



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA SISMORRESISTENTE PARA UN EDIFICIO DE
CUATRO PISOS EN HORMIGÓN ARMADO PARA USO DE VIVIENDA EN EL
CANTÓN LA LIBERTAD, PROVINCIA DE SANTA ELENA**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingeniero Civil

AUTOR: JORGE HONORIO CENTENO VÉLEZ

TUTOR: ING. LEONARDO JAVIER ECHEVERRIA FABRE, DBA.

Guayaquil-Ecuador

2024

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL
TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Jorge Honorio Centeno Vélez con documento de identificación N° 2450324997 manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Atentamente,



Jorge Honorio Centeno Vélez

2450324997

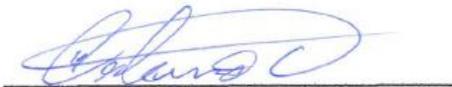
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Jorge Honorio Centeno Vélez con documento de identificación N°2450324997, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto técnico: “Diseño de una estructura sismorresistente para un edificio de cuatro pisos en hormigón armado para uso de vivienda en el cantón La Libertad, Provincia de Santa Elena”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de Ingeniero civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 12 de febrero del año 2024

Atentamente,



Jorge Honorio Centeno Vélez

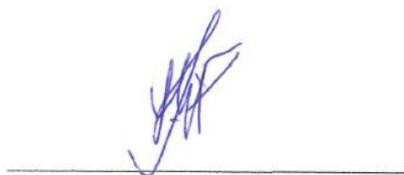
2450324997

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Ing. Leonardo Javier Echeverria Fabre, DBA. con documento de identificación N° 0902190883, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: “Diseño de una estructura sismorresistente para un edificio de cuatro pisos en hormigón armado para uso de vivienda en el cantón La Libertad, Provincia de Santa Elena”, realizado por Jorge Honorio Centeno Vélez con documento de identificación N° 2450324997, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 12 de febrero del año 2024

Atentamente,



Ing. Leonardo Javier Echeverria Fabre, DBA.

0902190883

DEDICATORIA

En primer lugar, quiero agradecer a Dios ya que es el quien me ha dado la oportunidad de realizar mis estudios profesionales y cada uno de los logros de mi vida van a estar primordialmente dedicados a Dios.

En segundo lugar, el siguiente proyecto de titulación va dedicado especialmente a mi mamá Lilia Vélez ya que ha sido quien me mas se ha sacrificado para darme la brindarme el apoyo necesario para lograr culminar con mis estudios.

Como tercer lugar va dedicado a mi familia, ya que cada uno de ellos me ha apoyado de distintas maneras y han brindado su ayuda para realizar mis estudios.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a Dios por haber dado la oportunidad de estudiar la carrera la ingeniería civil y por permitir culminar mis estudios de manera exitosa.

Agradezco especialmente a mi mamá Lilia Vélez por haber estado siempre pendiente de mí, brindándome apoyo, haciendo grandes sacrificios y velando por la culminación de mis estudios, también quiero agradecer a mi papá Roger Centeno que también ha estado apoyándome y brindándome consejos para esta etapa de mi vida, además de que ambos me han brindado las herramientas necesarias para realizar mis estudios.

Agradezco a mis familiares por el apoyo y la ayuda que cada uno de ellos me ha brindado para realizar mis estudios universitarios, agradezco a mi tío William Vélez por abrirme las puertas de su casa para mi estadía en la ciudad, agradezco a mi abuelita Elvia Espinoza y su ayuda brindada para realizar mis estudios, agradezco a mi hermana Laura de Janón Vélez por su apoyo y consejo durante mi etapa universitaria.

Agradezco a mi tutor el Ing. Leonardo Echeverría Fabre, DBA. por brindar sus enseñanzas e impartir sus conocimientos en beneficio de cada estudiante lo largo de la carrera universitaria, además agradezco su dirección profesional para la realización de este proyecto de titulación.

Agradezco a cada uno de los docentes de la carrera de ingeniería civil de la Universidad Politécnica Salesiana sede guayaquil por haber brindado su conocimiento y ayudar a la formación del criterio profesional en cada una de las clases.

Agradezco a mis compañeros por las experiencias y el apoyo mutuo trabajando en equipo para realizar los proyectos y aprender de mejor manera.

