 1.0^2}{4 \cdot 60 \cdot 25} = 0.10\%$$

$$V_u \text{ adm} = 0.85 \cdot 25 \cdot 510 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{240} + 0.0010 \cdot 4200) = 136.65 \text{ t} > V_u \text{ diseño}$$

Armadura por confinamiento en Cabezales:

- Sentido X

$$A_{s1} = \frac{0.30 \times 10 \times 24 \times 240}{4200} \left( \frac{80 \times 30}{74 \times 24} - 1 \right) = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{manda} \therefore 2\phi 10\text{mm}$$

$$A_{s2} = \frac{0.09 \times 10 \times 24 \times 240}{4200} = 1.23 \text{ cm}^2$$

- Sentido Y

$$A_{s1} = \frac{0.30 \times 10 \times 74 \times 240}{4200} \left( \frac{80 \times 30}{74 \times 24} - 1 \right) = 4.46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{manda} \therefore 4\phi 10\text{mm}$$

$$A_{s2} = \frac{0.09 \times 10 \times 74 \times 240}{4200} = 3.81 \text{ cm}^2$$

La armadura final queda como se indica a continuación:

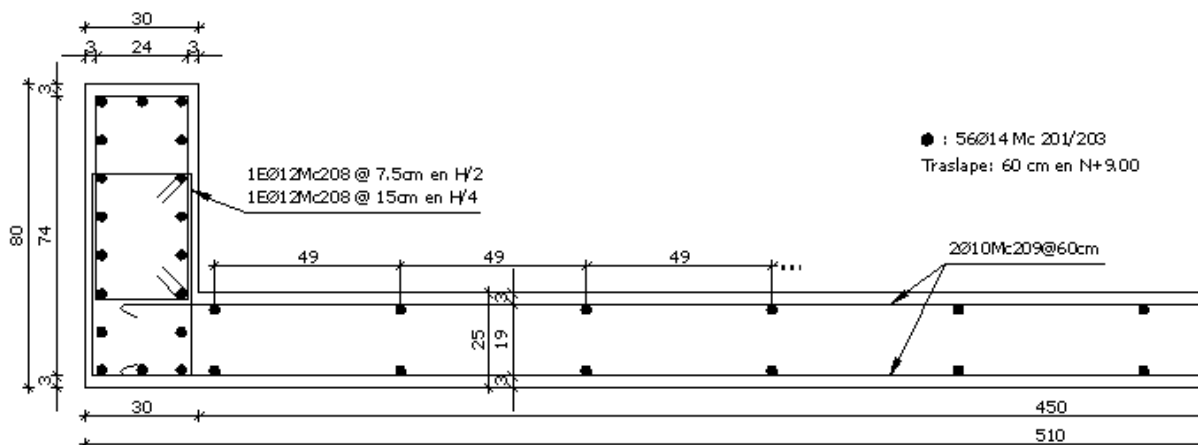


Figura 6.12: Corte Transversal del Muro Estructural

## 6.6 DISEÑO DE COLUMNAS

Teóricamente, una columna perfecta, sometida a compresión axial creciente, no debería presentar ninguna señal de deformación transversal hasta que la carga axial iguale a la carga crítica de Euler. Pero en una columna real existen excentricidades y momentos flectores inducidos por imperfecciones constructivas (por más pequeñas que estas sean) o por la incertidumbre acerca de la posición real de las solicitaciones exteriores, es decir, alguna excentricidad siempre estará presente. Por esto, el tipo de columnas de los edificios del proyecto, siempre son diseñadas considerando esfuerzos de flexo-compresión uniaxial o biaxial, y para resolver este problema se necesita desarrollar curvas de interacción de carga y momento (P-M).

Cualquier combinación de carga axial y momento flector nominal que se encuentre dentro de la curva indicará que la sección es capaz de resistir las solicitaciones propuestas. Además de ello, se debe verificar que las columnas no tengan problemas ocasionados por los efectos de esbeltez, ya que pueden producir pandeo en los elementos.

El diseño de las columnas se obtuvo del programa de análisis y diseño ETABS, el cual genera un volumen de interacción para cada columna en donde se ingresan las fuerzas que gobiernan el elemento como son los momentos y la carga axial de la columna. Las fuerzas son obtenidas comparando las diferentes combinaciones de carga que se ingresaron en el modelo estructural. El programa realiza automáticamente todos los chequeos de esbeltez y flexo

compresión biaxial, y arroja el área de acero necesario para cada columna que es dividido para un número de varillas específico diseñado para dicha columna. Se toma en cuenta todos los controles como la cuantía de acero que va desde el 1% al 6% de su sección transversal, requisito para edificios ubicados en zonas sísmicas, así como los recubrimientos, espaciamientos entre varillas y todos los controles establecidos en las normas. Para el proyecto se procuró que ninguna columna tenga más del 3% de su sección transversal como armadura máxima ya que resulta difícil constructivamente armar columnas con demasiada armadura.

