

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICÍA MUNICIPAL DE TRÁNSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS

Trabajo de graduación presentado por
Juan Pablo Fuentes Ramírez
para optar al grado académico de Licenciado en
Ingeniería Civil

Guatemala
2018

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA
POLICÍA MUNICIPAL DE TRÁNSITO DEL MUNICIPIO
SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS”**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICÍA MUNICIPAL DE TRÁNSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS

Trabajo de graduación presentado por
Juan Pablo Fuentes Ramírez
para optar al grado académico de Licenciado en
Ingeniería Civil

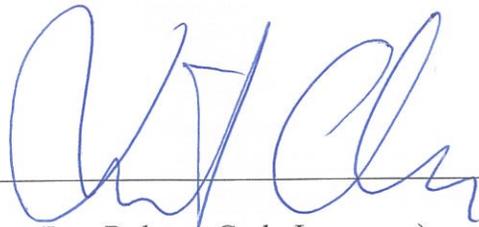
Guatemala
2018

Vo. Bo. :

(f) 

(Ing. Hugo Pallais)

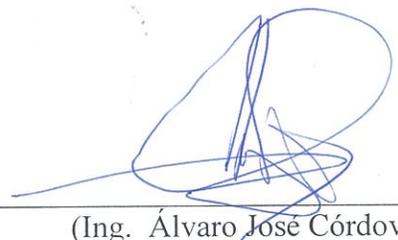
Tribunal Examinador:

(f) 

(Ing. Roberto Godo Levensen)

(f) 

(Ing. Hugo Pallais)

(f) 

(Ing. Álvaro José Córdova)

Fecha de aprobación: Guatemala, 04 de Diciembre de 2018.

PREFACIO

El municipio de San Pedro Sacatepéquez, San Marcos posee una elevada sismicidad, y experimenta constantemente el efecto de un movimiento sísmico además de encontrarse en un sitio susceptible al efecto de varios fenómenos naturales que han ocasionado desastres a lo largo del tiempo. Siendo el terremoto de 2014 el evento sísmico más significativo para este municipio y a partir del cual se han implementado nuevas prácticas constructivas dejando de lado la construcción tradicional de mampostería.

El diseño estructural de las edificaciones que albergan a las diversas organizaciones gubernamentales es vital ya que estas son la primera línea de respuesta ante cualquier eventualidad o desastre natural, por esta razón es imperativo que el diseño estructural para la nueva estación de la policía municipal de tránsito para el municipio de San Pedro Sacatepéquez se realice con las normas y códigos más actuales. Tema que se desarrolla en el presente trabajo.

Quiere agradecer primeramente a Dios por las innumerables bendiciones que ha derramado sobre mi vida y la vida de mis padres, ya que de Él ha provenido el recurso que ha ayudado a mis padres a brindarme lo mejor.

Agradezco a mis padres la oportunidad que me brindaron de estudiar en la mejor universidad de Guatemala, la cual llevare siempre en mi corazón como mi casa de formación superior. Por siempre apoyarme y por confiar en mi capacidad a pesar de mi corta edad. Agradezco a mi abuelito materno por enseñarme a que la disciplina es un estilo de vida y que las cosas solo se hacen con excelencia. Agradezco a mi hermano mayor por su amor, cuidado y ejemplo de constancia porque tenerlo siempre delante de mí marcando el paso me ha impulsado a superarme constantemente.

Agradezco a mis compañeros y amigos, durante estos años de estudio, por todas las vivencias, y alegrías que hemos compartido, por aceptarme tal y como soy

y por permitirme forma parte de sus vidas. También me gustaría agradecer a mi primo Marvin Ramírez por brindarme asesoría en el área de arquitectura y por su amistad incondicional.

Al ingeniero Roberto Godo por confiar en mí, y por ser un director que vela por todos sus alumnos y que busca lo mejor para cada uno de ellos sin importe su género u origen.

Agradezco a mi asesor y catedrático, el ingeniero Hugo Pallais, que a lo largo de la carrera se presentó como un catedrático excepcional, compartiendo de sus conocimientos si envidia sino con afán para que sus alumnos seamos buenos profesionales, también por el apoyo y disponibilidad para asesorarme durante la realización del presente trabajo.

ÍNDICE

PREFACIO.....	IV
Lista de tablas.....	X
Lista de Ilustraciones.....	XI
Resumen.....	XIII
I. Introducción.....	1
II. Objetivos.....	2
1 Objetivo general.....	2
2 Objetivos específicos:.....	2
III. Marco teórico.....	3
1. San Pedro Sacatepéquez, San Marcos.....	3
1.1 Aspectos geográficos, topográficos y climáticos.....	3
1.2 Situación socioeconómica.....	3
1.3 Parámetros sísmicos del municipio.....	3
1.4 Estación Policía Municipal de Tránsito.....	4
2. Concreto reforzado.....	5
2.1 Cemento.....	6
2.2 Agua.....	7
2.3 Agregados.....	7
2.4 Aditivos.....	7
2.5 Acero de refuerzo.....	8
3. Diseño arquitectónico.....	8
3.1 Descripción de la configuración arquitectónica.....	9
4. Diseño por resistencia.....	16
4.1 Estados límites de diseño.....	16
4.1.1 Servicio.....	16
4.1.2 Control de daños.....	16
4.1.3 Supervivencia.....	16
4.2 Factor de reducción de resistencia.....	17
4.3 Ventajas del diseño por resistencia.....	18
5. Diseño estructural.....	18
5.1 Descripción de los códigos y especificaciones de diseño.....	18
5.2 Descripción de la tipología estructural seleccionada.....	19

5.3	Descripción de las secciones transversales propuestas.....	20
5.3.1	Losas.....	20
5.3.2	Vigas principales	21
5.3.3	Columna cuadrada	22
5.4	Descripción de la integración de las cargas utilizadas.....	24
5.4.1	Cargas gravitacionales.....	24
5.4.1.1	Cargas muertas	24
5.4.1.2	Cargas vivas	26
5.4.2	Cargas accidentales.....	27
5.4.2.1	Carga de sismo.	27
5.5	Cargas y combinaciones de carga.....	30
6.	Modelado de la estructura.....	32
6.1	Definición de las secciones de los elementos	33
6.1.1	Columnas.....	33
6.1.2	Vigas.....	35
6.1.3	Losa.	37
6.2	Modelo geométrico estructural tridimensional.	37
6.2.1	Diafragma	39
6.2.2	Apoyos.....	40
6.3	Asignación de cargas gravitacionales al modelo	40
6.4	Asignación de la carga sísmica mediante el método de la carga sísmica equivalente	41
6.4.1	Determinación del período fundamental de la estructura.....	42
6.4.2	Coefficiente sísmico	43
6.5	Corrección por corte	43
6.6	Chequeo de derivas	45
6.8	Revisión de la deflexión en la losa	49
7.	Diseño de los diferentes elementos por el método LRFD.....	53
7. 1	Flexión	53
7.1.1.	Momento de agrietamiento.....	53
7.1.2.	Esfuerzos elásticos del concreto agrietado	53
7.1.3.	Análisis por resistencia de acuerdo con el código ACI.....	54
7.1.3.1.	Momento nominal de flexión	54
7.1.3.2.	Sección balanceada	55

7.1.4.	Porcentaje mínimo de acero	57
7.1.5.	Porcentaje de acero de equilibrio	57
7.1.6.	Deformaciones unitarias en un miembro sujeto a flexión	57
7.2.	Cortante.....	57
7.2.1.	Resistencia del concreto al cortante.....	58
7.2.2.	Resistencia del concreto a cortante.....	58
7.2.3.	Refuerzo del alma.....	59
7.2.4.	Diseño por cortante.....	60
7.2.5.	Requisitos del código ACI.....	61
7.3	Carga axial	63
7.3.1	Capacidad por carga axial de las columnas	63
7.3.2	Requisitos del código para columnas fundidas in-situ	63
7.3.3	Fallas de columnas con estribos y espirales	65
7.4	Flexo-compresión	66
7.4.1	Desarrollo de los diagramas de interacción	66
7.4.2	Modificaciones del código a los diagramas de interacción de columnas.....	67
7.4.3	Uso del diagrama de interacción para el diseño de columnas.....	68
7.4.4	Fuerza de corte en las columnas.....	69
7.5	Torsión.....	69
7.5.1	Momentos torsionales que se consideran en el diseño	70
7.5.1.1	Torsión de equilibrio	70
7.5.1.2	Torsión de compatibilidad.....	70
7.5.2	Requisitos de refuerzo por torsión según el ACI 318-14.	70
7.5.3	Resistencia al momento por torsión.....	71
7.5.4.	Diseño del refuerzo por torsión	71
8.	Memoria de cálculo	73
9.	Panificación	96
10.	Costo directo de materiales.....	112
10.1	Costo directo del concreto	112
10.2	Costo directo del acero de refuerzo	113
10.2.1	Volumen del acero de refuerzo para vigas	113
10.2.2	Volumen del acero de refuerzo para columnas	114

10.2.3	Volumen de acero de refuerzo para losas	114
IV.	Discusión	117
V.	Conclusiones.....	119
VI.	Recomendaciones	120
VII.	Referencias	121
VIII.	Anexos.....	123

Lista de tablas

Tabla 1: Predimensionamiento de losas según ACI 318-14.....	21
Tabla 2: Predimensionamiento de vigas principales según ACI 318-14.....	22
Tabla 3: Integración de la carga para el pre-dimensionamiento de la columna	23
Tabla 4: Combinaciones de cargas para el pre-dimensionamiento de la columna.....	24
Tabla 5: Pre-dimensionamiento de columnas cuadradas según ACI 318-14	24
Tabla 6: Integración de la carga muerta según NSE 2-2017 y ASCE 7.....	25
Tabla 7: Integración de la carga viva según NSE 2-2017	26
Tabla 8: Análisis Sísmico según las normas NSE 2-17, NSE 3-17.....	28
Tabla 9: Coeficientes y factores de diseño inherentes al sistema estructural “E1”	30
Tabla 10: Resumen de las cargas vivas y muertas aplicadas a la estructura.	40
Tabla 11: Cálculo del periodo empírico y del coeficiente sísmico para la estructura en análisis.....	42
Tabla 12: Masa asociada con los diferentes periodos de vibración.....	43
Tabla 13: Obtención del período fundamental de vibración para la estructura en análisis. .	43
Tabla 14: Corrección por corte para la estructura en análisis.....	44
Tabla 15: Chequeo de derivas en ambas direcciones para la estructura en análisis.	46
Tabla 16: Secciones planteadas en el predimensionamiento.....	46
Tabla 17: Secciones planteadas para el diseño final	47
Tabla 18: Chequeo de refuerzo para la losa de entrepiso.	50
Tabla 19: Chequeo de deformación en la losa de entrepiso	52
Tabla 20: Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, ACI 318-14.....	54
Tabla 21: Método detallado para calcular V_c , ACI 318-14.	59
Tabla 22: Casos donde se requiere $A_{v,min}$. ACI 318-14.....	61
Tabla 23: Espaciamiento máximo para el refuerzo a cortante ACI 318-14.	62
Tabla 24: Resistencia axial máxima, ACI 318-14.....	63
Tabla 25: Configuraciones estructurales probadas.....	112
Tabla 26: Obtención del metraje cúbico necesario.....	113
Tabla 27: Cantidad de varillas necesarias para el primer nivel dirección "Y"	115
Tabla 28: Cantidad de varillas necesarias para el primer nivel dirección "X"	115

Tabla 29: Cantidad de varillas necesarias para el tercer nivel dirección "X"	115
Tabla 30: Cantidad de varillas necesarias para el tercer nivel dirección "Y"	116

Lista de Ilustraciones

Ilustración 1: Ubicación satelital de la nueva sede de la Policía Municipal de Tránsito.	5
Ilustración 2: Planta baja nueva estación de la policía municipal de tránsito.....	10
Ilustración 3: Planta alta nueva estación de la policía municipal de tránsito.	11
Ilustración 4: Elevación norte de la nueva estación para policía municipal de tránsito.	12
Ilustración 5: Elevación sur de la nueva estación para policía municipal de tránsito.	13
Ilustración 6: Elevación este de la nueva estación para policía municipal de tránsito.	14
Ilustración 7: Elevación oeste de la nueva estación para policía municipal de tránsito.	15
Ilustración 8: Variación de ϕ con deformación unitaria en tensión ϵ_t para acero grado 60, McCormac.....	18
Ilustración 9: Espesor mínimo de losa en una dirección maciza no preesforzado, ACI 318- 14.....	21
Ilustración 10: Altura mínima de vigas no presforzadas, ACI 318-14.....	22
Ilustración 11: Ecuaciones para la pseudo-aceleración, AGIES.	29
Ilustración 12: Espectro de respuesta genérico para la estructura en análisis.	30
Ilustración 13: Cuadrícula inicial para el diseño estructural	32
Ilustración 14: Asignación de las propiedades al concreto que se utilizó como material para el diseño de los elementos estructurales en el software Etabs 2016.	33
Ilustración 15: Definición de las dimensiones y recubrimiento para la columna cuadrada en el software Etabs 2016.	34
Ilustración 16: Modificación de los factores de inercia para la columna en el software Etabs 2016.....	35
Ilustración 17: Modificación de los factores de inercia y del factor torsión α para las vigas en el software Etabs 2016.....	36
Ilustración 18: Definición de las dimensiones y recubrimiento para la columna cuadrada en el software Etabs 2016.	36

Ilustración 19: Definición de las dimensiones y el tipo de modelación para la losa en el software Etabs 2016.	37
Ilustración 20: Cambio en la rigidez del nudo viga-columna, para tener un comportamiento parecido al real durante la simulación realizada por software Etabs 2016.	38
Ilustración 21: Sección que muestra la unión que existe entre vigas y columnas en la modelación.	38
Ilustración 22: Modelado final de la losa del primer nivel.	39
Ilustración 23: Losas modeladas, con la asignación del diafragma rígido individualmente.	40
Ilustración 24: Definición de los casos de carga muerta y viva en el software Etabs 2016.	41
Ilustración 25: Definición del sismo elástico y el sismo de diseño en cada dirección de análisis.	45
Ilustración 26: Chequeo de las secciones propuestas en el predimensionamiento.	47
Ilustración 27: Chequeo de las secciones planteadas como óptimas.	48
Ilustración 28: Cuantía de acero para vigas y columnas, Etabs 2016.	48
Ilustración 29: Losa del segundo nivel delimitada por strips.	49
Ilustración 30: Etapa de resistencia última del concreto, McCormac.	53
Ilustración 31: Formas más comunes para la distribución de esfuerzos, McCormac.	55
Ilustración 32: Representación del diagrama de deformaciones, juntamente con el diagrama rectangular de esfuerzo equivalente.	56
Ilustración 33: Ejemplos de estribos cerrados utilizables en zona sísmica, ACI 318-14.	60
Ilustración 34: Diagrama de interacción, con las zonas de control indicadas.	67
Ilustración 35: Curva de interacción para columnas modificada por las tres condiciones presentadas en esta sección.	68
Ilustración 36: Ejemplos de la porción de losa que debe ser considerada en el diseño a torsión.	71

Resumen

El presente trabajo de investigación surge a partir de la necesidad de una nueva edificación por parte de la policía municipal de tránsito del municipio de San Pedro Sacatepéquez, departamento de San Marcos, la cual sea capaz de albergar todas las instalaciones y personal que conforman actualmente la subestación de dicho municipio. Para ello se realizó una propuesta arquitectónica que permitiera un mejoramiento de las condiciones existentes de dicha subestación, así como que brindara funcionalidad operacional a la misma. Por su parte, la propuesta estructural fue elaborada con base en una solicitud específica por parte de la autoridad vigente de dicha institución, dada la facilidad de adquirir ciertos materiales y mano de obra en el área donde se desea desarrollar el proyecto. A partir de lo anterior se implementó una configuración estructural de marcos especiales de concreto reforzado con alto grado de ductilidad (clasificado como sistema tipo “E1” por las normas NSE de AGIES) para la propuesta de la nueva sede en cuestión.

La estructura citada anteriormente dispondrá de un total de tres niveles; el primer nivel será implementado como área de estacionamientos y los dos restantes como espacios para oficinas. La configuración estructural planteada facilitará el estacionamiento de las unidades vehiculares con las que cuenta la subestación y a la vez agilizará la entrada y salida de estas. De igual forma, en el área de oficinas la configuración de los marcos permitirá una readecuación rápida de los ambientes (en comparación con otros sistemas estructurales) según lo requiera el comisionado de la policía municipal de tránsito.

El diseño de la edificación en cuestión ha sido elaborado con base en las últimas ediciones de las normas NSE de AGIES y de las especificaciones ACI 318, cumpliendo con todos los requerimientos para el diseño por capacidad de este tipo de estructuras.

I. Introducción

Actualmente la policía municipal de tránsito ya cuenta con un lugar establecido dónde realizar sus actividades, pero dicho lugar no ofrece las facilidades y comodidades mínimas que toda subestación debe de tener para realizar sus actividades de manera eficiente y con la menor interferencia en las actividades cotidianas de la población civil. Por este motivo, las autoridades municipales de San Pedro Sacatepéquez han determinado la necesidad de invertir en la construcción de una nueva sede para la subestación.

Por lo expuesto anteriormente, las autoridades municipales requieren el desarrollo de la planificación arquitectónica y estructural correspondientes a la nueva estructura que albergará la subestación citada anteriormente. Por el nivel de importancia de la obra, y por estar situada en una zona sísmica de consideración, es necesario tomar todas las medidas de seguridad para que la estructura se comporte de manera ideal ante eventos sísmicos de gran magnitud como los ocurridos recientemente en el departamento de San Marcos.

Considerando la magnitud de los efectos sísmicos se optó por la implementación de marcos especiales resistentes a momento de alta ductilidad “E1” según la norma NSE 3, ya que aunque se trate de una edificación de altura relativamente baja (la estructura será de tres niveles), los sismos recientes en la zona han demostrado que el sistema constructivo de muros “E2” de mampostería o concreto reforzado en edificaciones de tres (3) o más niveles presenta fallas a cortante en los elementos de carga. De igual manera, este último tipo de sistemas debe disponer de cierto número de muros en ambas direcciones para que resulte eficiente, lo cual impediría la construcción de un área de estacionamientos en el primer nivel de la estructura, situación que no sucede con el diseño planteado en el presente trabajo de investigación.

II. Objetivos

1 Objetivo general

Desarrollar el diseño arquitectónico y estructural, así como la planificación de una edificación de tres niveles utilizando un sistema de marcos especiales de concreto reforzado (hormigón armado) para la nueva sede de la policía municipal de tránsito del municipio de San Pedro Sacatepéquez, implementando las Normas de Seguridad Estructural NSE 2 & 3 de AGIES, así como las especificaciones ACI 318 – 14.

2 Objetivos específicos:

1. Desarrollar el diseño arquitectónico de la nueva edificación para que el funcionamiento operacional de la sede sea óptimo y eficiente.
2. Elaborar el diseño estructural de la edificación con base en los últimos códigos y especificaciones vigentes para este tipo de estructuras.
3. Generar los detalles estructurales correspondientes a los elementos principales de la edificación.
4. Estimar un costo de construcción como referencia para las autoridades interesadas.

III. Marco teórico.

1. San Pedro Sacatepéquez, San Marcos

1.1 Aspectos geográficos, topográficos y climáticos

Se ubica en las coordenadas geográficas latitud 14°57'59", longitud 91°46'39" y elevación media de 2,214 metros sobre el nivel del mar. Tiene una extensión superficial de aproximadamente 253 kilómetros cuadrados. Sus colindancias son las siguientes:

Note	Departamento de San Marcos, municipio de San Lorenzo.
Este	Departamento de San Marcos, municipio de San Antonio Sacatepéquez. Departamento de Quetzaltenango, municipios de Palestina de los Altos y San Juan Ostuncalco.
Sur	Departamento de San Marcos, municipios de San Cristóbal Cucho, El Tumbador y Nuevo Progreso.
Oeste	Departamento de San Marcos, municipio de Esquipulas Palo Gordo.

Los rasgos topográficos del municipio son de un área montañosa conformado por 8 montañas y 13 cerros pertenecientes a la cadena montañosa de la sierra madre y parte de los montes Cuchumatanes. En ellos predominan los suelos francos y franco arcilloso.

El territorio está conformado por una unidad bioclimática con bosques húmedos subtropicales con una precipitación pluvial promedio de 2730 mm anuales y con temperatura promedio entre 19 y 24 grados centígrados.

1.2 Situación socioeconómica

Las principales actividades económicas están representadas por la agricultura y producción artesanal. Siendo el comercio tanto informal como formal una actividad muy importante dentro de la población, aumentando el primero de estos debido al incremento en la oferta de productos mexicanos.

- Agricultura: cultivo de granos, hortalizas y flores.
- Actividades manufactureras: calzado, panadería, elaboración de candelas, herrería, destace de ganado vacuno y porcino, crianza de aves de corral, elaboración de prendas de vestir, elaboración y venta de alimentos.

1.3 Parámetros sísmicos del municipio

La categorización que se le brinda a las estaciones de policía es la de una obra esencial según la Norma NSE 3-17. Para dicho tipo de obra se deben de considerar los siguientes parámetros:

- Estudio de suelo Tipo III: el profesional responsable de realizar el estudio geotécnico debe de ser un ingeniero civil y/o ingeniero geotécnico. Y éste debe complementar la información proporcionada por el estudio tipo II con la interacción suelo-estructura y/o de cimentaciones especiales. El estudio tipo II es realizado para obras ordinarias a construir en terrenos no sujetos a amenazas geológicas, estas y el contenido de ambos estudios son detalladas en la Norma de Seguridad Estructural NSE 2.1 -17.
- Tipo de exposición al viento: exposición tipo C, según el mapa de zonificación por viento de Guatemala presente en la Norma de Seguridad Estructural NSE 3-17.
- Zona de sismicidad: alta, según el mapa de zonificación sísmica de Guatemala presente en la Norma de Seguridad Estructural NSE 3-17.

1.4 Estación Policía Municipal de Tránsito

Actualmente el municipio de San Pedro Sacatepéquez ya cuenta con una estación para la policía municipal de tránsito, pero ésta no cuenta con la cantidad de oficinas necesarias para desempeñar un trabajo óptimo. Además, la ubicación actual se encuentra en una zona con mucha afluencia vehicular lo que al momento de una emergencia resulta perjudicial la respuesta inmediata.

Por estas razones el consejo municipal aprobó la realización de una nueva sede para la policía municipal de tránsito con la cantidad de oficinas necesarias para que las diversas actividades de mejoramiento de la cultura vial del municipio se den en un ambiente óptimo. Además, las instalaciones contarán con dormitorios, cocina, baños, gimnasio para que los policías se sientan valorados y aprecien su lugar de trabajo.

La ubicación de la nueva sede de la policía municipal de tránsito estará ubicada en la 3ª calle de la Zona 3, en la parte posterior donde actualmente se encuentra la terminal de autobuses y a un costado donde actualmente se ubica la ferretería “La Quinta”. Esta nueva localidad le permitirá a las patrullas un accionar más rápido ya que existen 3 diferentes puntos por los cuales se pueden salir, dos a poniente y uno a occidente.

Ilustración 1: Ubicación satelital de la nueva sede de la Policía Municipal de Tránsito.



2. Concreto reforzado

El concreto es un material utilizado frecuentemente en la construcción debido a su alta resistencia a la compresión que permite soportar una gran carga por aplastamiento antes de tener una falla. Éste es un material formado por una mezcla de agua, cemento, agregados finos y/o gruesos. El cemento, agua y arena constituyen el mortero el cual une las diversas partículas de agregados llenando los vacíos entre ellas. El tipo de concreto que se obtiene al final varía dependiendo de las proporciones de materiales en la mezcla, la calidad de los materiales, manejo y procesos de fraguado, vaciado y curado. (Harmsen, 2002)

Para lograr que un elemento formado de concreto tenga la misma resistencia a compresión que a tensión es necesario agregar acero en la parte de resistencia a tensión ya que la resistencia del concreto a tensión es aproximadamente diez veces inferior a su resistencia a compresión, creando así un elemento de concreto reforzado. Ambos materiales se adhieren muy bien entre sí por lo que no existe deslizamiento entre ellas. El acero de refuerzo es un elemento que sufre de corrosión por lo que el concreto que lo rodea le brinda protección, así como una excelente defensa de su integridad contra deterioro por fuego ya que al estar expuesto a las temperaturas que alcanza un incendio el concreto responde de manera excelente. Por último, el trabajo en conjunto del concreto y el acero es muy bueno debido a que tienen un coeficiente de dilatación térmica parecidas.

Ventajas de utilizar el concreto reforzado:

- i) Requiere de poco mantenimiento.
- ii) Producción de estructuras rígidas.
- iii) Tiene una resistencia considerable a la compresión por unidad de costo en comparación con otros materiales
- iv) Gran resistencia a las acciones del agua y fuego.

- v) Tiene una larga vida de servicio, debido a que la resistencia del mismo no disminuye con el tiempo.
- vi) Tiene la versatilidad para ser colocado en diferentes formas que van desde una losa, vigas y columnas hasta arcos y cascarones.
- vii) Se requiere de mano de obra de baja calificación para su montaje.
- viii) En varias regiones debido a la existencia de materiales locales como grava, arena y agua de precio bajo, el concreto resulta económico.
(McCormac & Brown, 2011)

Códigos de diseño para concreto reforzado

Los códigos de diseño para el concreto armado varían dependiendo del país o región, así como del tipo de estructura que se vaya a diseñar. Debido a la cercanía de nuestro país con Estados Unidos, y a la similitud que existe entre las zonas de alta sismicidad en ambos países así como el comportamiento de las placas tectónicas en estas zonas, Guatemala ha adoptado los códigos de diseño estadounidenses como lo es el ACI 318-14. Aunque también existen otros códigos internacionales que se utilizan en nuestro país tales como:

- i) IBC: Código americano que consolida tres códigos regionales de construcción (Building Officials and Code Administrators, International Conference of Building Officials y Southern Building Code Congress International), que se actualiza a cada 3 años.
- ii) Eurocodigo 4: Establece las pautas para el diseño de estructuras mixtas (acero y hormigón) este fue creado en 1944.
- iii) ASCE 7-16: Código que incluye las cargas mínimas de diseño y los criterios asociados para edificios y otro tipo de estructuras.
- iv) NSE: En Guatemala ya existe una institución que se encarga del estudio del concreto y del acero mediante el apoyo de casa de estudio e instituciones particulares, como lo es la ICCG la cual ya ha desarrollado códigos ACI para Guatemala.

2.1 Cemento

El cemento se obtiene de la pulverización del Clinker. El cemento más utilizado en la construcción de edificaciones en Guatemala es el cemento portland. De ellos hay cinco tipos:

- Tipo 1: Cemento de uso común, empleado en trabajos de construcción en general.
- Tipo 2: Cemento modificado que tiene menor calor de hidratación que el Tipo I para que pueda resistir alguna exposición a sulfatos.
- Tipo 3: Cemento de fraguado rápido, produce en 24 horas un concreto con el doble de la resistencia que la del cemento tipo 1.
- Tipo 4: Cemento de bajo calor que produce un concreto que disipa muy lentamente el calor. Se usa en construcciones de gran tamaño.
- Tipo 5: Cemento para concretos expuestos a altas concentraciones de sulfuros.
(McCormac & Brown, 2011)

Los cementos utilizados más comúnmente en la construcción a nivel mundial son de tipo 1 y 2 los cuales alcanzan su resistencia requerida en los primeros 28 días. Estos

cementos son llamados cementos hidráulicos ya que realizan el proceso químico de hidratación en el cual el cemento fragua y se endurece para convertirse en una masa sólida mediante la adición de agua.

Al igual que el concreto, el cemento también cuenta con normas que lo regulan. Dichas normas son generadas a nivel regional por el ASTM. Para la normalización del cemento el ASTM creó el cúmulo de normas de la serie ASTM C en las cuales se pueden encontrar normas para la realización de pruebas del contenido de aire en el cemento, pruebas para el análisis químico del cemento, prueba para determinar el calor de hidratación en el cemento, entre otras. En Guatemala existen las normas COGUANOR referentes al cemento donde se tiene una gran parte de lo establecido por ASTM. También existen especificaciones como las NTG-41095 que debe de cumplir el cemento hidráulico para ser utilizado en el país.
(ICCG, 2006)

2.2 Agua

El agua debe de estar suficientemente limpia, libre de aceites, materia orgánica y sustancias que puedan afectar las acciones de endurecimiento, curado o la calidad del acabado del concreto. En general, el agua potable es adecuada. El agua de mar puede utilizarse para fabricar concreto simple, pero no para concreto reforzado ya que provoca corrosión en las varillas de acero del concreto armado.
(Parker & Ambrose, 2008)

2.3 Agregados

Los agregados finos y gruesos conforman los elementos inertes del concreto, ya que no intervienen en las reacciones químicas entre el cemento y el agua. El agregado fino debe ser durable, fuerte, limpio, duro y libre de materias impuras como polvo, limo, pizarra, álcalis y materias orgánicas. No debe tener más de 5% de arcilla o limos ni más de 1.5% de materias orgánicas. Sus partículas deben tener un tamaño menor a 1/4" y su gradación debe satisfacer los requisitos propuestos en la norma ASTM-C-33-99a. El agregado grueso está constituido por rocas graníticas, dioríticas y sieníticas. Puede usarse piedra partida en chancadora o grava zarandeada de los lechos de los ríos o yacimientos naturales. Al igual que el agregado fino, no deben contener más de un 5% de arcillas y finos ni más de 1.5% de materias orgánicas, carbón, etc. Es conveniente que su tamaño máximo sea menor que 1/5 de la distancia entre las paredes del encofrado, 3/4 de la distancia libre entre armaduras y 1/3 del espesor de las losas.
(Harmsen, 2002)

2.4 Aditivos

Son materiales que se le adhieren al concreto durante o antes del mezclado y que modifican las características de este otorgándole características específicas que se requieren para la edificación de una obra en especial. Aparte de esto, los aditivos pueden generar una reducción de costos. Algunos ejemplos son:

- 2.4.1 Aditivos inclusivos de aire: Se usan para incrementar la resistencia del concreto al congelamiento y derretimiento, proporcionando mejor resistencia a la acción de deterioro de las sales descongelantes. Estos deben de cumplir con los requisitos C260 y C618 de la ASTM.
- 2.4.2 Aditivos acelerantes: Aceleran en el concreto el desarrollo de su temprana resistencia. Los resultados de tales adiciones son los tiempos reducidos requeridos para el curado y protección del concreto, así como el pronto retiro de la obra falsa. Entre estos se encuentran sales orgánicas y el cloruro de sodio.
- 2.4.3 Aditivos retardadores: Retardan tanto el fraguado del concreto como los aumentos de temperatura. Consisten en varios ácidos o azúcares o derivados del azúcar. Los aditivos retardadores son particularmente útiles para grandes colocados donde pueden presentarse notables incrementos de temperatura.
- 2.4.4 Superplastificantes: Permite a los ingenieros reducir considerablemente el contenido de agua en los concretos y al mismo tiempo incrementar sus revenimientos. Estos también se pueden usar para mantener porciones agua-cemento constantes usando menos cemento. Estos son hechos a partir de sulfonatos orgánicos.

(McCormac & Brown, 2011)

2.5 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo es el material que se coloca para absorber y resistir esfuerzos provocados por cargas y cambios volumétricos por temperatura y para quedar ahogado dentro de la masa del concreto.

El acero empleado en el concreto reforzado consiste en varillas redondas, en su mayoría de tipo corrugado, con rebordes, o salientes en su superficie. Las deformaciones en la superficie ayudan a tener una adherencia entre el concreto y el acero. En los casos en los que se utilizan muchas varillas en los miembros (lo cual es la situación más común), existen tanto límites superiores como inferiores entre la separación de las varillas. Los límites superiores tienen como objetivo permitir, la transferencia de refuerzos de concreto al acero y facilitar el flujo de concreto húmedo durante el colado. (Nilson, 2012)

Existen diversos tipos de diámetros para las varillas de acero las cuales varían de tamaño desde el #3 al #11, el #14 y el #18 por octavo de pulgada. Dichas varias tienen diferentes longitudes de 20, 30, 40 y hasta 60pies. A la vez existen varios tipos de refuerzos con designaciones de la ASTM, los cuales tienen grados diferentes como el Grado 40, Grado 50, Grado 60, etc. El grado significa el punto de fluencia del acero por ejemplo el Grado 50 tiene su límite de fluencia igual a 50 ksi, etc.

- ASTM A615: varillas de acero de lingote lisas y corrugadas; son las varillas de refuerzo de uso más común en Guatemala.
- ASTM A706: varillas lisas y corrugadas de baja aleación. Usadas cuando se requieren propiedades contra la tensión.

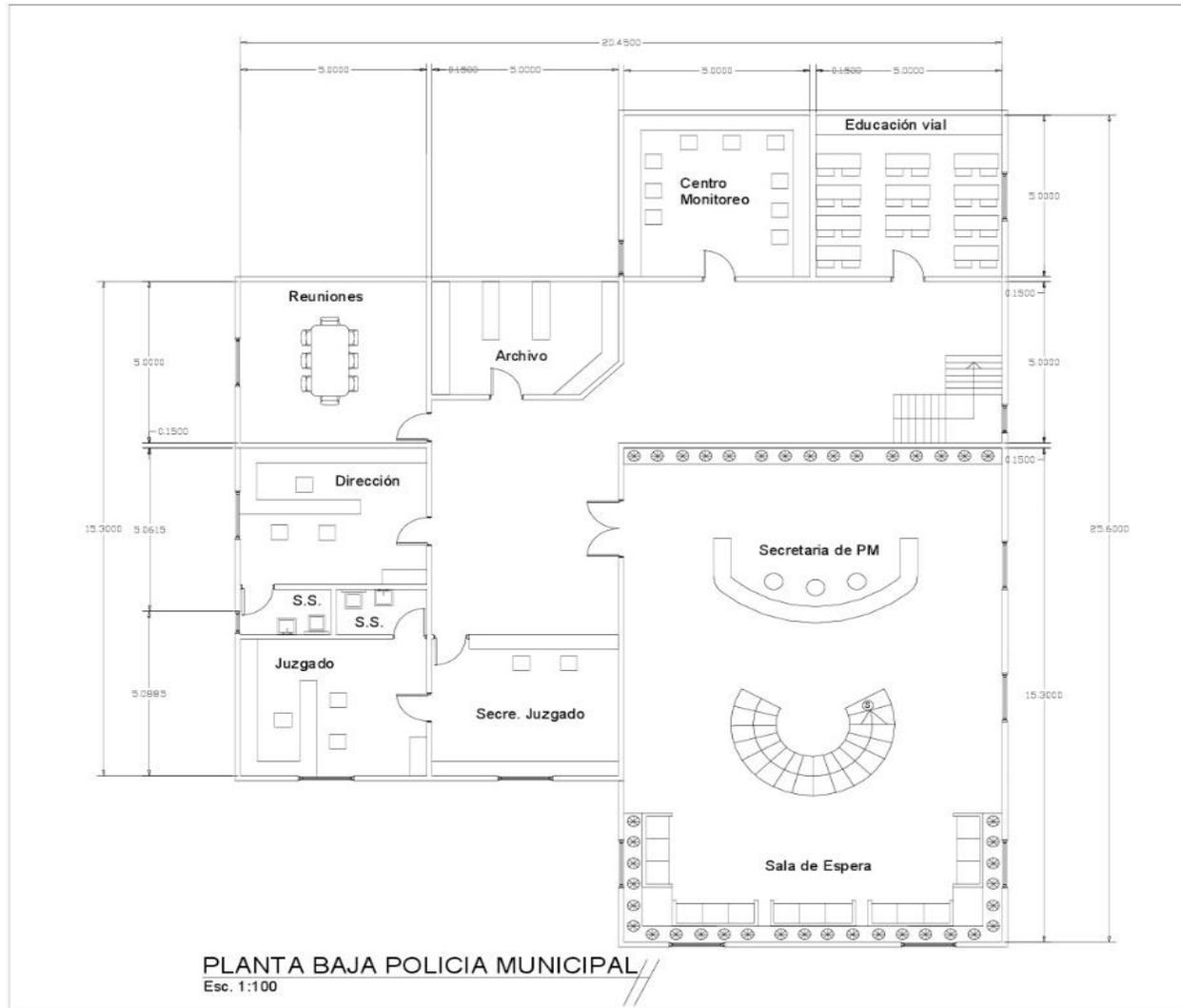
(McCormac & Brown, 2011)

3. Diseño arquitectónico

3.1 Descripción de la configuración arquitectónica.

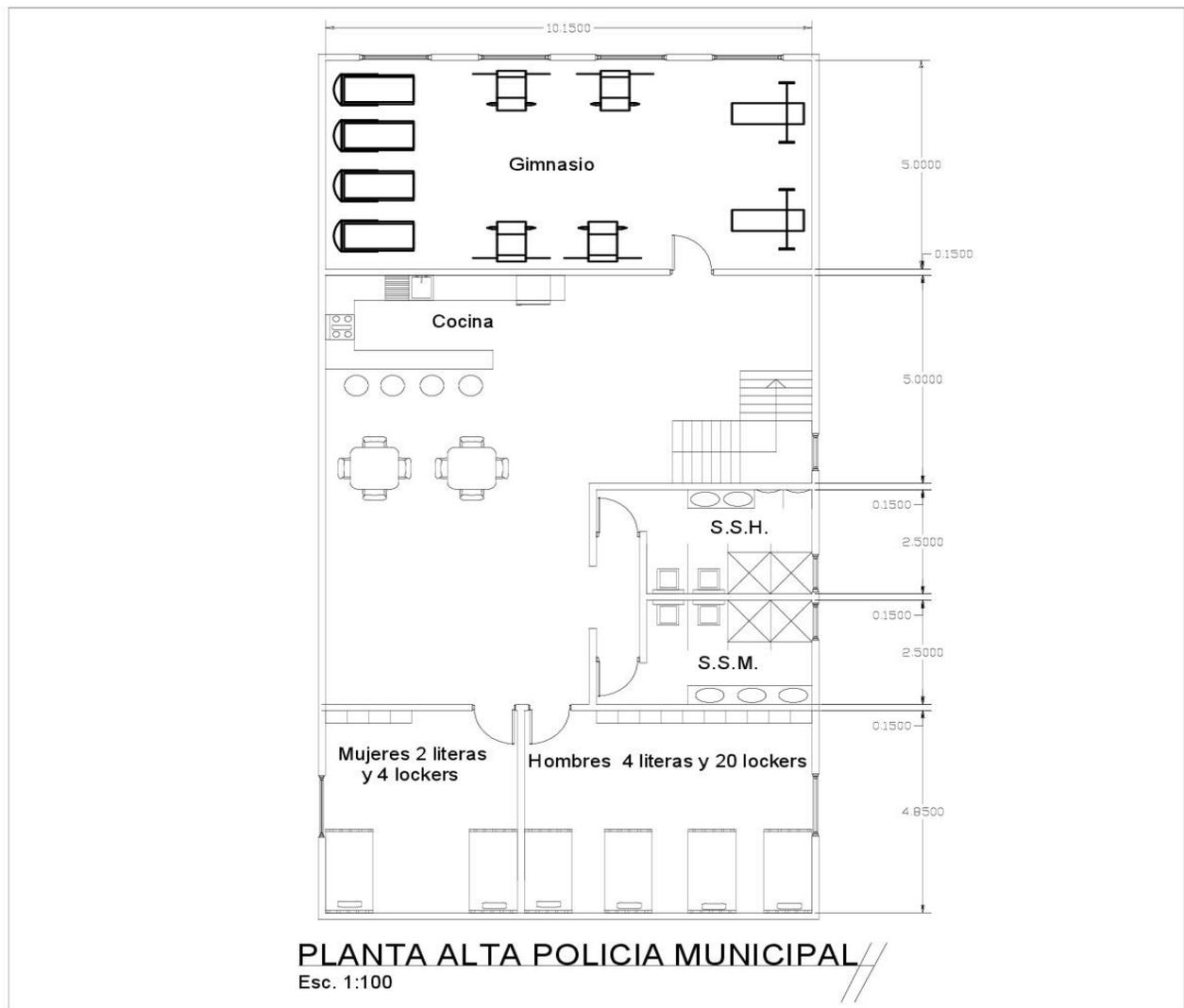
Uno de los objetivos del presente trabajo de investigación es el desarrollo del diseño arquitectónico de la nueva edificación para la subestación de policía del municipio de San Pedro Sacatepéquez. Para ello se realizó una investigación de los espacios mínimos requeridos para el adecuado funcionamiento de este tipo de ambientes, con el objetivo de garantizar la funcionalidad operacional del complejo. Seguidamente se presenta la propuesta arquitectónica elaborada la cual incluye: plantas amuebladas, así como algunas elevaciones y secciones renderizadas del proyecto propuesto.