ÍNDICE

1	GENERALIDADES	1
1.1	PROBLEMA DE ESTUDIO	1
1.2	JUSTIFICACIÓN	2
1.3	OBJETIVOS	3
1.3.1	OBJETIVO GENERAL	3
1.3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4	MARCO HIPOTÉTICO	4
1.4.1	Hipótesis.....	4
1.4.2	Variables.....	4
1.4.3	Indicadores.....	4
1.5	UBICACIÓN	5
1.6	PLANO ARQUITECTÓNICO.....	6
2	MARCO TEÓRICO.....	7
2.1	DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL	7
2.1.1	Cálculo estructural.....	7
2.1.2	Carga viva	7
2.1.3	Carga muerta	7
2.1.4	Modelado estructural 3D.....	7
2.1.5	Fluencia	7
2.1.6	Definición de rigidez.....	8
2.1.7	Ductilidad	8
2.2	HORMIGÓN ARMADO	8
2.2.1	Definición de hormigón armado.....	8
2.2.2	Definición de elementos de hormigón armado	8
2.3	CONCEPTOS SISMORRESISTENTES	9
2.3.1	Cortante basal.....	9
2.3.2	Análisis elástico.....	9
2.3.3	Deriva de piso.....	9
2.3.4	Muros de cortante.....	9
2.3.5	Peligro sísmico	9
2.3.6	Periodo de vibración de una estructura.	10

3	FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA REFERENCIAL	10
3.1	Análisis de cargas	10
3.2	Combinaciones de carga.....	11
3.3	Modelado en software.....	11
3.4	Consideraciones básicas de software para el modelado 3D	12
3.4.1	Dimensionamiento y unidades	12
3.4.2	Líneas de construcción	12
3.4.3	Creación de secciones	13
3.4.4	Espesores	14
3.5	Consideraciones para el análisis elástico.....	14
3.5.1	Geología local	14
3.5.2	Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs	15
3.5.3	Espectro elástico.....	17
3.5.4	Cortante basal.....	18
3.5.5	Periodo de vibración de la estructura	19
3.5.6	Factor de resistencia sísmica (R).....	19
3.5.7	Coefficientes de irregularidad en planta ϕP	21
3.5.8	Irregularidad en elevación ϕE	22
3.6	Diseño de elementos de hormigón armado.....	22
3.6.1	Columnas de hormigón armado	22
3.6.2	Diseño de vigas de hormigón armado	26
3.6.3	Diseño de losas de hormigón armado.....	28
3.6.4	Muros de cortante.....	29
4	METODOLOGÍA	32
4.1	Determinación de las cargas sobre la losa	32
4.2	Cargas para la escalera.....	33
4.3	Modelado de la estructura.....	34
4.3.1	líneas de construcción	35
4.3.2	Modelado de columnas.....	36
4.3.3	Modelado de muros que rodean escalera	37
4.3.4	Modelado de vigas	37
4.3.5	Modelado de losa	38

4.3.6	Escalera	39
4.3.7	Vista del modelado.....	40
4.4	Consideraciones para el análisis estático	40
4.4.1	Determinación de geología local.....	40
4.4.2	Razón de aceleración espectral.....	41
4.4.3	Factor Z y coeficientes del perfil del suelo	41
4.4.4	Periodo fundamental de vibración de la estructura	42
4.4.5	Coeficientes de regularidad en planta y elevación.....	43
4.4.6	Factor de resistencia sísmica R	44
	44
4.4.7	Espectro de respuesta elástico	44
4.4.8	Periodo límite de vibraciones en el espectro sísmico elástico en aceleraciones	44
4.4.9	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico.....	44
4.4.10	Categoría de la estructura.....	45
4.4.11	Espectro elástico.....	45
4.4.12	Cálculo de cortante basal.....	46
4.4.13	Repartición de las cargas por cada piso.....	47
4.4.14	Análisis Estructural preliminar.....	47
4.5	Análisis estático	48
4.5.1	Dimensiones finales y peso de la estructura por cada piso	48
4.5.2	Cortante basal	50
4.5.3	Repartición de carga sísmica.....	50
4.5.4	Modelado final	50
4.5.5	Centro de gravedad.....	51
4.5.6	Análisis estático.....	51
4.5.7	Cálculo de derivas	53
4.6	Diseño de elementos de hormigón armado.....	58
4.6.1	Diseño de losa	58
4.6.2	Diseño de vigas	62
4.6.3	Diseño de columnas de hormigón armado	71
4.6.4	Diseño de muros de hormigón armado.....	76
4.6.5	Diseño de escalera.....	79

5	RESULTADOS.....	82
5.1	Análisis de cargas	82
5.1.1	Cargas por gravedad.....	82
5.1.2	Carga sísmica	83
5.1.3	Modelado estructural.....	84
5.1.4	Derivas de piso	84
5.1.5	Resultados para diseño de elementos de hormigón armado.....	85
6	CONCLUSIONES	113
7	RECOMENDACIONES.....	114
8	BIBLIOGRAFÍA	115
9	ANEXOS	116
9.1	Anexo 1 plano de viga.....	116
9.2	Anexo 2 Viga interna.....	117
9.3	Anexo 3 Viga de borde.....	118
9.4	Anexo 4 Columna Planta Baja.....	119
9.5	Anexo 5 Columna Piso 1	120
9.6	Anexo 6 Columna Piso 2	121
9.7	Anexo 7 Columna Piso 3	122
9.8	Anexo 8 Muro De corte X.....	123
9.9	Anexo 9 muro de corte Y.....	124
9.10	Anexo 10 Muro de escalera X.....	125
9.11	Anexo 11 Muro escalera Y	126