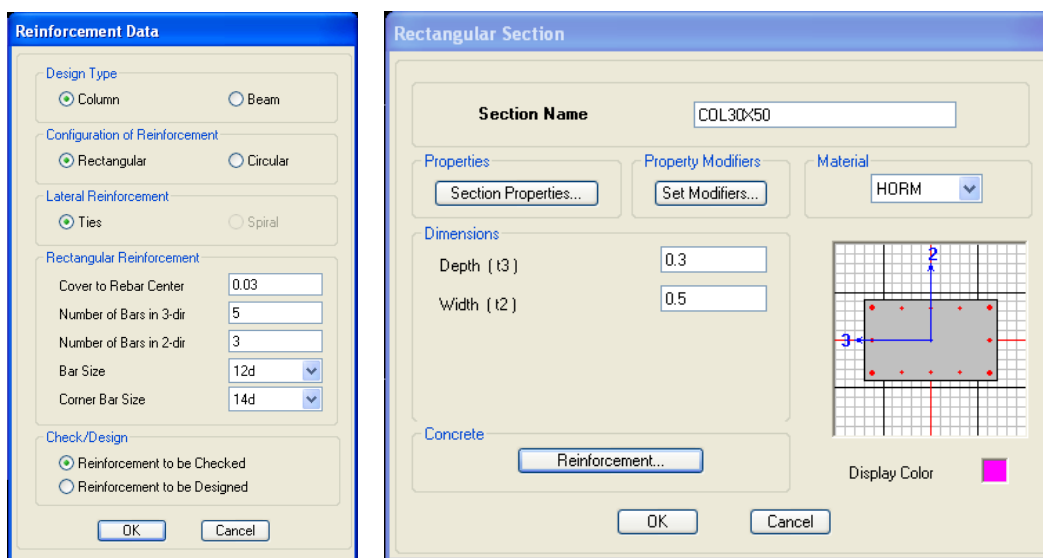
La armadura transversal se la diseña manualmente tomando el mayor de los valores entre corte último, capacidad y confinamiento, siendo éste último el predominante en todas las columnas. Ya que la arquitectura del proyecto así lo requiere, todas las columnas del proyecto tienen 30 cm en una de las dos caras, y la sección mínima elegida para las columnas del proyecto es de 30 x 50 cm.

### **6.6.1 Ejemplo de Diseño**

En este ejemplo se diseña la columna “B 1” (edificio 1). En el análisis de predimensionamiento se fijó las dimensiones de la columna en 30 x 50. Para comprobar si esas dimensiones se ajustan con los requerimientos de la estructura, el programa ETABS nos brinda dos opciones para hacerlo: la primera es hacer que el programa nos asigne una armadura a la columna con la sección dada, y la segunda es chequeando si la armadura asignada por el

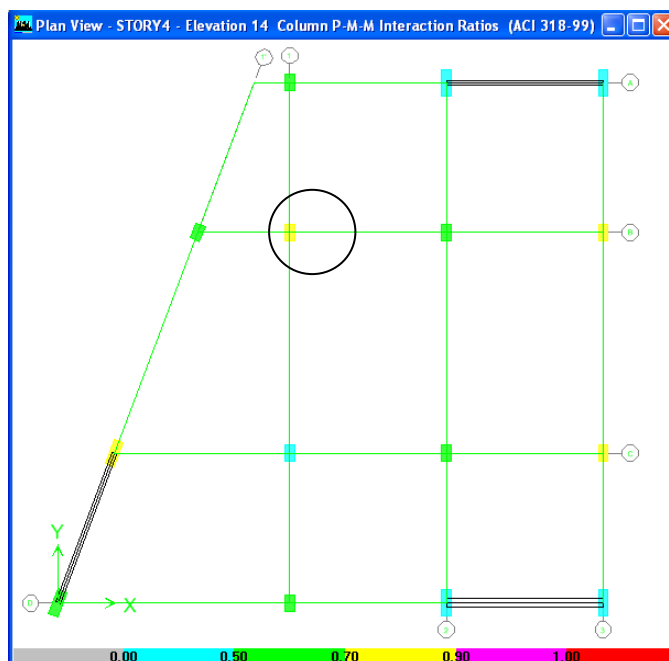
usuario es aceptable para los esfuerzos dados. Para este ejemplo vamos a escoger la segunda opción y para ello vamos a asignar a la columna un  $\rho = 1\%$ :

$$As = \rho * b * h = 0.01 * 30 * 50 = 15 \text{ cm}^2 = 4\phi 14\text{mm} + 8\phi 12\text{mm}$$



**Figura 6.13:** Ingreso de datos en el Programa ETABS

Con estos datos el programa genera una curva de interacción tridimensional y chequea que la interacción entre los esfuerzos de flexocompresión de la columna (carga y momento), se encuentre dentro de la curva. Para ello nos informa de manera grafica si nos encontramos cerca o lejos del límite de la curva.



**Figura 6.14:** Resultado de curvas de interacción para columnas (Edificio 1)

Aquellas columnas que se acercan hacia el color rojo son las que más se acercan al límite de la curva de interacción. Como se puede apreciar, la columna estudiada cumple con el requisito y funciona para las secciones dadas.

Para diseñar la armadura transversal por confinamiento, se elige el mayor valor entre  $As_1$  y  $As_2$ . En forma reglamentaria, el espaciamiento máximo entre estribos para columnas sujetas a fuerzas de orden sísmico es de 7.5 cm y el diámetro mínimo para estribos es de 10 mm.

- Sentido X

$$As_1 = \frac{0.30 \cdot s \cdot h'' \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{Ag}{Ac} - 1 \right) = \frac{0.30 \cdot 7.5 \cdot 24 \cdot 240}{4200} \cdot \left( \frac{30 \times 50}{24 \times 44} - 1 \right) = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = \frac{0.09 \times s \times h'' \times f'_c}{f_y} = \frac{0.09 \times 7.5 \times 24 \times 240}{4200} = 0.93 \text{ cm}^2$$