Ilustración 2: Planta baja nueva estación de la policía municipal de tránsito.



UVG	
 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	
Trabajo de Graduación	
"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICÍA MUNICIPAL DE TRÁNSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS"	
Dibujante	
Juan Pablo Fuentes Ramíez. Carné: 14351	
Asesor	
MEng. Hugo E. Pallais Beteta. Colegiado: 9079	
	
Escala	Numero de Pagina
1:100	1/6
Entrega	
26/09/2018	
Tipo de Plano	
ARQUITECTONICO	

Ilustración 3: Planta alta nueva estación de la policía municipal de tránsito.



UVG	
 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	
Trabajo de Graduación	
"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICÍA MUNICIPAL DE TRÁNSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS"	
Dibujante	
Juan Pablo Fuentes Ramiez. Carné: 14351	
Asesor	
MEng. Hugo E. Pallais Beteta. Colegiado: 9079	
	
Escala	Numero de Pagina
1:100	2/6
Entrega	
26/09/2018	
Tipo de Plano	
ARQUITECTONICO	

Ilustración 4: Elevación norte de la nueva estación para policía municipal de tránsito.



UVG	
 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	
Trabajo de Graduación	
"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICÍA MUNICIPAL DE TRÁNSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS"	
Dibujante	
Juan Pablo Fuentes Ramíez. Carné: 14351	
Asesor	
MEng. Hugo E. Pallais Beteta. Colegiado: 9079	
	
Escala	Numero de Pagina
1:100	3/6
Entrega	
26/09/2018	
Tipo de Plano	
ARQUITECTONICO	

Ilustración 5: Elevación sur de la nueva estación para policía municipal de tránsito.



UVG	
 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	
Trabajo de Graduación	
"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICÍA MUNICIPAL DE TRÁNSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS"	
Dibujante	
Juan Pablo Fuentes Ramiez. Carné: 14351	
Asesor	
MEng. Hugo E. Pallais Beteta. Colegiado: 9079	
	
Escala	Numero de Pagina
1:100	4/6
Entrega	
26/09/2018	
Tipo de Plano	
ARQUITECTONICO	

Ilustración 6: Elevación este de la nueva estación para policía municipal de tránsito.



UVG	
 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	
Trabajo de Graduación	
"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICÍA MUNICIPAL DE TRÁNSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS"	
Dibujante	
Juan Pablo Fuentes Ramiez. Carné: 14351	
Asesor	
MEng. Hugo E. Pallais Beteta. Colegiado: 9079	
	
Escala	Numero de Pagina
1:100	5/6
Entrega	
26/09/2018	
Tipo de Plano	
ARQUITECTONICO	

Ilustración 7: Elevación oeste de la nueva estación para policía municipal de tránsito.



 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	
Trabajo de Graduación	
"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICÍA MUNICIPAL DE TRÁNSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS"	
Dibujante	
Juan Pablo Fuentes Ramiez. Carné: 14351	
Asesor	
MEng. Hugo E. Pallais Beteta. Colegiado: 9079	
	
Escala	Numero de Pagina
1:100	6/6
Entrega	
26/09/2018	
Tipo de Plano	
ARQUITECTONICO	

4. Diseño por resistencia

El código ACI actualmente recomienda la utilización del Método LRFD por sus siglas en inglés (Load Resistance Factor Design) también conocido como el “método de diseño por resistencia” debido a que este propone una consideración más realista del concepto de seguridad estructural ya que toma en cuenta las incertidumbres en la resistencia de los materiales, dimensiones y manos de obra, esto mediante un factor de reducción de resistencia.

4.1 Estados límites de diseño

Los estados límites de diseño por resistencia están definidos según sea el nivel de protección que se requiera asignar a la estructura. Dicho nivel será mayor en estructuras que deben permanecer con el menor número de daños posible durante y posterior a eventos sísmicos, tales como oficinas gubernamentales, de servicios públicos, etc. Por su parte será menor en estructuras de menor importancia en las cuales la integridad estructural se puede ver afectada según ciertos límites permisibles de deformaciones que incrementan según disminuya la importancia de la estructura.

4.1.1 Servicio

Este estado limita la resistencia de la estructura ante la carga sísmica en el rango elástico lo que conlleva a un leve agrietamiento del concreto o mampostería y por parte del acero de refuerzo una no fluencia ante las cargas de flexión.

Se propone que para este estado límite exista un daño estructural leve (casi imperceptible para el usuario) para que se pueda seguir utilizando la estructura de manera habitual. Generalmente este estado es asociado con sismos frecuentes o de intensidad baja, para los cuales varía el período de retorno según la importancia de la estructura siendo menor el periodo de un complejo de oficinas que el de un hospital, por ejemplo.

4.1.2 Control de daños

En este estado la resistencia a la carga sísmica se genera en el rango plástico por lo que existe una fluencia del acero de refuerzo y en el concreto se pueden observar grietas anchas, así como desprendimiento o trituración del concreto en la zona inferior al acero de refuerzo.

Se propone que para este estado límite exista daño a la estructura pero que sea económicamente reparable y que la edificación pueda volver a tener un funcionamiento habitual. Generalmente este estado límite está asociado con sismos de intensidad intermedia.

4.1.3 Supervivencia

En este estado límite se busca proteger la integridad de las personas incluso antes del sismo esperado más severo. En este estado límite se acepta un daño extenso en los elementos que conforman la estructura, así como en los elementos dentro de ésta, pero no se admite el colapso.

En este estado límite la estructura ya trabaja cercano o pasado el esfuerzo último por lo que se tienen grandes deformaciones. A pesar de lo anterior, las deformaciones deben ser asimilables por la estructura sin perder resistencia a la carga lateral y manteniendo la integridad para soportar las cargas verticales; esto se logra únicamente con la colocación del

detallamiento adecuado y siguiendo lo indicado en planos y estructuralmente durante el proceso constructivo de la edificación.

4.2 Factor de reducción de resistencia

Los factores de reducción de resistencia se utilizan como medida de prevención para las incertidumbres respecto a las resistencias de los materiales, las inexactitudes en las ecuaciones de diseño, las aproximaciones del análisis, las variaciones en las dimensiones de concreto al momento de la fundición, la inexactitud en la colocación del refuerzo, entre otras. El código ACI 318-14, sección 21.2, presenta valores para el factor reducción de resistencia (ϕ) para la mayoría de las situaciones de carga a lo largo de la vida útil de una estructura. Algunos de estos valores dados son:

- 0.90 para losas y vigas controladas por tensión.
- 0.75 para cortante y torsión en vigas.
- 0.65 para columnas cuadradas con estribos.
- 0.75 para columnas sunchadas con espiral.
- 0.65 o 0.75 a 0.9 para columnas que soportan cargas axiales muy pequeñas.
- 0.65 para soportes de concreto.

La variación en el valor del factor da una idea de la certeza que se tiene al momento de calcular las cargas ya que las capacidades calculadas para momentos nominales en miembros de concreto reforzado son muy exactas, mientras que las capacidades de carga calculadas son más dudosas.

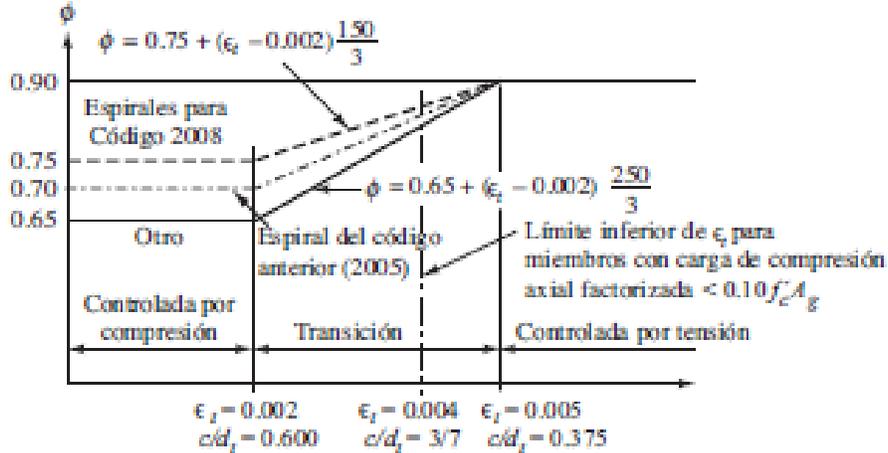
Para vigas y losas dúctiles (controladas por tensión) donde la deformación unitaria en el acero de refuerzo a tensión $\epsilon_t \geq 0.005$, el valor de ϕ para flexión es 0.90. Si ϵ_t es menor que 0.005, todavía es posible usar las secciones si ϵ_t no es menor que ciertos valores establecidos por el código. Los miembros sujetos a cargas axiales iguales o menores que $0.10f_c A_g$ pueden usarse sólo cuando ϵ_t no sea menor que 0.004 según la sección 9.3.3.1, por lo que se limita a que las vigas de concreto reforzado deban tener una deformación unitaria en tensión de al menos 0.004. Esta limitante se realiza para restringir la cuantía de refuerzo en vigas no preesforzados para mitigar el comportamiento frágil a flexión en caso de ocurrir una sobrecarga.

Si los miembros están sujetos a cargas axiales mayores o iguales que el 10% de la resistencia a carga axial de la sección transversal del elemento ($P \geq 0.10f_c A_g$), estos pueden usarse cuando ϵ_t sea tan pequeño como 0.002. Cuando los valores de ϵ_t están situados entre 0.002 y 0.005, se dice que están en el intervalo de transición entre las secciones controladas por tensión y las controladas por compresión. En este intervalo los valores de ϕ estarán situados entre 0.65 o 0.70 y 0.90; dependiendo del tipo de refuerzo transversal que disponga el miembro. El cálculo de ϕ para el intervalo de transición se describe en las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para miembros con espiral: } \phi = 0.75 + (\epsilon_t - \epsilon_y) \frac{0.15}{(0.005 - \epsilon_y)}$$

$$\text{Para otros miembros: } \phi = 0.65 + (\epsilon_t - \epsilon_y) \frac{0.15}{(0.005 - \epsilon_y)}$$

Ilustración 8: Variación de ϕ con deformación unitaria en tensión ϵ_t para acero grado 60.



Fuente: McCormac. 2011

Además de reducir la capacidad de la sección mediante la modificación por el factor ϕ , el código mayorará las cargas como se verá en la sección 5.5 del presente trabajo de investigación, por otra parte, el código ACI 318-14 en la sección 6.6.3.1 toma en cuenta la fisura ocurrida por flexión en los elementos de concreto reforzado por lo que reduce su momento de inercia, en columnas a un valor igual al 70% y en vigas a un 35%.

4.3 Ventajas del diseño por resistencia

- Se obtienen mejores estimaciones sobre la capacidad de carga debido a que las expresiones del diseño por resistencia toman en cuenta la forma no lineal del diagrama esfuerzo-deformación.
- Se usa un factor de seguridad más realista. Ya que se tienen un diferente factor de seguridad dependiendo del tipo de carga debido a que el diseñador puede estimar con mayor certeza las magnitudes de carga muerta en comparación con cargas vivas y accidentales. Mientras que el diseño por esfuerzos usa el mismo factor de seguridad para todas las cargas.
- Una estructura diseñada con el método de resistencia tendrá un factor de seguridad más uniforme ante el colapso. Ya que se aprovecha al máximo la ductilidad del acero de refuerzo.

5. Diseño estructural

5.1 Descripción de los códigos y especificaciones de diseño.

Para la realización del diseño estructural de una edificación deben tener en consideración guías, documentos y gráficos necesarios para la buena realización de las diferentes etapas del diseño como lo son el pre-dimensionamiento, el proceso de modulación y la comprobación

de los elementos estructurales. Para la modulación y análisis de la estructura que es el principal objetivo de estudio del presente trabajo de investigación se utilizará el software de computadora ETABS 2016, versión 16.2.0, desarrollo por la empresa CSI, la cual cuenta con otros softwares similares como SAP2000. Como observación, en el mercado se encuentran disponibles en la actualidad otros software para el análisis y diseño estructural de edificaciones tales como: CYPE, STAAD PRO, entre otros.

Para la elaboración del presente trabajo se seleccionó ETABS como software de diseño debido a que éste cuenta con el código de diseño guatemalteco para la integración del espectro de respuesta sísmico; así mismo se decidió su implementación ya que en Guatemala es el software con más aceptación dentro de los ingenieros estructurales y esto facilitaría cualquier revisión y/o evaluación del presente trabajo.

Los códigos de diseño se basan en estudios de campo y laboratorio mayormente; éstos varían dependiendo del país y se aplican según sean los parámetros desarrollados o adaptados de países con un desarrollo en la ingeniería superior. En Guatemala se cuenta con las Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala -NSE- desarrolladas por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES-.

Las mismas normas NSE recomiendan otros códigos de referencia o consulta en los cuales se puede ampliar la información o encontrar temas no tratados en las mismas, entre los cuales están:

- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. ACI 318-14.
- American Society of Civil Engineers. ASCE 7-16.
- International Building Code. IBC-09.
- Manual para Construcción con Acero. AISC 13th.

Siendo de utilidad para la realización de este trabajo los primeros dos códigos enlistados anteriormente. Las especificaciones de diseño en este documento se realizarán e identificarán de dos maneras:

Memoria descriptiva: permitirá la interpretación de los aspectos analíticos del proyecto mediante elementos visuales como tablas, gráficos, ecuaciones, etc. Además, se incluye la lista de los artículos de los códigos utilizados, descripción del proceso de análisis, acciones, entre otros.

Memoria de cálculo: describirá las cargas, secciones, materiales y elementos seleccionados para el pre-dimensionamiento, así como los cálculos por resistencia que avalen las secciones seleccionadas y la comparación con los resultados obtenidos mediante el software de diseño.

5.2 Descripción de la tipología estructural seleccionada.

La tipología estructural para la edificación en análisis fue seleccionada: marcos resistentes a momento de concreto reforzada ductilidad alta denominados como sistemas “E1” según AGIES, cuyos parámetros se encuentran descritos en la norma NSE 3, tabla

1.6.12. La elección del sistema de marcos de concreto sobre una edificación de acero fuera realizada por la persona encarga de proyectos municipales de la Municipalidad de San Marcos al momento de la elaboración del presente trabajo. Lo anterior se debe a que la construcción se llevara a cabo en un municipio que no cuenta con la disposición de los perfiles de acero necesarios en la localidad ni con la mano de obra calificada para su construcción. Por lo que la utilización del concreto es más práctica y existe mayor disponibilidad de materiales para trabajar con este.

El marco de concreto armado está formado por dos columnas conectadas por una viga; la unión entre la viga y la columna se denomina nodo el cual debe de tener una resistencia mayor a la de los elementos que vincula ya que el deterioro de la rigidez en las juntas puede ocasionar grandes desplazamientos y la posibilidad del colapso debido al efecto P-Delta. Por esta razón el nodo debe de contar con el detallamiento suficiente para que la deformación y resistencia de las vigas y columnas que vincula puedan desarrollarse durante un evento sísmico.

El marco de concreto armado también necesita de un diafragma el cual distribuye las fuerzas laterales hacia los elementos verticales de resistencia lateral, además el diafragma funciona como un amarre para que los marcos estructurales actúen como un conjunto.

Debido a que el municipio de San Pedro Sacatepéquez se encuentra en una zona de sismicidad alta, los marcos dúctiles resistentes a momento cumplen con la recomendación de tener elementos estructurales poco frágiles y con una capacidad post-elástica alta para evitar que la estructura tenga modos no dúctiles de deformación lo que llevaría a una falla no balanceada entre el concreto y el acero de refuerzo.

También debido a la versatilidad arquitectónica se selecciona la utilización de marcos sobre muros o un sistema dual de marcos y muros, ya que tanto los sistemas de muros o el sistema dual restringen la distribución espacial interior debido a que deben de contar con cierta densidad de muros que no puede ser modificada o alterado ya que sobre estos muros recae la resistencia de la estructura.

5.3 Descripción de las secciones transversales propuestas.

5.3.1 Losas

Para la caracterización de losa para este proyecto se consideró como un elemento en una dirección debido a que la relación entre el lado corto del miembro y el lado largo del rectángulo de losa más desfavorable tiene un valor de 0.49 y esto es inferior a 0.5. Por esa razón el pre-dimensionamiento de la losa se efectuó según lo indica el capítulo 7 del ACI 318-14.

Se realizó el procedimiento requerido por la tabla 7.3.1.1 que se muestra a continuación, definiendo dos condiciones de apoyo para la losa: la losa central con ambos extremos continuos y la losa de borde con un extremo continuo.

Ilustración 9: Espesor mínimo de losa maciza en una dirección no preesforzado.

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	1/20
Un extremo continuo	1/24
Ambos extremos continuos	1/28
En voladizo	1/28

⁽¹⁾Relaciones aplicables para concretos de peso normal y $f_y=60,000$.

Fuente: ACI 318-14

El procedimiento anterior dio como resultado un peralte necesario de 13 cm para la losa con ambos extremos continuos y de 15 cm para la losa con un extremo continuo; es por ello que se implementó el espesor de 15 cm para el pre-dimensionamiento de las losas en análisis. Cabe mencionar que el código ACI 318-14 permite utilizar un espesor menor siempre y cuando se haga la revisión de las deflexiones a corto y largo plazo.

Seguidamente se presenta el cálculo efectuado para el predimensionamiento de la losa de la edificación en análisis:

Tabla 1: Predimensionamiento de losas según ACI 318-14

Predimensionamiento de Losa	
1. Tipo de Losa	
a/b	0.49
a=	5 m
b=	10.15 m
Losa en una dirección	
Conclusión	
1.1. Ambos extremos continuos	
l=	3.7 m
h,min=	13 cm
1.2. Un extremo continuo	
l=	3.7 m
h,min=	15 cm
peralte, usar	15 Cm

5.3.2 Vigas principales

Para el predimensionamiento de las vigas principales se definieron dos tipos según las condiciones de apoyo de las mismas; para la configuración arquitectónica planteada se determinó que las vigas centrales presentan ambos extremos continuos y las vigas de borde presentan un extremo continuo. A partir de ello se determinó que la longitud máxima (crítica) para las vigas centrales es el valor entre columnas máximo; en este caso igual a 10.23 m y

para las vigas de borde igual a 10.15m. Con esto se obtuvo el peralte mínimo para las vigas principales según la Tabla 9.3.1.1 del ACI 318-14.

Ilustración 10: Altura mínima de vigas no presforzadas, ACI 318-14.

Condición de apoyo	Altura mínima, h ⁽¹⁾
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

⁽¹⁾ Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa. Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

Lo anterior da como resultado más crítico entre ambos criterios una viga con un peralte de 60 cm y una base de 30 cm (que sería la mitad de la altura del elemento), seleccionando esta configuración de viga para todas las vigas principales de la edificación propuesta por facilidades constructivas. Como observación, ya que la viga seleccionada posee un valor mayor al mínimo establecido por el código ACI, no es necesario verificar las deflexiones.

Seguidamente se muestra el cálculo correspondiente al pre-dimensionamiento de las vigas principales de la edificación en análisis.

Tabla 2: Predimensionamiento de vigas principales según ACI 318-14

Predimensionamiento viga principal

1. Ambos extremos continuos

Long. Crítica= 10.23 M
 $h, L/21=$ 0.49
 $h, \text{usar}=$ 0.5 M
 $b, h/2=$ 0.25 M
 Dimensión: **55X30** cm x cm

2. Un extremo continuo

Long. Crítica= 10.15 M
 $h, L/18.5=$ 0.55
 $h, \text{usar}=$ 0.6 Cm
 $b, h/2=$ 0.3 Cm
 Dimensión: **60X30** cm x cm

5.3.3 Columna cuadrada

El pre-dimensionamiento de las columnas se realizó mediante la metodología LRFD a través del control de la resistencia máxima a carga axial según como lo especifica el ACI 318-14 en la sección 10.5.1.1(a).

Como primer paso se determinó el área tributaria para la columna crítica siendo ésta igual a 77.65 m² por nivel, dando un total para los dos entresijos igual a 155.3m² y 53.05m² para la cubierta (techo). Posteriormente se multiplicó el área tributaria anterior por las cargas por unidad de área de servicio gravitacionales presentadas en las secciones 2.1 y 2.2 de esta sección, y combinadas mediante las combinaciones de carga presentadas en el código ASCE 7-10, capítulo 2, sección 2.3.2, así como en el código ACI 318-14, capítulo 5. El procedimiento anterior proporciona un valor máximo para la carga axial igual a 310.29 kips, incluyendo el peso propio de la columna.

El procedimiento utilizado para determinar el área gruesa de la columna fue el establecido por el código ACI 318 -14 para la metodología de diseño por resistencia, el cual establece que la capacidad nominal por carga axial de la columna multiplicada por el factor de reducción de resistencia correspondiente (ϕP_n) debe ser igual o mayor a la carga última (P_u) aplicada al elemento.

En donde:

- P_n es igual a 0.80 P_o según la tabla 22.4.2.1 para miembros no preesforzados con estribos y a la vez P_o se sustituye por el valor mostrado en la ecuación 22.4.2.2 del ACI 318-14.
- ϕ se utiliza igual a 0.65, tal y como lo establece el código ACI 318-14 en la sección 21.2 para columnas rectangulares con estribos sujetas a carga axial.

Por último, se realizó la suposición que el área de acero longitudinal representaba un 2% del área de la sección transversal de la columna, ya que según lo establece el ACI 318-14, artículo 18.7.4.1, el área de refuerzo longitudinal debe ser mayor a 0.01 A_g y menor a 0.06 A_g para columnas que forman parte de un pórtico especial resistente a momento.

Como resultado final se tiene que la columna cuadrada requiere un área de 0.204 m² con dimensiones para ambos costados de 50 cm. Debido a que el tamaño de las columnas está relacionado con el congestionamiento del acero de refuerzo en los nudos, y puesto que las varillas longitudinales de las vigas deben atravesar el armado longitudinal de las columnas de forma adecuada, se requiere una dimensión mínima para la columna. Es por ello que se decide realizar el pre-dimensionamiento con una columna cuadrada de 75cm x 75cm. Seguidamente se muestra el cálculo correspondiente al pre-dimensionamiento de las columnas cuadradas de la edificación en análisis.

Tabla 3: Integración de la carga para el pre-dimensionamiento de la columna

Pre-dimensionamiento de la columna cuadrada				
Área Trib. Techo	53.05	m ²	423.85	In
Área Trib. Piso	77.65	m ²	835.36	In
CM Techo	176	kg/m ²	36.05	Psf
CV Techo	200	kg/m ²	40.96	Psf
CM Piso	310	kg/m ²	63.49	Psf
CV Piso	250	kg/m ²	51.21	Psf

Tabla 4: Combinaciones de cargas para el pre-dimensionamiento de la columna

						COMBINACIONES LRFD			
Nivel	At, ft ²	CM, psf	PDL, kips	CV, psf	PLL, kips	PDL, kips	1.4DL	1.2DL+1.6LL	PU,max
Techo	423.85	36.05	15.28	40.96	17.36	15.28	21.39	46.12	46.12
N2	835.36	63.49	53.04	51.21	42.77	68.32	95.65	178.20	178.20
N1	835.36	63.49	53.04	51.21	42.77	121.36	169.90	310.29	310.29

Tabla 5: Pre-dimensionamiento de columnas cuadradas según ACI 318-14

Chequeo por resistencia axial máxima según ACI 318-14

$$\phi P_n \geq P_{u_{ult}}$$

$P_{u_{ult}}$	310.29	kip
ϕP_n	2.36	ksi-in ²
$\phi =$	0.65	
$P_n = 0.80 P_u$	3.63	ksi-in ²
$P_u = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$		
f'_c	4,000	psi
A_{st}	0.02	Ag
f_y	60,000	psi
$P_u =$	4532	psi-in ²
$A_g = P_u / \phi P_n$	131.67	in ²
$L =$	11.48	in
$L =$	29.15	cm
Dimensión	50x50	cm x cm

5.4 Descripción de la integración de las cargas utilizadas.

5.4.1 Cargas gravitacionales

5.4.1.1 Cargas muertas

La integración de la carga muerta se realizó en dos partes: la carga muerta debido al peso propio de los elementos y la carga muerta superpuesta, la cual fue obtenida de la tabla C3-1 del ASCE 7-16.

Debido a que el uso mayoritario de la estructura serán oficinas, se consideró para la carga superpuesta que las divisiones de ambientes internos se realizarán con tabiquería de tablayeso, para las cuales la Norma NSE 2, sección 2.4.3 (b), establece que la carga mínima para tabiquería debe ser igual a 75 kg/m². Para efectos del presente trabajo se asigna una carga de 90 kg/m² para estas oficinas, con el objetivo estar del lado conservador en el diseño debido a que la distribución de ambientes puede variar en el futuro.

Como acabados se consideraron: un mortero de nivelación de 3cm cuyo valor de carga es de 60 kg/m², para subsanar irregularidades en la losa y como pegamento para la colocación de piso, el cual se consideró cerámico con un valor de 80kg/m².

Además, se consideró el peso de las instalaciones fijas con un valor de 20 kg/m², así como de un techo suspendido con un valor de 60 kg/m². Para el techo se consideraron las mismas cargas con excepción del piso cerámico y se aumentó un centímetro el mortero de nivelación. Dando un valor de 210 kg/cm² para entrepiso y de 150 kg/m² para el techo.

Para el peso propio se utilizó el calculado por el software de diseño ETABS 2016 16.2.0, el cual, según las características asignadas a las secciones como la dimensión y el material, determina el peso de cada elemento estructural. Para la estructura en análisis el peso propio total posee un valor igual a 796.60 ton-m, el cual incluye el peso de: vigas principales y secundarias, losas y columnas.

A continuación, se presenta una tabla que incluye la integración de las cargas muertas superpuestas aplicadas a la edificación en cuestión.

Tabla 6: Integración de la carga muerta según NSE 2-2017 y ASCE 7

CARGA MUERTA

Códigos de consulta

NSE 2 2017

ASCE 7-16

Entrepiso

Tabiques móviles	90	Kg/m ²
Instalaciones	20	Kg/m ²
Cielos falsos	60	Kg/m ²
Mortero nivelación, 3 cm	60	Kg/m ²
Piso cerámico	80	Kg/m ²
SC entrepiso	310	Kg/m ²

Techo

Instalaciones	20	Kg/m ²
Cielos falsos	60	Kg/m ²
Mortero nivelación, 4cm	96	Kg/m ²
SC techo	176	Kg/m ²

Escaleras

Peso específico	2400	kg/m ³
-----------------	------	-------------------

Conversión Lineal de escalones	0.235	M
Ancho Tributario	3.25	M
SC gradas	1833	Kg/m

Muro perimetral entrepiso

Altura	3.5	M
Peso pared por área	200	Kg/m ²
Carga lineal pared entrepiso	700	Kg/m

Muro perimetral techo

Altura	1.5	M
Peso pared por área	200	Kg/m ²
Carga lineal pared techo	300	Kg/m

5.4.1.2 Cargas vivas

La integración de la carga se realizó según lo establecido en la Norma NSE 2-17, para lo cual teniendo el plan de necesidades de la Policía Municipal de Transito y siendo la mayoría de estas oficinas administrativas se le asignó el valor de carga por unidad de área para oficinas que se encuentra en la Tabla 3.7.1 de la Norma anteriormente mencionada, no aplicándole una reducción en intensidad debido a la importancia de la estructura. Para ello se implementó una carga muerta de 250 kg/m² para cada nivel de entrepiso y de 200 kg/m² para el techo según lo establece la NSE 2-17 inciso 3.3 (f) para azoteas de concreto con acceso.

La siguiente tabla resume las cargas vivas que se utilizaron para el diseño según las normas NSE de AGIES:

Tabla 7: Integración de la carga viva según NSE 2-2017

CARGA VIVA

Código de consulta
NSE 2 2017

Entrepiso

Oficinas	250	Kg/m ²
Cv entrepiso	250	Kg/m ²

Techo

Azotea pesada con acceso	200	Kg/m ²
--------------------------	-----	-------------------

5.4.2 Cargas accidentales

5.4.2.1 Carga de sismo.

El análisis sísmico se realizó mediante un análisis modal espectral detallado en el Capítulo 4 de la NSE 2-17. Se inició determinando la zona sísmica a la cual pertenece al municipio de San Pedro Sacatepéquez, San Marcos en el mapa de zonificación sísmica de Guatemala la cual es igual a 4 para este caso en particular. Seguidamente se obtuvieron los valores para la ordenada espectral de período corto y la ordenada espectral con período de un segundo indicados en la tabla A-1 de dicha norma, a partir del índice de sismicidad correspondiente ($I_0 = 4.2$).

Debido a que la obra albergará una estación de policía y está debe de seguir operando durante y después de un evento sísmico, la obra se clasifica como esencial según la norma NSE 1-17, sección 3.1.5. Según se puede apreciar en la Figura No.1, la edificación no se encontrará cerca de una falla o de un derrumbe por lo cual se descarta que se encuentre sobre un sitio tipo F según lo describe la norma NSE 2-17 sección 4.3.2, por lo que a falta de un estudio de suelo se le asigna un tipo de suelo “E” según la clasificación de la norma NSE 2.1-17.

El nivel de protección sísmico se determinó según la tabla 4.2.2 de la norma NSE 2-17, mediante la interpolación de la clase de obra con el índice de sismicidad, siendo el NPS “E” y el sismo de diseño “severo” con una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años.

Posteriormente se realizó el ajuste por clase de sitio según el numeral 4.5.2 de la norma mencionada anteriormente, para lo cual fue necesario determinar los factores de sitio F_a y F_v extraídos de la tabla 4.5.1 y 4.5.2 respectivamente, para luego obtener los valores de las ordenadas espectrales modificadas S_{cs} (según la ecuación 4.5.3-1) y S_{1s} (según la ecuación 4.5.3-2), siendo estos 1.35g y 1.21g respectivamente.

No se realizó un ajuste por intensidad sísmica especial como lo especifica el numeral 4.5.3 debido a que la edificación no se encuentra sobre un sitio tipo “F” y no presenta ninguna de las irregularidades en planta y elevación presentadas en la Tabla 1.8 de la NSE 3-17. Es por ello que los valores de N_a y N_v poseen una magnitud igual a la unidad en este caso específico.

Para obtener los periodos de vibración de transición se determinó el factor de escala K_d según la tabla 4.5.5.a. Debido a que el sismo de diseño será un sismo severo, dicho factor tiene un valor igual a 0.80. A partir del valor anterior se puede determinar el valor de S_{cd} , según la ecuación 4.5.5.c-1, siendo este 1.08g y S_{1d} según la ecuación 4.5.5.c-2, siendo este 0.968g. Utilizando la ecuación 4.5.4.i se obtiene el valor T_s el cual corresponde al periodo de transición y la ecuación 4.5.4.ii para obtener el valor de T_0 que corresponde al período que delimita el inicio de la meseta del espectro de diseño siendo ambos valores 0.896s y 0.79s respectivamente.

La Tabla 8 presenta el cálculo de los diferentes parámetros sísmicos para la estructura en análisis con base en la normativa NSE 2-17 de AGIES:

Tabla 8: Análisis sísmico según las normas NSE 2-17, NSE 3-17

Análisis sísmico - AGIES NSE 2-17 / 3-17

INFORMACIÓN DEL PROYECTO

	Ubicación	San Pedro, San Marcos
NSE 1 Cap. 3	Clase de obra	Esencial
NSE 2.1 Tabla A.1	Clase de sitio	D

NSE 2 - Capítulo 4: Aspectos sísmicos

4.5.1 Parámetros básicos

Tabla A.1	Io	4.2	
	Scr	1.5	G
	S1r	0.55	G

4.2.2 NPS (Nivel de Protección Sísmica)

Tabla 4.2.2	NPS Probabilidad Excedencia	de	E	
			5	% en 50 años

4.5.2 Ajuste por clase de sitio

Tabla 4.5.1	Fa	0.9
Tabla 4.5.2	Fv	2.2

4.5.2 Ajuste por intensidades sísmicas especiales

Tabla			
4.6.2.2	Na	1	

Tabla			
4.6.2.3	Nv	1	

Parámetros del espectro

4.5.3-1	Scs	1.35	G
4.5.3-2	S1s	1.21	G

Tabla			
4.5.5.a	Kd	0.8	

4.5.5.c-1	Scd	1.080	G
4.5.5.c-2	S1d	0.968	G

4.5.4.i	Ts	0.896	S
4.5.4.ii	To	0.179	S

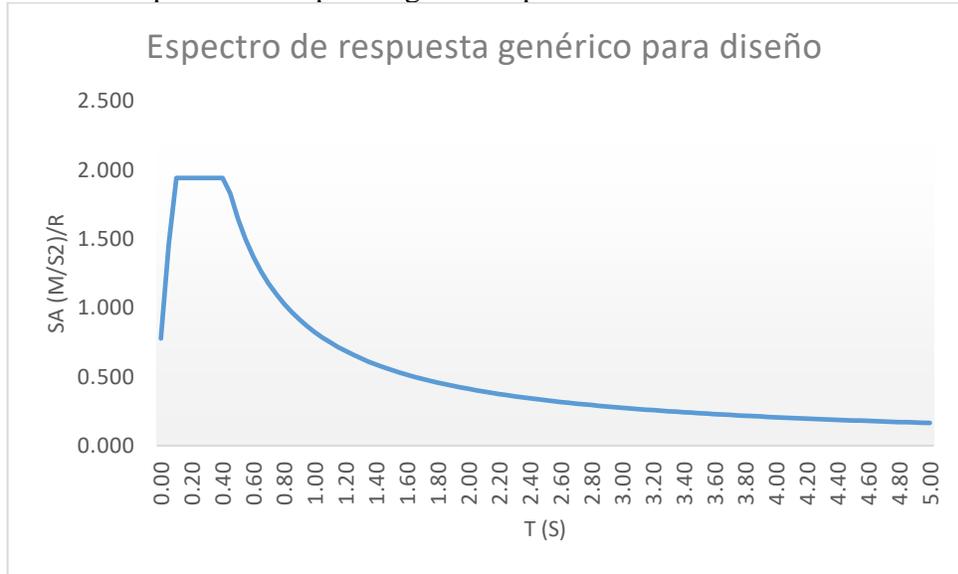
Ilustración 11: Ecuaciones para la pseudo-aceleración, AGIES.

$S_a(T) = S_{cd}$	cuando $T_0 \leq T \leq T_s$	(4.5.6-1)
$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd}$	cuando $T > T_s$	(4.5.6-2)
$S_a(T) = S_{cd} \left[0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right]$	cuando $T < T_0$	(4.5.6-3)

Al obtener los valores anteriores se puede construir el espectro de respuesta sísmico obteniendo la ordenada espectral en función del periodo con las ecuaciones de la sección 4.5.6. Es importante mencionar que el valor obtenido para la ordenada espectral debe multiplicarse por la gravedad debido a las dimensionales de Scd y S1d. Además, se debe reducir según el factor de modificación de respuestas sísmica (R) como lo establece el capítulo 2 de la Norma NSE 3.

El espectro de respuesta genérico para diseño de la edificación propuesta se muestra a continuación a partir de la Ilustración 12:

Ilustración 12: Espectro de respuesta genérico para la estructura en análisis



En lo que a los coeficientes y factores de diseño R , Ω , C_d y ρ implementados para la edificación en análisis, éstos se detallan en la tabla que se muestra a continuación:

Tabla 9: Coeficientes y factores de diseño inherentes al sistema estructural “E1”

NSE 3 - Diseño estructural de edificaciones

Tabla 1.6.12 Coeficientes y factores para diseño

Sistema Estructural	E1	Marcos de Concreto
R	8	
Ω_r	3	
C_d	5.5	
P	1	

Los parámetros anteriores fueron obtenidos a partir de las normas NSE 2-17, tabla 1.6.12 para el sistema estructural “E1” y fueron utilizados en ambas direcciones de análisis, es decir, en la dirección del eje “x” y en la dirección del eje “y”.

5.5 Cargas y combinaciones de carga.

Las cargas que se tomaron en cuenta para las solicitaciones a la cual será expuesta la estructura fueron las presentadas en los incisos anteriores, es decir: carga muerta, carga viva, carga de viento y carga sísmica. Esto basado en el uso administrativo que tendrá la edificación y según lo establecido por los códigos de diseño vigentes.

En cuanto a las combinaciones de carga, éstas se realizaron según lo establece la Norma NSE 2-2017 en la sección 8.3 que contiene las combinaciones de cargas establecida por AGIES para el diseño por la metodología LRFD.

Las combinaciones de carga por gravedad se adoptaron tal y como aparecen en la sección 8.3.2, sin aplicarle la reducción a la carga viva como lo sugiere el numeral “a”; estas combinaciones son las siguientes:

$$1.4M \quad (CR1)$$

$$1.3M + 1.6V + 0.5 (V_t \text{ o } P_l \text{ o } A_r) \quad (CR2)$$

$$1.3M + V + 1.6 (V_t \text{ o } P_l \text{ o } A_r) \quad (CR3)$$

Para las combinaciones por carga de sismo se determinó el valor del sismo vertical (S_{vd}); lo anterior se hizo con la ecuación 4.5.9-1 de la Norma NSE 2-17, dando un valor de 0.1728, siendo este una modificación a la carga muerta según el comentario 8.3.3 de la Norma NSE 2-17. Para el sismo horizontal se consideró la acción de la carga sísmica total en la dirección de análisis más el treinta por ciento de la carga sísmica en la otra dirección, siendo las combinaciones de cargas:

$$1.2M + V + S_{vd} \pm S_{hd} \quad (CR4)$$

$$1.0M - S_{vd} \pm S_{hd} \quad (CR5)$$

Con las modificaciones planteadas se obtienen las siguientes:

$$1.37M + V + 1.0S_x + 0.30S_y \quad (CR4.a)$$

$$1.37M + V + 0.30S_x + 1.0S_y \quad (CR4.b)$$

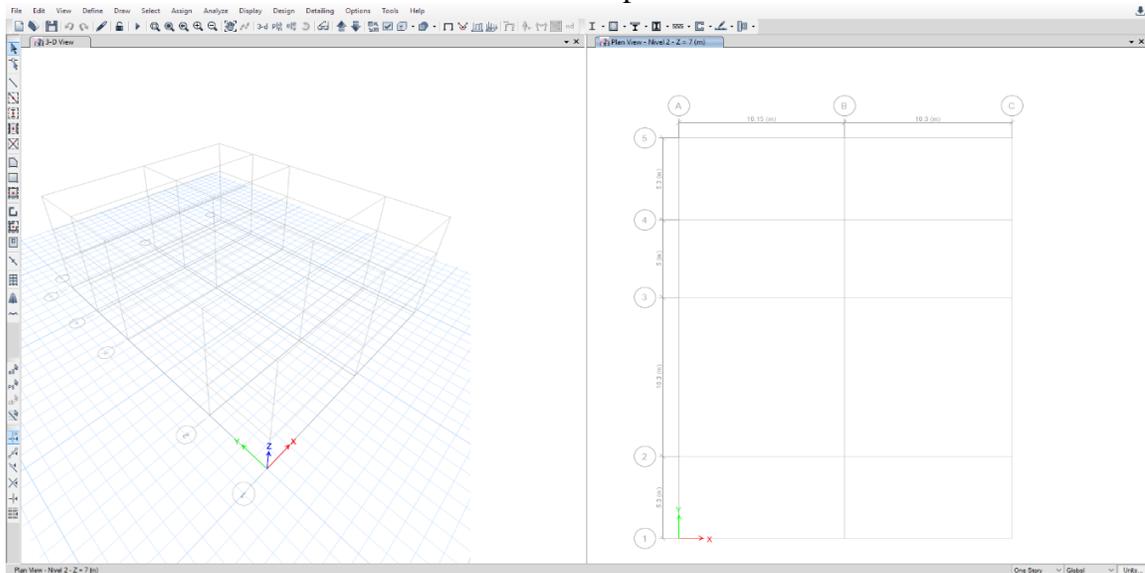
$$0.73M + 1.0S_x + 0.30S_y \quad (CR5.a)$$

$$0.73M + 0.30S_x + 1.0S_y \quad (CR5.a)$$

6. Modelado de la estructura.

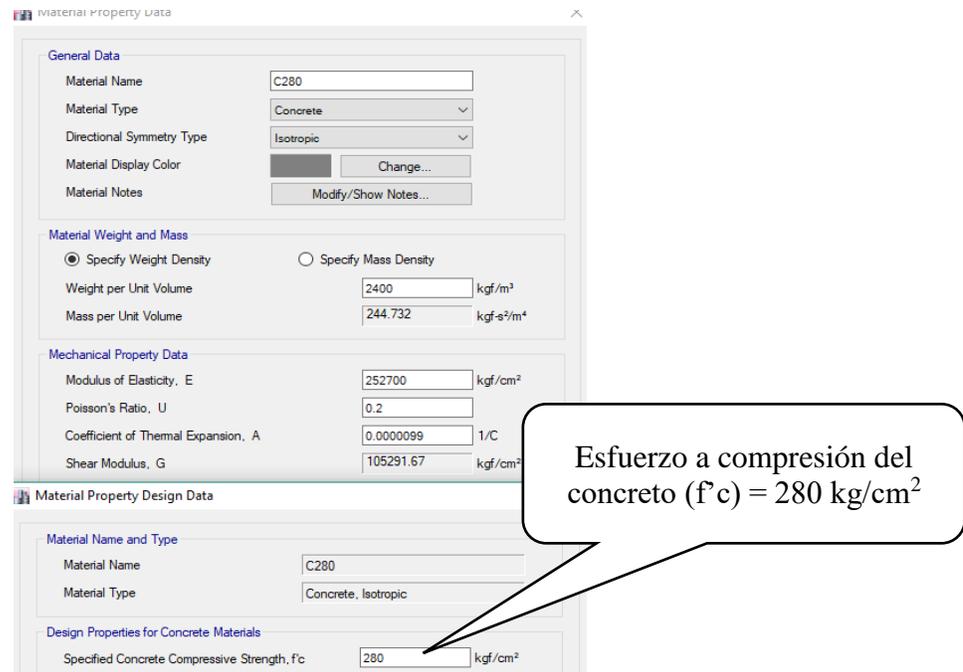
Tal y como se comentó anteriormente, la modelación del proyecto se realizó en el software de computadora ETABS, versión 16.2.0, basándose en la distribución arquitectónica presentada en el capítulo 3 del marco teórico. Como primer paso se realizó una cuadrícula base para proceder con el pre-dimensionamiento de la estructura, la cual se presenta a continuación:

Ilustración 13: Cuadrícula inicial para el diseño estructural



Seguidamente se definieron las propiedades de los materiales. Para ello se implementó un concreto con una resistencia mínima a la compresión a 28 días igual a 280 kg/cm^2 ($4,000 \text{ lb/in}^2$), con un peso específico igual a $2,400 \text{ kg/m}^3$ (150 lb/ft^3). Para el acero de refuerzo se definieron las propiedades de un acero grado 60, el cual tiene un límite de cedencia igual a $6,300 \text{ kg/cm}^2$ y una resistencia mínima a tracción igual a $4,200 \text{ kg/cm}^2$ ($60,000 \text{ lb/in}^2$), tal y como lo muestra la Ilustración No. 14.