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Perfiles del suelo	15
Tabla 2	factor z_{fa} (NEC-SE-DS- peligro sísmico).....	16
Tabla 3	factor z_{fd} (NEC-SE-DS- peligro sísmico)	16
Tabla 4	factor z_{fs} (NEC-SE-DS- peligro sísmico).....	17
Tabla 5	coeficientes según la estructura (NEC-SE-DS- peligro sísmico).....	19
Tabla 6	Sistemas dúctiles (NEC-SE-DS- peligro sísmico)	20
Tabla 7	Sistemas dúctiles (NEC-SE-DS- peligro sísmico)	20

Tabla 8 sistema de ductilidad limitada (NEC-SE-DS- peligro sísmico).....	20
Tabla 9 irregularidad en planta (NEC-SE-DS- peligro sísmico).....	21
Tabla 10 irregularidad en elevación (NEC-SE-DS- peligro sísmico).....	22
Tabla 11 deflexiones (ACI 318-19).....	27
Tabla 12 Refuerzo para muros (ACI 318-19)	31
Tabla 13 Carga muerta (NEC-SE-CG- Cargas no sísmicas).....	32
Tabla 14 Carga viva (NEC-SE-CG- Cargas no sísmicas).....	32
Tabla 15 Cargas a aplicar	33
Tabla 16 Cargas de escalones.....	33
Tabla 17 Cargas vivas sobre escalera (NEC-SE-CG- Cargas no sísmicas).....	34
Tabla 18 Cargas sobre escalera	34
Tabla 19 Clasificación de estructura	45
Tabla 20 datos del espectro elástico	46
Tabla 21 Repartición de cargas por cada piso	47
Tabla 22 Piso 1	48
Tabla 23 Piso 2.....	49
Tabla 24 Piso 3.....	49
Tabla 25 Piso 4.....	49
Tabla 26 Cargas laterales	50
Tabla 27 Cargas Rigidez eje X.....	55
Tabla 28 Cargas Rigidez eje Y.....	57
Tabla 29 Datos de diseño de viga interna.....	63
Tabla 30 Datos de diseño a corte de viga interna.....	66
Tabla 31 datos para diseño a torsión	70
Tabla 32 datos para diseño de muro.....	76
Tabla 33 datos para diseño de escalera	80
Tabla 34 Cargas por gravedad.....	82
Tabla 35 Cargas de escalera	83
Tabla 37 Datos de viga.....	88
<i>Tabla 37 Datos vigas de borde</i>	<i>94</i>
Tabla 37 Datos de columna 45x45	99
Tabla 39 Resultados de columna 45x45.....	99

Tabla 40 Resultados de columna 45x45.....	99
Tabla 41 Resultados de columna 45x45.....	100
Tabla 42 Resultados de columna 45x45.....	101
Tabla 43 Datos de columna 40x40.....	101
Tabla 44 Resultados de columna 40x40.....	101
Tabla 45 Resultados de columna 40x40.....	102
Tabla 46 Resultados de columna 40x40.....	102
Tabla 47 Resultados de columna 40x40.....	103
Tabla 48 Datos de columna 35x35.....	103
Tabla 49 Resultados de columna 35x35.....	103
Tabla 50 Resultados de columna 35x35.....	104
Tabla 51 Resultados de columna 35x35.....	104
Tabla 52 Resultados de columna 35x35.....	105
Tabla 53 Datos de muro.....	105
Tabla 54 Resultados de elementos de borde.....	106
Tabla 55 Resultados de Muros.....	106
Tabla 56 Datos de muro.....	107
Tabla 57 Resultados de elementos de borde.....	107
<i>Tabla 58 Resultados de muro.....</i>	108
<i>Tabla 59 Datos de muro Eje X.....</i>	109
Tabla 60 Resultados de elementos de borde.....	109
<i>Tabla 61 Resultados de muro.....</i>	109
<i>Tabla 62 Datos de muro Eje X.....</i>	110
Tabla 63 Resultados de elementos de borde.....	111
<i>Tabla 61 Resultados de muro.....</i>	111

ÍNDICE DE ILUSTRACIÓN

Ilustración 1 Ubicación satelital obtenida de Google earth.....	5
Ilustración 2 Plano arquitectónico obtenida de AutoCAD.....	6
Ilustración 3 Plano arquitectónico obtenida de AutoCAD.....	6
Ilustración 4 zonas sísmicas.....	10