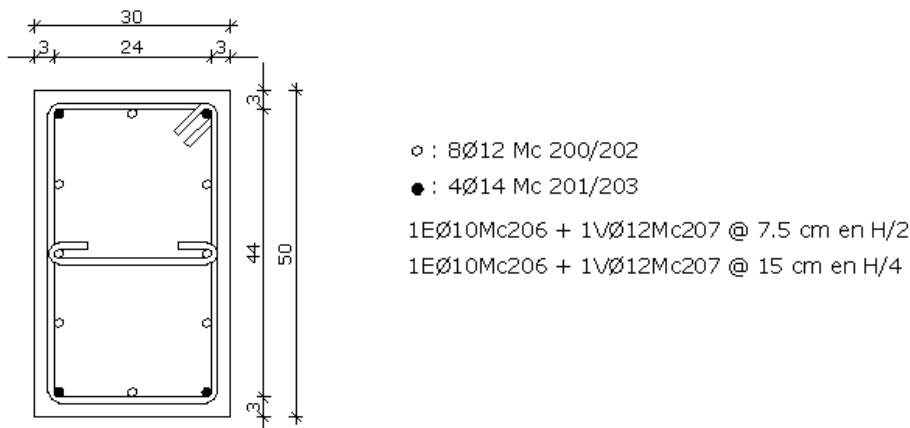


- Sentido Y

$$A_{s1} = \frac{0.30 \cdot s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y} \cdot \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = \frac{0.30 \cdot 7.5 \cdot 44 \cdot 240}{4200} \cdot \left( \frac{30 \times 50}{24 \times 44} - 1 \right) = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{0.09 \times s \times h'' \times f'c}{f_y} = \frac{0.09 \times 7.5 \times 44 \times 240}{4200} = 1.70 \text{ cm}^2$$

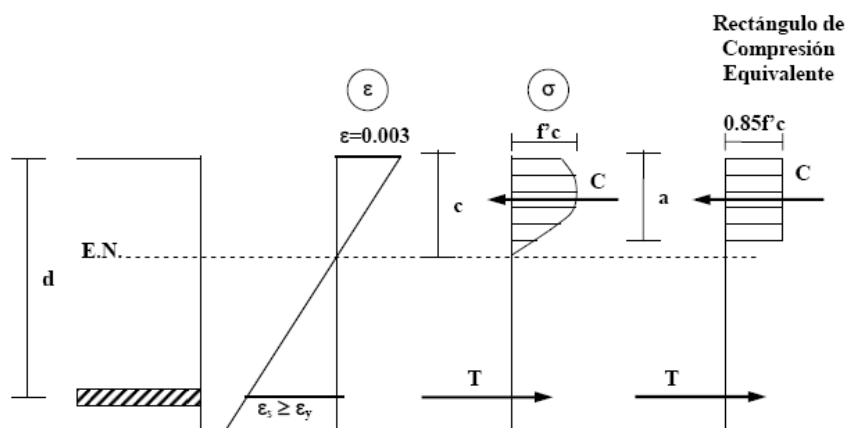
La armadura final queda como se indica a continuación:



**Figura 6.15:** Corte Transversal de Columna

## 6.7 DISEÑO DE VIGAS

Para el diseño de cualquier elemento en hormigón armado se debe tomar en cuenta que los materiales reales suelen tener un comportamiento complicado y su ecuación constitutiva real es compleja y de difícil formulación. La técnica utiliza simplificaciones de la curva real esfuerzo – deformación cuyos resultados sean los suficientemente aproximados; es decir, son simplificaciones de las curvas reales. El dimensionamiento a flexión simple de elementos de hormigón armado se basa en esas simplificaciones que se resumen el siguiente gráfico:



**Figura 6.16:** Diagrama de Esfuerzos en una Viga sometida a Flexión

La armadura longitudinal de vigas es obtenida directamente del programa de análisis y diseño ETABS. El programa calcula la armadura necesaria para resistir los momentos últimos de flexión comparando las combinaciones de carga ingresadas en el modelo. Sin embargo, manualmente se hace una comprobación para saber si la armadura arrojada por el programa se encuentra entre la armadura mínima y máxima para elementos sometidos a flexión. La armadura mínima para elementos con hormigón de  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$  se calcula mediante la siguiente fórmula recomendada por el CEC 2000:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

En donde:

- $A_{s_{min}}$  = Armadura mínima para elementos sometidos a flexión
- $b$  = Ancho de la cara en compresión del elemento (base)
- $d$  = Distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
- $f_y$  = Resistencia del acero a la fluencia (4200 kg/cm<sup>2</sup>)

La armadura máxima para elementos en flexión que resisten sismos, está dada por la siguiente fórmula:

$$A_{s_{max}} = 0.50 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 0.50 \cdot \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \frac{6300}{6300 + f_y} \cdot b \cdot d$$

En donde:

$A_{s_{max}}$  = Armadura máxima para elementos sometidos a flexión

$\rho_b$  = Cuantía balanceada de armado

$\beta_1$  = Factor que depende de  $f'_c$  (0.85 para el proyecto)

Con la armadura definitiva se procede a calcular los estribos realizando un análisis por capacidad, ya que en zonas sísmicas es adecuado realizar este tipo de diseño para asegurar que la rótula plástica se formará en la viga. El principio es determinar cuál es la máxima capacidad que soporta la viga a flexión para que inicie el proceso de formación de rótula plástica y para que no se forme una falla frágil, en este caso una falla por corte. Es necesario que los estribos sean capaces de soportar el corte generado por el máximo momento de flexión, mas el corte isostático por carga.

### 6.7.1 Ejemplo de Diseño

En este ejemplo se diseñará la viga del eje “C” del cuarto piso en el Edificio #1. En el análisis de predimensionamiento se fijó la sección de la columna en 30x40 cm. En primer lugar se calcula la cuantía mínima y máxima longitudinal para la sección de la viga propuesta, tomando en cuenta que se tiene 3 cm de recubrimiento.