Ilustración 14: Asignación de las propiedades al concreto que se utilizó como material para el diseño de los elementos estructurales en el software Etabs 2016.



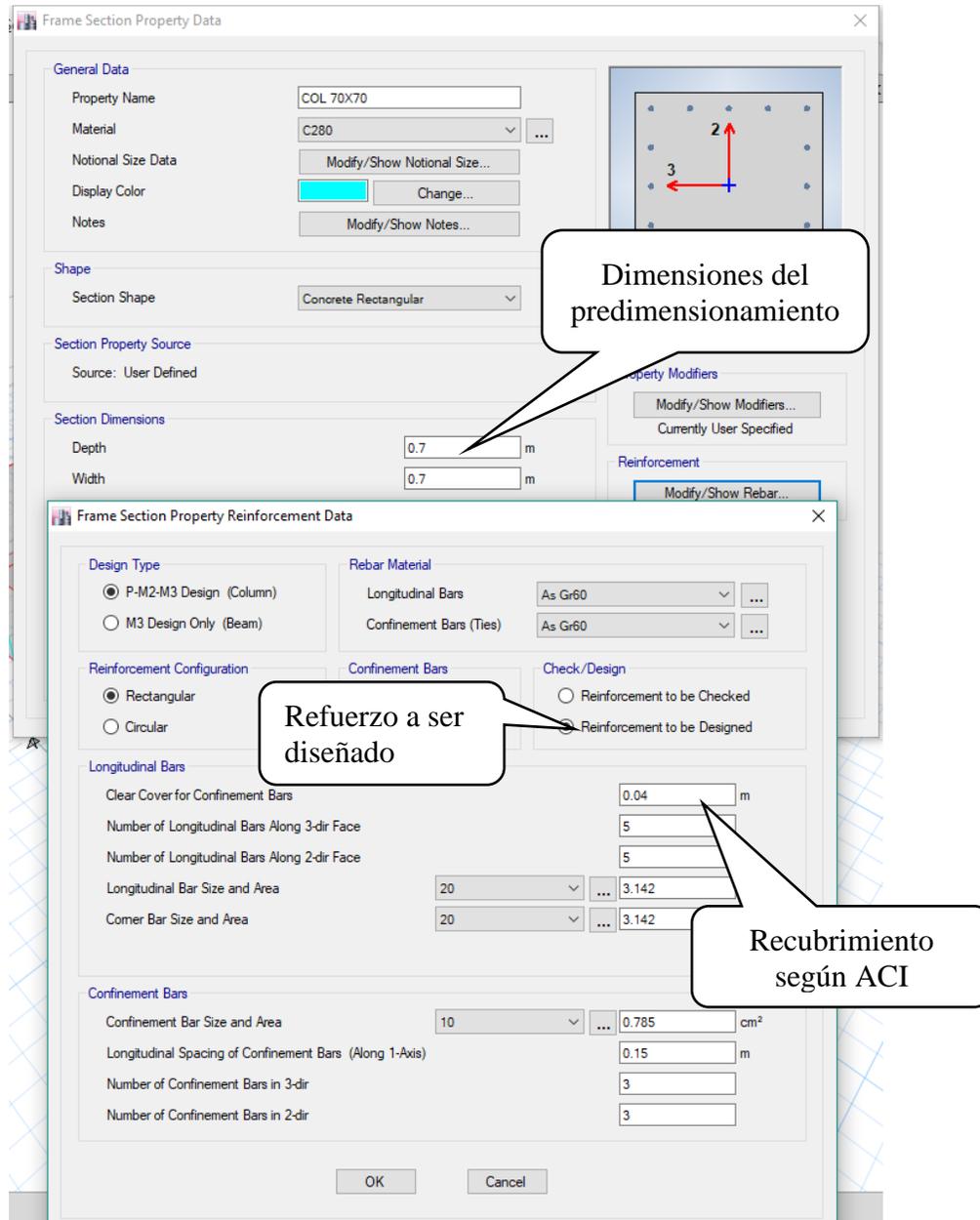
6.1 Definición de las Secciones de los elementos

6.1.1 Columnas

Se definió una columna cuadrada de 70 cm x 70 cm con las propiedades de concreto y acero previamente definidas, y luego se definió la distancia del recubrimiento al borde de la columna. Se selecciona la opción que el acero de refuerzo sea diseñado por el software de computadora, aunque de igual forma esto será verificado de forma manual posteriormente.

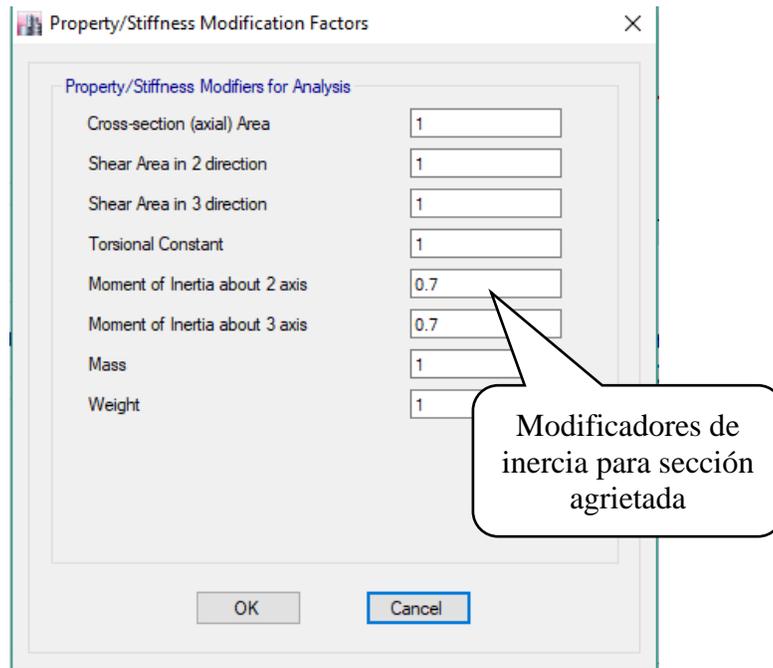
La siguiente figura ilustra el procedimiento descrito en el párrafo anterior:

Ilustración 15: Definición de las dimensiones y recubrimiento para la columna cuadrada en el software Etabs 2016.



Tal y como se indicó en el capítulo de diseño por resistencia del marco teórico, los modificadores de inercia para la columna deben modificarse a un valor inferior a la unidad; en este caso a un valor igual a 0.70, tal y como se muestra en la siguiente figura:

Ilustración 16: modificación de los factores de inercia para la columna en el software Etabs 2016.



6.1.2 Vigas.

Para las vigas principales y secundarias se implementó una sección rectangular, y se les asignó una inercia efectiva igual a 0.35 según se explica en el diseño por resistencia del marco teórico. Así mismo se modificó la rigidez torsional del elemento a 0.001 para redistribuir los esfuerzos de torsión en el elemento en esfuerzos de corte y flexión hacia los demás elementos estructurales. El procedimiento anterior se realizó para todas las vigas analizadas con el objetivo de establecer la configuración estructural más adecuada; las vigas citadas anteriormente se presentan en la tabla 20 del presente documento.

La Ilustración 17 muestra la asignación de la inercia efectiva en el software Etabs, así como el factor de rigidez torsional implementado para el análisis estructural:

Ilustración 17: Modificación de los factores de inercia y del factor torsión a para las vigas en Etabs 2016.

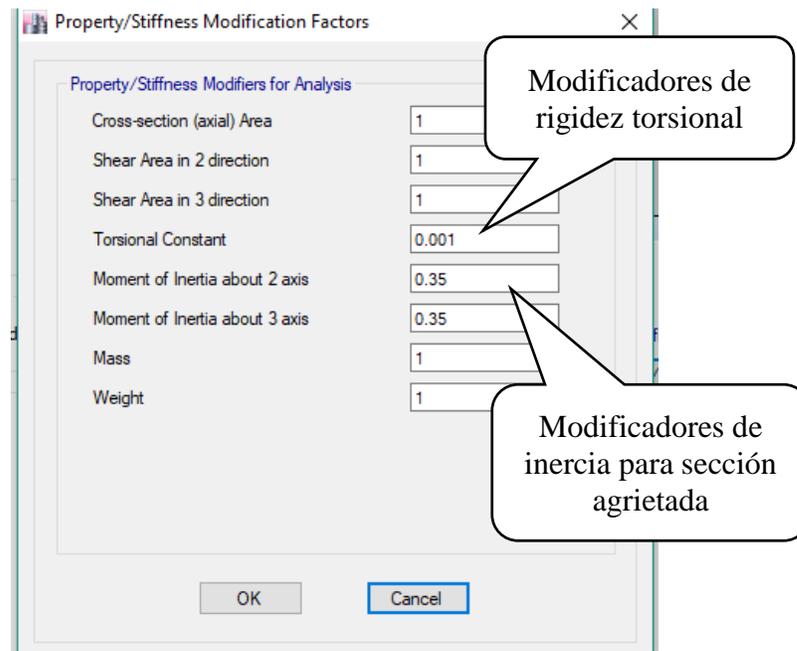
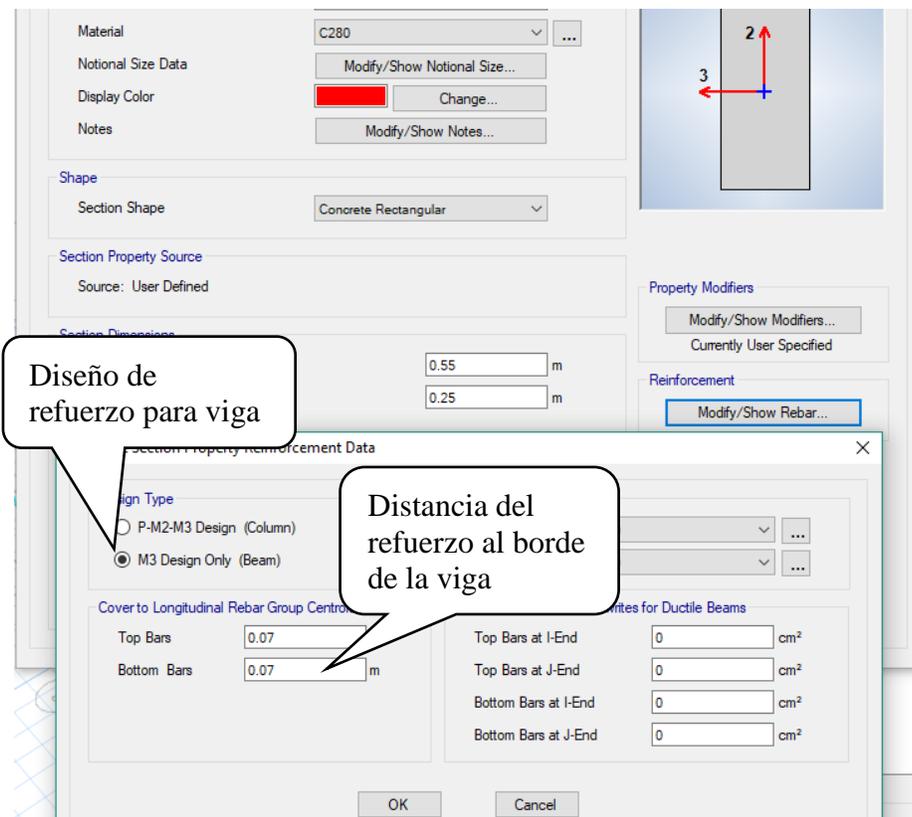


Ilustración 18: Definición de las dimensiones y recubrimiento para la columna cuadrada en Etabs 2016.

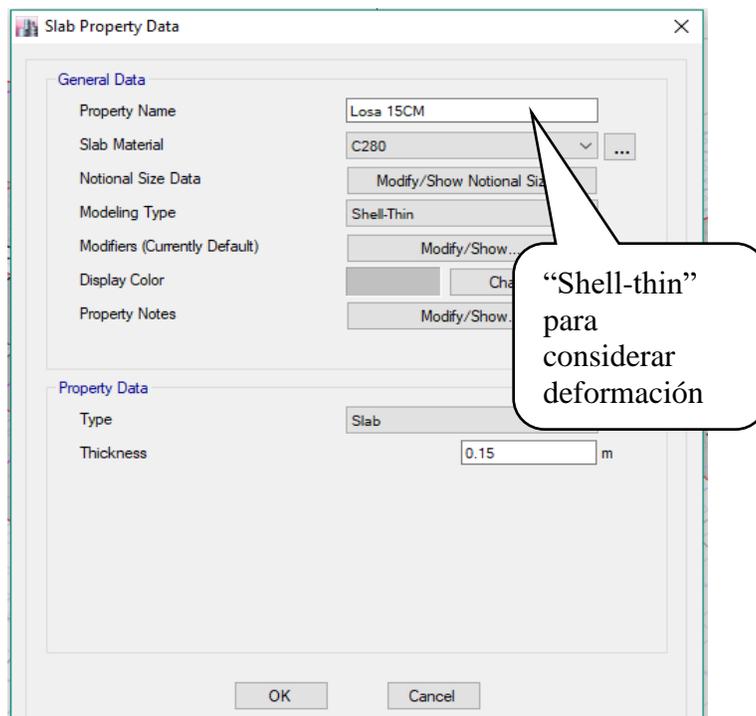


6.1.3 Losa.

En lo que a las losas se refiere, estas se modelaron con el espesor de 15cm. obtenido en el pre-dimensionamiento. Estas se definieron como objetos tipo “Shell-thin” para que presentaran un comportamiento más cercano a la realidad, debido a que el software de computadora implementado considera la rigidez por flexión en este tipo de elementos, los cuales resisten una porción de la carga a través de la deformación por flexión.

La definición de los parámetros implementados se muestra en la siguiente Ilustración No.19:

Ilustración 19: Definición de las dimensiones y el tipo de modelación para la losa en Etabs 2016.



6.2 Modelo geométrico estructural tridimensional.

Para que el modelo tridimensional de la edificación en análisis se apegue lo más próximo a la realidad, todos los elementos se definieron mediante la opción “End Length Offset” con el objetivo de tomar en cuenta las dimensiones de los miembros al momento de calcular las fuerzas internas en los mismos (ver Ilustración 21). En el caso de las vigas, por ejemplo, las fuerzas cortantes y momentos flectores son calculados en la cara de la columna y no en el eje de la misma mediante este procedimiento, lográndose una reducción en la magnitud de dichas fuerzas y representando de esta forma el comportamiento real de los elementos. Por otra parte, se asignó una rigidez al nudo mayor a la del elemento (ver Ilustración 20) el cual al llegar a determinado esfuerzo admite agrietamiento; lo anterior se efectúa para no modelar el nudo como un elemento infinitamente rígido.

Ilustración 20: Cambio en la rigidez del nudo viga-columna.

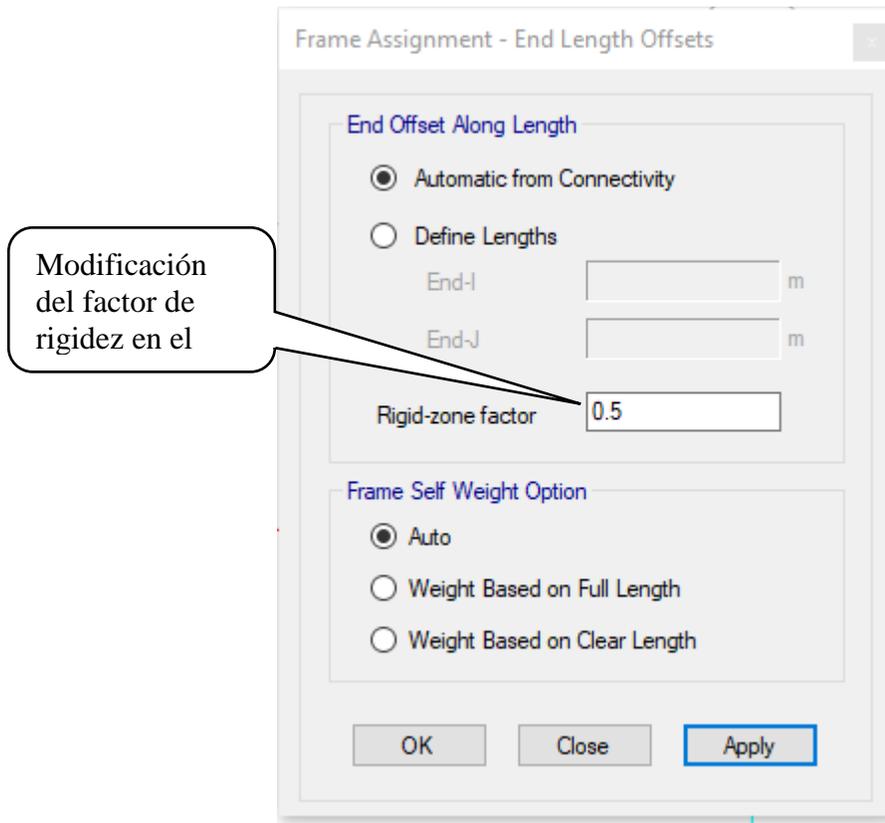
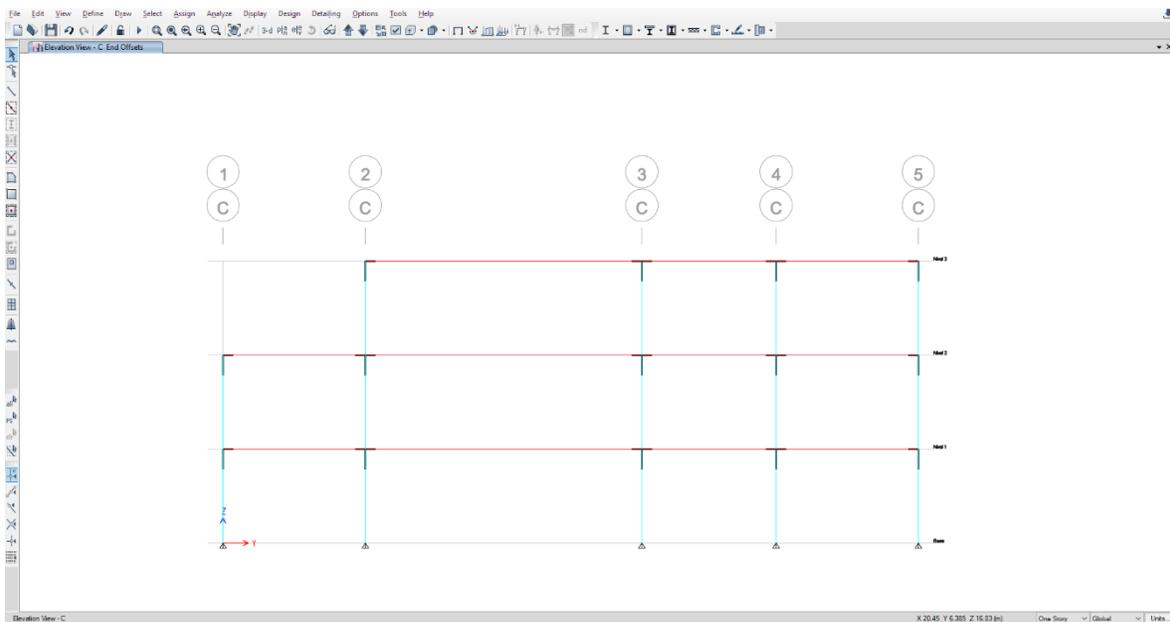
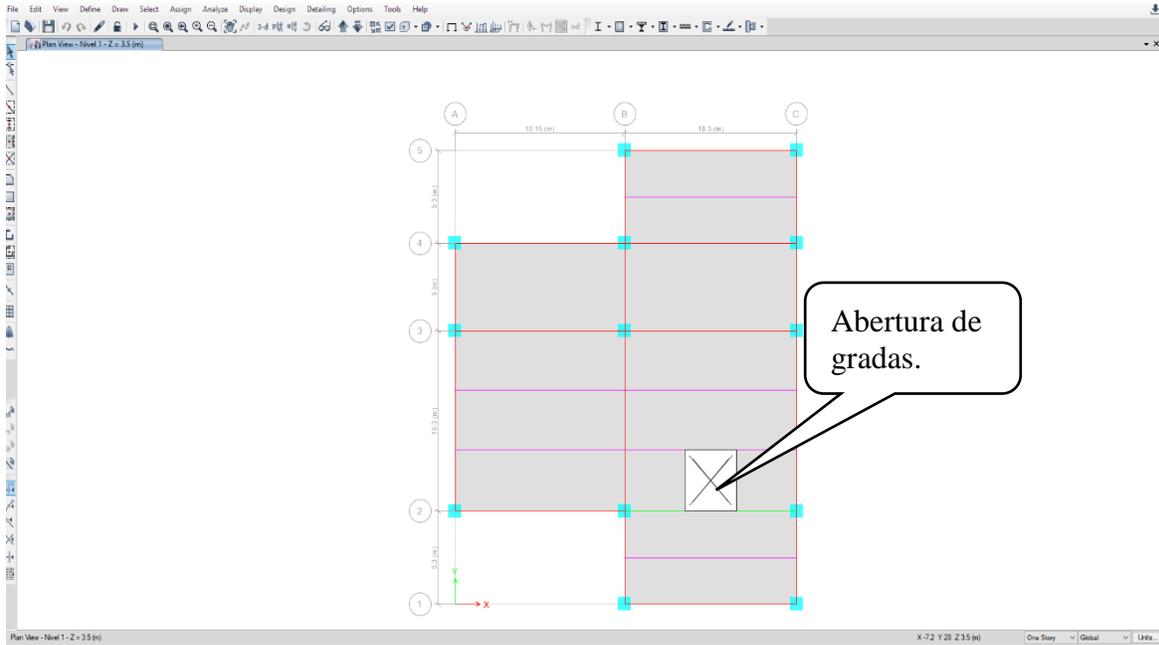


Ilustración 21: Sección que muestra la unión que entre vigas y columnas.



En lo que a la losa se refiere, ésta se modeló conforme a las plantas arquitectónicas correspondientes, respetando las dimensiones y ubicaciones de las aberturas para los módulos de gradas requeridos. Las propiedades del concreto asignadas a la losa son las mismas que se utilizaron para las vigas y columnas de la edificación. La siguiente figura muestra una planta típica modelada con el software ETABS 2016:

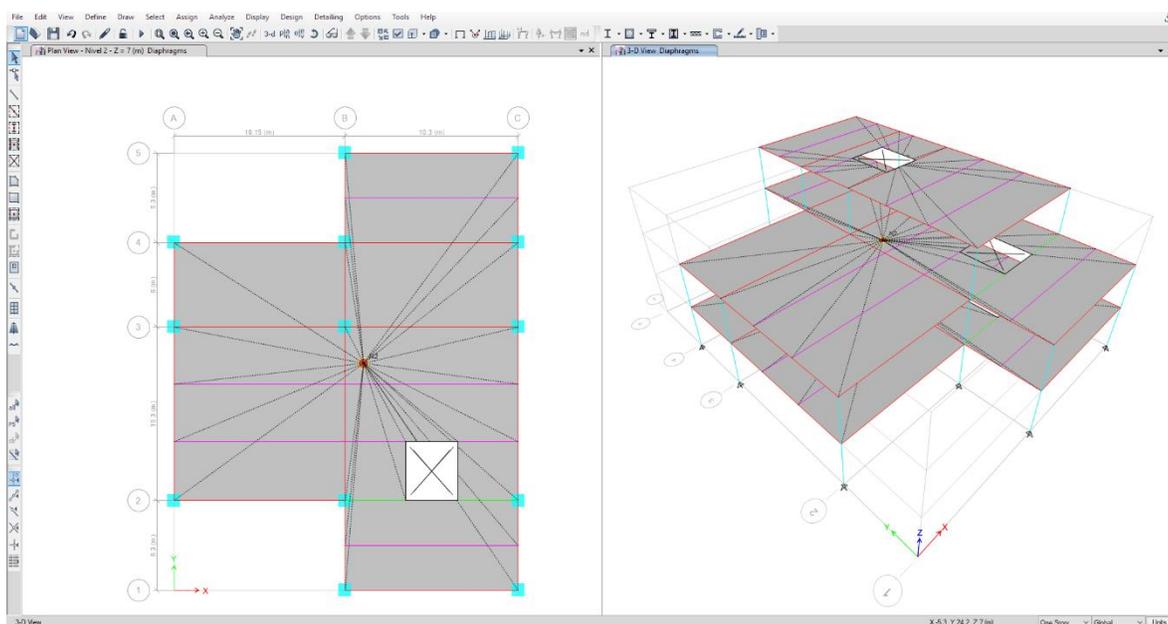
Ilustración 22: Modelado final de la losa del primer nivel.



6.2.1 Diafragma

Las losas de la estructura se modelaron como diafragmas rígidos (ver Ilustración 23), esto para que la losa cumpla con la función de distribuir las cargas horizontales hacia las vigas tal y como es en la realidad. La selección de diafragma rígido en la modelación cumple con los requisitos del código ASCE 7-16, artículo 12.3.1.2 en donde se establece que losas podrán ser tomadas como un diafragma rígido.

Ilustración 23: Losas modelas, como diafragma rígido individualmente.



6.2.2 Apoyos

Se le asignó a cada columna un apoyo empotrado debido a que la cimentación que se utilizará para la estructura serán zapatas tentativamente y este tipo de apoyos restringe las rotaciones y desplazamiento igual a como lo hace una zapata en la realidad. Cabe mencionar que el tipo de cimentación definitiva (zapatas aisladas, zapatas combinadas, losa de cimentación, pilotes, etc.) para la nueva edificación propuesta estará en función de los resultados del estudio de suelos correspondiente, el cual debe elaborarse por parte de las autoridades correspondientes para complementar el diseño estructural del presente trabajo. Es por ello que el diseño de la cimentación de la estructura se realizó de una manera muy general con datos del suelo asumidos por el estudiante.

6.3 Asignación de cargas gravitacionales al modelo

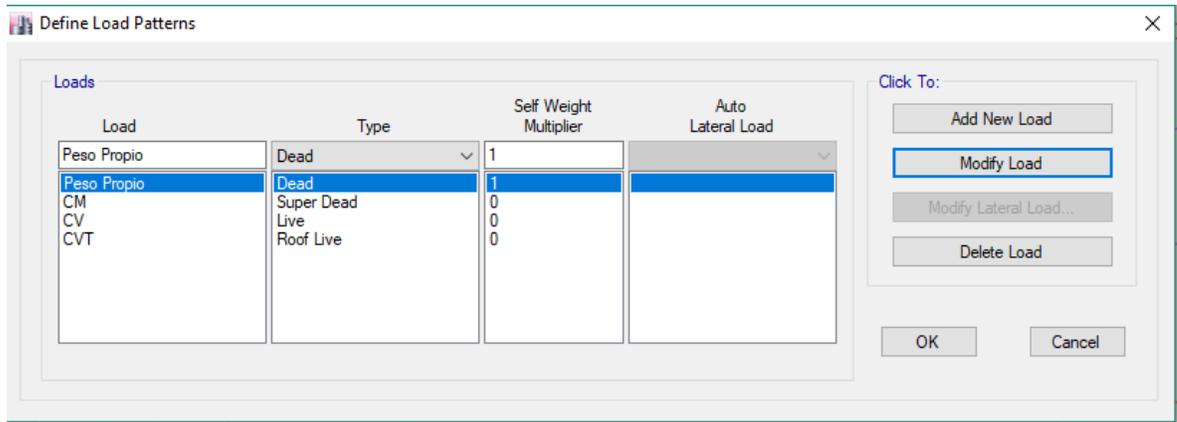
Para la asignación de cargas gravitacionales al modelo se separó la carga muerta en el peso propio de la estructura y la carga muerta superpuesta. Por su parte, la carga viva se dividió en dos: carga viva de entrepiso y carga viva de techo, tal y como lo indica la norma NSE 2-17. Las cargas descritas anteriormente, utilizadas para el análisis de la edificación se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 10: Resumen de las cargas vivas y muertas aplicadas a la estructura.

CARGA VIVA			CARGA MUERTA		
Entrepiso	250	Kg/m ²	Entrepiso	310	Kg/m ²
Gradas	250	kg/m	Gradas	1833	kg/m
Techo	200	Kg/m ²	Techo	176	Kg/m ²
			Muro Perimetral	700	kg/m
			M. Perimetral Techo	300	kg/m

La siguiente figura muestra la definición de cargas realizada en el software de computadora utilizado:

Ilustración 24: Definición de los casos de carga muerta y viva en Etabs 2016.



6.4 Asignación de la carga sísmica mediante el método de la carga sísmica equivalente

La integración de la carga sísmica se realizó primeramente en Excel, utilizando el procedimiento de la norma NSE 2-17, se comenzó con determinar el periodo fundamental de vibración de la estructural para lo cual se utilizó la ecuación 2.1.6 de la NSE 3-17, siendo este 0.347s. El valor anterior se obtiene a partir de la altura de la edificación que es igual a 10.5m y a partir de los valores K_t y x obtenidos del numeral 3 de la sección 2.1.6 de la norma NSE 3-17. A partir de lo anterior se obtiene el periodo máximo con la ecuación 2.1.9-1 de la norma mencionada siendo este 0.486s.

Para obtener el cortante basal estático al límite de cedencia es necesario determinar el coeficiente sísmico de diseño y el peso de la edificación, como lo indica el artículo 2.1.2 de la Norma NSE 3-17. Para determinar el coeficiente sísmico (C_s) es necesario verificar si este es mayor al mínimo, el cual tiene dos valores, proporcionados por las ecuaciones 2.1.4-1 y 2.1.4-2 de la Norma NSE 3-17, mientras que para determinar el valor de C_s se debe calcular la razón entre la pseudo aceleración de diseño y el factor de reducción según la ecuación 2.1.3-1 de la Norma NSE 3-17, siendo este valor igual a 0.0135 y siendo a la vez mayor que los mínimos.

El peso de la estructura (W_s) se obtuvo mediante la tabla “Story Forces” obtenida del análisis en ETABS, a partir de la cual se obtuvieron la reacción total por cargas muertas y el veinticinco por ciento de la carga viva en la parte inferior del primer nivel; dichas cargas se sumaron para obtener el peso sísmico correspondiente.

Seguidamente se presentan los cálculos efectuados para el cálculo del período fundamental de vibración de la estructura, así como el coeficiente sísmico al límite de cedencia:

Tabla 11: Cálculo del periodo empírico y del coeficiente sísmico para la estructura en análisis.

2.1.6 Fórmula empírica para período fundamental de vibración

	K_T	0.047	M
	h_n	10.5	M
	x	0.850	
2.1.6	T_a	0.347	
	$1.4T_a$	0.486	
	S_a	1.08	

NSE 3-17. 2.1.3-Coeficiente sísmico al límite de cedencia

2.1.3-			
1	$C_s (S_a/R)$	0.135	
	$C_s \text{ min1}$	0.048	
	$C_s \text{ min2}$	0.041	
	W_s	1456.146	TON
	$V1X$	129.058	TON
	$V1Y$	125.358	TON

En lo que a los cortantes $V1X$ y $V1Y$ se refiere, estos se obtuvieron mediante el análisis realizado por ETABS, de la tabla “Story Forces”, tomando el valor de corte que se tiene debido a la acción de la carga sísmica en la parte inferior del primer nivel.

6.4.1 Determinación del período fundamental de la estructura

El período fundamental de la estructura se obtuvo la tabla “Modal Participating Mass Ratios”. Seguidamente se presenta la tabla de participaciones modales de la masa de la estructura en análisis:

Tabla 12: Masa asociada con los diferentes periodos de vibración.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec						
Modal	1	0.817	0.9095	5.349E-07	0	0.9095	5.349E-07	0
Modal	2	0.62	0.0001	0.875	0	0.9096	0.875	0
Modal	3	0.582	0.002	0.0602	0	0.9117	0.9352	0
Modal	4	0.18	0.0679	0.0001	0	0.9795	0.9352	0
Modal	5	0.151	0.00000551	0.0501	0	0.9795	0.9853	0
Modal	6	0.138	0.0005	0.0001	0	0.98	0.9854	0
Modal	7	0.087	0.0152	0.0021	0	0.9952	0.9875	0
Modal	8	0.078	0.0033	0.0114	0	0.9984	0.9989	0
Modal	9	0.066	0.0015	0.0011	0	1	1	0

Tabla 13: Obtención del período fundamental de vibración para la estructura en análisis.

De **hoja**
ModalPartMassRatio

	T(s)	% Masa
Tx	0.817	90.95
Ty	0.62	87.5
Sa(Tx)	1.080	G
Sa(Ty)	1.080	G
3.3.2-1	Cs(Sax/R)	0.135
	Cs(Say/R)	0.135

6.4.2 Coeficiente sísmico

Para determinar el coeficiente sísmico (Cs) es necesario conocer la pseudo aceleración asociada con el período fundamental de vibración, siendo ésta la ordenada independiente en el gráfico del espectro de respuesta y siendo este valor igual a 1.080g para el eje Y así como para el eje X de análisis debido a que ambos periodos se encuentran en la meseta del espectro de diseño. El coeficiente sísmico se determinó mediante la ecuación 3.3.2-1 de la norma NSE 3-17.

6.5 Corrección por corte

Para la evaluación por corte es necesario definir dos casos de análisis espectral por cada eje de análisis: el sismo elástico que contará un factor de escala igual a la unidad y el sismo de diseño el cual verá afectado su factor de escala según lo requiera la corrección por sismo.

El cálculo para la corrección por corte consiste en comparar los cortantes estáticos (V_e) y los cortantes procedentes del análisis realizado por el software de diseño (V_1). Los cortantes estáticos se determinan mediante la ecuación 2-1 del Norma NSE 3-17, la cual consiste en la multiplicación del peso sísmico por el coeficiente sísmico, correspondiente al periodo seleccionado para el diseño según la ecuación 2.1.9-1. El coeficiente sísmico para la corrección se selecciona a partir de las siguientes condiciones: se debe implementar el coeficiente sísmico al límite de cedencia si el período fundamental de vibración es menor que $1.4T_a$; de lo contrario se debe utilizar el coeficiente sísmico obtenido a partir de los resultados del análisis estructural efectuado.

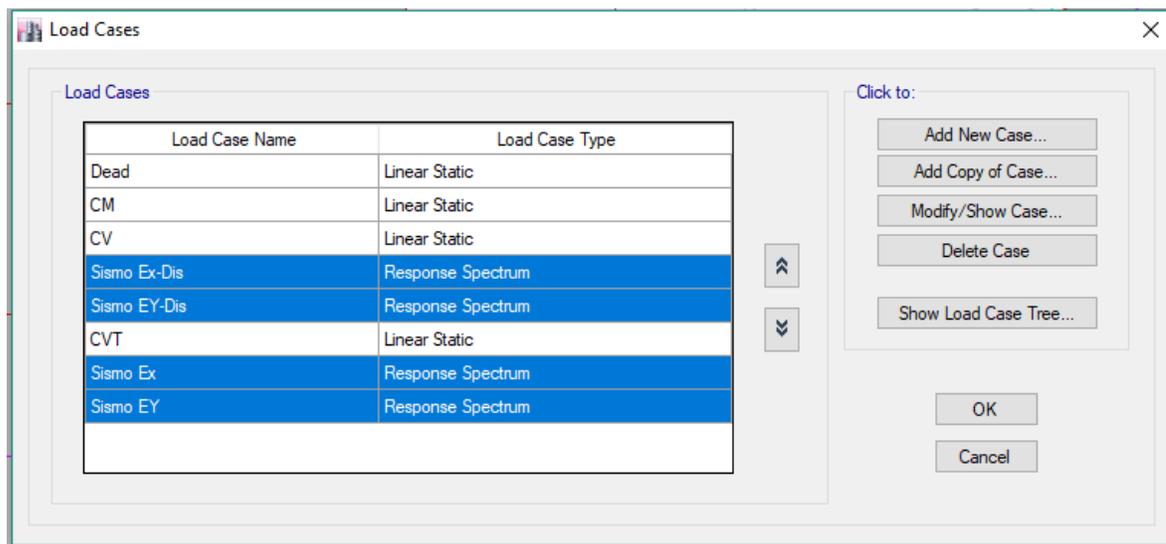
El factor de corrección se calcula mediante la ecuación 3.5.2-1 de la Norma NSE 3-17; la sección de dicho código establece que se debe utilizar el mayor valor entre un valor igual a 1 y el residuo de la división entre el 85% del corte basal estático “ V_e ” y “ V_1 ”.

Seguidamente se presenta la corrección por cortante descrita en los párrafos anteriores:

Tabla 14: Corrección por corte para la estructura en análisis.

Corrección para corte			
		$C_s(x) (T_x < 1.4T_a)$	0.135
		C_sX	0.135
2.2.1-1	V_eX		196.58 TON
	V_1X		129.06 TON
3.3.6-1	V_dX		167.09 TON
3.5.2-1	F_x		1.29471
		$C_s(y) (T_y < 1.4T_a)$	0.135
		C_sY	0.135
2.2.1-1	V_eY		196.58 TON
	V_1Y		125.36 TON
3.3.6-1	V_dY		167.09 TON
3.5.2-1	f_y		1.33292

Ilustración 25: Definición del sismo elástico y el sismo de diseño en cada dirección de análisis.