Ilustración 5 combinaciones de carga	11
Ilustración 6 preferencias del proyecto	12
Ilustración 7 Líneas de construcción	13
Ilustración 8 Líneas de construcción	14
Ilustración 9 Líneas de construcción	14
Ilustración 10 Espectro elástico.....	17
Ilustración 11 configuraciones de estribos	24
Ilustración 12 diagrama de interacción	26
Ilustración 13 Separación de estribos	28
Ilustración 14 aplicación de muros de cortante	29
Ilustración 15 Fuerzas en muros.....	30
Ilustración 16 eje y	35
Ilustración 17 eje x	35
Ilustración 18 eje z	36
Ilustración 19 columnas	36
Ilustración 20 muros.....	37
Ilustración 21 Vigas	37
Ilustración 22 Losa	38
Ilustración 23 Configuración.....	38
Ilustración 24 Orificio en la losa	39
Ilustración 25 escalera.....	39
Ilustración 26 Modelado 3D.....	40
Ilustración 27 Perfil del suelo.....	40
Ilustración 28 Factor Z	41
Ilustración 29 Factor Fa.....	41
Ilustración 30 Factor Fd	42
Ilustración 31 Factor Fs.....	42
Ilustración 32 periodo.....	42
Ilustración 33 coeficiente de regularidad en elevación	43
Ilustración 34 Coeficiente de regularidad en planta	43
Ilustración 35 Resistencia sísmica.....	44
Ilustración 36 Espectro elástico.....	45

Ilustración 37 Diagrama de momentos.....	47
Ilustración 38 Torción por carga sísmica	48
Ilustración 39 Modelado final	50
Ilustración 40 centro de gravedad	51
Ilustración 41 Sismo en dirección X	51
Ilustración 42 Sismo en dirección -X.....	52
Ilustración 43 Sismo en dirección Y	52
Ilustración 44 Sismo en dirección -Y	53
Ilustración 45 Pórticos en eje X	54
Ilustración 46 Wilbur para eje X.....	54
Ilustración 47 Pórticos en eje Y	56
Ilustración 48 Wilbur en eje Y	56
Ilustración 49 diagramas de momentos máximos sobre la losa	58
Ilustración 50 diagramas de cortante sobre la losa.....	58
Ilustración 51 diagramas de momento sobre viga.....	63
Ilustración 51 Esfuerzo sobre las columnas	72
Ilustración 52 Diagrama de interacción columna planta baja	74
Ilustración 54 Modelo matemático para diseño de escalera.....	79
Ilustración 55 Diagrama de cortante para escalera.....	81
Ilustración 56 Modelo estructural.....	84
Ilustración 57 Diagrama de interacción columna 45x45.....	100
Ilustración 58 Diagrama de interacción columna 40x40.....	102
Ilustración 59 Diagrama de interacción columna 35x35.....	104

RESUMEN

El presente proyecto de titulación se centra en el diseño de una estructura sismorresistente de cuatro pisos en hormigón armado la cual va a ser destinada a uso de vivienda y su ubicación geográfica esta situada en el cantón La Libertad, Provincia de Santa Elena. El principal objetivo de este proyecto realizar el cálculo y análisis respectivos con el fin de que la estructura tenga el mejor comportamiento posible ante un evento sísmico de gran magnitud, para ello se considerarán las normativas vigentes del Ecuador con el fin de cumplir el objetivo.

Para realizar este proyecto es necesario revisar los conceptos teóricos y la información vigente en las normativas, posteriormente en base al plano arquitectónico se realizarán las distribuciones de los elementos estructurales de acuerdo a como sea necesario según las indicaciones del plano, Se realizará un análisis de las cargas a las que estaría sometida la estructura de acuerdo al uso que se le dará, en base a las cargas se realiza un dimensionamiento de los elementos estructurales y se realizara el modelado 3D en el programa Robot Structural Analysis Professional en el cual también se ejecutará el análisis estructural, además de una vez considerada las cargas sísmicas se realizará el análisis elástico en el mismo programa. Se consideran los resultados para realizar los cambios pertinentes en la estructura y proceder con el cálculo del acero de refuerzo para los elementos de hormigón armado con el fin de obtener los planos estructurales para dicha edificación.

ABSTRACT

This degree project focuses on the design of a four-story earthquake-resistant reinforced concrete structure which will be used for housing and its geographical location is located in the canton of La Libertad, Province of Santa Elena. The main objective of this project is to carry out the respective calculation and analysis so that the structure has the best possible behavior in the event of a large-magnitude seismic event. For this, the current regulations of Ecuador will be considered in order to meet the objective.

To carry out this project it is necessary to review the theoretical concepts and the current information in the regulations. Subsequently, based on the architectural plan, the distributions of the structural elements will be carried out according to how necessary according to the indications of the plan. An analysis of the loads to which the structure would be subjected according to the use that will be given to it, based on the loads, a pre-sizing of the structural elements is carried out and the 3D modeling will be carried out in the Robot Structural Analysis Professional program in which it is also The structural analysis will be executed, and once the seismic loads have been considered, the elastic analysis will be carried out in the same program. The results are considered to make the pertinent changes in the structure and proceed with the calculation of the reinforcing steel for the reinforced concrete elements in order to obtain the structural plans for said building.

CAPITULO I

1 GENERALIDADES

1.1 PROBLEMA DE ESTUDIO

Los eventos sísmicos ocurridos en el Ecuador han generado gran cantidad de daños y colapsos estructurales además de las innumerables vidas que se han perdido, tal como ocurrió en el evento sísmico Ubicado en pedernales el día 16 de abril del año 2016. Este evento demuestra la inseguridad de muchas de las estructuras en nuestro país.