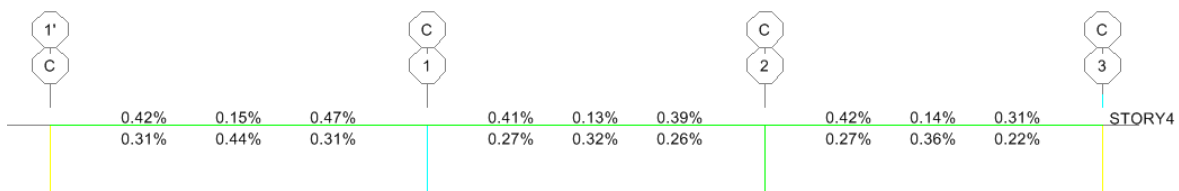
$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} \cdot 30 \cdot 37 = 3.70 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 14\text{mm} + 1\emptyset 12\text{mm}$$

$$\rho_{min} = \frac{As}{b \times h} = \frac{3.70}{30 \times 40} = 0.31\%$$

$$As_{max} = 0.50 \cdot \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 240}{4200} \cdot \frac{6300}{6300 + 4200} \cdot 30 \cdot 37 = 13.75 \text{ cm}^2$$

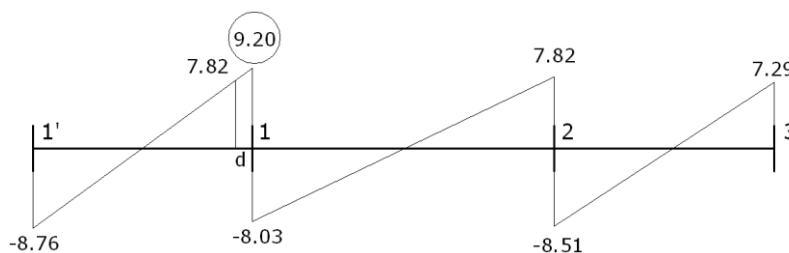
$$\rho_{min} = \frac{As}{b \times h} = \frac{13.75}{30 \times 40} = 1.15\%$$

En la siguiente figura se muestran los valores de “ $\rho$ ” arrojados por el programa de análisis para cada sección de la viga. Aquí debemos comprobar que ningún valor sobrepase el valor de la cuantía máxima calculada, asegurarnos de colocar la armadura mínima en toda la sección, y colocar armadura de refuerzo donde sea necesario.



**Figura 6.17:** Cuantías de Armado para la Viga

Para calcular la armadura transversal de la viga, obtenemos el diagrama de cortante de la viga y escogemos mayor valor del cortante (9.20 t) y calculamos el valor del cortante último, que se mide a una distancia “d” de la cara de la columna, como se observa en la figura:



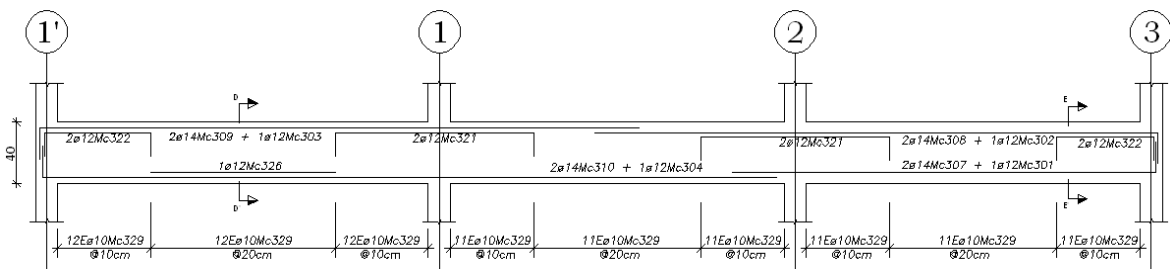
**Figura 6.18:** Diagrama de Cortante para la Viga

$$Vu = 7.20 t, \quad Vu = \phi Vc + \phi Vs$$

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} \times b \times d = 0.53\sqrt{240} \times 30 \times 37 = 9.11 t$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 9.11 = 7.74 t > Vu$$

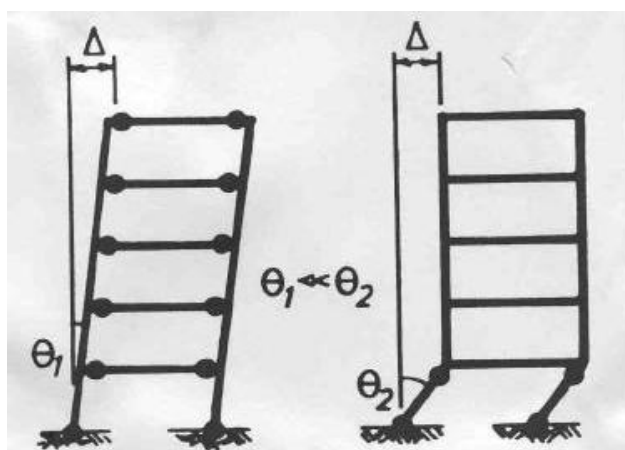
Como se observa, en este caso específico no se necesita armadura transversal ya que con la sección establecida de hormigón armado es posible absorber los esfuerzos de cortante de la viga, sin embargo se debe asignar la armadura normativa para confinar el hormigón en zonas de alto riesgo sísmico; que para nuestro proyecto es de  $1\Phi 10\text{mm} @ 10\text{cm}$ . Finalmente la armadura longitudinal y transversal para la viga se la muestra en la siguiente figura:



**Figura 6.19:** Corte Longitudinal de la Viga

## 6.8 DISEÑO DE NUDOS

El criterio llamado columna fuerte – viga débil es un requisito a cumplir en cualquier proyecto sismoresistente de estructuras de concreto armado o reforzado con la finalidad de evitar fallas por inestabilidad que junto a las fallas frágiles como las de adherencia y corte son las responsables de la falla catastrófica o ruina de las estructuras. Como se podrá entender, la metodología trata de diseñar las columnas con mayor capacidad resistente y disipación de energía que las vigas, debido a que ante una acción sísmica los mecanismos cinemáticos que se formen sean los más deseables. Por lo tanto se desea que las rótulas plásticas se formen primero en las vigas y no en las columnas en el momento de un sismo, pues de ser así se produciría un mecanismo indeseable que puede conducir al colapso prematuro de la estructura (ver figura 6.20).