6.6 Chequeo de derivas

El chequeo de derivas es la primera verificación que se realizó para la estructura en cuestión ya que en la actualidad los elementos estructurales se deben dimensionar según los límites establecidos para el control de las derivas. Con ello se busca garantizar el confort de los usuarios, así como proteger estructuras aledañas y la propia de golpes entre ellas ocasionados por un desplazamiento excesivo de las mismas. El análisis correspondiente se realizó según lo indica la norma NSE 3-17, sección 4.3.4, en la cual se establece que la deriva de piso multiplicada por el factor C_d debe ser menor o igual a la deriva última la cual se obtiene de la tabla 4.3.3 (norma NSE 3-17). En este caso, la deriva máxima permisible para la edificación en análisis es igual a $0.015 \cdot h_p$, la cual corresponde a la categoría “esencial” asignada a la estructura.

Tabla 15: Chequeo de derivas en ambas direcciones para la estructura en análisis.

Chequeo de derivas

Eje:	X
Elevación:	C

Nivel	δ Superior (m)	δ Inferior (m)	Deriva (Δ)	Cd	ΔC_p (cm)	Δu (cm)	Chequeo
3	1.8098	1.134	0.676	5.5	3.7169	5.25	OK
2	1.134	0.406	0.728	5.5	4.004	5.25	OK
1	0.406	0	0.406	5.5	2.233	5.25	OK

Eje:	Y
Elevación:	2

Nivel	δ Superior (m)	δ Inferior (m)	Deriva (Δ)	Cd	ΔC_p (cm)	Δu (cm)	Chequeo
3	1.6078	0.9818	0.626	5.5	3.443	5.25	OK
2	0.9818	0.3534	0.628	5.5	3.4562	5.25	OK
1	0.3534	0	0.353	5.5	1.9437	5.25	OK

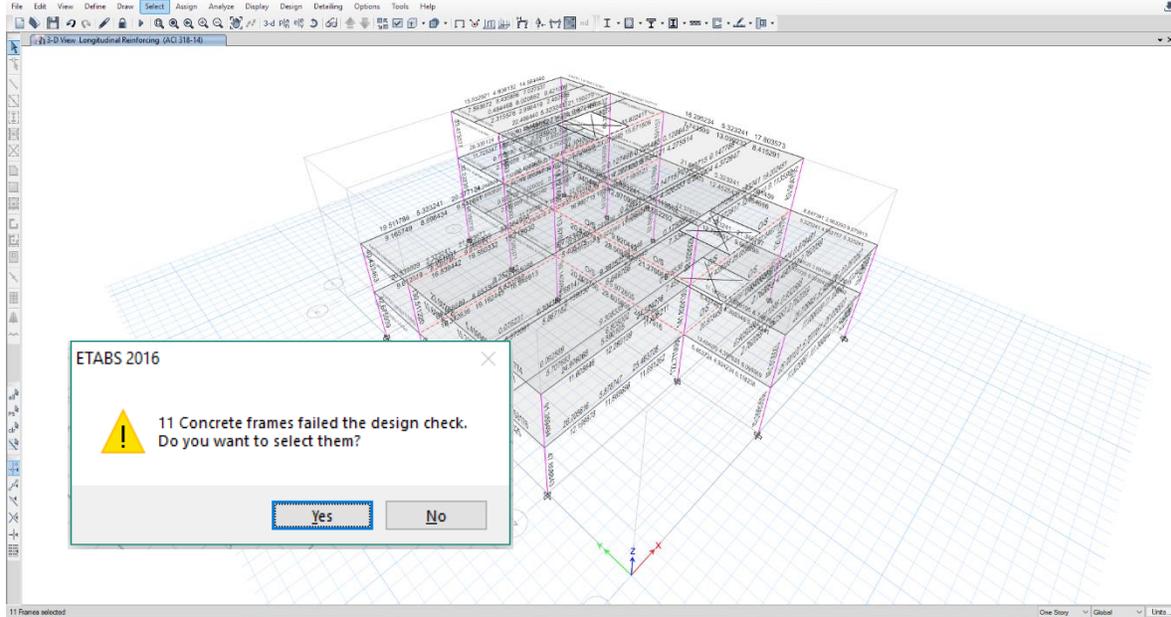
6.7 Revisión de la estructura

El procedimiento descrito en la sección 4 y 5 del capítulo 6 del presente trabajo de investigación se efectuó en dos ocasiones: la primera de ellas implementando las dimensiones obtenidas en el pre-dimensionamiento, y la segunda utilizando las secciones incrementadas para corregir las fallas por corte que se presentaron en las secciones del pre-dimensionamiento.

Tabla 16: Secciones planteadas en el predimensionamiento

Sección	Dimensión
Losa	13cm
Columna	50cm X 50cm
Viga principal	60cm X 30cm
Viga secundaria	40 cm X 20 cm

Ilustración 26: Chequeo de las secciones propuestas en el predimensionamiento.



Según el análisis realizado por ETABS, once (11) elementos estructurales no cumplen con los requisitos del código ACI 318-14; todos ellos son vigas principales por lo que se evaluaron secciones rectangulares más grandes hasta obtener una configuración homogénea en todos los elementos con excepción de las que soportan las gradas ya que éstas deben soportar una carga mayor. Asimismo, se incrementaron las dimensiones de la columna ya que un elemento con dimensiones inferiores a 75 cm x 75 cm requiere de una cantidad considerable de acero de refuerzo cuando en la práctica la cantidad máxima que se puede colocar es igual al 4% según los requerimientos del código para estructuras situadas en zonas de alta sismicidad.

Tabla 17: Secciones planteadas para el diseño final

Sección	Dimensión
Losa	15cm
Columna	80cm X 80cm
Viga principal	75cm X 40cm
Viga principal con ambos extremos continuos	75cm X 50cm
Viga que soporta gradas	75cm X 50cm
Viga secundaria	70cm X 35cm

El análisis final de la edificación se realizó utilizando las secciones definitivas y se obtuvieron los siguientes resultados: las vigas y columnas que conforman los marcos especiales resistentes a momento cumplen satisfactoriamente con el requerimiento “columna fuerte – viga débil” establecido en el capítulo 18 del código ACI 318 – 14. En lo que a la cuantía de acero se refiere, el porcentaje de refuerzo máximo calculado por Etabs 2016 para

las columnas de la edificación es igual al mínimo requerido por el código (1% del área bruta de la sección transversal del elemento) mientras que para vigas la cuantía requerida es igual a 1.29%, lo cual se considera dentro de los parámetros normales para una estructura de este tipo.

Las siguientes ilustraciones muestran la verificación de todos los elementos estructurales desde el punto de vista de la resistencia de los elementos sujetos a cargas externas gravitacionales y accidentales, así como las cuantías de acero requeridas por los diferentes componentes que conforman la estructura en análisis:

Ilustración 27: Chequeo de las secciones planteadas como óptimas.

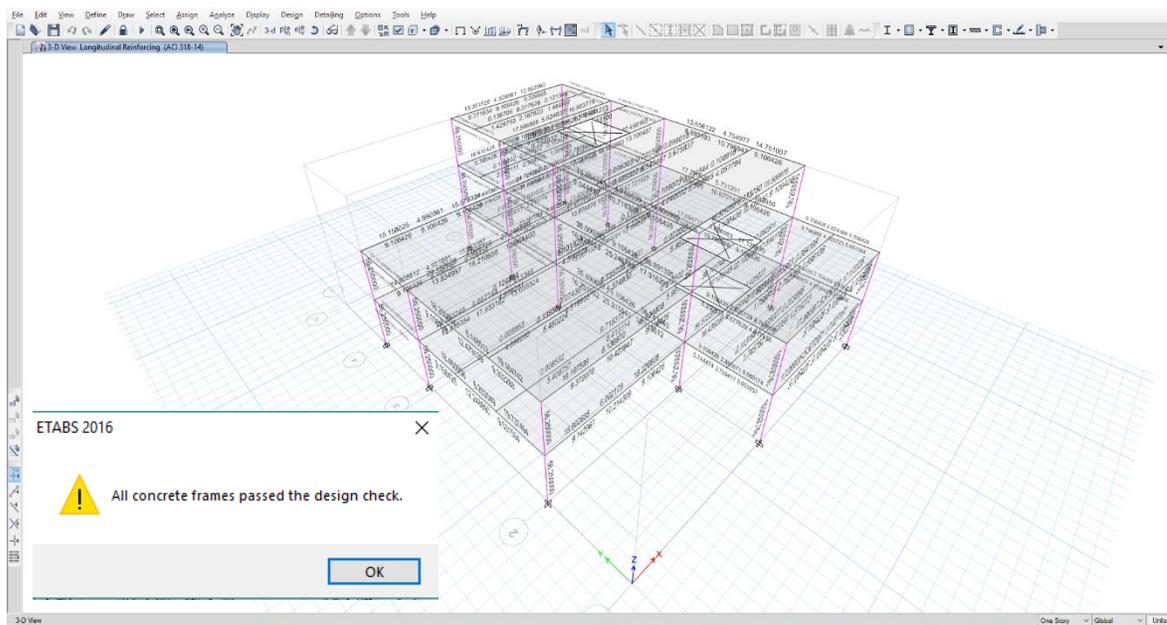
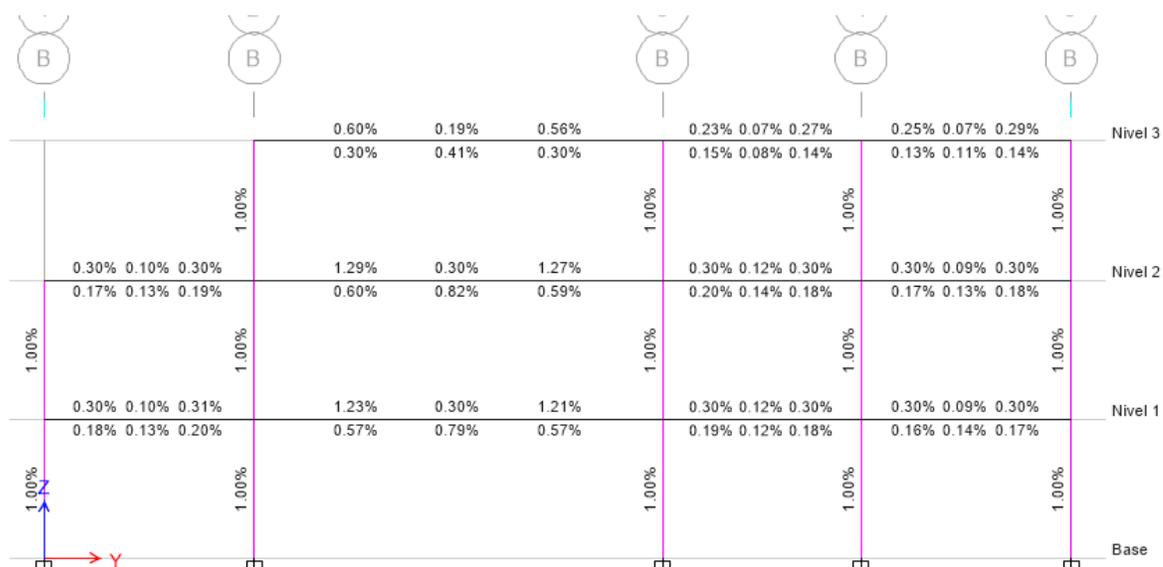


Ilustración 28: Cuantía de acero para vigas y columnas.



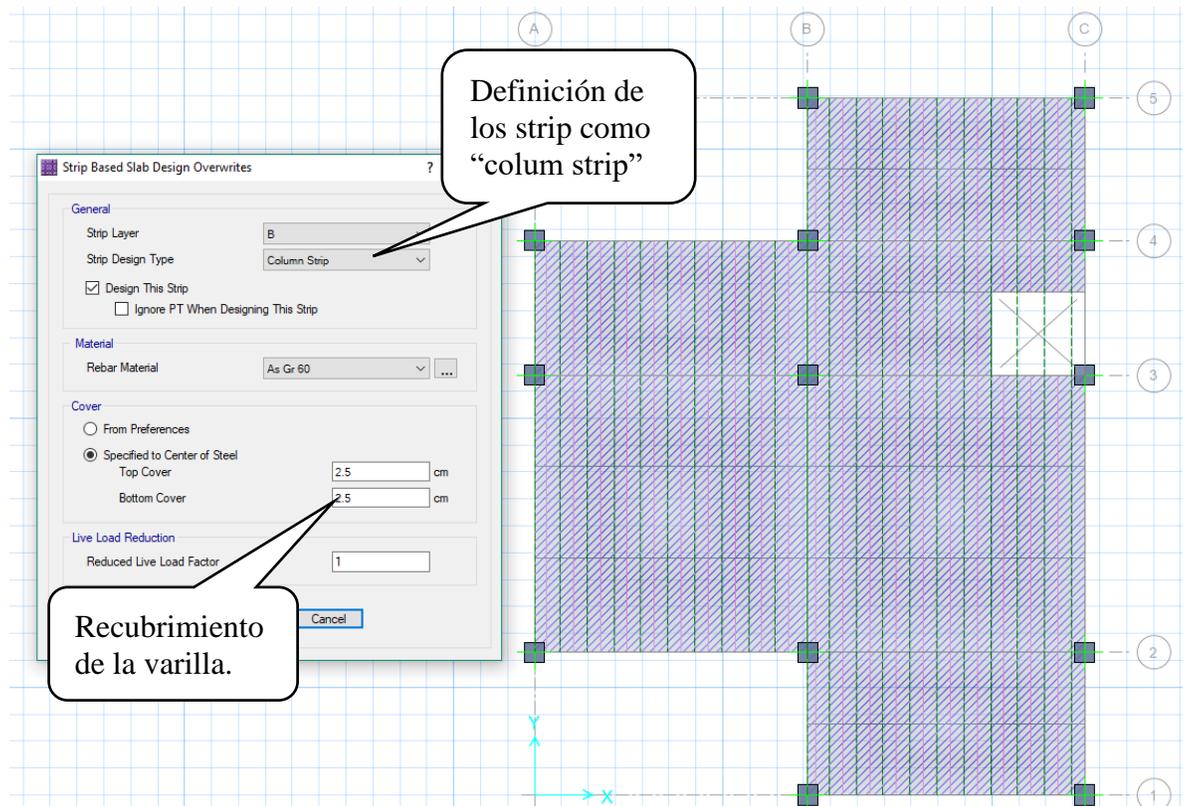
6.8 Revisión de la deflexión en la losa

El chequeo de la deflexión en la losa se realizó mediante el software SAFE 2016, versión 16.0.0, desarrollado por la empresa CSI, ya que éste incluye la opción de diseño y verificación de cualquier tipo de losa, la cual no incluye ETABS. Para ello se exportó la información de un software de computadora hacia el otro y procedió con la verificación correspondiente.

La discretización de la losa se realizó con base en lo presentado en la sección 8.4.1.5 del código ACI 318-14. Para ello se definió el grado del acero de refuerzo (en este caso en particular 60 ksi), así como el recubrimiento requerido (2.5 cm asumiendo varillas No. 3/8”).

La siguiente figura muestra la definición de los parámetros de ingreso en el software SAFE 2016 para la losa de la edificación en análisis:

Ilustración 29: Losa del segundo nivel delimitada por strips.



A partir de los resultados obtenidos del análisis efectuado por medio del software se determinó que el acero de refuerzo mínimo necesario, según el procedimiento definido en la tabla 8.6.1.1 del código ACI 318-14, es igual a $2.52 \text{ cm}^2/\text{m}$. Para fines prácticos se utilizarán varillas No.3 (3/8”) @ 20cm de separación entre ejes, repartidas en dos camadas en ambas direcciones de la estructura. Los resultados numéricos para la losa doblemente armada se incluyen en los anexos del presente trabajo.

Cabe mencionar que es necesario adicionar acero de refuerzo en las esquinas exteriores de la losa sobre el eje “2” entre los ejes “A” y “B”, tal y como lo indica el código ACI 318-14 en la sección 8.7.3.1.

Las longitudes de desarrollo, ganchos, empalmes y dobleces se determinaron a partir de las secciones 8.7.1.2, 25.4.3 y tabla 25.5.2.1 del código ACI 318-14.

La tabla a continuación presenta los resultados obtenidos para el refuerzo de las losas de la edificación mediante el software SAFE 2016, así como el cálculo efectuado de forma manual para las longitudes de desarrollo, longitud de empalmes y ganchos:

Tabla 18: Chequeo de refuerzo para la losa de entripiso.

DISEÑO DE LOSA	
1. Acero mínimo de refuerzo para la losa Según 8.6.1.1	
$A_{s,min} =$	2.52 cm ² /m
$A_{s,min, usar} =$	3.60 cm ² /m
Varrillas no. 3 @20cm	
2. Acero requerido por la losa según SAFE	
Strips dirección X	
$A_{s, excedente}$	1.67 cm ² /m
$A_{s, max} =$	5.27 cm ² /m
Sobre el eje "B" y el eje "3"	
Se suple con la doble parrilla	
Strips dirección Y	
$A_{s, excedente}$	2.35 cm ² /m
$A_{s, max} =$	5.95 cm ² /m
Sobre el eje "3", entre los ejes "A" y "B"	
Se suple con la doble parrilla	
3. Requisitos del Código ACI 318-14	
3.1 Detalles del refuerzo	
Longitud de desarrollo según 8.7.1.2	
$l_d := \left(\frac{f_y}{1.1 \cdot 1.2 \sqrt{f'_c \cdot MPa}} \cdot \frac{\Psi_e \cdot \Psi_t \cdot \Psi_s}{\left(\frac{c_b + 0}{db} \right)} \right) \cdot db = 7.719 \text{ cm}$	

fy=	411.18 Mpa
f'c=	28.00 Mpa
Ktr=	0.00
Cb=	110.00 Mm
db=	10.00 Mm
ψe=	1.50
ψs=	0.80
ψt=	1.00
ld=	7.72 Cm

3.2 Longitud de desarrollo de Ganchos

Según 25.4.3

b.	0.80 cm
c.	15.00 cm
a.	22.42 cm

$$ld := \left(\frac{0.24 \cdot fy}{1 \cdot \sqrt{f'c \cdot MPa}} \cdot \Psi_e \cdot \Psi_c \cdot \Psi_r \right) \cdot db = 22.417 \text{ cm}$$

ψe=	1.20
ψc=	1.00
ψr=	1.00

ldh=	22.42 cm
------	----------

Ganchos de 90 grados

Según 25.3.1

l _{ext} = 12 db	1.20 cm
Diámetro int. = 6db	0.60 cm

3.3 Empalmes

Según Tabla 25.5.2.1

As colocado	7.20
As requerido	5.95
Relación Asc/Asr	1.21
ld=	30.00 cm

Dado que la verificación de las deflexiones para cualquier elemento estructural y no estructural se realiza para cargas de servicio, se utilizó una combinación de carga que incluye la carga viva y la carga muerta sin mayorar con el objetivo de determinar la deflexión instantánea de las losas. Así mismo se planteó una combinación de carga para determinar la deflexión en el largo plazo, siendo necesario definir un tipo de carga viva y de carga muerta de forma no lineal y considerando un agrietamiento a largo plazo.

Los resultados que se obtuvieron son los siguientes:

Deflexión máxima a corto plazo: 1.58 cm, la cual se comparó con la deflexión máxima establecida por el código ACI 318-14 en la tabla 24.2.2 para entresijos que soportan elementos no estructurales ($L/480 = 2.15$ cm). El resultado en este caso fue satisfactorio.

Deflexión para las losas a largo plazo: 6.19 cm, la cual se comparó con la relación entre la deflexión a corto plazo y deflexión a largo plazo, siendo esta relación igual a 3.96 cm para este caso en particular. Debido a lo anterior, se concluye la necesidad de proporcionar una contra flecha de 3.00 cm para compensar las deformaciones en las losas en el largo plazo.

La siguiente tabla incluye la verificación de deformaciones a corto y largo plazo efectuada para las losas de la nueva sede para la policía municipal de tránsito propuesta:

Tabla 19: Chequeo de deformación en la losa de entresijo

Deformaciones	
Según 8.3.2 y 24.2	
$\delta =$	1.58 cm
$\Delta u = L/480$	2.15 cm
Chequeo	OK
Deflexión a largo plazo (δ):	6.19 cm
Relación (Δ/δ)	3.93
Contra-flecha	3.00 cm

7. Diseño de los diferentes elementos por el método LRFD

7.1 Flexión

Los elementos estructuralmente que son generalmente analizados en flexión que produce la aplicación de una carga transversal, son las vigas.

7.1.1. Momento de agrietamiento

Se denomina momento de agrietamiento al momento para el cual los esfuerzos de tensión en la parte inferior de la viga son iguales al módulo de ruptura. Este momento también puede generarse en la parte superior cuando la viga se encuentra en voladizo, en vigas continuas o cuando existe reversión de momentos debido a cargas accidentales. En la realidad se puede apreciar cuando una viga ha alcanzado este valor debido a que empiezan a aparecer grietas en la parte de la viga que se encuentre trabajando a flexión.

Debido a que el área de refuerzo representa un porcentaje pequeño del área total de la viga su efecto es casi despreciables en las propiedades de la viga antes del agrietamiento. Con base en esto el código ACI 318-14 establece en la ecuación 24.2.3.5b una relación para el cálculo del momento de inercia entre éste y el módulo de ruptura calculado.

$$f_r = \frac{M * y}{I_g}$$

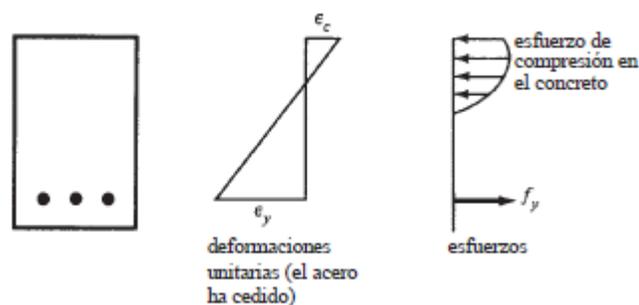
La sección 19.2.3 del código ACI 318-14 determina como realizar el cálculo del módulo de ruptura, necesario para la ecuación de flexión elástica.

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$$

7.1.2. Esfuerzos elásticos del concreto agrietado

Cuando el momento flector en una viga genera esfuerzos de tensión mayores al módulo de ruptura del concreto, se supone que todo el concreto en el lado de tensión se encuentra agrietado y que ya no presenta contribución alguna en los cálculos de flexión.

Ilustración 30: Etapa de resistencia última del concreto.



Fuente: McCormac.

7.1.3. Análisis por resistencia de acuerdo con el código ACI

Pruebas en vigas de concreto han confirmado que las deformaciones unitarias varían en proporción a la distancia del eje neutro. Los esfuerzos de compresión varían desde cero en el eje neutro hasta un valor máximo en la fibra extrema de manera diferente según sea el valor de variables como el revenimiento, tamaño, historial de cargas, separación de grietas, etc.

Por esa razón el diseño por resistencia se basa en una combinación de teorías y resultados experimentales. Debido a esto cualquiera que sea la forma planteada para la distribución de esfuerzos es válida para utilizar las ecuaciones resultantes si son comparables favorablemente con los resultados experimentales, tal y como lo indica el código ACI 318-14, artículo 22.2.2.3.

Para el análisis el código ACI 318-14 en el artículo 22.2.2.1 que el concreto se aplasta bajo una deformación unitaria aproximadamente igual a 0.003 y que el acero de refuerzo cede al alcanzar el límite de cedencia. Por lo que es factible determinar ecuaciones de flexión para vigas sin conocer la distribución exacta de los esfuerzos, pero sí es indispensable conocer la magnitud de la fuerza total de compresión en el concreto y su ubicación.

Para efectos prácticos de cálculo, el bloque curvo de esfuerzos se reemplaza por un bloque rectangular equivalente con una magnitud igual a $0.85 f'_c$ y altura $a = \beta_1 c$ según el ACI 318-14, sección 22.2.2.4.1. El código establece en la tabla 22.2.2.3 la manera de determinar el valor de β_1 y a partir de esto determinar la altura del bloque rectangular de esfuerzos equivalentes.

Tabla 20: Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Fuente: ACI 318-14.

7.1.3.1. Momento nominal de flexión

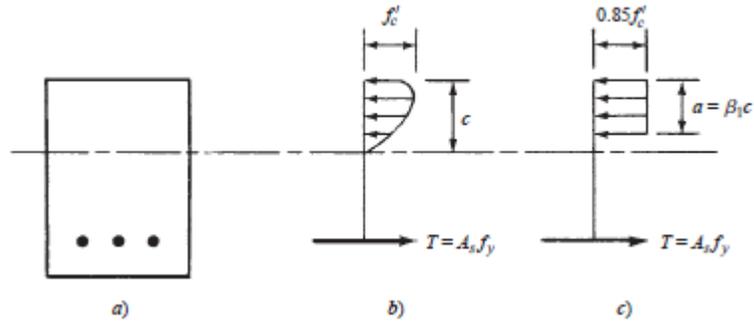
A partir de la hipótesis del bloque rectangular de esfuerzos, es factible determinar las ecuaciones para establecer el momento resistente de una viga de concreto reforzado, el cual es generado por el par interno de fuerzas de tensión en el acero de refuerzo y la fuerza de compresión en el concreto.

La resistencia última a flexión de un elemento es igual a la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción " ϕ " y está a la vez debe de ser como mínimo igual al momento ultimo generado por las cargas externas factorizadas. Expresado matemáticamente:

$$\Phi M_n \geq M_u$$

Partiendo del diagrama de fuerzas mostrado en la Ilustración 31 se pueden determinar las ecuaciones para la resistencia a flexión y la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos igualando las fuerzas horizontales de tensión y compresión.

Ilustración 31: formas más comunes para la distribución de esfuerzos.



Fuente: McCormac.

$$C = 0.85f'_c ab$$

$$T = f_y A_s$$

$$T = C \rightarrow 0.85f'_c ab = f_y A_s$$

Siendo “a” según la igualdad anterior:

$$a = \frac{f_y A_s}{0.85f'_c b}$$

Sustituyendo $A_s = \rho bd$, quedaría:

$$a = \frac{f_y \rho d}{0.85f'_c}$$

La resistencia a flexión última quedaría entonces como:

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Dejando la resistencia nominal a flexión de la viga en términos de “ ρ ” se obtienen la siguiente expresión:

$$\Phi M_n = \Phi b d^2 f_y \rho \left(1 - \frac{f_y \rho}{1.7f'_c} \right)$$

7.1.3.2. Sección balanceada

Se considera que una viga tiene una porción balanceada de acero cuando el acero en tensión alcanza justamente su punto de cedencia (ϵ_s) al mismo momento que las fibras extremas del concreto en compresión alcanzan una deformación unitaria igual a 0.003.

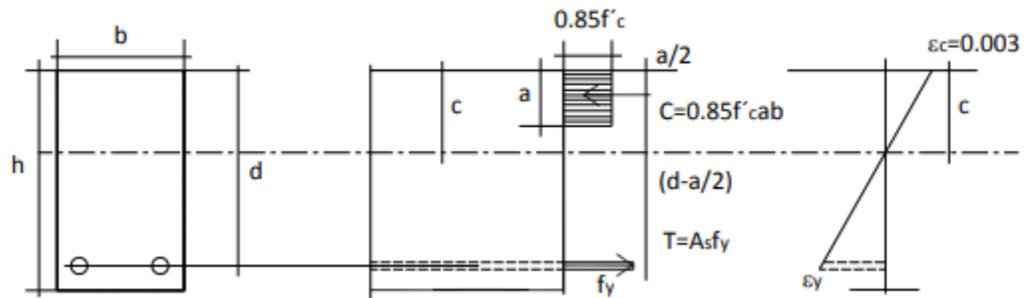
Se debe priorizar un diseño con base en una falla balanceada, ya que si un elemento sometido a flexión se diseña controlado por compresión el miembro llegará a fallar de forma repentina teniendo una falla denominada como frágil, ya que el concreto llega a su deformación unitaria de ruptura (0.003), antes de que el acero de refuerzo empiece a fluir.

Por esta razón el código ACI 318-14, comentario R21.2.2 establece que los miembros cuyas deformaciones unitarias netas en tracción sean iguales o mayores a 0.005 al mismo

tiempo que la deformación unitaria del concreto sea de 0.003 son secciones controladas por tensión. El comportamiento de los materiales en estos elementos será muy diferente al visto en los miembros controlados por compresión ya que el acero cederá antes de que el lado a compresión se aplaste produciendo grandes deflexiones, lo que será una advertencia para los usuarios ante una falla inminente.

Partiendo de la ilustración 32 se puede determinar la cuantía de acero balanceada para una sección controlada por tensión:

Ilustración 32: Diagrama de deformaciones, juntamente con el diagrama rectangular de esfuerzo equivalente.



Partiendo del triángulo de deformaciones se plantea:

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}$$

Sabiendo por la condición de equilibrio de fuerzas internas que:

$$a = \frac{f_y \rho d}{0.85 f'_c}$$

Ya que $a = \beta_1 c$, entonces:

$$c = \frac{f_y \rho d}{0.85 f'_c \beta_1}$$

Entonces la condición balanceada de diseño quedará como:

$$\frac{f_y}{0.85 f'_c \beta_1} \rho_b = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}$$

O solamente la cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{0.003 (0.85 f'_c \beta_1)}{\left(0.003 + \frac{f_y}{E_s}\right) f_y}$$

7.1.4. Porcentaje mínimo de acero

Cuando el momento de resistencia último de la sección es menor que el momento de agrietamiento en vigas ligeramente reforzadas inmediatamente se forme una grieta, que llevara a la falla de la sección. Esta situación se presenta en gran medida debido a que se seleccionan dimensiones para una viga mayores que las requeridas solo por flexión, y por ende el elemento requiere teóricamente muy poco refuerzo.

Razón por la cual el código ACI 318-14, sección 9.6.1.2, establece los siguientes límites del refuerzo mínimo para flexión en vigas no preesforzadas, ya sea para momento negativo o positivo. Este debe tomarse como menor valor de:

$$A_{s,\min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad \text{ó} \quad A_{s,\min} = \frac{200b_w d}{f_y}$$

7.1.5. Porcentaje de acero de equilibrio

El porcentaje de acero de equilibrio para una sección dada se conoce como “cuantía balanceada de acero”. El eje neutro para la condición balanceada se localiza por medio de las relaciones triangulares de las deformaciones unitarias del concreto y del acero de refuerzo. A partir de ello se obtiene la siguiente expresión para determinar la cuantía balanceada de acero por flexión de una viga rectangular:

$$\rho_b = \left(\frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{87000}{87000 + f_y} \right)$$

7.1.6. Deformaciones unitarias en un miembro sujeto a flexión

El código ACI 318-14, artículo 22.2.2.1, establece que la deformación unitaria máxima en las fibras extremas en compresión de un elemento sujeto a flexión debe ser 0.003. Así mismo el código en la sección 21.2.2.1 establece que para el acero de refuerzo grado 60 se puede utilizar una deformación unitaria igual a 0.00206 para la condición de balance.

7.2. Cortante

El comportamiento de las piezas estructurales de concreto armado sometido a fuerzas cortantes es más complejo que su comportamiento bajo sollicitaciones flexionantes, debido a que para el análisis de los esfuerzos cortantes se considera al elemento como un mecanismo de resistencia espacial.

Los efectos producidos por la fuerza cortante en un elemento de concreto se presentan como esfuerzos a tensión inclinada o tensión diagonal con respecto al eje longitudinal del miembro. Para prevenir el desarrollo de esfuerzos a tensión diagonal es necesario reforzar las vigas de concreto con refuerzo por cortante, para lo cual en las últimas décadas se han realizado pruebas y experimentos los cuales combinados con modelos matemáticos han dado como resultado las ecuaciones a utilizar para el diseño.

Las fallas por cortante ocurren repentinamente. Por tanto, las vigas se diseñan para fallar por cortante con cargas mucho mayores a las que se considerarían para una falla flexión. Por consecuencia, esos miembros fallan dúctilmente. Pueden agrietarse y sufrir grandes deflexiones si se sobrecargan, pero no se desploman como lo harían si la falla por cortante fuese posible.

7.2.1. Resistencia del concreto al cortante

Debido a lo complejo que es el estudio de los elementos sujetos a esfuerzos de corte no se ha podido determinar la resistencia exacta del concreto a estos esfuerzos, pero si se ha podido determinar que un esfuerzo de cortante puro producen un esfuerzo de tensión de igual magnitud, pero en un plano diferente.

Según la teoría de resistencia de los materiales en las vigas homogéneas, ocurren dos clases de esfuerzos cuando las deformaciones unitarias son proporcionales a los esfuerzos, los cuales son y se calculan como:

$$f = \frac{M c}{I} \text{ (Flexión)}$$

$$v = \frac{V Q}{I b} \text{ (Corte)}$$

Ambos tipos de esfuerzos se combinan para producir esfuerzos inclinados de compresión y tensión también conocidos como “esfuerzos principales”. Estos se dan mayormente en elementos de una viga que no se localizan en una fibra extrema o en el eje neutro. Estos esfuerzos se calculan con la siguiente expresión:

$$f_p = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f}{2}\right)^2 + v^2}$$

La dirección de los esfuerzos principales se puede determinar con la siguiente ecuación, en la cual α es la inclinación del esfuerzo respecto al eje de la viga,

$$\tan(2\alpha) = \frac{2v}{f}$$

La magnitud de los esfuerzos relativos v y f , así como las direcciones de los esfuerzos principales varían su dirección y magnitud según sea la posición en la viga que se esté analizando. De la fórmula anterior también se puede deducir que el eje neutro de los esfuerzos se encuentra a un ángulo de 45° .

7.2.2. Resistencia del concreto a cortante

El código ACI 318-14 sección 22.5 determina que la resistencia nominal de una viga a cortante en una dirección consiste en la suma de la fuerza provista por el concreto y por la fuerza suministrada por el acero de refuerzo.

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia de diseño por cortante multiplicado por el factor de reducción de resistencia de un miembro debe ser mayor o igual que la fuerza cortante factorizada que se utilice para el diseño como lo indica el código ACI 318-14 sección 9.5.1.1

$$\Phi V_c + \Phi V_s \geq V_u$$

La resistencia al cortante suministrada por el cortante V_c se considera generalmente como una resistencia de esfuerzo cortante medio, multiplicada por el área efectiva de la sección transversal del miembro, como lo establece el código ACI 318-14 sección 22.5.5.1.

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$$

Así mismo el código ACI 318-14 sección 22.5.5.1 establece que la resistencia a cortante que suministra el concreto, puede calcularse de forma más detallada, tomando en cuenta los efectos del refuerzo longitudinal, así como las magnitudes del momento y de la fuerza cortante en la sección.

Tabla 21: Método detallado para calcular V_c , ACI 318-14.

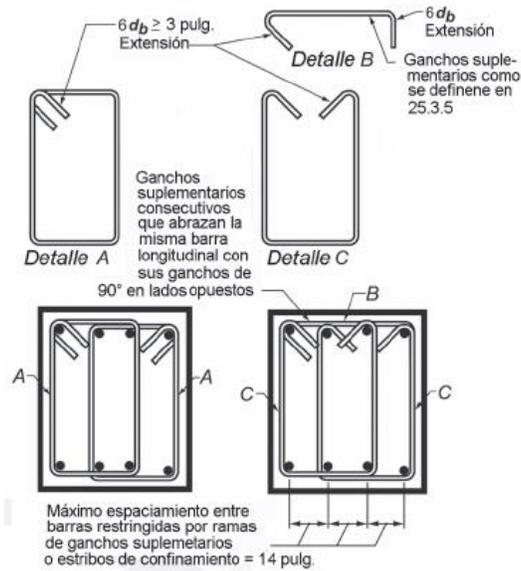
V_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$\left(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d$ [1]	(a)
	$(1.9\lambda\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w)b_w d$	(b)
	$3.5\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	(c)

A partir de las expresiones anteriores se puede deducir que la resistencia del concreto a cortante puede ser tan grande como $3.5\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$. Esto sucede cuando se ha proporcionado la suficiente cuantía de acero longitudinal lo que reduce considerablemente el ancho de las grietas haciendo que una porción más grande de la sección esté disponible para resistir el cortante en ambos lados de las grietas.

7.2.3. Refuerzo del alma

Cuando la fuerza cortante factorizada V_u es grande, es necesario proporcionar algún tipo de refuerzo adicional para evitar que se formen grandes grietas en el alma de la viga; el refuerzo usualmente tomará forma de estribos que rodean el refuerzo longitudinal a lo largo de las caras de las vigas. Los estribos más comunes tienen forma de U, y se consideran de rama simple; generalmente se utilizan en zonas no sísmicas. El ACI 318-14 comentario 18.6.4 presenta algunos ejemplos de cómo debe ser la configuración de los estribos en zona sísmica.

Ilustración 33: Ejemplos de estribos cerrados utilizables en zona sísmica



Fuente: ACI 318-14.

7.2.4. Diseño por cortante

“La fuerza cortante máxima V_u en una viga no debe exceder la capacidad de esfuerzo cortante de diseño ϕV_n de la sección transversal de la viga sísmica y V_n es la resistencia nominal por cortante del concreto junto con el refuerzo por cortante.

En donde ϕ es 0.75 en la mayoría de los casos. En ciertos casos especiales donde el valor se reduce a 0.60 según lo establece el código ACI 318-14, artículo 21.2.4, para los siguientes sistemas estructurales: pórticos especiales a momento, muros estructurales especiales y muros estructurales intermedios que resisten los efectos de la carga sísmica.

El propósito de los estribos es minimizar el tamaño de las grietas por tensión diagonal ya que antes de formarse esta grieta el estribo toma una pequeña parte de los esfuerzos de tensión. Antes de que las grietas inclinadas comiencen a formarse, la deformación unitaria en los estribos es igual a la deformación unitaria en el concreto adyacente.

Según pruebas realizadas en concreto reforzado una viga fallará cuando los estribos que atraviesen las grietas formadas por la tensión diagonal estén esforzados a sus esfuerzos de fluencia, no antes durante el ensanchamiento de la grieta. La resistencia nominal a cortante que suministran los estribos que interceptan una grieta se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_s = A_v f_y n$$

donde: “n” es el número de estribos que cruzan la grieta, y si se supone que la proyección horizontal de la grieta es igual al peralte efectivo “d” de la sección, el número de estribos que cruzan la grieta puede determinarse con la siguiente expresión:

$$n = \frac{d}{s}$$

Donde “s” es la separación centro a centro de los estribos. A partir de lo anterior el código ACI 318-14 artículo 22.5.10.5.3 propone la siguiente expresión:

$$V_s = A_v f_y \frac{d}{s}$$

Despejando la expresión anterior para la separación requerida entre estribos verticales tenemos:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Además, el código ACI 318-14 artículo 22.5.10.1 determina que la resistencia nominal que suministra el acero de refuerzo “Vs” se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

7.2.5. Requisitos del código ACI

- EL código ACI 318-14 sección 9.6.3.1 establece que cuando la fuerza cortante mayorada excede la mitad de la resistencia por cortante de diseño, se debe proporcionar refuerzo en el alma, tomando generalmente el valor de $V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$.
- Cuando es necesario colocar refuerzo por cortante el código ACI 318-14 sección 9.6.3.3, establece que la cantidad provista de acero debe situarse entre ciertos límites inferiores y superiores. El objetivo de esta disposición del código es impedir una falla repentina por cortante en una viga de concreto reforzado inmediatamente después de presentarse las grietas inclinadas.

Tabla 22: Casos donde se requiere A_v , min.

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \leq 10$ pulg.
Integrales con la losa	$h \leq$ que el mayor de $2.5t_f$ ó $0.5b_w$ y $h \leq 24$ pulg.
Construidas con concreto de peso normal reforzado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(d) y 26.12.5.1(a) y con $f'_c \leq 6000$ lb./pulg. ²	$h \leq 24$ pulg. y $V_u \leq \phi 2\sqrt{f'_c} b_w d$
Viguetas en una dirección	De acuerdo con 9.8

Fuente: ACI 318-14.

Actualmente se está generalizando el criterio de muchos ingenieros estructurales quienes consideran que el área mínima de refuerzo del alma debería utilizarse a lo largo de toda la viga, y no sólo donde es requerido.

- Para que un estribo sea considerado como parte del sistema de resistencia a corte, este debe ser cruzado por una grieta inclinada, por ende, para garantizar que toda grieta a 45° será interceptada por un estribo, el código ACI 318-14 sección 9.7.6.2.2, establece la separación máxima de los estribos verticales para miembros no presforzados:

Tabla 23: Espaciamiento máximo para el refuerzo a cortante.

V_s	s máximo, pulg.		
		Viga no presforzada	Viga presforzada
$\leq 4\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		24	
$> 4\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		12	

Fuente: ACI 318-14.