El Ecuador en general está sometido a constante actividad sísmica, la probabilidad de que exista un sismo semejante a los anteriores es bastante alta, además ya se vio el daño causado en las estructuras del catón Pedernales. La zona de la Provincia de Santa Elena es conocida por su actividad sísmica. Esta actividad presenta un desafío significativo para la construcción de edificios residenciales, ya que deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas y proteger la vida de los habitantes.

El problema radica en cómo diseñar una estructura sismorresistente eficaz y económica para un edificio de cuatro pisos en hormigón armado en el Cantón La Libertad, que cumpla con las normativas de construcción locales e internacionales, además de que al mismo tiempo debe ser segura y habitable para los residentes. Por tanto, este proyecto propone un diseño estructural que cumpla con los requerimientos de seguridad considerando las condiciones geográficas y geológicas específicas de la zona para salvaguardar la población residente de la provincia de Santa Elena, cantón La Libertad.

1.2 JUSTIFICACIÓN

La Zona de la Provincia de Santa Elena, tiene alta actividad sísmica. Esta realidad geológica presenta desafíos únicos para la construcción de infraestructuras seguras y resilientes. En particular, los edificios residenciales, que albergan a familias y comunidades, deben ser capaces de resistir los terremotos para proteger la vida de los habitantes del lugar.

El diseño de estructuras sismorresistentes es un campo de estudio en constante evolución, con avances tecnológicos y metodológicos que buscan mejorar la seguridad y la eficiencia de las construcciones. Sin embargo, la aplicación de estas técnicas y conocimientos en la construcción de edificios de viviendas de cuatro pisos en hormigón armado en el Cantón La Libertad aún no se ha estudiado en profundidad.

Debido a los efectos de los sismos, que son fenómenos naturales frecuentes y destructivos en el país, especialmente en la zona costera es una necesidad contar con edificaciones seguras y confiables. Para lograrlo se debe de considerar la importancia de aplicar las normas técnicas vigentes para el diseño estructural de edificios de hormigón armado, como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y American Concrete Institute (ACI 318-19), que establecen los criterios y requisitos mínimos para garantizar la seguridad y el desempeño adecuado de las estructuras ante las acciones sísmicas.

Este proyecto también brinda la oportunidad de contribuir al desarrollo urbano y social del cantón La Libertad, el cual es uno de los principales centros turísticos y comerciales de la provincia de Santa Elena, y que demanda una oferta de vivienda acorde con las necesidades y expectativas de sus habitantes y visitantes.

Por lo tanto, el proyecto se justifica por su relevancia técnica, académica y social, ya que busca aplicar los conocimientos adquiridos en el periodo académico para diseñar una solución estructural óptima, eficiente y sostenible para un edificio de vivienda en el cantón La Libertad.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el cálculo de una estructura sismorresistente para un edificio de cuatro pisos en hormigón armado para uso de vivienda en el cantón La Libertad, Provincia de Santa Elena.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar las cargas vivas, cargas muertas y cargas sísmicas aplicadas al modelo estructural mediante el análisis del plano arquitectónico y las especificaciones de la normativa NEC-15.
- Evaluar el comportamiento de la estructura mediante un análisis sísmico estático lineal realizado en el programa Robot Structural Analysis Professional.
- Establecer las dimensiones y cuantía de acero para los elementos estructurales implicados conforme a las normativas NEC-15 y ACI 318-19.

1.4 MARCO HIPOTÉTICO

1.4.1 Hipótesis.

La estructura diseñada aplicando los criterios y especificaciones indicadas por las normativas NEC-15 y ACI 318-19 será capaz de resistir eventos sísmicos de gran proporción como lo fue el terremoto ubicado en pedernales en abril del 2016.

1.4.2 Variables.

El cantón La Libertad se encuentra en una zona de alta actividad sísmica, lo que implica un riesgo para la seguridad de las edificaciones y sus habitantes. En la cota ecuatoriana se han producido gran cantidad de sismos de alta magnitud y frecuentemente se producen sismos baja intensidad alrededor de la zona del cantón La Libertad. Es muy probable que en un futuro el epicentro de un evento sísmico de alta magnitud se encuentre en una zona muy cercana al cantón La Libertad. El diseño de estructuras sismorresistentes es una necesidad para reducir el impacto de los movimientos telúricos y garantizar la vida útil de las construcciones.

1.4.3 Indicadores.

A lo largo de la historia en todo el mundo se han evidenciado eventos sísmicos de gran magnitud, con el avance de la tecnología, experimentación e investigaciones se ha logrado determinar criterios y especificaciones técnicas las cuales a su vez han sido incluidas en normativas para la construcciones y diseños. Estas normativas son de uso obligatorio en cada país para un correcto diseño y proceso constructivo.