**Figura 6.20.** Mecanismos de disipación de energía. (a) de vigas, (b) de columnas.

Para cumplir con este requisito estructural se debe verificar que la suma de las capacidades para resistir momento de las columnas en un nudo sea

mayor a 6/5 veces la suma de las capacidades para resistir momento en las vigas que llegan a dicho nudo. Esta verificación se realiza con el fin de proveer de mayor resistencia a flexión en las columnas que en las vigas que forman el nudo en el momento de un sismo. Todo esto podemos resumir en la siguiente fórmula:

$$\sum M_{nc} \geq 1.20 \sum M_{nb}$$

El control de columna fuerte – viga débil, se lo hizo a través del programa ETABS, pues éste automáticamente envía un mensaje de error al usuario cuando en los nudos se sobrepasa los 6/5 de relación de momentos entre vigas y columnas. Para el caso del proyecto estudiado, algunos nudos tuvieron que ser modificados para que cumplan con lo recomendado, con excepción de los últimos pisos pues a nivel de techo, son aceptables articulaciones plásticas en las columnas debido a que las demandas de ductilidad en las mismas, que provengan de un mecanismo de columnas en el piso superior, no son excesivas.

Además, la compresión axial sobre tales columnas es pequeña, y por lo tanto la ductilidad rotacional en las articulaciones plásticas es fácilmente lograda con cantidades de armadura transversal similar a la utilizada en rótulas plásticas de vigas. En consecuencia, para el último nivel se puede optar por permitir rótulas plásticas en vigas o en columnas.

El código ACI 318–05 no exige realizar además varios controles como el de cortante horizontal, de deterioro de adherencia, de armadura de confinamiento, y de longitud de anclaje. Este control es obligatorio para construcciones de hormigón armado que se encuentran en zonas de alto riesgo sísmico. Para el control de cortante horizontal en el proyecto se hizo la diferencia entre los nudos esquineros, exteriores e interiores, y se comprobó que el cortante nominal sea menor que:

$$5,3\sqrt{f'c} * A_j \quad \text{para nudos interiores}$$

$$4,0\sqrt{f'c} * A_j \quad \text{para nudos exteriores}$$

$$3,2\sqrt{f'c} * A_j \quad \text{para nudos esquineros}$$

Donde:

$A_j$  es el área efectiva de la sección transversal del nudo, que para el proyecto es el área de la columna.

$f'c$  es la resistencia a la compresión del hormigón expresado en Kg/cm<sup>2</sup>.

Todos los controles se encuentran descritos ampliamente en el código ACI y utilizando las fórmulas que se describen ahí pudimos comprobar que los nudos cumplieron con lo descrito en el código.

### 6.8.1 Ejemplo de diseño

En el presente ejemplo se diseña el nudo “G 5” en el tercer piso (edificio 4). En la siguiente figura se presenta los datos más importantes que el



software tomó en cuenta para el cálculo y los resultados del diseño que arrojó el programa:

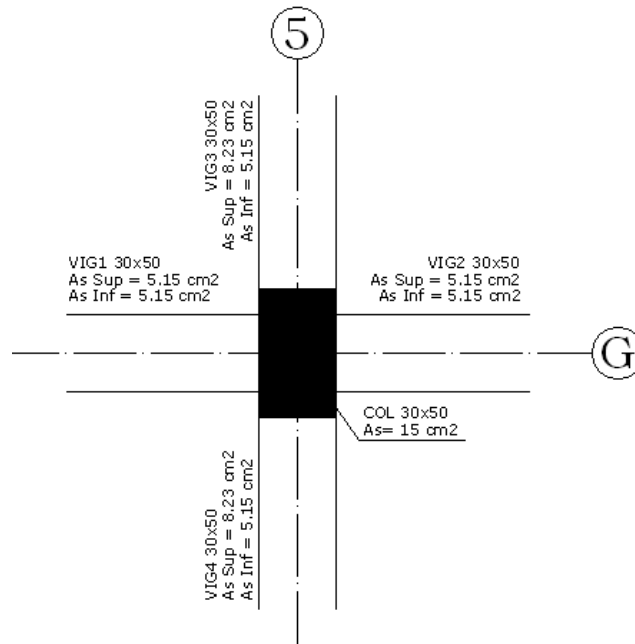


Figura 6.21: Esquema para ejemplo de diseño de Nudos

H		G		F	
5		5		5	
O/S	O/S	O/S	O/S	O/S	O/S
0.894	0.532	0.876	0.757	0.881	0.755
0.777	0.468	0.755	0.674	0.761	0.671
0.671	0.414	0.658	0.608	0.655	0.602

**Figura 6.22:** Resultado para relación 6/5 de Viga – Columna por ETABS

Como se observa, el programa nos arroja la relación entre los elementos para resistir a la capacidad a flexión. Cuando esta relación no cumple con lo establecido se observa el mensaje “O/S”. Como ya se analizó anteriormente, este mensaje se puede obviar para el último piso.