Como se puede observar en el cuadro anterior, si el cortante tomado por el acero de refuerzo excede $4\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$, las separaciones anteriores se deben reducir a la mitad. Además, el ACI 318-14 sección 22.5.1.2, no permite que el cortante tomado por el acero de refuerzo exceda el valor de $8\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$, ya que la resistencia a cortante de una viga no puede aumentarse indefinidamente agregando refuerzo, ya que sería virtualmente imposible el paso del concreto, además este se desintegraría sin importar cuanto refuerzo se haya adicionado.

- El código ACI 318-14 sección 9.4.3.2 permite disminuir en cierta medida la fuerza cortante de diseño, calculándola a una distancia “d” desde la cara del apoyo, siempre y cuando cumpla con las siguientes condiciones:
 - La reacción del apoyo en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la zona extrema de la viga.
 - Las cargas se aplican sobre, o cerca, de la cara superior de la viga.
 - No se aplica ninguna carga concentrada entre la cara del apoyo y la sección crítica.
- Como observación, el código ACI 318-14 establece que si se aplica una carga puntual en una zona entre la cara del apoyo y una sección crítica localizada a una distancia “d” del apoyo, no se permite la reducción de la fuerza cortante descrita en el inciso anterior.

7.3 Carga axial

Los elementos estructurales en los cuales la resistencia a la carga la determinan las dimensiones de su sección transversal y de los materiales que la componen son las columnas cortas de concreto reforzado. En la práctica no existen las columnas cargadas en forma axial perfecta, pero son una base importante para el estudio de las columnas con cargas axiales excéntricas.

7.3.1 Capacidad por carga axial de las columnas

Estudios de laboratorio han comprobado que la resistencia última de las columnas se puede estimar con bastante exactitud, a pesar de que los esfuerzos en el concreto y en las varillas de acero de refuerzo de una columna que soporta una carga a largo plazo no pueden calcularse con exactitud. Esto se debe a que tanto el flujo plástico como la contracción del acero producen una variación en el módulo de elasticidad.

Según el código ACI 318-14, sección 22.4.2.1, el valor de P_n para una columna no debe ser mayor que $P_{n,max}$ como se define en la tabla 22.4.2.1, donde P_o se debe calcular mediante la ecuación 22.4.2.2 para elementos no preesforzados y compuestos de concreto y acero estructural.

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}$$

Tabla 24: Resistencia axial máxima.

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Columnas compuestas de acero y concreto que cumplan con el Capítulo 10	Todos	$0.85P_o$	(e)

Fuente: ACI 318-14.

7.3.2 Requisitos del código para columnas fundidas in-situ

- Como se especifica en el artículo 18.7.4.1 del código ACI 318-14, el porcentaje de acero longitudinal no deberá ser menor que el 1% del área bruta de la columna, cantidad que reduce el flujo plástico y la contracción del concreto proveyendo algo de resistencia a la flexión para la columna.
- Según el artículo 18.7.4.1 del código ACI 318-14, el porcentaje máximo de acero no deberá exceder el 6% del área bruta de la columna. Esto debido a la dificultad que representan en la práctica el acomodamiento de esa cantidad de acero. A la vez el comentario R 10.6.1.1 del código ACI 318-14, establece que en general la cuantía de refuerzo longitudinal en columnas no debe exceder el 4% en la zona de empalme debido a que en esta zona se tendrá el doble de acero si los empalmes ocurren en el mismo lugar.

- Se establece en la sección 10.7.3.1 del código ACI 318-14, que el mínimo número de barras longitudinales debe cumplir con:
 - 3 dentro de estribos triangulares
 - 4 dentro de estribos rectangulares o circulares
 - 6 para barras rodeadas por espirales o para columnas de pórticos especiales resistentes a momento rodeados por estribos de confinamiento circulares.
- El artículo 25.7.2.2 del código ACI 318-14, establece que el diámetro de la barra para estribo debe ser al menos:
 - Barras No.3 (3/8") encerrando barras longitudinales No.10 (10/8") o menores.
 - Barras No.4 (4/8") encerrando barras longitudinales No.11 (11/8") o mayores, y paquetes de barras longitudinales.
- El artículo 18.7.5.3 del código ACI 318-14, establece que la separación transversal del refuerzo no debe exceder la mínima de:
 - La cuarta parte de la dimensión de la columna.
 - Seis veces el diámetro menor de la barra de refuerzo longitudinal.
 - La separación transversal (S_o) según cálculo por medio de la ecuación 18.7.5.3, además, S_o no debe ser mayor a 150mm y no necesariamente menor a 100mm.

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

- Referente a la separación de los estribos para columnas en zonas sísmicas, el código ACI 318-14, artículo 18.4.3.3, establece que no debe exceder el menor de:
 - 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - 24 veces el diámetro de barra del estribo cerrado de confinamiento.
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
 - 300 mm.
- Así mismo para los estribos el código ACI 318-14 artículo 25.7.2.3 establece que deben colocarse de tal forma que satisfagan con:
 - Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con ángulo interior no mayor a 135°.
 - Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 6 pulgadas libres de una barra apoyada lateralmente.
- Se establece también en el artículo 18.4.3.3 del código ACI 318-14, la longitud mínima a lo largo de la cual deben colocarse los estribos en forma confinada medida desde la cara del nudo, la cual debe ser mayor que la menor de:
 - Una sexta parte de la luz libre de la columna.
 - La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
 - 450 mm.

- Los estribos deben colocarse de tal forma que cumplan con los requisitos presentado en el artículo 25.7.2.3 del código ACI 318-14:
 - Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135°.
 - No deben de existir barras que no se encuentren apoyadas lateralmente a una separación máxima de 6 pulgadas libres de una barra apoyada lateralmente.

7.3.3 Fallas de columnas con estribos y espirales

Cargar una columna corta con estribos hasta que falle produce que parte del concreto se desprenda produciendo que las varillas se pandeen (a menos que se encuentren poco separadas entre sí) al perder su soporte lateral; estas fallas se dan de manera repentina.

Con las columnas en espiral, la situación es diferente debido a que el recubrimiento de concreto se desprenderá, pero el núcleo permanecerá firme, y mientras más pequeño sea el paso (separación entre vueltas de una espiral) mayor será la capacidad del núcleo de resistir carga adicional. Las varillas longitudinales en conjunto con zunchado forman una “jaula” que confina en forma muy efectiva el concreto, permitiendo así que el desprendimiento inicial funcione como una advertencia.

El código ACI 318-14, en los artículos 10.7.6.1.2 y 25.7.3.3, establece que la cuantía volumétrica de esfuerzo en espiral debe calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

7.3.4 Fórmulas de diseño

Un momento está compuesto por una carga multiplicada por una excentricidad. Dichos momentos son generados en una columna debido a que la carga que es transferida de las vigas hacia las columnas no siempre ocurre en el centro de masa, sino que tiene una excentricidad.

Aunque el ingeniero estructural considere que la representación de los planos estructurales se realizase perfectamente en campo, el código ACI obliga a suponer ciertas excentricidades mínimas para las cargas en columnas. Para columnas zunchadas la excentricidad mínima a considerar es el mayor valor entre 0.05h ó 1 pulgada y para columnas con estribos el mayor entre 0.1h ó 1 pulgada, donde h representa el diámetro externo de las columnas redondas o el ancho total de las columnas cuadradas.

El código ACI 318-14 en la sección 22.4.2.2 establece que la capacidad axial máxima de las columnas no debe ser mayor a:

Para columnas con estribos:

$$\phi P_n = 0.80\phi(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

donde:

$$\phi = 0.75$$

Para columnas zunchadas:

$$\phi P_n = 0.85\phi(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

donde: $\phi = 0.65$

7.4 Flexo-compresión

En la realidad todas las columnas están sujetas a cierta flexión y carga axial, por lo que es necesario diseñarlas para que resistan ambas sollicitaciones. El comportamiento de una columna sometida a flexión se divide en dos ya que genera compresión de un lado del elemento y tensión en el otro, por lo que según sea la distribución de estos esfuerzos será la falla de la columna.

Además, el efecto de una excentricidad en la aplicación de una carga axial en la columna genera que esta se vaya haciendo despreciable conforme crezca la excentricidad ya que a medida que la excentricidad crece también lo hace el momento flector.

7.4.1 Desarrollo de los diagramas de interacción

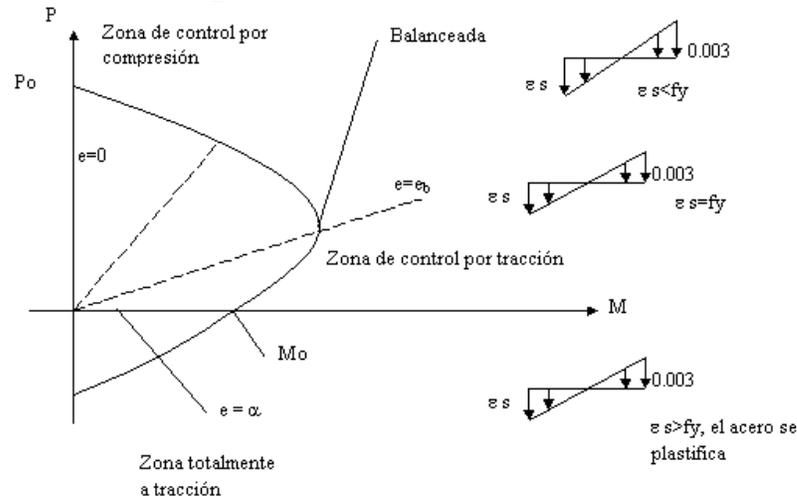
Al aplicar una carga axial de compresión a un miembro corto de concreto, este será sometido a una deformación unitaria constante. Por otra parte, si se aplica un momento al mismo elemento sin la carga axial, el resultado será una flexión respecto al eje neutro de la sección transversal, produciendo que la deformación unitaria sea proporcional a la distancia que exista hasta dicho eje.

Si se aplican de forma simultánea la carga axial y el momento al elemento de análisis, el diagrama de deformación unitaria resultante será una combinación (suma algebraica) de los diagramas individuales de cada acción. El diagrama resultante tendrá una forma lineal, lo que hace factible realizar ciertas suposiciones para ciertos valores numéricos de la deformación unitaria en una parte de la columna o en otras partes por medio de la interpolación lineal.

El artículo 22.2.2.1 del código ACI 318-14 establece que la deformación unitaria máxima utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto debe ser igual a 0.003. Basado en lo anterior, se puede suponer una deformación unitaria en el borde de tensión del elemento y calcular valores diferentes de P_n y M_n . Los resultados obtenidos se representan de forma gráfica mediante una curva de interacción.

Una columna alcanza su capacidad última cuando el concreto alcanza una deformación unitaria de compresión de 0.003. Si el acero más cercano al lado de tensión extrema de la columna alcanza una deformación unitaria superior a la deformación unitaria de fluencia, al momento que el concreto alcanza su capacidad última, el elemento estará controlado por tensión; de lo contrario estará controlado por compresión. Siendo el punto de transición entre estas dos regiones el punto de equilibrio. Esto se representa en la siguiente figura:

Ilustración 34: Diagrama de interacción, con las zonas de control indicadas.



La curva de interacción se puede extender hacia el intervalo donde P_n se convierte en una carga de tensión. El valor máximo a tensión ocurre cuando el momento posee una magnitud igual a cero, tal y como ocurre con la carga máxima de compresión.

Para determinar la carga última de una columna circular se podría utilizar la misma teoría desarrollada para columnas rectangulares con estribos; pero debido al arreglo circular de las varillas los cálculos matemáticos se volverían más tediosos, por lo que se han desarrollado métodos aproximados asemejan los cálculos a los realizados para una columna cuadrada.

Uno de los métodos propuestos más acertados es el propuesto por Charles Whitney el cual plantea utilizar columnas rectangulares equivalentes para remplazar a las circulares.

7.4.2 Modificaciones del código a los diagramas de interacción de columnas.

Si se desea utilizar las curvas de interacción con el objetivo de obtener valores de diseño, se deben de tomar en cuenta tres modificaciones especificadas por el código ACI 318-14, que se explican a continuación:

- El factor de reducción de resistencia (ϕ) para columnas con estribos debe ser igual a 0.65, según el artículo 21.2.2; mientras que para columnas zunchadas que cumplan con el artículo 25.7.3 debe ser igual a 0.75.
- El código ACI 318-14, hace referencia también a que, si una columna está sujeta a un momento muy grande en comparación con la carga axial, el uso de valores pequeños de ϕ (0.65 y 0.75) descritos anteriormente es poco razonable.

Razón por la cual el código ACI 318-14, artículo 21.2.2 establece que cuando los miembros sometidos a flexo-compresión tienen deformaciones unitarias netas de tensión entre los límites para secciones controladas por compresión y tensión, el valor ϕ se encuentra en una zona de transición en donde puede ser incrementado linealmente de 0.65 ó 0.75 hasta 0.90 a medida que aumente el valor de ϵ_t

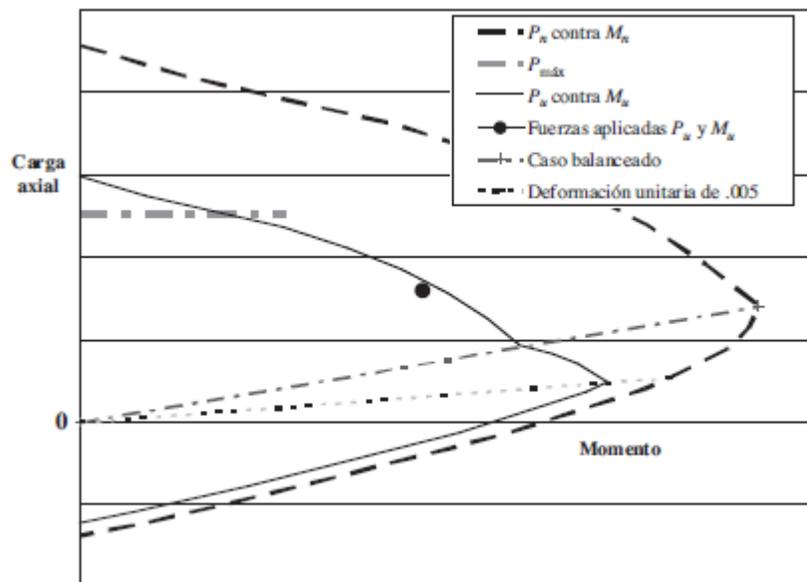
(deformación unitaria de acero de refuerzo en tensión) del límite controlado a compresión.

Por último, el código ACI 318-14 establece que si un elemento está sujeto a flexión pura, el valor de ϕ debe ser igual a 0.90, reduciendo el valor hasta 0.65 ó 0.75 (dependiendo del tipo de refuerzo transversal) si se aplica una carga axial por más mínima que sea.

- En el artículo 22.4.2.1 del código ACI 318-14 se establece la resistencia axial máxima para un elemento sujeto a compresión. Dicho valor se representa en el diagrama de interacción de una columna mediante una línea horizontal y depende del tipo de refuerzo transversal utilizado.

Seguidamente se presenta las tres modificaciones requeridas por el código ACI 318-14 para el diseño de columnas

Ilustración 35: Curva de interacción para columnas modificada por condiciones presentadas en esta sección.



7.4.3 Uso del diagrama de interacción para el diseño de columnas.

Debido a que los diagramas de interacción dependen del grado del acero de refuerzo, de la resistencia a la compresión mínima del concreto y de la configuración de las varillas, serían necesarios una cantidad considerable de diagramas de interacción individuales para todo tipo de columnas. Sin embargo, el número de diagramas de interacción puede reducirse si se realizan las siguientes modificaciones:

- Eje de ordenadas: $K_n = \frac{P_n}{f'_c A_g}$; en lugar de P_n

- Eje de abscisas: $R_n = \frac{P_n * e}{f'_c A_g h}$; en lugar de M_n

El código ACI ha elaborado varias curvas de interacción para las diferentes situaciones que involucran la sección transversal, arreglos de varillas, así como los grados del acero y concreto. Para la utilización del diagrama es necesario determinar el factor gamma “ γ ” el cual corresponde a la distancia del centro de las varillas en un lado de la columna al centro de las varillas en el otro lado de la misma, dividida entre “ h ”, que corresponde a la altura de la sección de la columna en análisis.

7.4.4 Fuerza de corte en las columnas

Las fuerzas cortantes en columnas interiores en estructuras restringidas ante desplazamientos laterales son por lo general pequeñas en comparación con las fuerzas cortantes en columnas exteriores.

El código ACI 318-14, artículo 22.5.6.1, especifica el cortante que puede soportar un elemento no preesforzado sujeto a compresión axial, con la siguiente expresión:

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Se deberá calcular la separación requerida entre los estribos o espirales cuando V_u sea mayor a $\phi V_c / 2$, donde “ V_u ” es la fuerza cortante factorizada que se aplica al elemento en análisis simultáneamente con “ N_u ” que es la fuerza axial factorizada.

7.5 Torsión

La mayoría de las estructuras de concreto reforzado están sujetas hasta cierto grado a torsión. Hasta hace pocos años, los efectos de la torsión podrían casi siempre despreciarse con certidumbre, excepto en casos extremos esto debido a que los factores de seguridad requeridos por los códigos para el diseño de miembros de concreto reforzado por cortante y momento eran considerablemente grandes. Actualmente los factores de seguridad son menores que antes produciendo que los miembros sean de menor tamaño, por lo que la torsión se ha vuelto un problema más común.

Cuando un miembro de concreto simple está sometido a torsión pura, se agrietará y fallará a lo largo de líneas espirales a 45° debido a la tensión diagonal que corresponde a los esfuerzos de torsión. Aunque los esfuerzos de tensión diagonal producidos por la torsión son muy similares a los producidos por el cortante, los primeros se presentan en todas las caras de un miembro, como resultado se suman en un lado a los esfuerzos causados por el cortante y se restan en el otro.

En años recientes se ha tenido una gran cantidad de investigación en el tema de la torsión debido a que han aumentado los reportes de fallas estructurales atribuidos a ésta. Debido a esto el código ACI incluye requisitos muy específicos para el diseño de miembros de concreto reforzado sometidos a torsión o a torsión combinada con cortante y flexión. Se debe

de tener en cuenta que las fuerzas cortantes y de torsión máximas pueden presentarse en las zonas en que los momentos flexionantes son pequeños.

7.5.1 Momentos torsionales que se consideran en el diseño

La reacción que se tiene en una estructura debido a la torsión varía dependiendo si la estructura en análisis es clasificada como una estructura estáticamente indeterminada o no, siendo los dos casos:

7.5.1.1 Torsión de equilibrio

Esta se da en una estructura estáticamente determinada, en la cual el momento de torsión sólo se puede transmitir por una ruta determinada a los soportes; dicho momento no puede ser reducido por medio de una redistribución de fuerzas internas o por un giro del miembro.

7.5.1.2 Torsión de compatibilidad

Momento de torsión relacionado con una estructura estáticamente indeterminada, el cual se puede reducir considerablemente si esa parte de la estructura cede y se agrieta bajo los efectos de la torsión. El código ACI 318-14, artículo 22.7.3.2, establece que después de la fisura por torsión es posible reducir la torsión mayorada en la sección al valor del momento de fisura por torsión multiplicada por un factor de reducción. Lo anterior puede expresarse de forma matemática de la siguiente forma:

$$T_u = \phi T_{cr}$$

Donde el momento de torsión por agrietamiento se calcula según la tabla 22.7.5.1:

$$\phi T_{cr} = \phi 4\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

Si los miembros de concreto reforzado están sujetos a fuerzas axiales de tensión o compresión, el momento de torsión por agrietamiento debe calcularse con la siguiente ecuación:

$$\phi T_{cr} = \phi 4\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \lambda \sqrt{1 + \frac{N_u}{4\sqrt{f'_c}}}$$

7.5.2 Requisitos de refuerzo por torsión según el ACI 318-14.

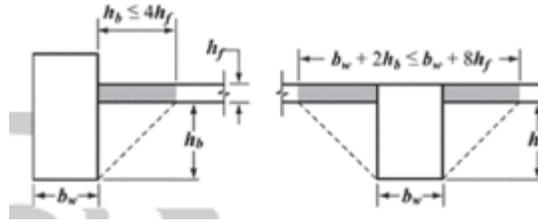
El diseño de los miembros de concreto reforzado por torsión se basa en la analogía de que la resistencia de un miembro es proporcionada casi por completo por los estribos y el acero de refuerzo longitudinal, inmediatamente después de que este miembro se haya agrietado, por los esfuerzos de torsión.

El código ACI 318-14, comentario R22.7.5 establece que, si los esfuerzos de torsión son menores que aproximadamente el 25% del par de agrietamiento de un miembro, este no reducirá apreciablemente su resistencia por flexión. El código establece que los esfuerzos de torsión pueden despreciarse en miembros no preesforzados si:

$$T_u < \phi \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) = \frac{1}{4} T_{cr}$$

Lo anterior implica que el momento aplicado por flexión se puede reducir a un momento calculado por agrietamiento del miembro. Además el código ACI 318-14, sección 9.2.4.4, establece que si una viga es fundida monolíticamente con la losa se debe incluir parte de la losa adyacente de las secciones T o L resultantes. Los anchos de las losas que pueden incluirse se muestran en la siguiente figura:

Ilustración 36: Porción de losa a considerar en el diseño a torsión.



7.5.3 Resistencia al momento por torsión

Las dimensiones de los miembros sometidos a cortante y torsión están limitadas por el código ACI 318-14, sección 22.7.7.1, primordialmente para reducir el agrietamiento y prevenir el aplastamiento del concreto cuando está sometido a esfuerzos de compresión. La suma de estos dos esfuerzos en un miembro no debe exceder el esfuerzo que ocasione el agrietamiento por cortante, lo cual se representa mediante la siguiente ecuación:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f'_c} \right)$$

7.5.4. Diseño del refuerzo por torsión

Cuando el momento por torsión factorizado para una viga es menor que el umbral de torsión, el código ACI 318-14 sección 22.7.1.1 establece que se podrán despreciar los efectos de la torsión; de lo contrario el código determina en la sección 22.7.6.1 que la resistencia a torsión para miembros preesforzados y no preesforzados es la menor de las siguientes expresiones:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad \text{ó} \quad T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{p_h} \cot \theta$$

Rescribiendo la ecuación presentada anteriormente en función de A_t :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o A_t f_{yt} \cot \theta}$$

Quedando de esta manera el refuerzo transversal basado en la resistencia por momento de torsión (T_n) que es igual a T_u/ϕ . El termino A_o representa el área total encerrada por la trayectoria del flujo cortante alrededor del perímetro, permitiendo el código ACI 318-14 en

la sección 22.7.6.1.1 tomar a está como $0.85A_{oh}$; definiendo A_{oh} cómo el área encerrada por los estribos cerrados externos.

El termino θ representa el ángulo de las “diagonales a compresión” del concreto en la armadura espacial analógica, el cual el código ACI 318-14 en la sección 22.7.6.1 lo limita a no ser tomado menor a 30 grados ni mayor a 60 grados, y en la sección 22.7.6.1.2 recomienda tomarlo igual a 45 grados para miembros no preesforzados.

Según el comentario R9.5.4.3 del código ACI 318-14, las áreas requeridas de estribos por cortante y torsión se suman y se deben colocar estribos, como mínimo en la cantidad total requerida. La suma del área de refuerzo transversal se realiza de la siguiente manera:

$$Total \left(\frac{A_{v+t}}{s} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s}$$

Se ha encontrado que los especímenes de concreto reforzado con menos de aproximadamente 1% de refuerzo por torsión por volumen, cargados a torsión pura, fallan tan pronto como ocurre el agrietamiento por torsión. El porcentaje es menor para miembros sometidos a torsión y a cortante. La ecuación que sigue, que proporciona un área total mínima de refuerzo longitudinal por torsión, se basa en usar aproximadamente 0.5% de refuerzo de torsión por volumen. Por lo que el código ACI 318-14 establece en la sección 9.6.4.3 el refuerzo longitudinal, debe ser el menor:

$$\frac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad \text{ó} \quad \frac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{0.175b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

8. Memoria de cálculo

Para la realización de la memoria de cálculo se utilizó el software “MathCad”, versión MathCad Prime 4.0. Cabe mencionar que existen otros softwares como “Microsoft Excel” o “Matlab”, pero se decidió la utilización de MathCad ya que éste presenta las ecuaciones utilizadas de una forma gráfica agilizando el procedimiento de cálculo. Además, Mathcad realiza la conversión entre unidades de forma automática siendo esto una gran ventaja debido a que en Guatemala se trabaja tanto en SI como en USCS.

Basado en los cálculos realizados, la propuesta final para las dimensiones y reforzamientos de los diferentes elementos que conforman la edificación en análisis queda de la siguiente manera:

- Vigas principales de 75 cm X 40 cm.
 - Acero longitudinal en la parte inferior de la viga: 4 varillas No.7.
 - Acero longitudinal en la parte superior de la viga: 4 varillas No.10.
 - Estribos mediante varilla No. 4 a cada 10 centímetros.

- Vigas principales de 75 cm X 50 cm.
 - Acero longitudinal en la parte inferior de la viga: 5 varillas No.8.
 - Acero longitudinal en la parte superior de la viga: 5 varillas No.11.
 - Estribos mediante varilla No. 4 a cada 10 centímetros.

- Vigas secundarias de 70 cm X 35 cm.
 - Acero longitudinal en la parte inferior de la viga: 4 varillas No.6.
 - Acero longitudinal en la parte superior de la viga: 4 varillas No.7.
 - Estribos mediante varilla No. 3 a cada 10 centímetros.

- Columnas cuadradas de 80 cm X 80 cm.
 - Acero longitudinal: 12 varillas No.9; cuatro en cada costado.
 - Eslabones suplementarios entre varillas longitudinales.
 - Estribos mediante varilla No. 3 a cada 10 centímetros.

A continuación, se presentan los cálculos efectuados para el diseño de los elementos que conforman la edificación. Para ello se seleccionaron los elementos críticos, es decir, aquellos que presentan mayores demandas bajo los efectos de las cargas gravitacionales y accidentales a las que estará sometida la estructura a lo largo de su vida útil:

1. VIGA PRINCIPAL CON UN EXTREMO CONTINUO

1. Establecemos las propiedades de los materiales así como de la sección
El chequeo se realizó para la viga del Nivel 2 sobre el eje "3" entre los ejes "B" y "C"

$$\begin{array}{lll}
 f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & b := 40 \text{ cm} & L := 10.3 \text{ m} \\
 f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & h := 75 \text{ cm} & \beta_1 := 0.85 \\
 \gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} & rec := 7 \text{ cm} & \phi := 0.90
 \end{array}$$

2. Chequeamos la viga por flexión para el momento positivo máximo

$$\begin{array}{l}
 \phi Mu := 35610.01 \text{ kgf}\cdot\text{m} \quad (\text{Segun analisis de Etabs}) \\
 d := h - rec = 68 \text{ cm}
 \end{array}$$

- 2.1 Encontramos la cuantía de acero conforme se explica en la sección 7.1.1 del presente trabajo de investigación

$$\rho := \phi Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{f_y \cdot \rho}{1.7 \cdot f_c} \right) \xrightarrow{\text{solve, } \rho} \left[\begin{array}{l} 1.621018777881523647 \cdot 10^{-10} \cdot \text{cm} \cdot \\ \hline 1.621018777881523647 \cdot 10^{-10} \cdot \text{cm} \cdot \end{array} \right.$$

$$\rho = \begin{bmatrix} 0.108 \\ 0.005 \end{bmatrix}$$

$$A_s := \rho_1 \cdot b \cdot d = 2.254 \text{ in}^2$$

- 2.1.2 Determinamos la cantidad de varillas de refuerzo.

Suponiendo varillas No. 7

$$\text{Nodevarillas} := \frac{A_s}{0.60 \text{ in}^2} = 3.756$$

Se propone utilizar 4 Varillas No. 7 que proporcionan un $A_s := 2.41 \text{ in}^2$

Según tabla A.5 de McCormac el ancho mínimo de la base para 4 varillas No.7 es $a_p := 10.9 \text{ in}$

Chequeo = "Base adecuada"

2.2 Encontramos la deformación unitaria del acero para chequear el suposición inicial

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 2.701 \text{ in} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 3.177 \text{ in}$$

$$\varepsilon_t := \left(\frac{0.003}{c} \right) \cdot (d - c) = 0.022$$

Chequeo = "Controlada por Tensión"

3. Chequeamos la viga por flexión para el momento negativo máximo

$$\phi Mu := 75189.90 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

3.1.1 Encontramos la cuantía de acero conforme se explica en la sección 7.1.1 del presente trabajo de investigación

$$\rho := \phi Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \rho_1 \cdot \left(1 - \frac{f_y \cdot \rho_1}{1.7 \cdot f'_c} \right) \xrightarrow{\text{solve, } \rho_1} \begin{cases} 1.621018777881523647 \cdot 10^{-10} \cdot \text{cm} \\ 1.621018777881523647 \cdot 10^{-10} \cdot \text{cm} \end{cases}$$

$$\rho = \begin{bmatrix} 0.101 \\ 0.012 \end{bmatrix}$$

$$A_s := \rho_1 \cdot b \cdot d = 5.073 \text{ in}^2$$

3.1.2 Determinamos la cantidad de varillas de refuerzo.

Suponiendo varillas No. 10 ($db_{flex} := 1.27 \text{ in}$)

$$N_{\text{de varillas}} := \frac{A_s}{1.27 \text{ in}^2} = 3.994$$

Se propone utilizar 4 Varillas No. 10 que propocionan un $A_s := 5.08 \text{ in}^2$

Según tabla A.5 de Mc Cormac el ancho mínimo de la base para 4 varillas No.10 es $a_p := 12.9 \text{ in}$

Chequeo = "Base adecuada"

3.2 Encontramos la deformación unitaria del acero para chequear el suposición inicial

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.693 \text{ in} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 6.697 \text{ in}$$

$$\varepsilon_t := \left(\frac{0.003}{c} \right) \cdot (d - c) = 0.009$$

Chequeo = "Controlada por Tensión"

4. Chequeamos la viga para el corte máximo positivo en una dirección

$$V_u := 46762.81 \text{ kgf}$$

$$\phi := 0.60$$

$$\lambda := 1$$

4.1 Determinamos si la viga necesita estribos a corte

$$\phi V_c := 2 \cdot \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{lb} \cdot \text{f}}{\text{in}^2}} \cdot b \cdot d = (1.448 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$\text{Chequeo} := \begin{cases} \text{if } V_u > \frac{1}{2} \cdot \phi V_c \\ \quad \text{return ("Necesita estribos")} \\ \text{else} \\ \quad \text{return "No necesita estribos"} \end{cases} = \text{"Necesita estribos"}$$

4.2 Diseño de los estribos

$$A_v := 0.20 \text{ in}^2 \quad (\text{Asumiendo barra No.4 } (d_b := 0.5 \text{ in}))$$

$$V_s := \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = (5.38 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$s := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 5.393 \text{ in}$$

4.2.1 Separación máxima de estribos para suministrar el acero mínimo

$$S_1 := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y}{0.75 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{lb} \cdot \text{f}}{\text{in}^2}} \cdot b} = 32.059 \text{ in} \qquad S_2 := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y}{b \cdot 50 \cdot \frac{\text{lb} \cdot \text{f}}{\text{in}^2}} = 30.347 \text{ in}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

4.2.2 Separación máxima

$$S_{\text{max}} := \begin{cases} \text{if } V_s > 4 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{lb} \cdot \text{f}}{\text{in}^2}} \cdot b \cdot d \\ \quad \text{return} \left(\min \left(\frac{d}{4}, 12 \text{ in} \right) \right) \\ \text{else} \\ \quad \text{return} \left(\min \left(\frac{d}{2}, 24 \text{ in} \right) \right) \end{cases} = 6.693 \text{ in}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

4.3 Requisitos adicionales para zona símica

$$S_{sismico} := \min\left(\frac{d}{4}, 6 \cdot db_{flex}, 150 \text{ mm}\right) = 5.906 \text{ in}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

La separación teórica adecuada es $s_r = 13.699 \text{ cm}$, por facilidades constructivas se propone utilizar una separación de estribos igual a $s = 10 \text{ cm}$.

5. Chequeamos la viga para el corte máximo negativo en una dirección

$$V_u := 56331.20 \text{ kgf}$$

$$\phi := 0.60$$

$$\lambda := 1$$

5.1 Determinamos si la viga necesita estribos a corte

$$\phi V_c := 2 \cdot \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{lb_f}{in^2}} \cdot b \cdot d = (1.448 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$\text{Chequeo} := \begin{cases} \text{if } V_u > \frac{1}{2} \cdot \phi V_c \\ \quad \text{return ("Necesita estribos")} \\ \text{else} \\ \quad \text{return "No necesita estribos"} \end{cases} = \text{"Necesita estribos"}$$

5.2 Diseño de los estribos

$$A_v := 0.20 \text{ in}^2 \quad (\text{Asumiendo varilla No.4})$$

$$V_s := \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = (6.975 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$s := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 4.16 \text{ in}$$

5.2.1 Separación máxima de estribos para suministrar el acero mínimo

$$S_1 := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y}{0.75 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{lb_f}{in^2}} \cdot b} = 32.059 \text{ in} \quad S_2 := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y}{b \cdot 50 \cdot \frac{lb_f}{in^2}} = 30.347 \text{ in}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

5.2.2 Separación máxima

$$S_{max} := \begin{cases} \text{if } V_s > 4 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{lbf}{in^2} \cdot b \cdot d} \\ \quad \text{return} \left(\min \left(\frac{d}{4}, 12 \text{ in} \right) \right) \\ \text{else} \\ \quad \text{return} \left(\min \left(\frac{d}{2}, 24 \text{ in} \right) \right) \end{cases} = 6.693 \text{ in}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

5.3 Requisitos adicionales para zona símica

$$S_{sismico} := \min \left(\frac{d}{4}, 6 \cdot db_{flex}, 150 \text{ mm} \right) = 5.906 \text{ in}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

La separación teorica adecuada es $s_r = 10.567 \text{ cm}$, por facilidades constructivas se propone utilizar una separación de estribos igual a $s = 15 \text{ cm}$.

5. Chequeamos la viga para la torsión máxima

$$T_u := 100.34 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi := 0.75$$

5.1 Determinamos si la viga necesita refuerzo a torsión

$$A_{cp} := b \cdot h = 0.3 \text{ m}^2$$

$$P_{cp} := 2 \cdot (b + h) = 2.3 \text{ m}$$

$$\phi T_n := \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{lbf}{in^2}} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 113.02 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Chequeo = "No se requiere refuerzo por torsión"

2.VIGA PRINCIPAL CON UN AMBOS EXTREMOS CONTINUOS

1. Establecemos las propiedades de los materiales así como de la sección

El chequeo se realizó para la viga del Nivel 2 sobre el eje "B" entre los ejes "2" y "3"

$$\begin{array}{lll}
 f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & b := 50 \text{ cm} & L := 10.3 \text{ m} \\
 f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & h := 75 \text{ cm} & \beta_1 := 0.85 \\
 \gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} & rec := 7 \text{ cm} & \phi := 0.90
 \end{array}$$

2. Chequeamos la viga por flexión para el momento positivo máximo

$$\phi Mu := 56258.68 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Segun analisis de Etabs})$$

$$d := h - rec = 68 \text{ cm}$$

2.1 Encontramos la cuantía de acero conforme se explica en la sección 7.1.1 del presente trabajo de investigación

$$\rho := \phi Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{f_y \cdot \rho}{1.7 \cdot f_c} \right) \xrightarrow{\text{solve}, \rho} \begin{array}{l} 1.2968150223052189176 \cdot 10^{-10} \cdot \text{cm} \\ \hline 1.2968150223052189176 \cdot 10^{-10} \cdot \text{cm} \end{array}$$

$$\rho = \begin{bmatrix} 0.106 \\ 0.007 \end{bmatrix}$$

$$A_s := \rho_1 \cdot b \cdot d = 3.611 \text{ in}^2$$

2.1.2 Determinamos la cantidad de varillas de refuerzo.

Suponiendo varillas No. 8

$$\text{Nodevarillas} := \frac{A_s}{0.79 \text{ in}^2} = 4.6$$

Se propone utilizar 5 Varillas No. 8 que propocionan un $A_s := 3.93 \text{ in}^2$

Según tabla A.5 de McCormac el ancho mínimo de la base para 5 varillas No.8 es $a_p := 13.3 \text{ in}$

Chequeo = "Base adecuada"

2.2 Encontramos la deformación unitaria del acero para chequear el suposición inicial

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b} = 3.523 \text{ in} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 4.145 \text{ in}$$

$$\epsilon_t := \left(\frac{0.003}{c} \right) \cdot (d - c) = 0.016$$

Chequeo = "Controlada por Tensión"

3. Chequeamos la viga por flexión para el momento negativo máximo

$$\phi Mu := 108083.13 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

3.1.1 Encontramos la cuantía de acero conforme se explica en la sección 7.1.1 del presente trabajo de investigación

$$\rho := \phi Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot fy \cdot \rho_1 \cdot \left(1 - \frac{fy \cdot \rho_1}{1.7 \cdot fc} \right) \xrightarrow{\text{solve, } \rho_1}$$

$$\rho = \begin{bmatrix} 0.099 \\ 0.014 \end{bmatrix}$$

$$As := \rho_1 \cdot b \cdot d = 7.446 \text{ in}^2$$

$$1.2968150223052189176 \cdot 10^{-10} \cdot c_1$$

$$1.2968150223052189176 \cdot 10^{-10} \cdot c_1$$

3.1.2 Determinamos la cantidad de varillas de refuerzo.

Suponiendo varillas No. 11 ($db_{flex} := 1.41 \text{ in}$)

$$N_{devarillas} := \frac{As}{1.27 \text{ in}^2} = 5.863$$

Se propone utilizar 6 Varillas No. 10 que propocionan un $As := 7.59 \text{ in}^2$

Según tabla A.5 de Mc Cormac el ancho mínimo de la base para 6 varillas No.10 es $a_p := 18 \text{ in}$

Chequeo = "Base adecuada"

3.2 Encontramos la deformación unitaria del acero para chequear el suposición inicial

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b} = 6.804 \text{ in} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 8.005 \text{ in}$$

$$\epsilon_t := \left(\frac{0.003}{c} \right) \cdot (d - c) = 0.007$$

Chequeo = "Controlada por Tensión"

4. Chequeamos la viga para el corte máximo positivo en una dirección

$$V_u := 76102.92 \text{ kgf}$$

$$\phi := 0.60$$

$$\lambda := 1$$

4.1 Determinamos si la viga necesita estribos a corte

$$\phi V_c := 2 \cdot \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{lbf}}{\text{in}^2}} \cdot b \cdot d = (1.81 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$\text{Chequeo} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_u > \frac{1}{2} \cdot \phi V_c \\ \quad \left\| \text{return ("Necesita estribos")} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \text{return "No necesita estribos"} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Necesita estribos"}$$

4.2 Diseño de los estribos

$$A_v := 0.20 \text{ in}^2 \quad (\text{Asumiendo barra No.4})$$

$$V_s := \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = (9.667 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$s := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 3.002 \text{ in}$$

4.2.1 Separación máxima de estribos para suministrar el acero mínimo

$$S_1 := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y}{0.75 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{lbf}}{\text{in}^2}} \cdot b} = 25.647 \text{ in} \qquad S_2 := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y}{b \cdot 50 \cdot \frac{\text{lbf}}{\text{in}^2}} = 24.278 \text{ in}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

4.2.2 Separación máxima

$$S_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_s > 4 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{lbf}}{\text{in}^2}} \cdot b \cdot d \\ \quad \left\| \text{return} \left(\min \left(\frac{d}{4}, 12 \text{ in} \right) \right) \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \text{return} \left(\min \left(\frac{d}{2}, 24 \text{ in} \right) \right) \right\| \end{array} \right\| = 6.693 \text{ in}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

4.3 Requisitos adicionales para zona símica

$$S_{sismico} := \min\left(\frac{d}{4}, 6 \cdot db_{flex}, 150 \text{ mm}\right) = 5.906 \text{ in}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

La separación teórica adecuada es $s_r = 7.624 \text{ cm}$, por facilidades constructivas se propone utilizar una separación de estribos igual a $s = 10 \text{ cm}$.