En este caso las normativas vigentes a utilizar son la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC-15) y American Concrete Institute (ACI 318-19), estas normativas brindan criterios de diseño actualizados mediante los cuales se podrán realizar los respectivos cálculos y diseño de las edificaciones, además de considerar los efectos causados por eventos sísmicos y determinar las medidas necesarias para contrarrestar los efectos causados por el sismo.

1.5 UBICACIÓN



Ilustración 1 Ubicación satelital obtenida de Google earth.

La ubicación del proyecto se da en el cantón La Libertad avenida 15 entre calles 22 y 23.

1.6 PLANO ARQUITECTÓNICO

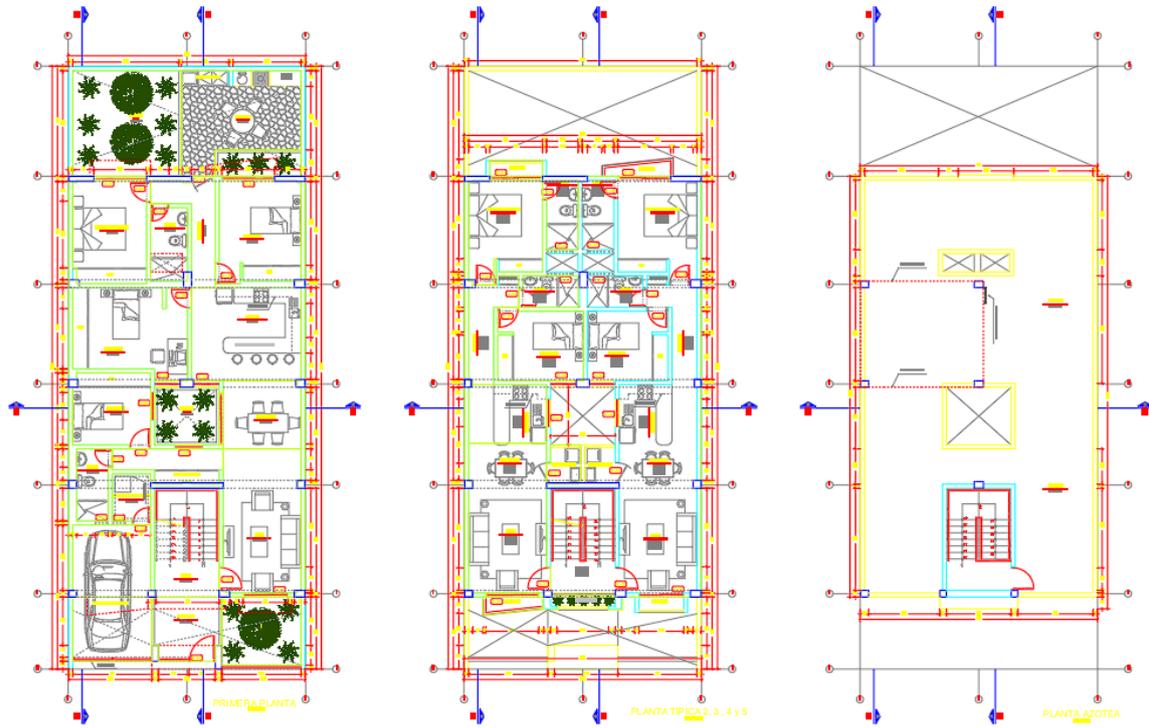


Ilustración 2 Plano arquitectónico obtenida de AutoCAD

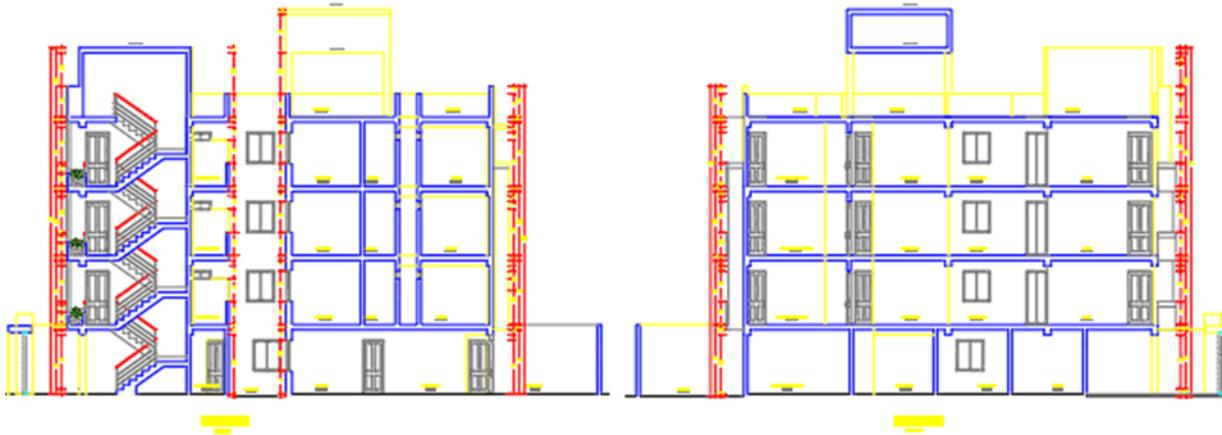


Ilustración 3 Plano arquitectónico obtenida de AutoCAD

CAPITULO II

2 MARCO TEÓRICO

2.1 DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL

2.1.1 Cálculo estructural

Es un proceso matemático que permite entender cómo una estructura va a responder a diferentes fuerzas y presiones. Este cálculo indica los esfuerzos a los que están sometidos los elementos estructurales, además de determinar los diagramas de momento, corte y torsión a los que estos elementos son sometidos, este cálculo será realizado por medio del programa Robot Structural Analysis Professional.