Control del Cortante Horizontal:

$$V_j = T_s + T_i$$

$V_j$  = Cortante que afecta el nudo

$T_s$  = Tensión Producida por el Acero Superior

$T_i$  = Tensión Producida por el Acero Inferior

$V_{col}$  = Cortante que la columna soporta por Capacidad

En el Sentido X:

$$T_s = A_{ss} * f_y * \alpha = 5.15 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.25 = 27.04 \text{ t}$$

$$T_i = A_{si} * f_y * \alpha = 5.15 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.25 = 27.04 \text{ t}$$

$$V_j = T_s + T_i = 27.04 + 27.04 = 54.08 \text{ t}$$

En el Sentido Y:

$$T_s = A_{ss} * f_y * \alpha = 8.23 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.25 = 43.21 \text{ t}$$

$$T_i = A_{si} * f_y * \alpha = 5.15 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.25 = 27.04 \text{ t}$$

$$V_j = T_s + T_i = 43.21 + 27.04 = 70.25 \text{ t} \rightarrow \text{Manda}$$

Calculamos el cortante nominal del nudo y verificamos que  $V_j$  sea menor que el cortante último admisible:

$$V_n = \gamma * \sqrt{f'c} * A_j$$

$$A_j = 30 * 50 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 5.30 * \sqrt{240} * 1500 = 123.16 \text{ t}$$

$$V_j < \phi * V_n$$

$$70.25 < 0.85 * 123.16 \text{ t}$$

$$70.25 < 104.69 \text{ t} \therefore OK$$

#### Control del Cortante Horizontal:

$$h_v \geq 20 * \phi_c$$

$$50 \text{ cm} \geq 20 * 1.4 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} \geq 28 \text{ cm} \therefore OK$$

$$h_c \geq 20 * \phi_v$$

$$50 \text{ cm} \geq 20 * 1.6 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} \geq 32 \text{ cm} \therefore OK$$

#### Longitud de Anclaje:

$$L_{dh_{req}} = \frac{\alpha * f_y * \phi_v}{20 * \sqrt{f'c}} = \frac{1.25 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 1.6 \text{ cm}}{20 * \sqrt{240}} = 27.11 \text{ cm} < \text{requerido}$$



## 6.9 DISEÑO DE LOSAS Y RAMPAS

Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión. En losas bidireccionales, es importante notar que las deformaciones producidas por flexión en una de las direcciones generan esfuerzos flexionantes en la dirección perpendicular debido al efecto de Poisson.

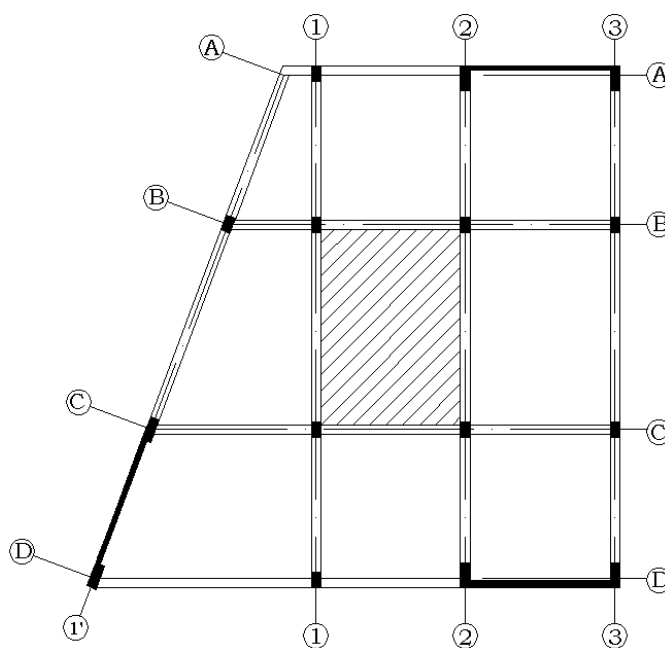
Todas las losas del proyecto son alivianadas bidireccionales apoyadas sobre vigas o sobre muros, con excepción de las rampas que son macizas bidireccionales apoyadas sobre vigas. Para hallar la altura de la losa alivianada se igualó la inercia de la misma con la inercia de una losa maciza cuya altura fue calculada en base a la luz del vano más grande de cada edificio. Con estos datos, modelamos las losas en el programa de análisis uniendo una carpeta de compresión de 5 cm., con el modelo de los nervios como vigas secundarias de 25 x 10 cm de sección transversal, lo cual facilita el proceso de diseño de los nervios.

La armadura longitudinal de cada nervio se la obtiene del programa de análisis ETABS, que lo consigue al calcular automáticamente coeficientes de repartición de carga en cada sentido de acuerdo a la relación entre las luces del vano y las condiciones de continuidad de los mismos, tal como lo recomienda el método tres del ACI. Los esfuerzos finales los obtiene al comparar las combinaciones de carga y diseñando para la más crítica de todas.

Para el caso de las rampas se diseñó una losa maciza a la cual se repartieron cargas en sentido vertical y horizontal y basados en el método tres del ACI se calculó la armadura requerida por metro de longitud que se repartió con varillas corrugadas cada 25 cm.

### 6.9.1 Ejemplo de diseño

En el presente ejemplo se diseñará la losa comprendida entre los ejes 1, 2, B y C (edificio 1). Es una losa bidireccional nervada con continuidad en los cuatro lados como se muestra en la figura.



**Figura 6.23:** Esquema para ejemplo de diseño de Losas

En un análisis de predimensionamiento se definió la sección de los nervios en 10 x 30 cm. Ahora se debe calcular la armadura mínima para los nervios.

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \times b \times d = \frac{14}{4200} \times 10 \times 27 = 0.90 \text{ cm}^2 \approx 1\phi 12 \text{ mm}$$

El programa de análisis ETABS nos brinda la facilidad de saber la armadura para cada nervio de la losa fácilmente. Lo que haremos es escoger el mayor valor que nos da el diseño en cada dirección y con esos valores armamos toda la losa.