5. Chequeamos la viga para el corte máximo negativo en una dirección

$$V_u := 81452.79 \text{ kgf}$$

$$\phi := 0.60$$

$$\lambda := 1$$

5.1 Determinamos si la viga necesita estribos a corte

$$\phi V_c := 2 \cdot \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{lb_f}{in^2}} \cdot b \cdot d = (1.81 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$\text{Chequeo} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_u > \frac{1}{2} \cdot \phi V_c \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{return ("Necesita estribos")} \\ \text{else} \\ \text{return "No necesita estribos"} \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \text{"Necesita estribos"}$$

5.2 Diseño de los estribos

$$A_v := 0.20 \text{ in}^2 \quad (\text{Asumiendo varilla No.4})$$

$$V_s := \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = (1.056 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$s := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 2.748 \text{ in}$$

5.2.1 Separación máxima de estribos para suministrar el acero mínimo

$$S_1 := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y}{0.75 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{lb_f}{in^2}} \cdot b} = 25.647 \text{ in} \qquad S_2 := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y}{b \cdot 50 \cdot \frac{lb_f}{in^2}} = 24.278 \text{ in}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

5.2.2 Separación máxima

$$S_{max} := \begin{cases} \text{if } V_s > 4 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{lbf}{in^2}} \cdot b \cdot d & = 6.693 \text{ in} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{return } \left(\min \left(\frac{d}{4}, 12 \text{ in} \right) \right) \\ \text{else} \\ \text{return } \left(\min \left(\frac{d}{2}, 24 \text{ in} \right) \right) \end{array} \right. \end{cases}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

5.3 Requisitos adicionales para zona símica

$$S_{sismico} := \min \left(\frac{d}{4}, 6 \cdot db_{flex}, 150 \text{ mm} \right) = 5.906 \text{ in}$$

Chequeo = "Separación Adecuada"

La separación teorica adecuada es $s_r = 6.981 \text{ cm}$, por facilidades constructivas se propone utilizar una separación de estribos igual a $s = 10 \text{ cm}$.

5. Chequeamos la viga para la torsión máxima

$$T_u := 38.28 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi := 0.75$$

5.1 Determinamos si la viga necesita refuerzo a torsión

$$A_{cp} := b \cdot h = 0.375 \text{ m}^2$$

$$p_{cp} := 2 \cdot (b + h) = 2.5 \text{ m}$$

$$\phi T_n := \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{lbf}{in^2}} \cdot \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} = 162.466 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Chequeo = "No se requiere refuerzo por torsión"

3.Columna

1. Establecemos las propiedades de los materiales así como de la sección

El chequeo se realizara para la columna que soporta mayor carga axial la cual se encuentra ubicada sobre el eje "3" y el eje "B"

$$f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 27.459 \text{ MPa} \quad A_g := 80^2 \text{ cm}^2 \quad \lambda := 1$$
$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 411.879 \text{ MPa} \quad h := 80 \text{ cm} \quad \phi := 0.65$$
$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad rec := 7 \text{ cm} \quad d := h - rec$$

2. Chequeamos la columna por flexo-compresión

$$P_u := 387476.70 \text{ kgf} \quad (\text{Segun analisis de Etabs})$$

$$M_u := 50834.44 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Segun analisis de Etabs})$$

2.1 Determinamos la excentricidad y la distancia entre varillas de borde

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 13.119 \text{ cm}$$

$$h' := h - 2 \cdot rec = 66 \text{ cm}$$

2.2 Determinamos los valores que nos serviran para utilizar el diagrama de interacción

$$P_n := \frac{P_u}{\phi} = (5.961 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$K_n := \frac{\phi \cdot P_n}{A_g} = 5.937 \text{ MPa}$$

(Eje de las ordenadas)

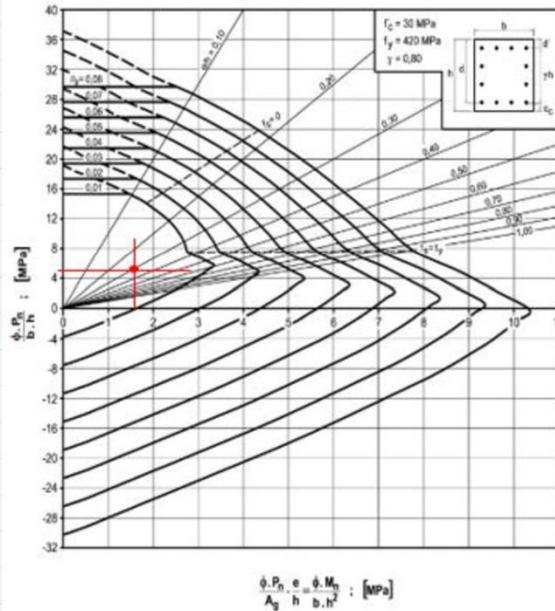
$$R_n := \frac{P_n \cdot e}{h \cdot A_g} = 1.498 \text{ MPa}$$

(Eje de las abscisas)

$$\gamma := \frac{h'}{h} = 0.8$$

2.3 Suposiciones para el diseño

Se determino que se usaran 12 varillas distribuidas en las cuatro "caras" de la columna dando un total de 4 varillas por "cara".



2.4 Calculo del acero de refuerzo

Cómo se puede apreciar en el diagrama de interacción presentado el valor de ρ para la columna en análisis es inferior al 1% pero debido a las consideraciones presentadas en el presente trabajo de investigación en la sección 7.3.2 se usa 1%

$$A_s := 0.01 \cdot A_g = 9.92 \text{ in}^2$$

Se propone utilizar 12 Varillas No. 9 que propocionan un $A_s := 12 \text{ in}^2$

$$d_b := 1.128 \text{ in}$$

3. Determinamos si es necesario calcular la separación de estribos:

$$N_u := P_u$$

$$h_x := 220 \text{ mm}$$

$$V_c := 2 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{2000 \text{ psi} \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{lbf}{\text{in}^2}} \cdot h \cdot d = 74135.835 \text{ kgf}$$

Chequeo = "Calcular separación de estribos"

$$s_o := 100 \text{ mm} + \left(\frac{350 \cdot \text{mm} - h_x}{3} \right) = 143.333 \text{ mm}$$

3.1 Chequeamos los requisitos sismicos

Asumimos estribos con barra No.3

$$S := \min \left(s_o, 6 \cdot d_b, \frac{1}{4} \cdot h \right) = 14.333 \text{ cm}$$

Se propone utilizar estribos con barras No. 3 @ 12cm.

1. VIGA SECUNDARIA

1. Establecemos las propiedades de los materiales así como de la sección

El chequeo se realiza para la viga del Nivel 2 entre los ejes "2" y "3" entre los ejes "A" y "C"

$$f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \qquad b := 35 \text{ cm} \qquad L := 10.3 \text{ m}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \qquad h := 70 \text{ cm} \qquad \beta_1 := 0.85$$

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \qquad \text{rec} := 7 \text{ cm} \qquad \phi := 0.90$$

2. Chequeamos la viga por flexión para el momento positivo máximo

$$\phi Mu := 23351.54 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Segun analisis de Etabs})$$

$$d := h - \text{rec} = 63 \text{ cm}$$

2.1 Encontramos la cuantía de acero conforme se explica en la sección 7.1.1 del presente trabajo de investigación

$$\rho := \phi Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{f_y \cdot \rho}{1.7 \cdot f_c} \right) \xrightarrow{\text{solve}, \rho}$$

$$\rho = \begin{bmatrix} 0.109 \\ 0.005 \end{bmatrix}$$

$$A_s := \rho_1 \cdot b \cdot d = 1.585 \text{ in}^2$$

$$\frac{2.1583243937441343532 \cdot 10^7}{10^7}$$

$$\frac{2.1583243937441343532 \cdot 10^7}{10^7}$$

2.1.2 Determinamos la cantidad de varillas de refuerzo.

Suponiendo varillas No. 6

$$\text{Nodevarillas} := \frac{A_s}{0.44 \text{ in}^2} = 3.602$$

Se propone utilizar 4 Varillas No. 6 que proporcionan un $A_s := 1.77 \text{ in}^2$

Según tabla A.5 de McCormac el ancho mínimo de la base para 4 varillas No.6 es $a_p := 10.5 \text{ in}$

Chequeo = "Base adecuada"

2.2 Encontramos la deformación unitaria del acero para chequear el suposición inicial

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.267 \text{ in} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 2.667 \text{ in}$$

$$\epsilon_t := \left(\frac{0.003}{c} \right) \cdot (d - c) = 0.025$$

Chequeo = "Controlada por Tensión"

3. Chequeamos la viga por flexión para el momento negativo máximo

$$\phi Mu := 34327.14 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

3.1.1 Encontramos la cuantía de acero conforme se explica en la sección 7.1.1 del presente trabajo de investigación

$$\rho := \phi Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot fy \cdot \rho_1 \cdot \left(1 - \frac{fy \cdot \rho_1}{1.7 \cdot f'c} \right) \xrightarrow{\text{solve, } \rho_1}$$

$$2.1583243937441343532 \cdot 10$$

$$2.1583243937441343532 \cdot 10$$

$$\rho = \begin{bmatrix} 0.106 \\ 0.007 \end{bmatrix}$$

$$As := \rho_1 \cdot b \cdot d = 2.381 \text{ in}^2$$

3.1.2 Determinamos la cantidad de varillas de refuerzo.

Suponiendo varillas No. 7 ($A_{barra} := 0.60 \text{ in}^2$, $db_{flex} := 0.75 \text{ in}$)

$$N_{odevarillas} := \frac{As}{A_{barra}} = 3.968$$

Se propone utilizar 4 Varillas No. 7 que propocionan un $As := 2.41 \text{ in}^2$

Según tabla A.5 de Mc Cormac el ancho mínimo de la base para 4 varillas No.7 es $a_p := 10.9 \text{ in}$

Chequeo = "Base adecuada"

3.2 Encontramos la deformación unitaria del acero para chequear el suposición inicial

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.086 \text{ in} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 3.631 \text{ in}$$

$$\epsilon_t := \left(\frac{0.003}{c} \right) \cdot (d - c) = 0.017$$

Chequeo = "Controlada por Tensión"

4. Chequeamos la viga para el corte máximo positivo en una dirección

$$V_u := 15832.24 \text{ kgf}$$

$$\phi := 0.6$$

$$\lambda := 1$$

4.1 Determinamos si la viga necesita estribos a corte

$$\phi V_c := 2 \cdot \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{lbf}}{\text{in}^2}} \cdot b \cdot d = (1.174 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$\text{Chequeo} := \begin{cases} \text{if } V_u > \frac{1}{2} \cdot \phi V_c \\ \quad \text{return ("Necesita estribos")} \\ \text{else} \\ \quad \text{return "No necesita estribos"} \end{cases} = \text{"Necesita estribos"}$$

4.2 Diseño de los estribos

$$A_v := 0.11 \text{ in}^2 \text{ (Asumiendo barra No.3 (} db := 0.375 \text{ in))}$$

$$V_s := \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = (6.82 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$s := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 21.679 \text{ in}$$

4.2.1 Separación máxima de estribos para suministrar el acero mínimo

$$S_1 := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y}{0.75 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{lbf}}{\text{in}^2}} \cdot b} = 20.151 \text{ in} \qquad S_2 := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_y}{b \cdot 50 \cdot \frac{\text{lbf}}{\text{in}^2}} = 19.075 \text{ in}$$

Chequeo = "Usar separación máxima"

4.2.2 Separación máxima

$$S_{max} := \begin{cases} \text{if } V_s > 4 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{lbf}}{\text{in}^2}} \cdot b \cdot d \\ \quad \text{return} \left(\min \left(\frac{d}{4}, 12 \text{ in} \right) \right) \\ \text{else} \\ \quad \text{return} \left(\min \left(\frac{d}{2}, 24 \text{ in} \right) \right) \end{cases} = 12.402 \text{ in}$$

Chequeo = "Usar separación máxima"

4.3 Requisitos adicionales para zona sísmica

$$S_{sismico} := \min\left(\frac{d}{4}, 6 \cdot db_{flex}, 150 \text{ mm}\right) = 4.5 \text{ in}$$

Chequeo = "Usar separación para zona sísmica"

La separación teórica adecuada es $s_r = 11.43 \text{ cm}$, por facilidades constructivas se propone utilizar una separación de estribos igual a $s = 11 \text{ cm}$

5. Chequeamos la viga para el corte máximo negativo en una dirección

$$Vu := 14941.00 \text{ kgf}$$

$$\phi := 0.6$$

$$\lambda := 1$$

5.1 Determinamos si la viga necesita estribos a corte

$$\phi Vc := 2 \cdot \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{lb_f}{in^2}} \cdot b \cdot d = (1.174 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$Chequeo := \begin{cases} \text{if } Vu > \frac{1}{2} \cdot \phi Vc \\ \quad \text{return ("Necesita estribos")} \\ \text{else} \\ \quad \text{return "No necesita estribos"} \end{cases} = \text{"Necesita estribos"}$$

5.2 Diseño de los estribos

$$Av := 0.11 \text{ in}^2 \quad (\text{Asumiendo varilla No.3})$$

$$Vs := \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = (5.335 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$s := \frac{2 \cdot Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = 27.715 \text{ in}$$

5.2.1 Separación máxima de estribos para suministrar el acero mínimo

$$S_1 := \frac{2 \cdot Av \cdot fy}{0.75 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{lbf}{in^2} \cdot b}} = 20.151 \text{ in} \quad S_2 := \frac{2 \cdot Av \cdot fy}{b \cdot 50 \cdot \frac{lbf}{in^2}} = 19.075 \text{ in}$$

Chequeo = "Usar separación máxima"

5.2.2 Separación máxima

$$S_{max} := \begin{cases} \text{if } Vs > 4 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{lbf}{in^2} \cdot b \cdot d} \\ \text{return } \left(\min \left(\frac{d}{4}, 12 \text{ in} \right) \right) \\ \text{else} \\ \text{return } \left(\min \left(\frac{d}{2}, 24 \text{ in} \right) \right) \end{cases} = 12.402 \text{ in}$$

Chequeo = "Usar separación máxima"

5.3 Requisitos adicionales para zona sísmica

$$S_{sismico} := \min \left(\frac{d}{4}, 6 \cdot db_{flex}, 150 \text{ mm} \right) = 4.5 \text{ in}$$

Chequeo = "Usar separación para zona sísmica"

La separación teorica adecuada es $s_r = 11.43 \text{ cm}$, por facilidades constructivas se propone utilizar una separación de estribos igual a $s = 11 \text{ cm}$.

5. Chequeamos la viga para la torsión máxima

$$Tu := 7.92 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi := 0.75$$

5.1 Determinamos si la viga necesita refuerzo a torsión

$$A_{cp} := b \cdot h = 0.245 \text{ m}^2$$

$$p_{cp} := 2 \cdot (b + h) = 2.1 \text{ m}$$

$$\phi T_n := \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{lbf}{in^2}} \cdot \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} = 82.557 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Chequeo = "No se requiere refuerzo por torsión"

Cheque del nudo

Datos de la columna

b=	80.00 cm
h=	80.00 cm
rec=	5.00 cm
ϕ =	0.75
f_y =	4,200.00 kgf/cm ²

Datos de la viga izquierda en sección	
rec=	5 cm
As: 4 varillas No. 8	
As=	25.34 cm ²

Datos de la viga derecha en sección	
rec=	5 cm
A's: 4 varillas No. 11	
A's=	47.9 cm ²

1. Resistencia nominal del nudo a cortante			
No. de caras opuestas confinadas			4
α =	5.3		
Vn: $\alpha\sqrt{f_c} A_j$			
Vn=	567590.162	kgf	
f_c	280.00	kgf/cm ²	
A _j	6400	cm ²	
b _j	80.00	cm	
b _{x+2x}	80	cm	
b _{x+h}	150.00	cm	
b _x	70	cm	
x	5.00	cm	
ϕV_n	425692.6215	kgf	

2. Resistencia requerida en el nudo		
T1	133035	kgf
T2	251475	kgf
V _{u_col}	27506.28	kgf
d=	70	cm
L=	350	cm

3. Chequeo		
$\phi V_n \geq V_u$		
ϕV_n	425692.6215	kgf
V _u	357004	kgf
Chequeo	Cumple	

4. ZAPATA CUADRADA AISLADA

1. Establecemos las propiedades de los materiales así como de la sección
El chequeo se realizó para la viga una Zapata Cuadrada de centro.

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 2.646 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \quad \phi := 0.75$$

$$A_{col} := (80 \text{ cm})^2 \quad a := \sqrt{A_{col}} \quad rec := 5 \text{ cm} \quad (\text{Según ACI}) \quad \lambda := 1$$

*Se supone que la altura de la zapata será de $h := 55 \text{ cm}$

2. Establecemos las propiedades del suelo asumidas por el diseñador.

$$q_a := 1.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_s := 1600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad prof := 150 \text{ cm}$$

3. Establecemos las cargas de servicio obtenidas de etabs

$$CV := 53612.49 \text{ kgf}$$

$$CM := 94539.44 \text{ kgf} + 79379.28 \text{ kgf}$$

$$SismoX := 2868.08 \text{ kgf}$$

$$SismoY := 15739.38 \text{ kgf}$$

4. Determinamos el esfuerzo efectivo que recibe la zapata

$$W_z := \gamma_c \cdot h = 0.132 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Esfuerzo producido por el concreto})$$

$$W_{re} := \gamma_s \cdot (prof - h) = 0.152 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Esfuerzo producido por suelo sobre la zapata})$$

$$W_{cargas} := W_z + W_{re} = (2.785 \cdot 10^4) \text{ Pa}$$

$$q := q_a - W_{cargas} = 1.216 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

5. Determinamos el área de zapata requerida

$$A := \max \left(\frac{(CM + CV)}{q}, \frac{(CM + CV + SismoX + 0.3 \cdot SismoY)}{q}, \frac{(CM + CV + SismoY + 0.3 \cdot SismoX)}{q} \right)$$

$$b := \sqrt{A} = 4.481 \text{ m}$$

*Se selecciona una base cuadrada de $b := 4.5 \text{ m}$, la cual proporciona una área de zapata de 20.25 m^2
 $A := b^2$

6. Determinamos la presión de contacto

6.1 Determinamos la combinación de carga mas critica

$$CR1 := 1.4 \cdot CM$$

$$CR2 := 1.3 \cdot CM + 1.6 \cdot CV$$

$$CR3 := 1.3 \cdot CM + 1.0 \cdot CV$$

$$CR4a := 1.3728 \cdot CM + 1.0 \cdot CV + 1.0 \cdot SismoX + 0.3 \cdot SismoY$$

$$CR4b := 1.3728 \cdot CM + 1.0 \cdot CV + 1.0 \cdot SismoY + 0.3 \cdot SismoX$$

$$CR5a := 0.7272 \cdot CM + 1.0 \cdot SismoX + 0.3 \cdot SismoY$$

$$CR5b := 0.7272 \cdot CM + 1.0 \cdot SismoY + 0.3 \cdot SismoX$$

$$Pu := \max(CR1, CR2, CR3, CR4a, CR4b, CR5a, CR5b)$$

$$q_u := \frac{Pu}{A} = 1.54 \frac{kgf}{cm^2}$$

7. Perimetro critico

Se asume un peralte efectivo de la zapata de $d := h - rec$

$$b_o := 4 \cdot (a + d) = 520 \text{ cm}$$

8. Fuerza cortante en el perimetro critico

$$V_o := q_u \cdot b^2 - q_u \cdot (d + a)^2 = 630.183 \text{ kip}$$

9. Resistencia nominal a cortante del concreto

$$\phi V_c := \phi \cdot 4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{lb}{in^2}} \cdot b_o \cdot d = 762.969 \text{ kip}$$

Verificación = "Peralte asumido correctamente"

10. Cortante en una dirección

$$Vu_2 := q_u \cdot \frac{(b - a - 2 \cdot d)}{2} \cdot b = 206.27 \text{ kip}$$

$$\phi V_{c2} := \phi \cdot 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{lb}{in^2}} \cdot b \cdot d = 330.131 \text{ kip}$$

Verificación2 = "Peralte asumido correctamente"

11. Momento flector en la sección realizada al rostro derecho de la columna

$$Mu := q_u \cdot b \cdot \left(\frac{b-a}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{2} = 130.733 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

12. Area de acero requerida

$$As := Mu = 0.9 \cdot As_1 \cdot fy \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{As_1 \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b} \right) \xrightarrow{\text{solve, } As_1} \dots$$

$$As = \begin{bmatrix} 9.978 \\ 385.273 \end{bmatrix} \text{ in}^2$$

$$As := As_0 = 9.978 \text{ in}^2$$

13. Cuantia de acero minima

$$As_{min} := \max \left(\frac{3 \cdot \sqrt{fc} \cdot \frac{lb_f}{in^2}}{fy} \cdot b \cdot d, \frac{200 \frac{lb_f}{in^2}}{fy} \cdot b \cdot d \right) = 11.676 \text{ in}^2$$

Usar barras 8 Varillas No. 10 en ambas direcciones

$$db := 3.175 \text{ cm}$$

14. Longitud de desarrollo dentro de la zapata

Segun articulo 25.4.9 del ACI 318-14

$$\psi := 1 \quad db := 1 \text{ in}$$

$$ld_1 := \frac{fy \cdot \psi \cdot db}{50 \cdot \lambda \cdot \sqrt{fc} \cdot \frac{lb_f}{in^2}} = 48.088 \text{ cm}$$

$$ld_2 := 8 \text{ in}$$

$$ld_3 := 0.0003 \frac{in^2}{lb_f} \cdot fy \cdot \psi \cdot db = 17.921 \text{ in}$$

$$ld := \max (ld_1, ld_2, ld_3) = 48.088 \text{ cm}$$

ChequeoLd = "Longitud de desarrollo OK"

15. Longitud de desarrollo de los bastones dentro de la columna

Segun articulo 25.5.5.1 del ACI 318-14

$$lsc_1 := ld$$

$$lsc_2 := 0.0005 \frac{in^2}{lb_f} \cdot fy \cdot db = 29.869 \text{ in}$$

$$lsc_3 := 12 \text{ in}$$

$$lsc := \max(lsc_1, lsc_2, lsc_3) = 0.759 \text{ m}$$

16. Longitud total de los bastones de columna dentro de la zapata

$$l_T := lsc + ld = 1.239 \text{ m}$$

$$L_T := 1.4 \text{ m}$$

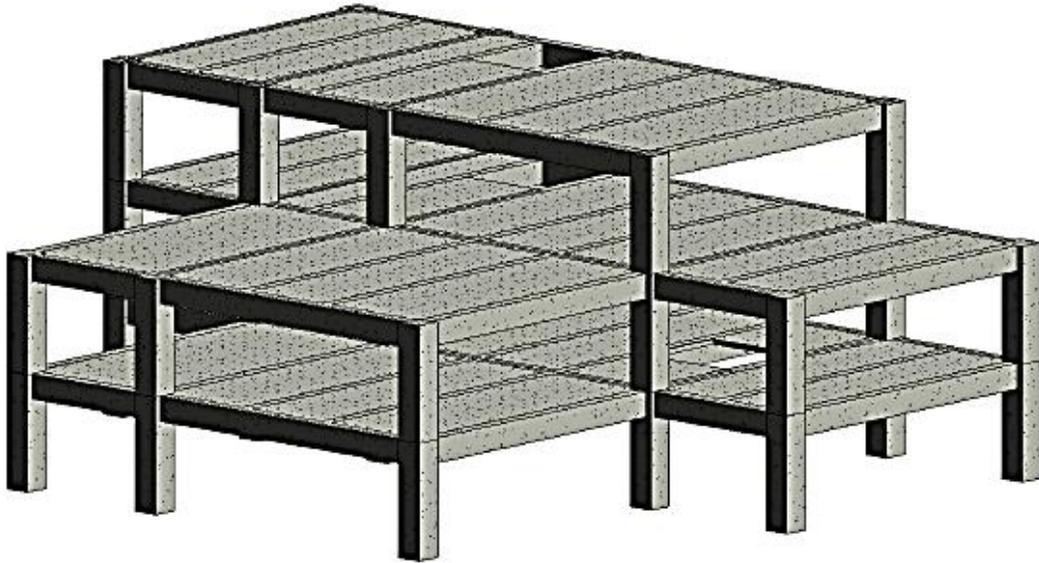
17. Altura total de la zapata

$$h := d + rec + 2 \cdot db = 60.08 \text{ cm}$$

Zapata de:60 cm. de altura por 4.5 m de base con 8 Barras No.10 en ambas direcciones

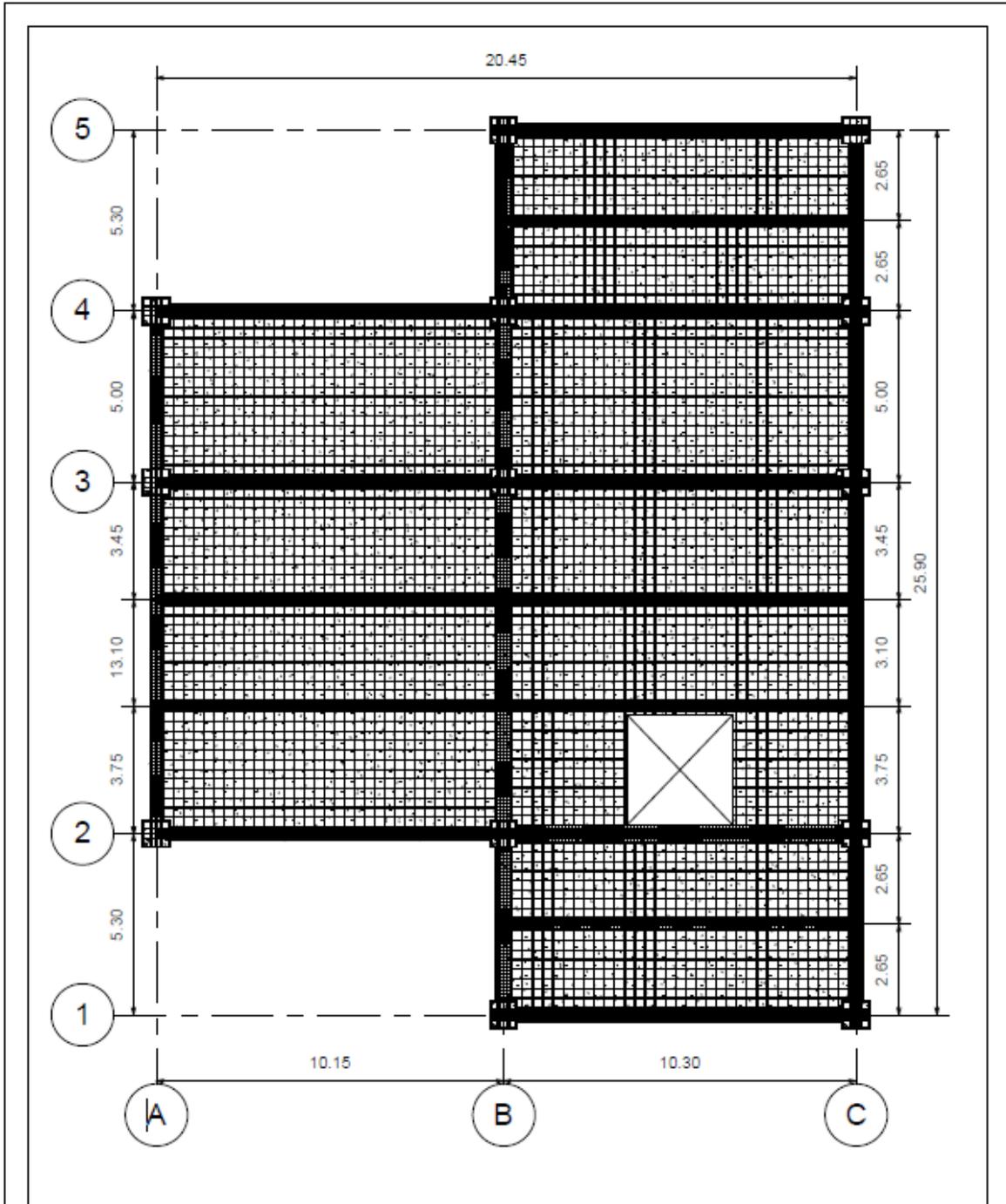
9. Panificación

La presente sección incluye los diversos detalles estructurales elaborados para los diferentes componentes de la nueva sede propuesta para la policía municipal del departamento de San Pedro Sacatepéquez, departamento de San Marcos. Como parte del trabajo realizado se incluyen elevaciones, plantas y detalles especiales de las vigas principales, vigas secundarias, columnas, losas de entrepiso y uniones. Cabe mencionar que los detalles fueron elaborados mediante la implementación del software de computadora REVIT 2018, herramienta que existe en la actualidad para el modelado tridimensional de este tipo de estructuras.

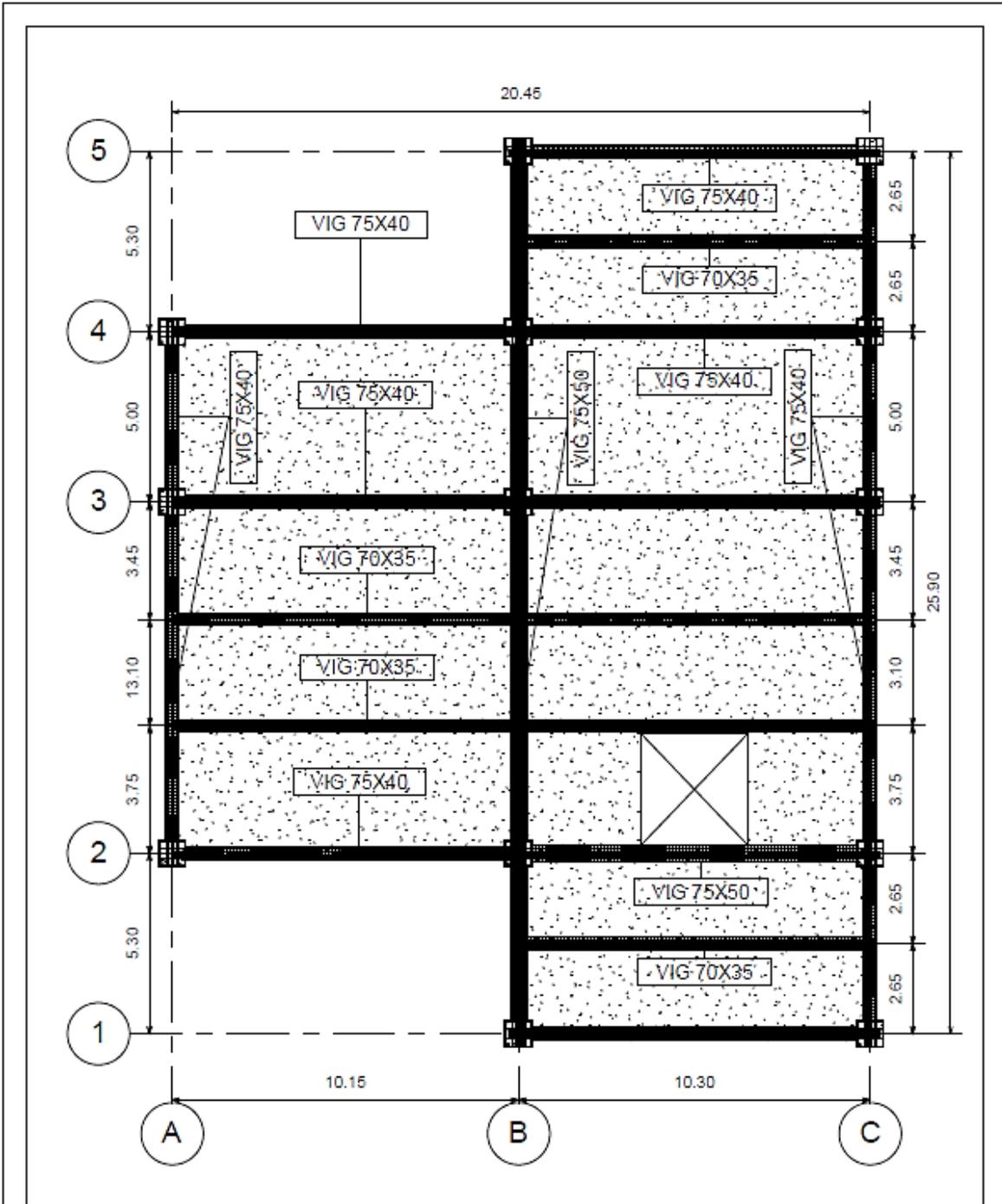


1 {3D}

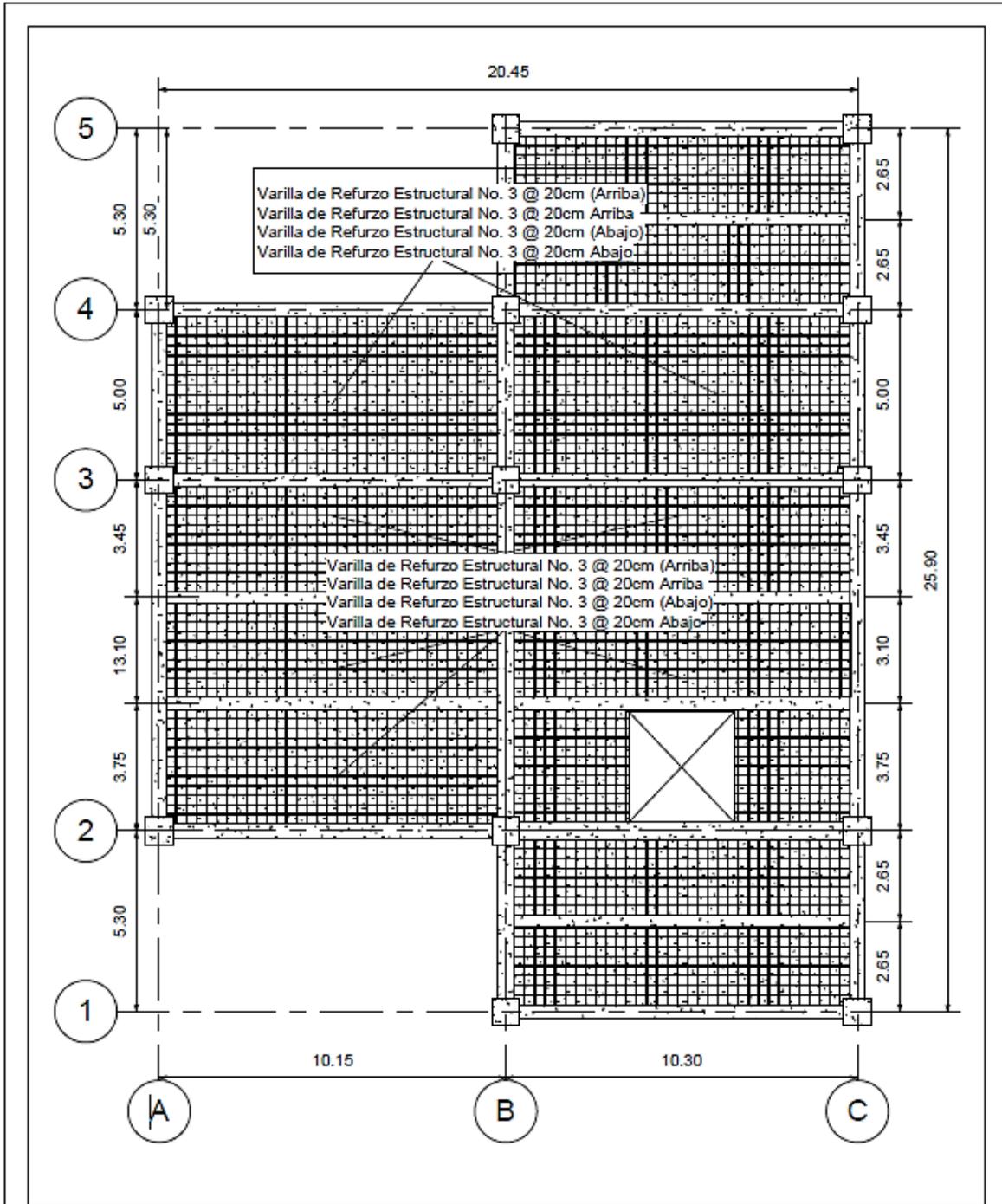
UVG UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA Departamento de Ingeniería Civil	Trabajo de Graduación	Modelo 3D	
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICIA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEFEQUEZ, SAN MARCOS	Carné: 14351	No. de Pagina:
		Juan Pablo Fuentes Ramirez	1/15
		Fecha: 26/09/2018	



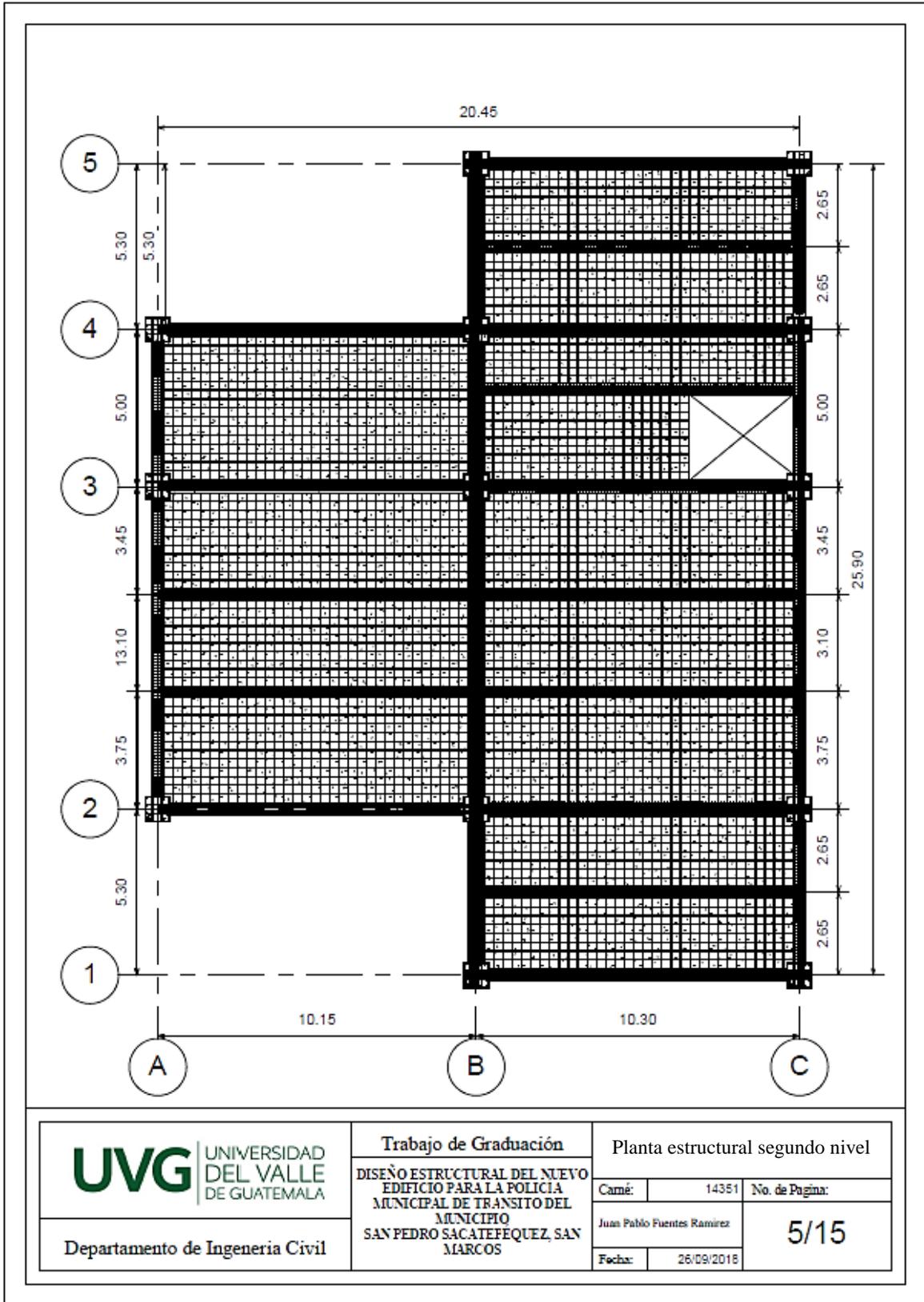
 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	Trabajo de Graduación		Planta estructural primer nivel	
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICIA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS		Carné: 14351	No. de Pagina:
Departamento de Ingeniería Civil		Juan Pablo Fuentes Ramirez		2/15
		Fecha: 26/09/2018		