2.1.2 Carga viva

Se refiere a las cargas producidas según el uso que se le va a dar a la edificación, es decir, esta carga se determina mediante las personas que transiten en la edificación y los objetos que se vallan a colocar en la edificación.

2.1.3 Carga muerta

Se refiere a las cargas que están de manera permanente, esto implica generalmente el peso propio de los elementos que estén de manera permanente en esta, como lo pueden ser:

- Cerámica
- Tabiquería
- Mortero
- Instalaciones eléctricas
- otros

2.1.4 Modelado estructural 3D

Este proceso se lo realiza mediante el programa Robot Structural Analysis Professional en el cual se determinan las secciones, el material y las ubicaciones de los elementos estructurales, así como las condiciones y cargas a las que estarán sometidos.

2.1.5 Fluencia

Es el punto en el que un material es sometido a tal cantidad de esfuerzo que llega a sufrir una deformación permanente y el material no vuelve a su estado elástico.

2.1.6 Definición de rigidez

Característica de un material o elemento para resistir esfuerzos de gran magnitud sin recibir deformaciones, una característica de los elementos de alta rigidez es que producen fallas frágiles, esto quiere decir que, una vez alcanzada la fluencia del material, fallara muy rápidamente.

2.1.7 Ductilidad

Característica de un material el cual al sufrir gran cantidad de deformación después de haber alcanzado la fluencia a causa de un esfuerzo, el tiempo que demora en producirse la falla en dicho material es más extenso.

2.2 HORMIGÓN ARMADO

2.2.1 Definición de hormigón armado

Combinación de concreto y acero que trabajan juntos para resistir tanto las fuerzas de compresión como las de tracción, mientras que el hormigón resiste los esfuerzos de compresión el acero de refuerzo se encarga de resistir los esfuerzos de tracción.

2.2.2 Definición de elementos de hormigón armado

2.2.2.1 Columnas

Elemento estructural vertical que se utiliza en la construcción para soportar cargas. Está compuesta de hormigón, que es fuerte en compresión, y acero, que es fuerte en tracción. Juntos, estos materiales permiten a la columna resistir los esfuerzos de compresión y tensión que se producen ante las cargas de las edificaciones.

2.2.2.2 Vigas

Elemento estructural cuya longitud es considerablemente mayor a sus otras dimensiones, como el peralte y la base, como es un elemento horizontal su peralte debe ser considerablemente mayor a su base para soportar las cargas de manera eficiente.

2.2.2.3 Muros

Superficie vertical rígida de gran longitud y poco espesor, en el caso de los edificios su función más común equilibrar las rigideces y soportar las fuerzas sísmicas que generan torción en todo el edificio.

2.2.2.4 Losa

Es una superficie de hormigón armado sobre la cual se van a implementar las cargas las cuales a su vez son transmitidas a las vigas y posteriormente a las columnas, existen losas alivianadas en una y dos direcciones y losas macizas.

2.3 CONCEPTOS SISMORRESISTENTES

2.3.1 Cortante basal

Se refiere a la fuerza total que recibe un edificio a causa de un evento sísmico, esta fuerza se determina considerando el suelo, la zona geográfica y el peso total del edificio, esta fuerza se considera como una carga horizontal la cual se reparte en cada uno de los pisos del edificio.

2.3.2 Análisis elástico

Se refiere al análisis estructural considerando las cargas horizontales determinadas en el cálculo del cortante basal, como su nombre mismo lo indica analiza la estructura en un rango elástico en el que no se generan deformaciones permanentes.

2.3.3 Deriva de piso

Se refiere a los desplazamientos de cada piso debido a las cargas horizontales determinadas en el cálculo del cortante basal las cuales son producidas por efectos de eventos sísmicos, estas derivas de piso son determinadas después de haber realizado el análisis elástico.

2.3.4 Muros de cortante

En el caso que las derivas de piso sean demasiado grandes, se pueden sustituir ciertas columnas y colocar muros estructurales que impidan los desplazamientos, otra función de los muros para equilibrar las rigideces cuando se producen excentricidades, por ende, la estructura es sometida a esfuerzos de torsión que mitigados por los muros de cortante.

2.3.5 Peligro sísmico

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 indica que en el Ecuador existen seis zonas sísmicas las cuales tienen un valor z dependiendo del peligro de la zona, cabe recalcar que la ubicación donde se planea realizar la edificación cuenta con un factor z de peligro sísmico bastante alto.