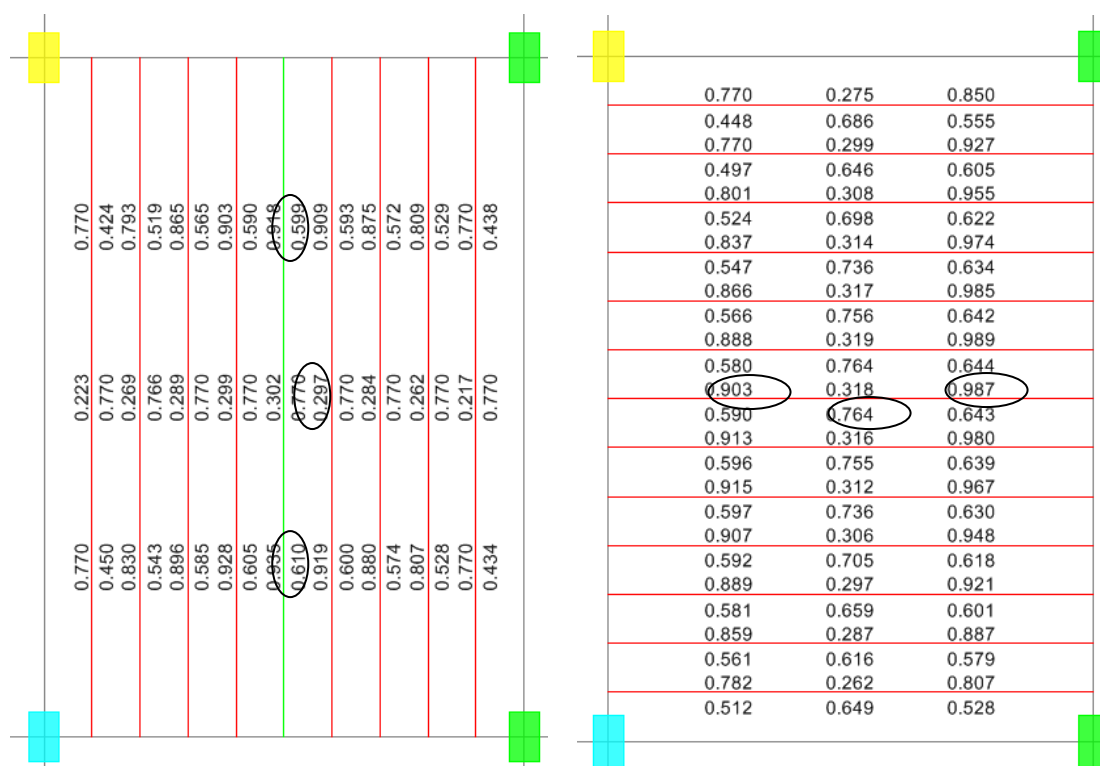
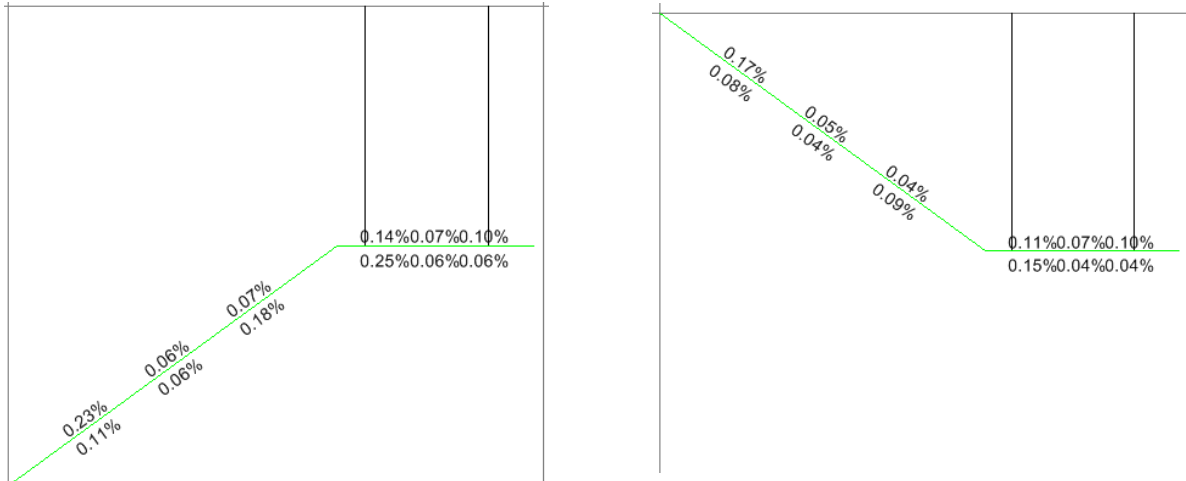


Figura 6.24: Resultados para armadura longitudinal de nervios por ETABS

Así podemos ver que para los nervios en Sentido “X” y “Y” armamos con 1Φ12mm para los momentos positivos y los momentos negativos.

### 6.10 DISEÑO DE ESCALERAS

Las vigas perimetrales de la escalera se las diseñaron con los resultados obtenidos del modelo en ETABS, mandó armadura mínima de flexión como se muestra en la figura 6:



**Figura 6.25:** Cuantía Calculada de Acero en Vigas en ETABS

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

La losa maciza de la escalera apoyada sobre vigas se diseño por el método 3 del ACI. Mandó armadura mínima de flexión.

$$As_{\min} = \frac{14}{fy} b * d = \frac{14}{4200} * 100 * 18 = 6.0 \text{ cm}^2$$

Los tensores se calcularon mediante la siguiente expresión

$$Ftu = 0.6 * fy * A$$

Donde:

Ftu: Carga última admisible

Fy: Limite de fluencia del cable tensor

A: Área del acero

Utilizando acero tensor  $\Phi = 8$  mm se cumple con la carga requerida obtenida por el programa ETABS que es de 3600 kg



$$Ftu = 0.9 * 8400 \frac{kg}{cm^2} * 0.50cm^2$$

$$Ftu = 3800.kg \therefore OK$$

## CAPÍTULO VII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1- RESÚMEN

En el presente capítulo se llega al final de la investigación con varias conclusiones y recomendaciones que hemos podido recoger a lo largo del estudio realizado. Los objetivos propuestos al inicio del proyecto han sido satisfactoriamente cumplidos y se han adquirido nuevos y valiosos conocimientos para quienes realizamos el proyecto con la invaluable ayuda de nuestro director y codirector que con sus amplios conocimientos nos guiaron y permitieron la culminación exitosa de un proyecto que nos proveyó de gran experiencia para el futuro.