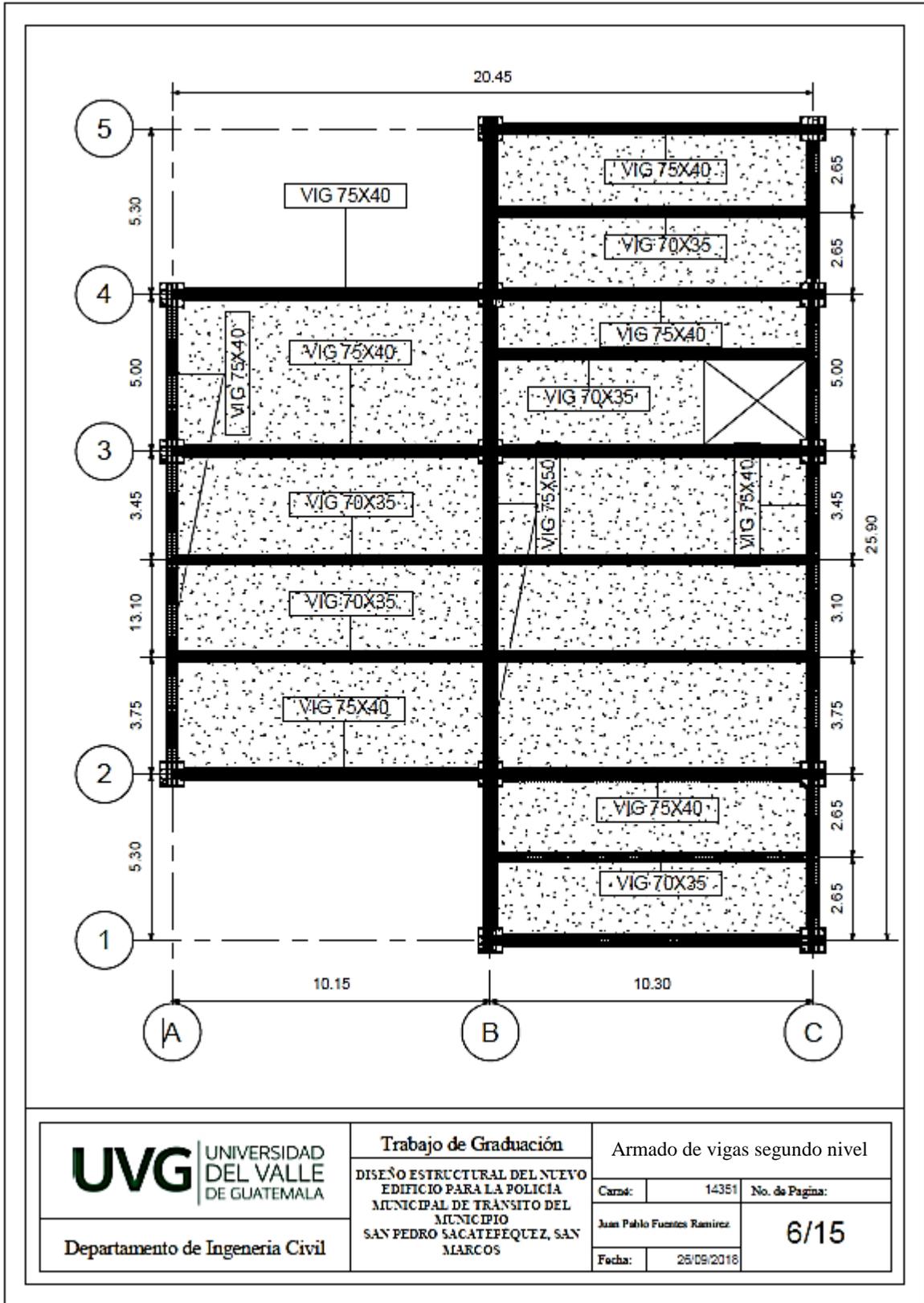


 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	Trabajo de Graduación		Armado de vigas primer nivel	
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICIA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS		Carné: 14351 Juan Pablo Fuentes Ramirez Fecha: 26/09/2018	No. de Pagina: 3/15
Departamento de Ingeniería Civil				

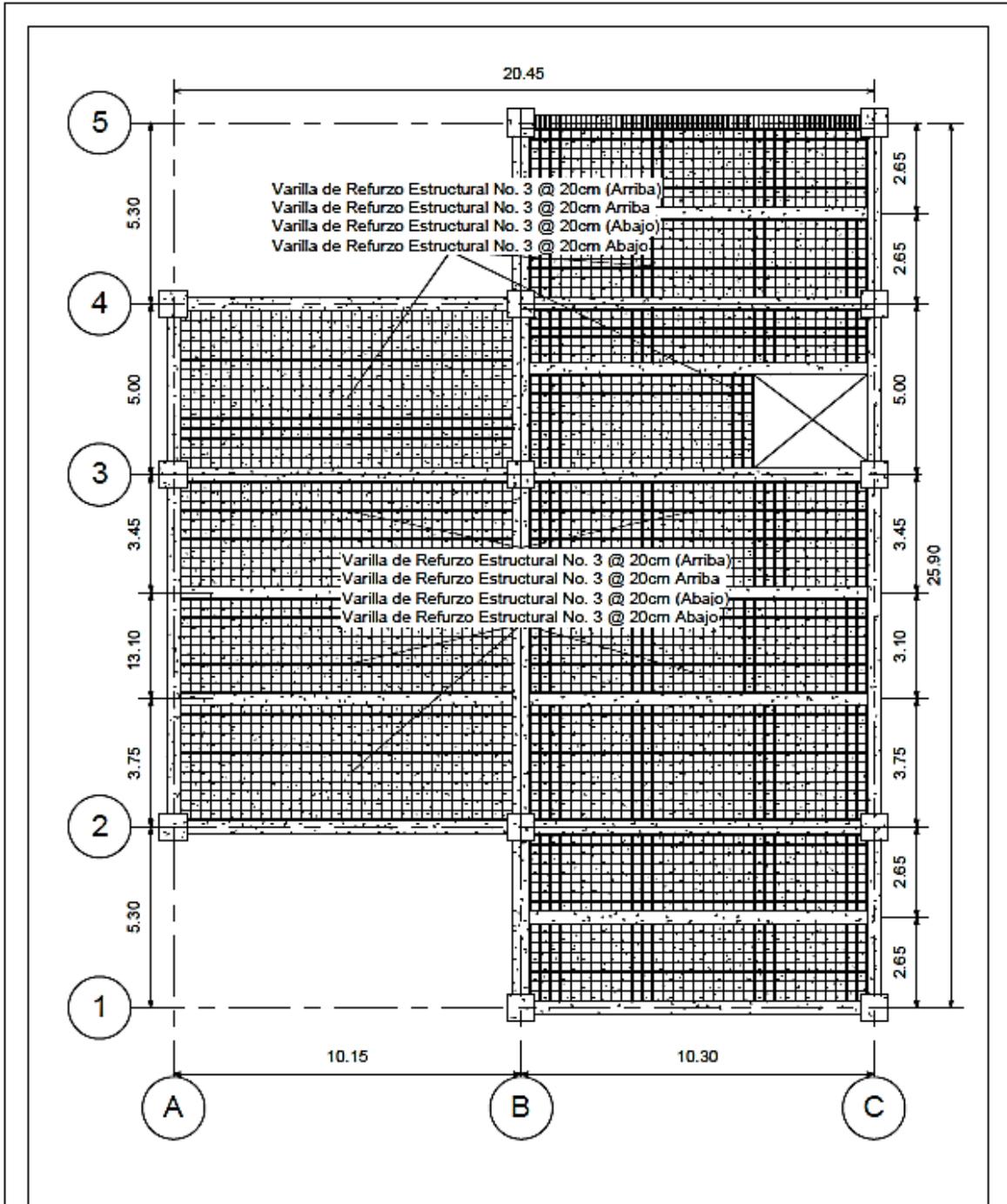


 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	Trabajo de Graduación		Armado de losa primer nivel	
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICIA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS		Carné: 14351 Juan Pablo Fuentes Ramirez	No. de Pagina: 4/15
Departamento de Ingeniería Civil			Fecha: 26/09/2018	

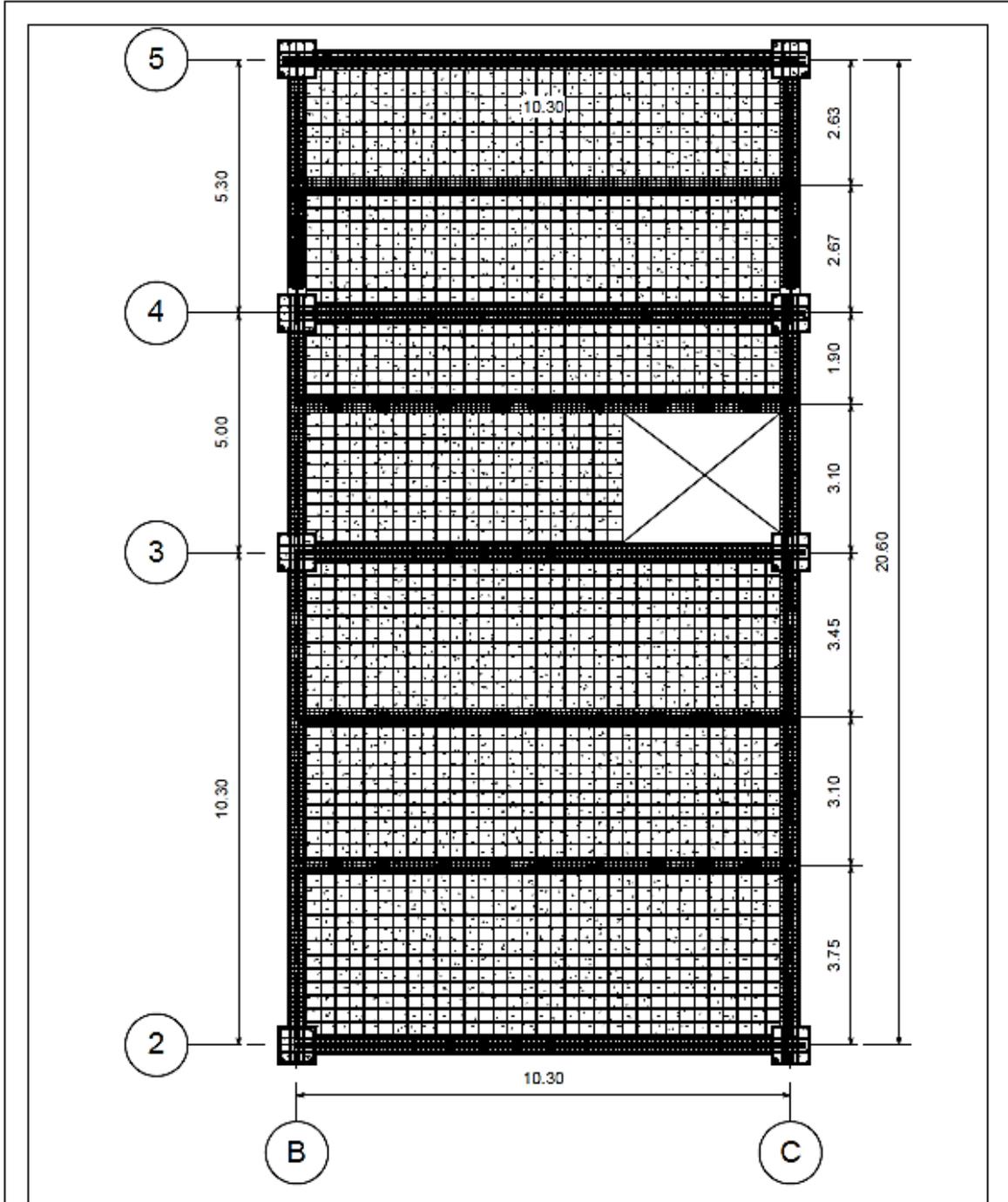




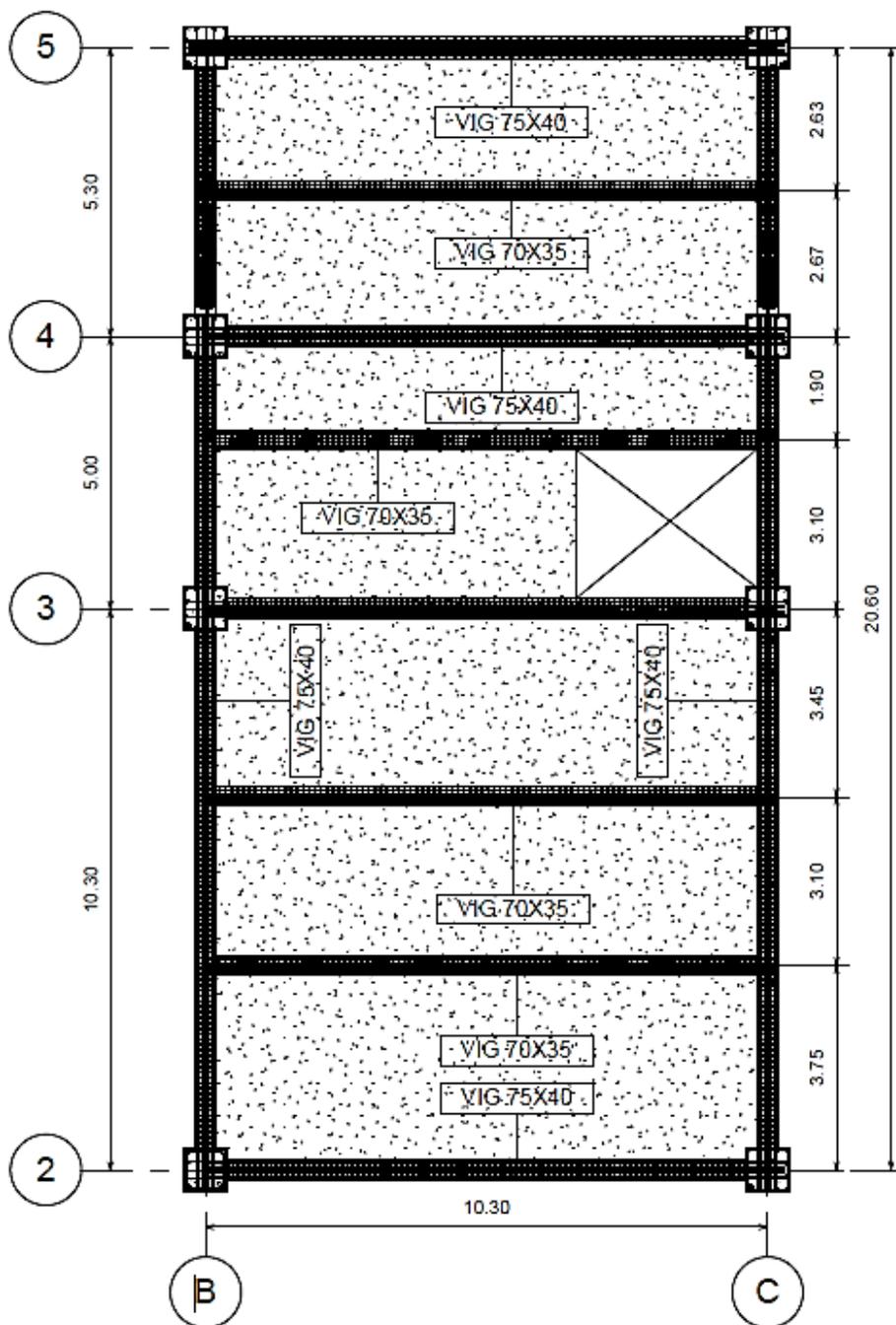
UVG UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA Departamento de Ingeniería Civil	Trabajo de Graduación DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICIA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS	Armado de vigas segundo nivel	
		Curso: 14351 Juan Pablo Fuentes Ramirez Fecha: 25/09/2018	No. de Pagina: 6/15



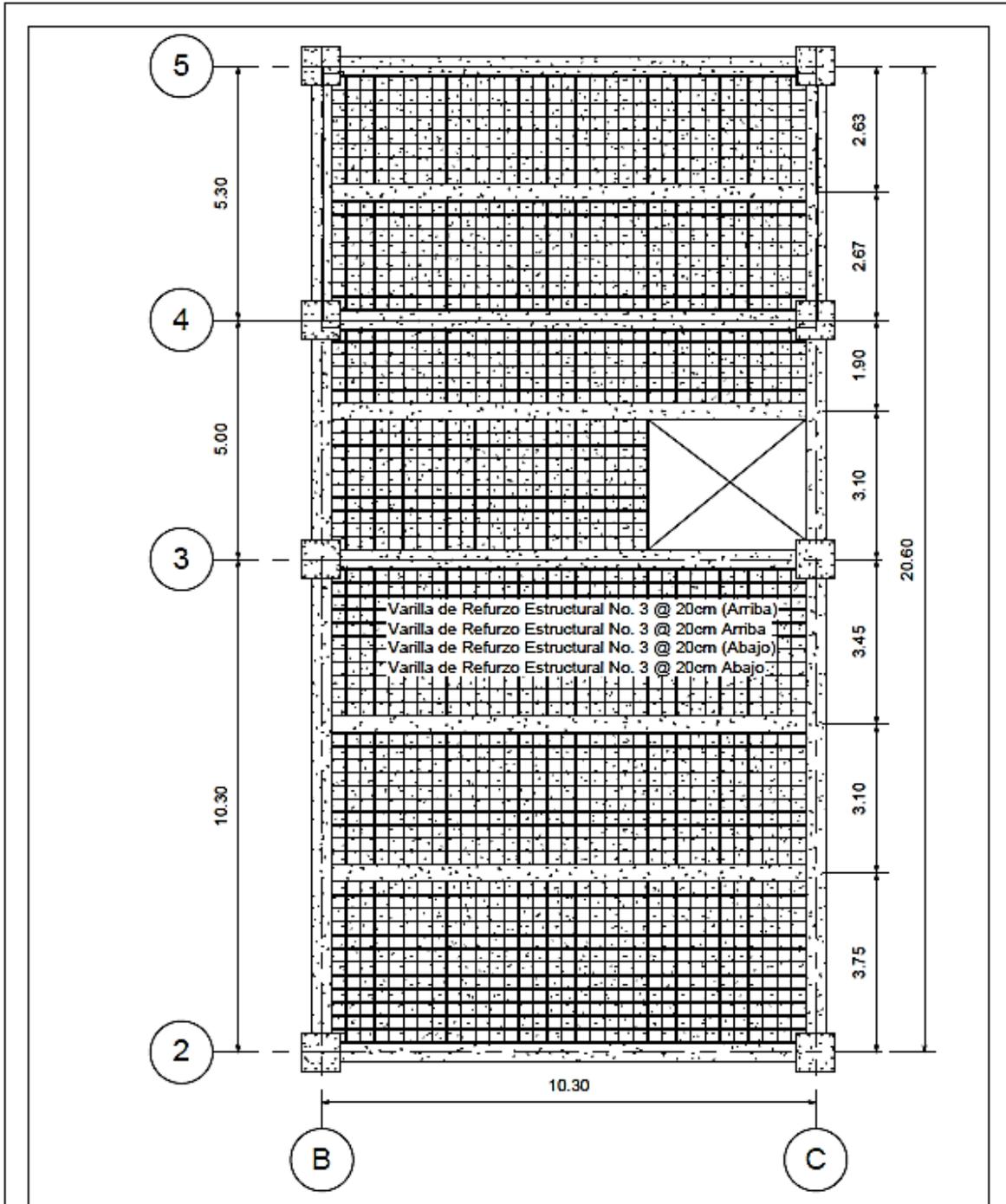
 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA Departamento de Ingeniería Civil	Trabajo de Graduación		Armado de losa segundo nivel	
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICIA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS		Carné: 14351 Juan Pablo Fuentes Ramirez Fecha: 26/09/2018	No. de Pagina: 7/15



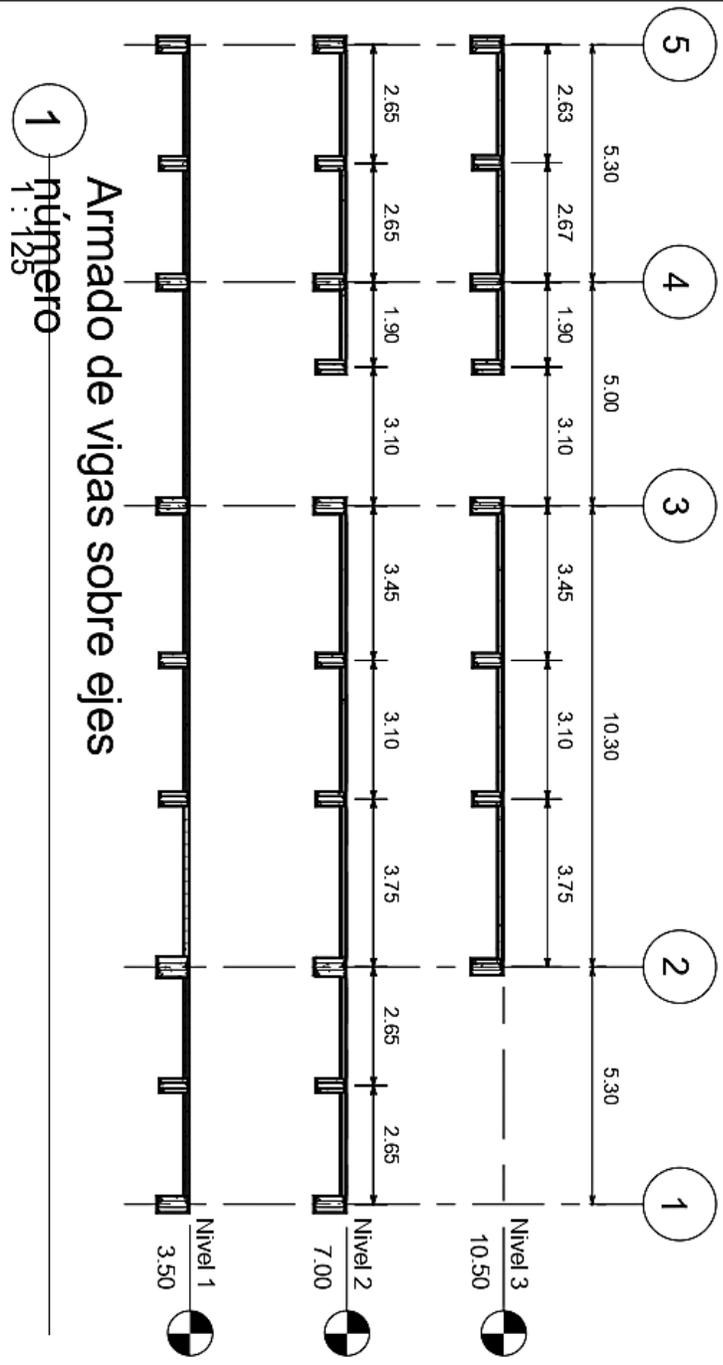
UVG UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA Departamento de Ingeniería Civil	Trabajo de Graduación DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICIA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS		Planta estructural tercer nivel	
	Camé: 14351 Juan Pablo Fuentes Ramirez Fecha: 26/09/2018	No. de Pagina: 8/15		



 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	Trabajo de Graduación	Armado de vigas tercer nivel	
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICIA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS	Carné: 14351	No. de Pagina:
Departamento de Ingeniería Civil	Juan Pablo Fuentes Ramirez	9/15	
	Fecha: 26/09/2018		



 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	Trabajo de Graduación	Armado de losa tercer nivel	
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICIA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS	Carné: 14351	No. de Pagina:
Departamento de Ingeniería Civil		Juan Pablo Fuentes Ramirez	10/15
		Fecha: 26/09/2018	



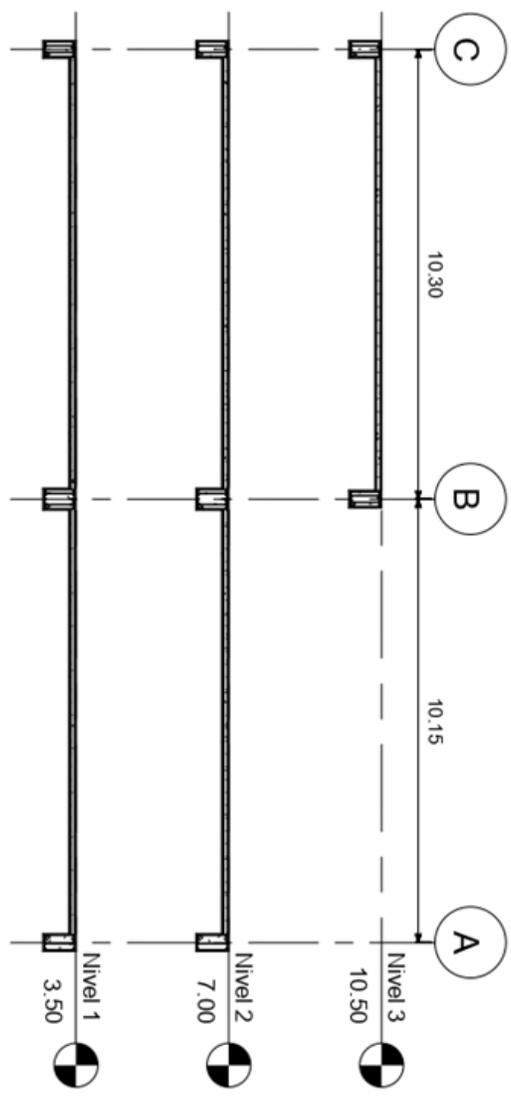
Armado de vigas sobre ejes

1 número
1 : 125

 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	Trabajo de Graduación		Sección del armado de vigas	
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICÍA MUNICIPAL DE TRÁNSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS		Carné: 14351	No. de Pagina:
Departamento de Ingeniería Civil				11/15
		Juan Pablo Fuentes Ramírez	Fecha: 26/09/2018	

1 Letra
1:125

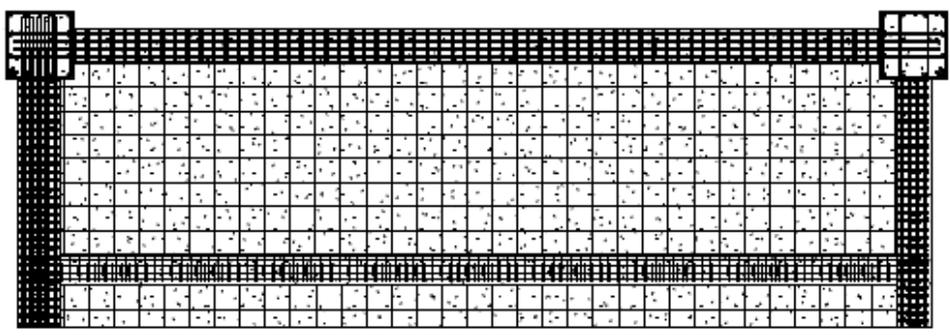
Armado de vigas sobre ejes



 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	Trabajo de Graduación		Sección del armado de vigas	
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICIA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS		Carné: 14351	No. de Pagina:
Departamento de Ingeniería Civil			Juan Pablo Fuentes Ramirez	12/15
			Fecha: 26/09/2018	

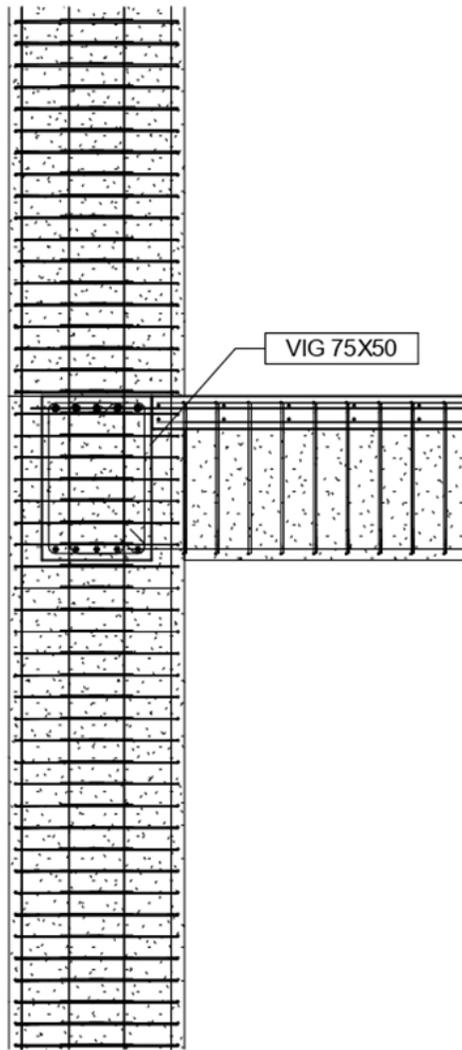


1 Elevación
1:65

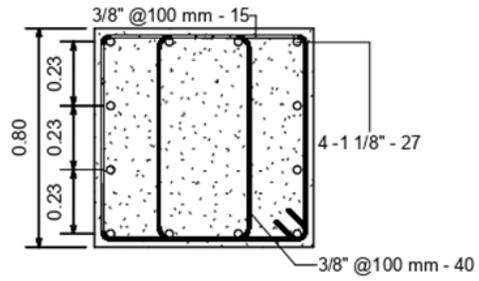


2 Planta

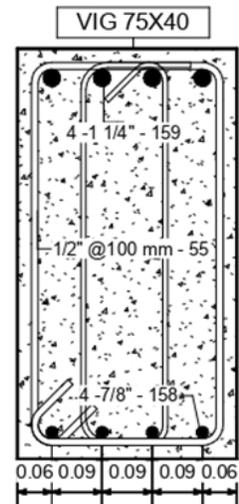
 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA Departamento de Ingeniería Civil	Trabajo de Graduación		Detalles estructurales	
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICIA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS		Camé: 14351	No. de Pagina:
			Juan Pablo Fuentes Ramirez	13/15
		Fecha: 26/09/2018		



1 Detalle de conección
1 : 25

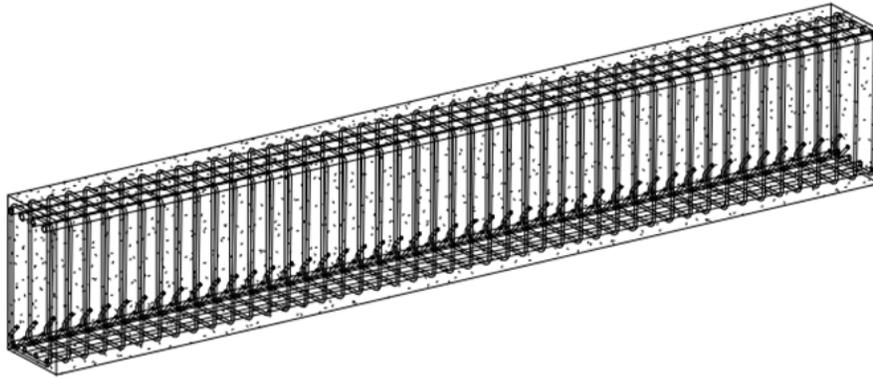


2 Detalle de columna

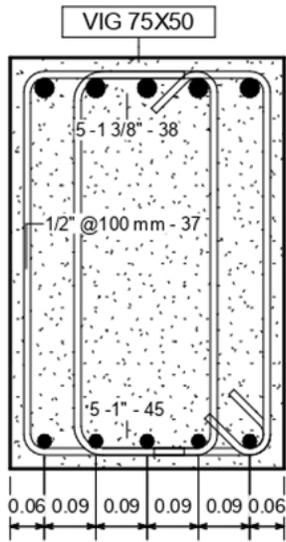


3 Detalle viga principal
1 : 10

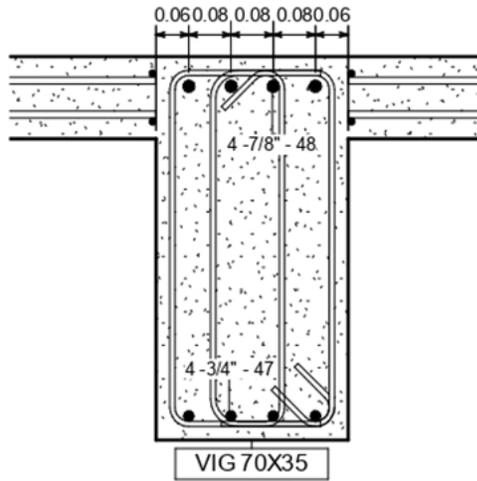
 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA Departamento de Ingeniería Civil	Trabajo de Graduación DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICÍA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS	Detalles estructurales	
		Carné: 14351	No. de Pagina:
		Juan Pablo Fuentes Ramirez	14/15
		Fecha: 26/09/2018	



1 Sección viga principal



2 Detalle viga prin.
1 : 10



3 Detalle viga secundaria
1 : 10

 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA Departamento de Ingeniería Civil	Trabajo de Graduación	Detalles Estructurales	
	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO PARA LA POLICÍA MUNICIPAL DE TRANSITO DEL MUNICIPIO SAN PEDRO SACATEPÉQUEZ, SAN MARCOS	Carné: 14351	No. de Pagina:
		Juan Pablo Fuentes Ramirez	15/15
		Fecha: 26/09/2018	

10. Costo directo de materiales

Para determinar el costo directo de los materiales requeridos por la edificación propuesta se utilizaron los resultados obtenidos de la modelación de la estructura mediante el software de computadora ETABS 2016. Para ello se analizaron diferentes secciones transversales para poder determinar aquellas que satisficieran todos los requisitos del diseño por resistencia, pero que a su vez fueran las óptimas desde el punto de vista económico. A continuación, se presenta una tabla con las dimensiones analizadas:

Tabla 25: configuraciones estructurales probadas.

Planteamiento	Losa (cm)	Columna (cm x cm)	Viga Principal (cm x cm)	Viga Secundaria (cm x cm)
1	12	50 X 50	60 X 30	40 X 20
2	14	65 X 65	70 X 35	55 X 30
3	14	80 X 80	80 X 50	65 X 40
4	16	75 X 75	65 X 35	50 X 25
5	16	80 X 80	75 X 45	60 X 30
6	15	85 X 85	70 X 45	60 X 30
Optimo	14	80 X 80	75 X 40	70 X 35

A partir de lo anterior se determinó que las secciones indicadas en color amarillo son aquellas que cumplen con todos los requisitos del código ACI 318 – 14 en lo que a resistencia se refiere, y también las más eficientes desde el punto de vista económico.

10.1 Costo directo del concreto

La obtención del costo directo de concreto se realizó mediante la estimación del metraje cúbico necesario para la construcción de la edificación con las secciones óptimas obtenidas a partir de la Tabla 25.

El metraje cúbico estimado total entre todas las secciones que conforman la estructura en análisis asciende a 383.25 m³. Sabiendo que en la actualidad el costo del concreto por metro cúbico (incluyendo bombeo) se encuentra alrededor de Q.1,250/m³, el costo directo total aproximado sería igual a Q.479,062.50.

La siguiente tabla presenta el cálculo del metraje cúbico para las secciones óptimas de la edificación propuesta:

Tabla 26: Obtención del metraje cúbico necesario

Elemento	Área (m ²)	Dimensión (m)	Cantidad	Volumen (m ³)
Losa, entrepiso	411.22	0.14	2	115.14
Losa, techo	201.33	0.14	1	28.19
Viga, Principal (75X40)	0.30	10.15	6	18.27
		10.30	20	60.90
		5.00	6	9
		5.30	6	9.54
Viga Principal (75X50)	0.38	10.3	3	11.59
		5	2	3.75
		5.3	4	7.95
Vigas Secundarias (70 X 35)	0.25	10.15	4	9.95
		10.3	13	32.81
Columnas (80X80)	0.64	10.5	8	53.76
		7	5	22.40
Σ				383.25

10.2 Costo directo del acero de refuerzo

10.2.1 Volumen del acero de refuerzo para vigas

La obtención del costo directo del acero de refuerzo se realizó con base en el costo por quintal. En primer lugar, fue necesario obtener el peso total del acero de refuerzo en los elementos estructurales, para lo cual se multiplicó el peso específico del acero grado 60 (7,850kg/m³) por el volumen total de acero de refuerzo.

Para obtener el volumen necesario de acero de refuerzo se realizaron la suma de los volúmenes presentados a continuación:

- Volumen de acero de refuerzo longitudinal: se multiplicó la dimensión longitudinal del elemento en análisis por el área de acero requerido para armar las secciones presentadas en la tabla 26. El valor de este volumen es igual a: 1.1619 m³.
- Volumen de acero de refuerzo transversal: es el acero requerido en forma de estribos. Para ello se multiplicó la cantidad de estribos contenidos en un metro de estructura por la longitud total de cada estribo y/o eslabón con el objetivo de obtener el volumen total de acero de refuerzo requerido por cortante. Para la presente estructura se obtiene el siguiente valor: 1.2693 m³

10.2.2 Volumen del acero de refuerzo para columnas

Para determinar el volumen de acero de refuerzo necesario para columnas se realizó el mismo procedimiento descrito anteriormente, teniendo como resultado lo siguiente:

Volumen de acero de refuerzo longitudinal: 0.7616 m^3 .

Volumen de acero de refuerzo transversal: 1.3679 m^3 .

A partir del análisis anterior se concluye que el volumen total de acero de refuerzo grado 60 requerido por las vigas principales, secundarias y columnas de la edificación propuesta asciende a un valor total de 4.56846 m^3 . Multiplicando el valor anterior por la densidad específica del material proporciona la cantidad total de kilogramos de acero requeridos, en este caso, $35,862.41 \text{ kg}$ (790.62 qq).

En este punto es importante mencionar que el costo de la cimentación de la presente propuesta elaborada no está incluido en este análisis, ya que las dimensiones de la misma, así como el refuerzo requerido dependen de los resultados de un estudio de suelos el cual no ha sido elaborado a la fecha y del cual no se tiene información. Cuando las autoridades de la policía municipal de San Pedro Sacatepéquez decidan la realización de dicho estudio se podrá efectuar el análisis y diseño estructural de la cimentación correspondiente, así como obtener el costo de la misma, el cual debe ser adicionado a los costos presentados en esta sección del presente trabajo de investigación.

Continuando con el análisis del costo directo del acero de refuerzo para los elementos citado anteriormente, y sabiendo que el costo del quintal de acero de refuerzo en la actualidad oscila entre $Q250/\text{qq}$ y $Q300/\text{qq}$, y utilizando el máximo valor para efectos del presente análisis, se obtiene un costo total igual a $Q.237,186.82$.

10.2.3 Volumen de acero de refuerzo para losas.

La obtención del acero de refuerzo para losa se realizó de diferente manera que el de vigas y columnas, ya que para este se dividió la longitud sobre la cual se colocan las varillas entre la separación de las varillas (0.20m) y se multiplico por 2 debido a que se tiene una doble parilla, con esto se pudo determinar la cantidad de varillas necesarias y esta se multiplico por la longitud que debe de tener la varilla. Así se obtuvieron los metros lineales de varilla.

Con la cantidad de metros lineales totales se multiplicó por el peso por metro lineal del acero (0.56kg/ml) para obtener el peso, colocando el valor del costo por quintal presentado anteriormente.

A continuación, se presenta la obtención de metros lineales de varillas:

Tabla 27: Cantidad de varillas necesarias para el primer nivel dirección "Y"
Colocación del acero: doble parilla con
varillas de 3/8" @ 20cm.

Primer nivel Dirección Y:			
Longitud en la que será colocada (m)	Cantidad de varillas:	Longitud transversal de colocación (m)	Metros lineales de varilla
10.15	102.00	15.30	1560.60
3.10	31.00	22.40	694.40
7.20	72.00	25.90	1864.80
Σ			4119.80

Tabla 28: Cantidad de varillas necesarias para el primer nivel dirección "X"

Primer nivel. Dirección X:			
Longitud en la que sera colocada (m)	Cantidad de varillas:	Longitud transversal de colocación (m)	Metros lineales de varilla
5.30	53.00	10.30	545.90
3.50	35.00	17.35	607.25
11.80	118.00	20.45	2413.10
5.30	53.00	10.30	545.90
Σ			4112.15

Tabla 29: Cantidad de varillas necesarias para el tercer nivel dirección "X"

Tercer Nivel Dirección X:			
Longitud en la que sera colocada (m)	Cantidad de varillas:	Longitud transversal de colocación (m)	Metros lineales de varilla
10.30	103.00	10.30	1060.90
5.30	53.00	10.30	545.90
3.00	30.00	6.80	204.00
2.00	20.00	10.30	206.00
Σ			2016.80

Tabla 30: Cantidad de varillas necesarias para el tercer nivel dirección "Y"

Tercer Nivel			
Dirección Y:			
Longitud en la que sera colocada (m)	Cantidad de varillas:	Longitud transversal de colocación (m)	Metros lineales de varilla
6.80	68.00	20.60	1400.80
3.50	35.00	17.60	616.00
Σ			2016.80

La cantidad de quintales necesarios para reforzar la losa de 114.79, los cuales se redondearon a 115 debido a disponibilidad en el mercado y se utilizó el costo por quintal presentado en la sección anterior. Dando como costo directo Q.34,500.00.