#### 7.2- CONCLUSIONES

- El proyecto analizado es de gran importancia para el desarrollo económico del Cantón ya que proporciona un alivio al tráfico vehicular de la ciudad de Sangolquí donde se comercializan la mayor parte de los productos agrícolas y ganaderos del sector.

- El crecimiento poblacional urbano de la Ciudad de Sangolquí en los últimos años exigen el diseño de nuevas estructuras que admitan el desarrollo económico y productivo del sector.
- El diseño arquitectónico proporcionado por el Ilustre Municipio del Cantón Rumiñahui, en gran parte tuvo que ser rediseñado para que cumpla con los requerimientos establecidos por la Ordenanza Municipal para parqueaderos públicos, así como requerimientos de Ingeniería Estructural y de Tránsito.
- Las ordenanzas municipales ayudaron mucho en el diseño arquitectónico del proyecto ya que nos permitieron controlar y distribuir de mejor manera los parqueaderos utilizables, para darle mejor fluidez al tráfico de vehículos y de peatones, y para proveer de servicios básicos y de seguridad dentro del edificio.
- El tipo de suelo del terreno donde se construirá el proyecto permite realizar una cimentación adecuada y económica para satisfacer los requerimientos de la superestructura.
- En toda estructura moderna y actualizada, es imprescindible la realización de un estudio de suelos para adoptar la mejor solución en la cimentación de todo tipo de edificio, tanto en el aspecto económico como en el aspecto técnico.

- La estructura fue diseñada en Hormigón Armado ya que el material es el más accesible en el mercado actualmente, ya que se puede conseguir buena calidad, precios económicos y mano de obra calificada.
- Como era de esperarse, las dimensiones de los elementos estructurales del proyecto obtenidas a partir de un análisis de predimensionamiento, no siempre son las dimensiones requeridas en el análisis estructural, ya que intervienen otros factores y requerimientos a cumplir que modifican dichas dimensiones; sin embargo nos sirven como punto de partida para realizar un correcto análisis de la estructura.
- En estructuras irregulares, y de mediana importancia como la que se diseñó en el presente proyecto, se hace casi imperativo el uso de muros estructurales ya que nos permite controlar varios factores imprescindibles en el diseño de estructuras de hormigón armado en zonas sísmicas. Estos muros cumplen un papel preponderante que facilitan el diseño y permiten reducir las secciones de los elementos estructurales más importantes que con estructuras tradicionales fueran difíciles de conseguir.
- Fue necesario realizar un sinnúmero de iteraciones para llegar al modelo más ajustado a la realidad, y muchos de los diseños debieron comprobarse manualmente ya que, a pesar de que el programa de análisis reduce los tiempos de ejecución de los grandes proyectos de la actualidad, muchos de los elementos estructurales deben cumplir con varios requerimientos que el programa no nos permite justificar.

- Debido a que el Ecuador se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, y sobre todo a los últimos acontecimientos ocurridos en la región andina, concluimos que la mayoría de las estructuras construidas en el país no cumplen con los requerimientos recomendados por los códigos de diseño sísmico aplicados local y mundialmente.
- Los tiempos modernos exigen la actualización del conocimiento profesional para poder estar a la vanguardia de las últimas investigaciones científicas en el área estructural.
- La base para el diseño del proyecto fue el código ACI 318-05 pero se acogieron algunas sugerencias del Código Ecuatoriano de la Construcción y de algunas investigaciones en estructurales.

### **7.3- RECOMENDACIONES**

- Se recomienda comenzar con la construcción del edificio lo más pronto posible ya que es una estructura imperiosa para aliviar el tráfico vehicular y elevar el desarrollo económico del sector.
- Se recomienda completar el diseño arquitectónico exterior e interior de la estructura con un profesional especializado en el área, ya que algunos ambientes interiores necesitan de adecuaciones de orden estético.

- Complementar el estudio de suelos con nuevos ensayos antes de su construcción para comprobar el esfuerzo admisible del suelo y el nivel freático del mismo.
- Realizar los ensayos del hormigón armado y del acero de refuerzo el momento de la construcción de la estructura, para comprobar que cumplan con lo establecido dentro del análisis del presente proyecto.
- El programa de Análisis ETABS, así como otros programas de análisis utilizados en este proyecto, son una herramienta muy práctica y poderosa que son de gran ayuda para el ingeniero moderno. Sin embargo, es necesario tener el conocimiento adecuado para poder ingresar los datos correctos en el software e interpretar los resultados obtenidos.
- Es de vital importancia que en edificios ubicados en zonas de alto riesgo sísmico, se cumplan con todos los requisitos recomendados por los códigos nacionales e internacionales para el diseño de los elementos estructurales. Lamentablemente en nuestro país, muchos de esos requisitos son obviados por falta de conocimiento o por creer que son de poca importancia en el momento de un desastre natural. Es necesario profundizar en el análisis sísmico de las estructuras para proveer de edificios seguros y evitar desgracias.