A continuación, se presenta una tabla con el resumen de los costos directos de los materiales para la construcción de la nueva sede de la policía municipal de San Pedro Sacatepéquez, San Marcos:

Tabla 31: Costo directo de materiales

Material	Costo directo
Concreto	Q479,062.50
Acero de refuerzo para vigas y columnas	Q237,186.82
Acero de refuerzo para losas	Q34,500.00
Total:	Q750,749.32

IV. Discusión

La complejidad del diseño estructural de una edificación puede reducirse a una sencilla acción: encontrar o plantear elementos que, ante los esfuerzos inducidos por una carga, la puedan soportar sufriendo el menor daño posible en éstos para preservar la inversión realizada y comodidad de los usuarios y en un caso extremo preservar la vida antes que la integridad misma de la edificación.

Basado en la premisa anterior la carga aplicada a una estructura puede tener diversos valores y estar conformada de varias combinaciones de cargas subsecuentes menores a está, por lo que para la estructura en análisis las cargas aplicadas se delimitaron a las establecidas por la Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales en las Normas de Seguridad Estructural y de las cuales se optaron por desarrollar las tres cargas que tuvieran una injerencia considerable sobre la estructura como lo son las cargas vivas, cargas muertas y carga de sismo.

Para la obtención de la carga viva se tomó en cuenta el uso que tendrá la edificación ya que en las normas aparecen valores específicos de carga viva según sea el uso de la estructura. Mientras que para la carga muerta se realizaron dos análisis el peso propio de la estructura que depende del material que estén hechos los electos y de su dimensión, y el peso de los elementos que están adosados a la estructura que sirven para que esta sea habitable y que difícilmente o imposiblemente serán removidos.

Por último, para la carga sísmica la norma guatemalteca nos pide determinar parámetros necesarios según el tipo de suelo, importancia de la obra y municipio donde se ubica para así con estos poder obtener el espectro genérico de respuesta, indispensable para poder realizar la calibración de la carga sísmica mediante el método de la carga sísmica estática equivalente, para la utilización del método de análisis modal espectral.

La segunda parte de la premisa es el planteamiento de los elementos estructurales, pero para realizar esto es necesario conocer las necesidades o peticiones que debe de suplir la

estructura, para lo cual se desarrolló una distribución de ambientes arquitectónicos que para la estructura en análisis se representó mediante plantas y elevaciones.

Teniendo la distribución arquitectónica y las normas se procedió a determinar los elementos estructurales mediante el diseño por factores de carga y resistencia, siendo otra restricción el costo de la edificación para lo cual se probó con distintas combinaciones de elementos siendo la combinación optima la establecida en la tabla catorce y detalla en la sección 8. Estos se representaron mediante plantas, elevaciones y detalles de los elementos.

La comprobación de la premisa se realizó mediante el análisis de diseño por resistencia donde las secciones planteados tuvieron un resultado favorable además se realizó el análisis por derivas siendo este chequeo vital ya que toma en cuenta la sensación de seguridad de los usuarios y cómo afectará el movimiento de la estructura a estructuras aledañas, para el cual también se obtuvo un resultado positivo.

Por último, se consideró preciso la realización de un costo preliminar para la realización de la edificación para que la municipalidad tenga una idea de cuánto presupuesto asignar para la realización de la obra en análisis, siendo este de Q750,749.32

V. Conclusiones

1. El diseño arquitectónico realizado presenta una distribución espacial y ambiental óptima para, que el funcionamiento operativo dentro de la edificación sea la mejor y además se tenga una respuesta eficiente por parte de la policía municipal de tránsito ante una emergencia que se presente dentro del municipio de San Pedro Sacatepéquez, San Marcos.
2. El diseño estructural realizado cumple con los requisitos de resistencia y servicio establecidos en las Normas de Seguridad Estructural vigentes al año 2018 referentes a las edificaciones de muros de concreto de alta ductilidad.
3. El detallamiento estructural representa los resultados obtenidos en la memoria de cálculo para cada uno de los elementos estructurales. Estos brindan una guía de cómo debe de ser la materialización de cada elemento en fase de ejecución del proyecto.
4. El costo directo de material es de Q750,749.32 ,el cual incluye el costo de acero y concreto necesarios para la construcción de los elementos estructurales de la super estructura.

VI. Recomendaciones

Se considera de vital importancia la realización de un estudio de suelos, con el cual se podrá saber la capacidad portante del suelo sobre el cual se ubicará la estructura y así se podrán diseñar las cimentaciones de una manera más certera sin correr el riesgo que se hubiese corrido en este presente trabajo de investigación al asignarle una carga al suelo que no fuese la real sino una estimación.

Se debe respetar las dimensiones y configuración espacial de los elementos estructurales planteados, así como las resistencias de los materiales, ya que el diseño se chequeó y verificó con los valores establecidos en el presente trabajo. Si se desea realizar alguna modificación a alguno de los parámetros descritos anteriormente, el diseño estructural debe ser vuelto a cheque y tener el aval de un ingeniero civil.

Según el costo preliminar y a la arquitecta es posible determinar un presupuesto general que incluya acabados, costos de mano de obra, costos de operación y costos indirectos, para que así la encargada de gestión de proyectos municipales pueda ejecutar el proyecto con la certeza de que el proyecto podrá ejecutarse sin ningún retraso o cancelación por falta de presupuesto.

VII. Referencias

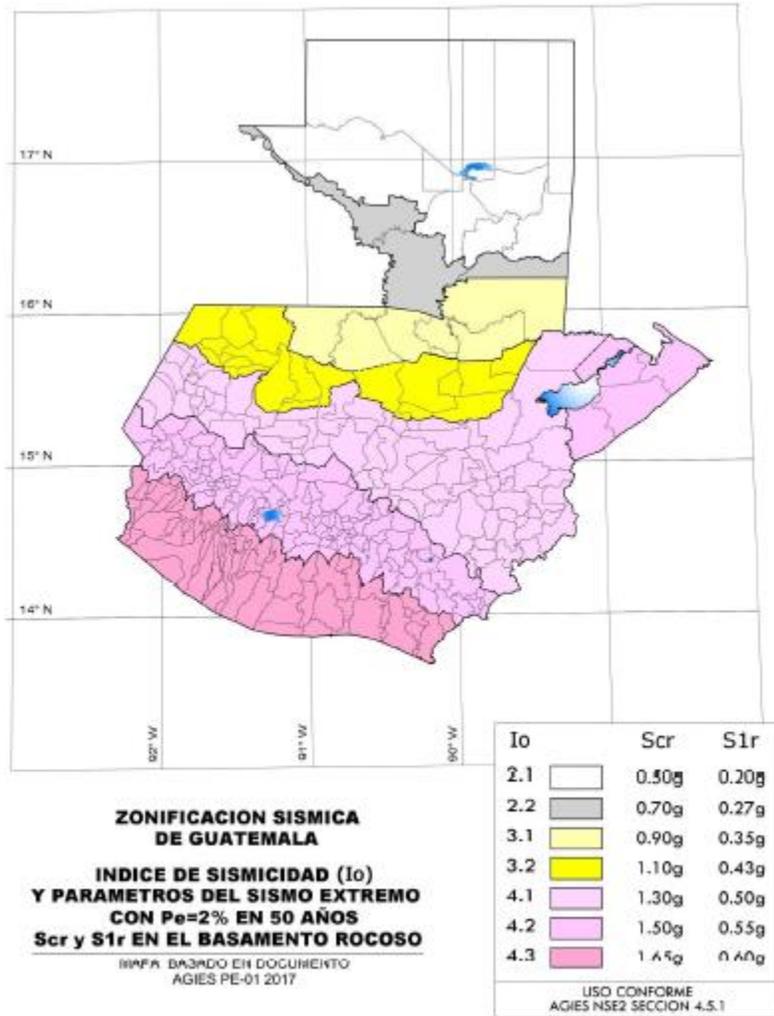
- AGIES. (2017). *Diseño estructural de edificaciones*. Guatemala: AGIES.
- AGIES. (2017). *NSE2: Demandas Estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. Guatemala: AGIES.
- American Concrete Institute. (2014). *ACI 318-14*. Michigan: American Concrete Institute.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, ASCE 7-16*. United States of America: ASCE.
- Fondo de Hipotecas Aseguradas. (22 de Abril de 2018). *Normas de planificación y construcción del FHA*. Obtenido de <http://www.fha.gob.gt/wp-content/uploads/Desarrolladores/Normas%20de%20construccion/2016/Enero/Normas%20de%20planificacion%20y%20construccion.pdf>
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado* (Tercera ed.). Lima: Pontificia Universidad Católica de Peru.
- ICCG. (2006). *Capitulo ACI Guatemala*. Guatemala: ICCG.
- INTI. (10 de Agosto de 2018). *Diagramas de Interacción*. Obtenido de Resistencia de secciones rectangulares con armaduras iguales en sus cuatro lados sometidas a flexión compuesta:
https://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/ejemplos/interaccion2_ejemplos201.pdf
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado* (Octava ed.). Ciudad de Mexico: Algaomega.
- Melchor, J., Parra, A., & Sánchez, R. (s.f.). *Estructuras de Concreto*. Baja California: Universidad Autónoma de Baja California.
- Neufert, P. (1995). *Arte de proyectar en arquitectura* (Catorceava ed.). Barcelona: Gustavo Gill.
- Nilson, A. (2012). *Diseño de estructuras de concreto* (Doudecima ed.). Ciudad de Mexico: McGraw-Hill.
- Osorio, J. (13 de Julio de 2018). *Diseño de Mezclas de concreto: conceptos basicos*. Obtenido de blog.360gradosenconcreto.com/disenio-de-mezclas-de-concreto-conceptos-basicos/
- Parker, H., & Ambrose, J. (2008). *Diseño simplificado de concreto reforzado* (Tercera ed.). Ciudad de Mexico: Limusa-Wiley.

Saravia, L. (2013). *Análisis y diseño con ETABS, su aplicación adecuada y comprobación de resultados aplicado a edificios de concreto armado*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.

Universidad Centroamericana Jose Simeon Cañas. (2014). *Prueba de Revenimiento*. El Salvador: Universidad Centroamericana Jose Simeon Cañas.

VIII. Anexos

Mapa de Zonificación Sísmica de Guatemala



Fuente: AGIES NSE 2-17

Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			Io	Scr	S1r	
256	San Pedro Sacatepéquez	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100

Fuente: AGIES NSE 2-17

Nivel Mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de Sismicidad ^[b]	Clase de obra ^[a]			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
Io = 4	E	D	D	C
Io = 3	D	C	C	B
Io = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño ^[c]	5% en 50 años ^[d]	5% en 50 años ^[d]	10% en 50 años	No aplica

[a] Ver clasificación de obra en NSE 1 Capítulo 3
 [b] Ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1
 [c] Ver Sección 4.4 para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo.
 [d] A las obras "Esenciales" e "Importantes" les corresponde un sismo con la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en detalles del Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas.

Fuente: AGIES NSE 2-17

Coeficiente de sitio Fa

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1 4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C ^[1]	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.3	1.1	1.0	0.9
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4				

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor Fa se tomará del suelo C.

Fuente: AGIES NSE 2-17

Coeficiente de sitio Fv

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1 4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D ^[1]	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
E	3.3	2.8	2.6	2.4	2.2
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4				

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_v se tomará del suelo D.

Fuente: AGIES NSE 2-17

Factor N_a , para periodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^{[1] [2]}		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.
 [2] Utilizar el mayor factor N_a obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES NSE 2-17

Facto N_v , para peridos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^{[1] [2]}			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.
 [2] Utilizar el mayor factor N_v obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES NSE 2-17

Factor K_d de acuerdo con el nivel de sismo

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

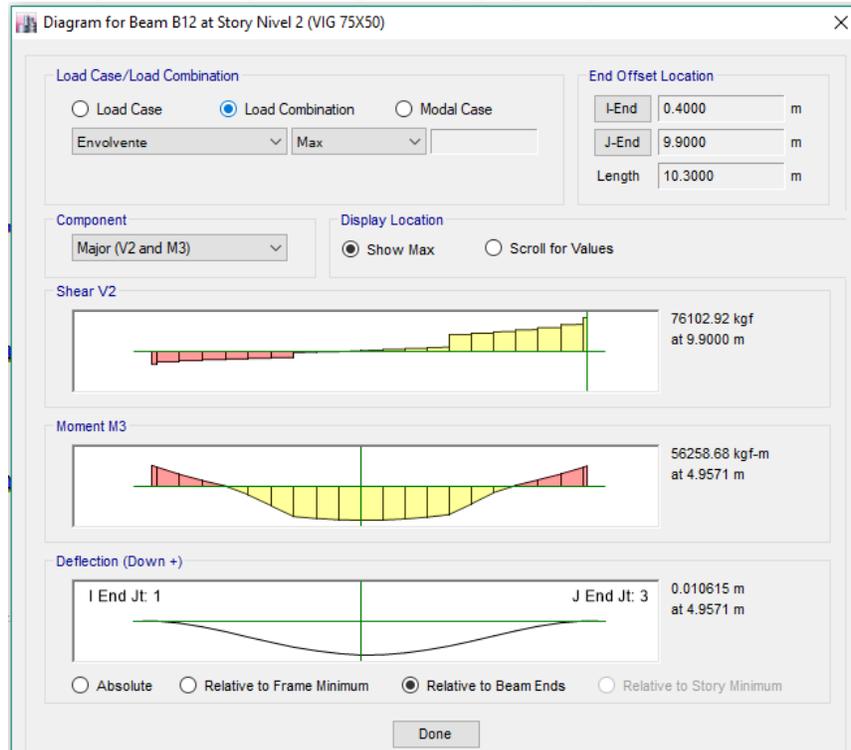
Fuente: AGIES NSE 2-17

Coefficientes y factores para diseño de sistemas sismo-resistentes

SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 ^[a]	Norma	R	Ω_R	C_d	Limite de altura en metros				notas
					SL - sin limite	NP - no permitido	Nivel de protección		
					B	C	D	E	
E1 SISTEMA DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO	1.6.2								
Marcos dúctiles DA									
De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	[b]
De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	-
Compuestos acero-concreto	7.1 / 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	[g]

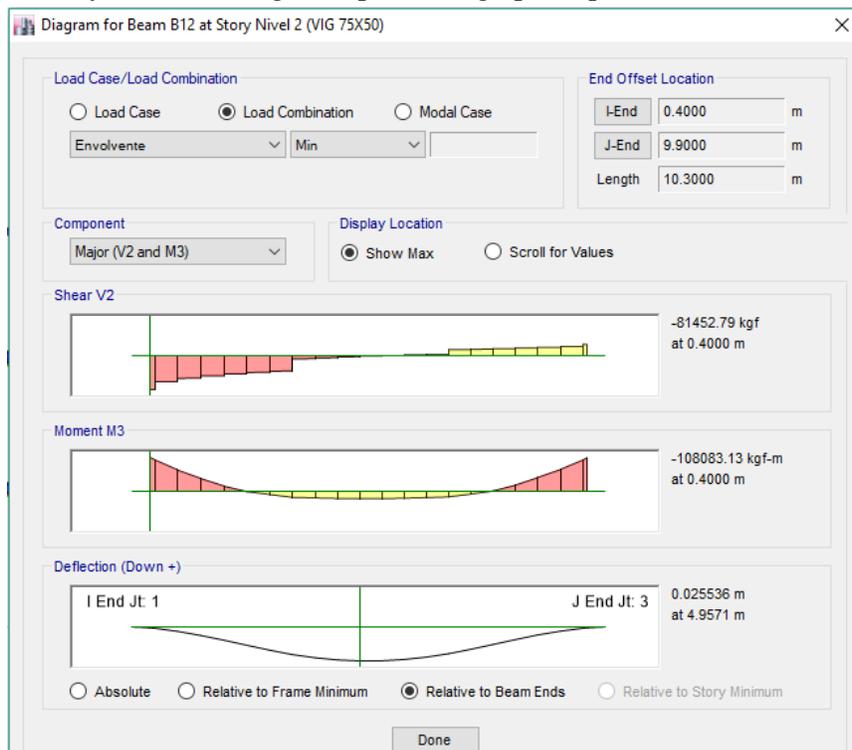
Fuente: AGIES NSE 3-17

Diagrama de corte y momento positivo para la viga principal con ambos bordes continuos.



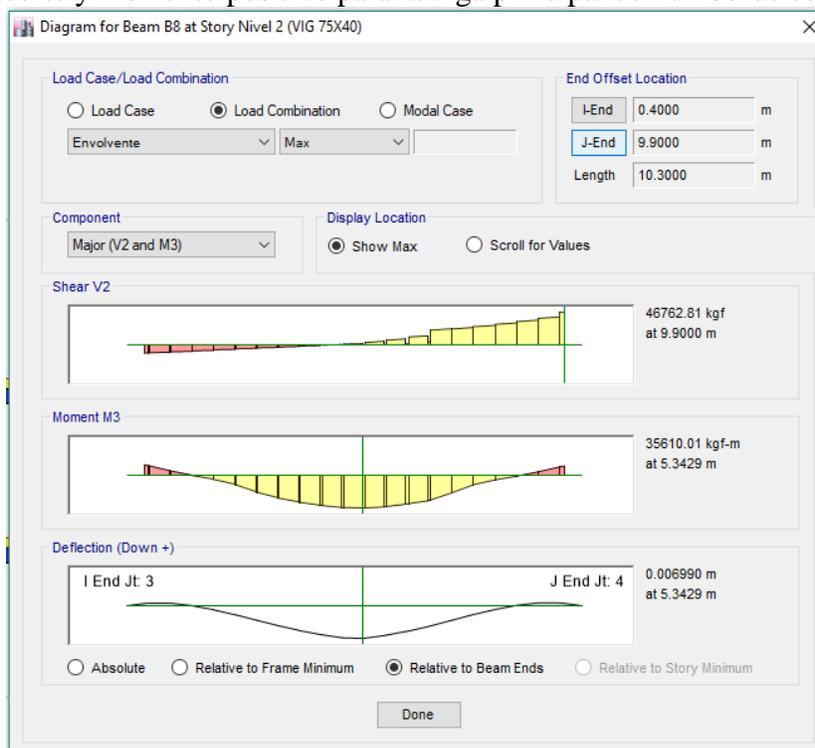
Fuente: Etabs V 16.2.0

Diagrama de corte y momento negativo para la viga principal con ambos bordes continuos.



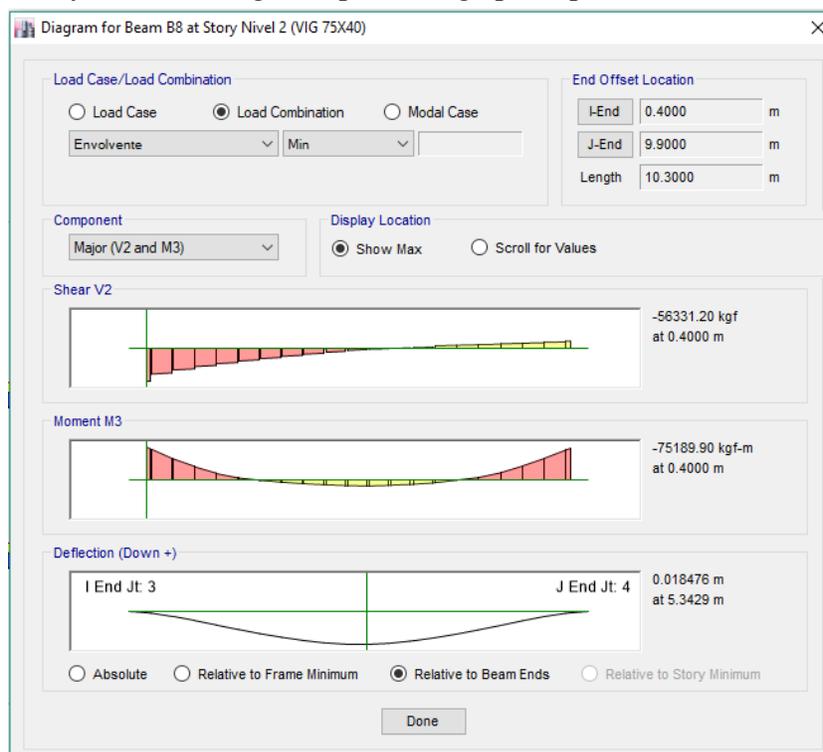
Fuente: Etabs V 16.2.0

Diagrama de corte y momento positivo para la viga principal con un borde continuo.



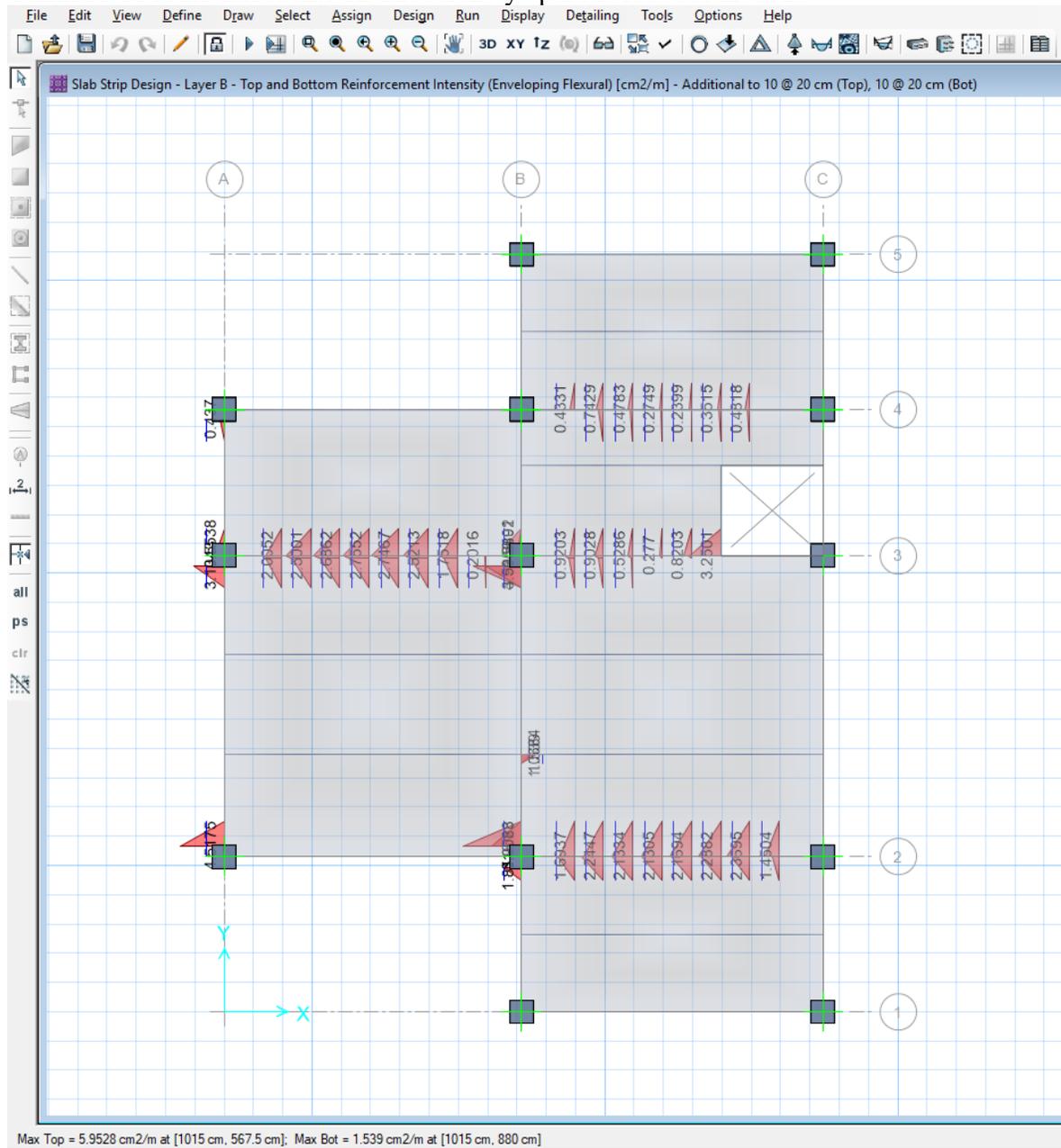
Fuente: Etabs V 16.2.0

Diagrama de corte y momento negativo para la viga principal con UN borde continuo.



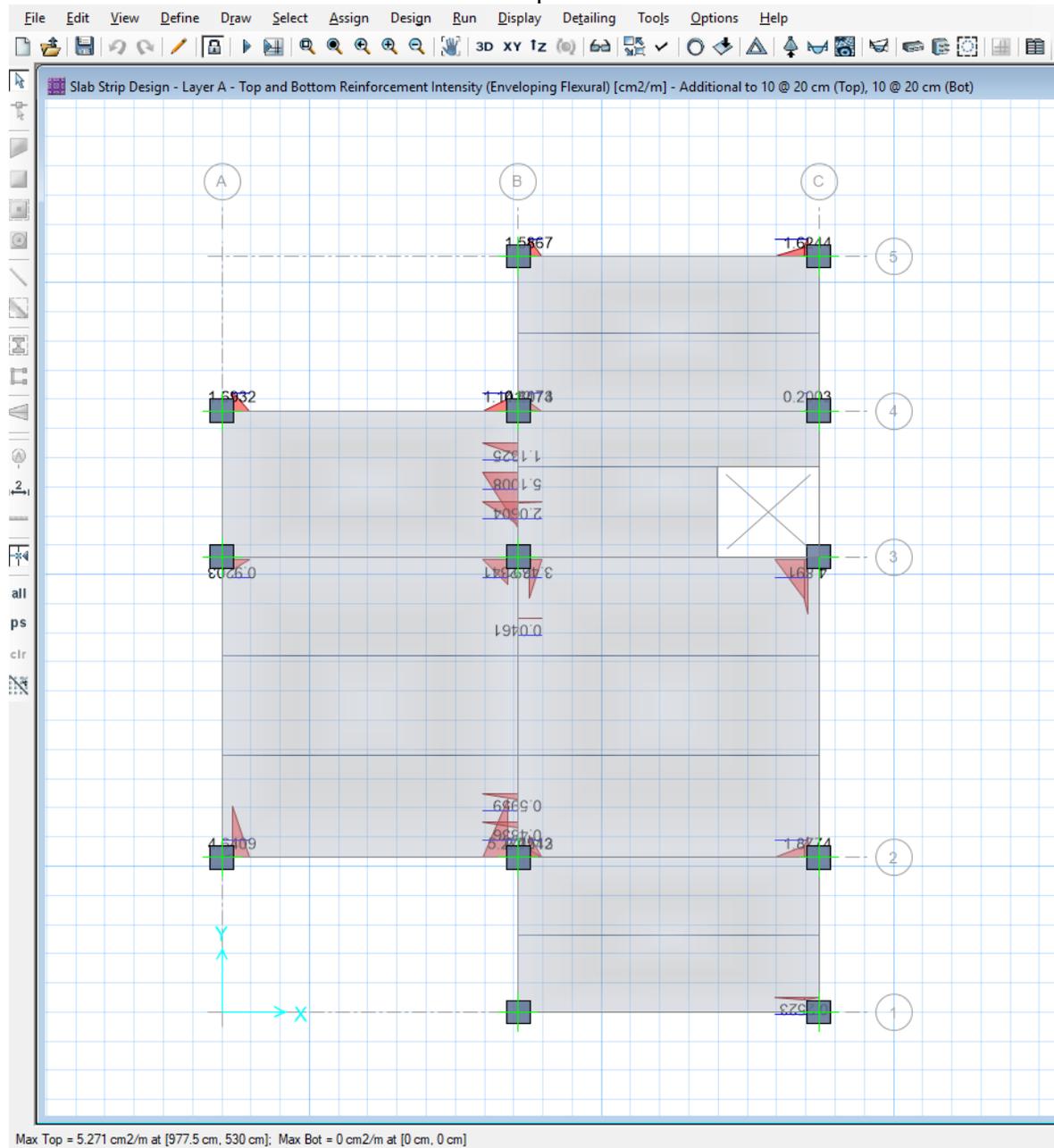
Fuente: Etabs V 16.2.0

Cantidad de acero excedente en dirección “y” para la losa del nivel 2.



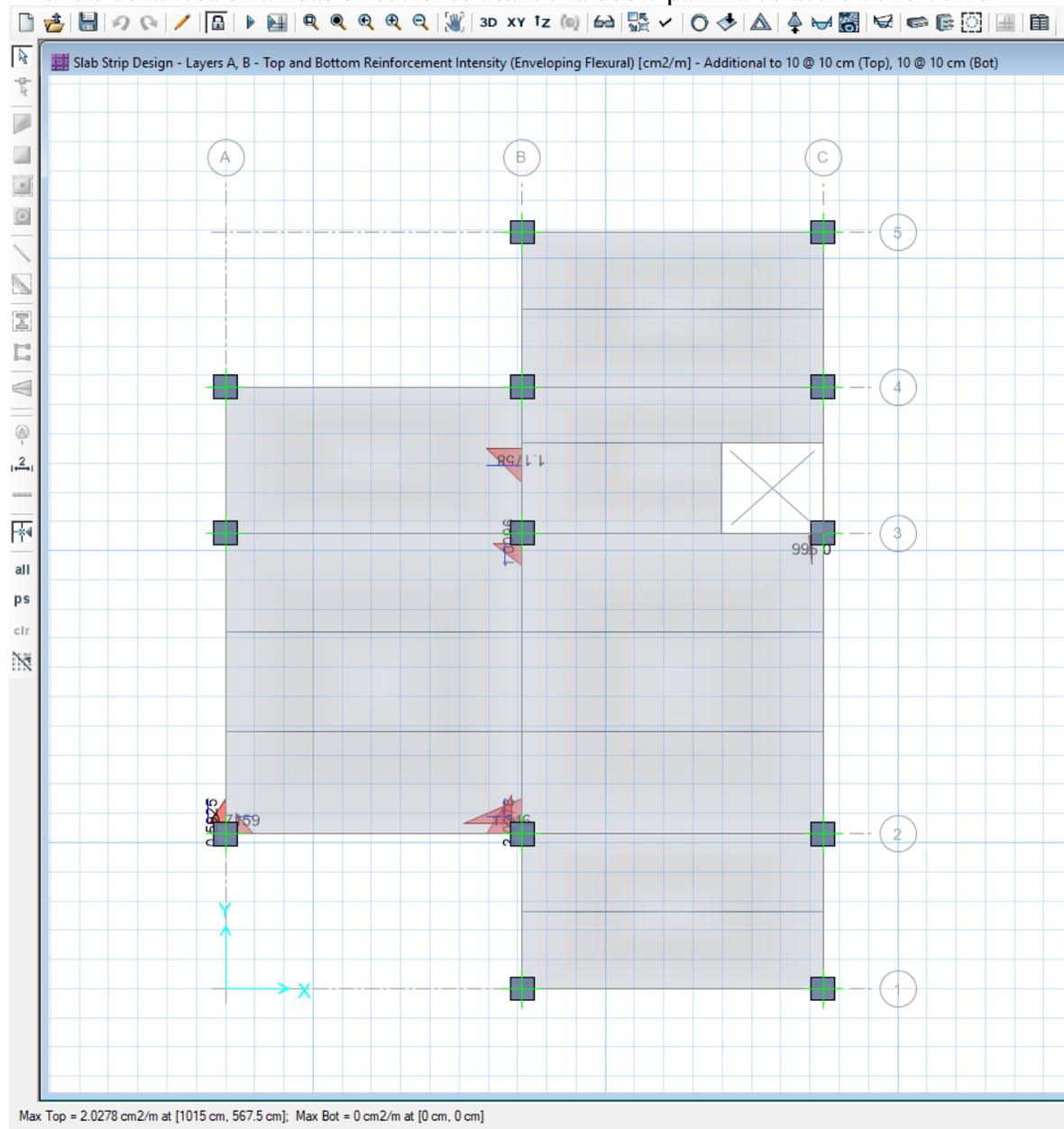
Fuente: SAFE V 16.0.0

Cantidad de acero excedente en dirección "x" para la losa del nivel 2.



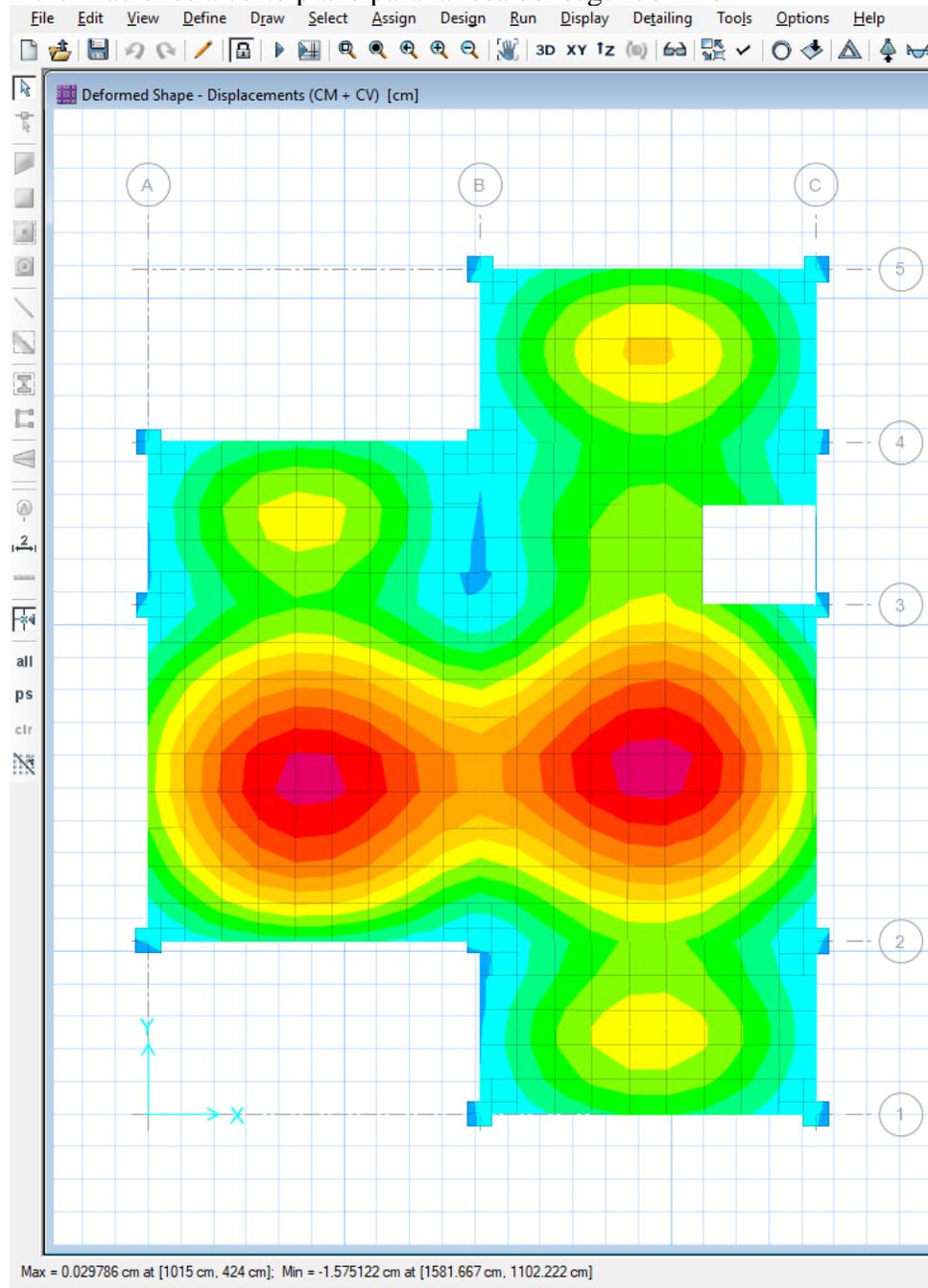
Fuente: SAFE V 16.0.0

Análisis de la losa en ambas direcciones usando la doble parrilla de acero de refuerzo.



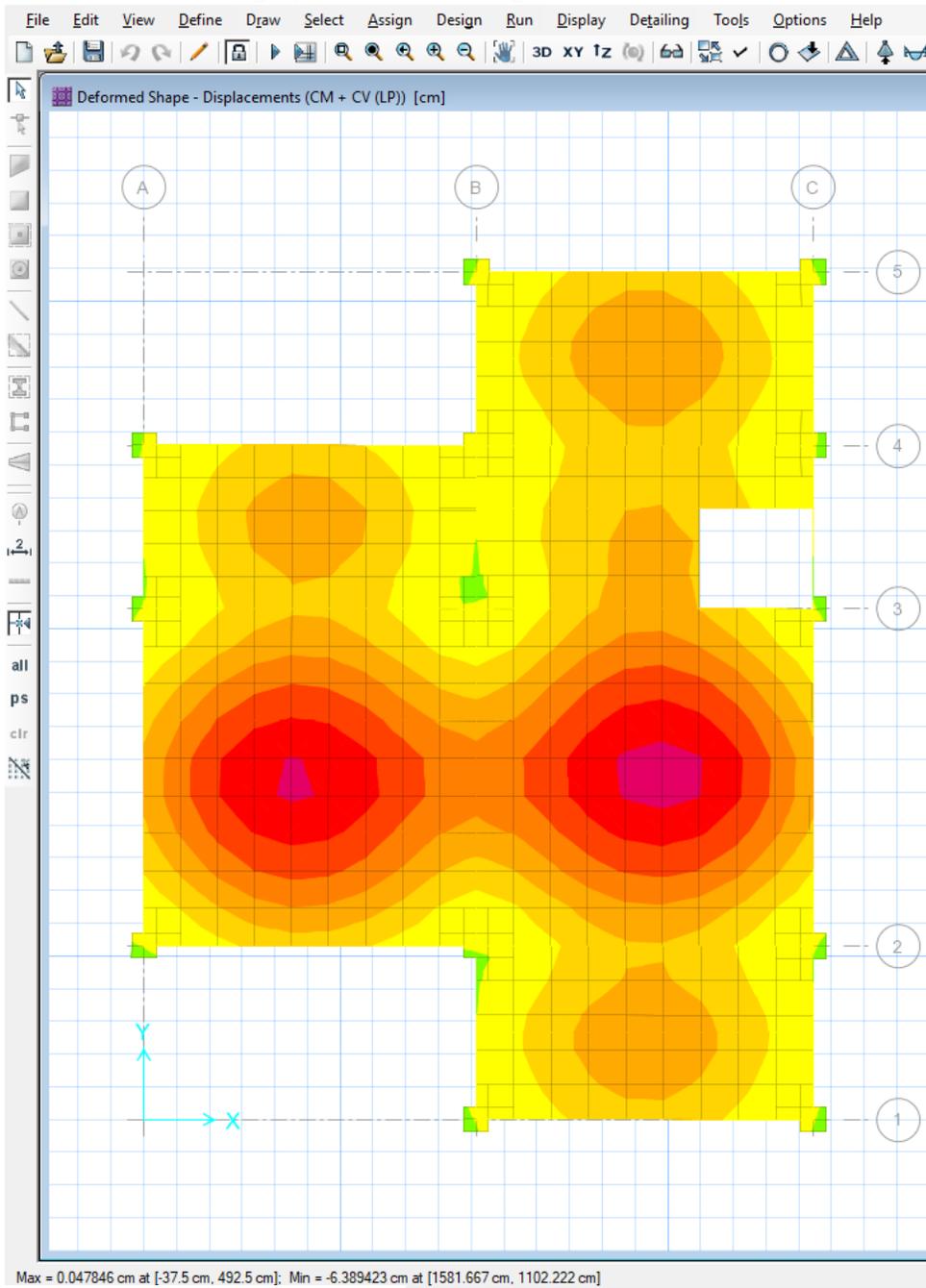
Fuente: SAFE V 16.0.0

Deformaciones a corto plazo para la losa del segundo nivel



Fuente: SAFE V 16.0.0

Deformaciones a largo para la losa del segundo nivel



Fuente: SAFE V 16.0.0