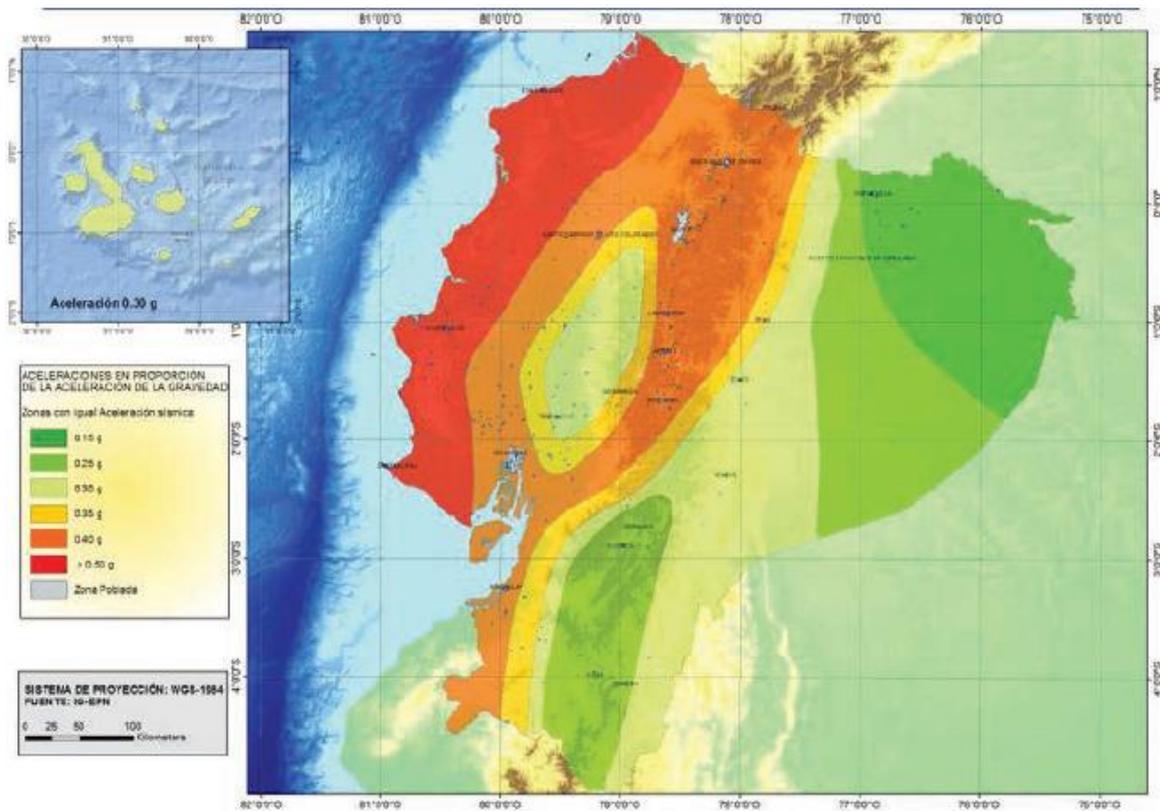


Ilustración 4 zonas sísmicas

(NEC-SE-DS- peligro sísmico)

2.3.6 Periodo de vibración de una estructura.

Es el tiempo de demora la estructura en realizar una vibración completamente, existen métodos para su cálculo como lo es obteniéndolo de la matriz de rigidez y de masas con el fin de obtener de obtener los modos de vibración, otro método para obtener su valor es mediante una formula la cual va dependiendo de la altura del edificio y una constante que se determina según el tipo de estructura.

CAPITULO III

3 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA REFERENCIAL

3.1 Análisis de cargas

Se refiere a analizar y determinar las cargas a aplicar, esto se determina de acuerdo al uso que se le va a asignar a la estructura.

La normativa ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-GC- cargas no sísmicas) tiene una sección en la se indican las cargas variables asignadas por metro cuadrado dependiendo del uso de la edificación, además de las cargas muertas dependiendo de los materiales a utilizar.

3.2 Combinaciones de carga

La normativa ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-GC- cargas no sísmicas) muestra el apartado de las combinaciones de las cargas no sísmicas a utilizar, académicamente se sabe que la combinación que produce mayores momentos y por tanto suelen ser las mas utilizadas son las combinaciones 2 y 3 de la imagen 5.

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L_r ; S ; R]

Combinación 3*

1.2 D + 1.6 max[L_r ; S ; R] + max[L ; 0.5W]

Combinación 4*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L_r ; S ; R]

Combinación 5*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

Ilustración 5 combinaciones de carga

3.3 Modelado en software

Para un correcto modelado aplicando Robot Structural Analysis Professional es necesario realizar las respectivas configuraciones con respecto a unidades y materiales, además de que es necesario tener las dimensiones preliminares de los elementos.

3.4 Consideraciones básicas de software para el modelado 3D

3.4.1 Dimensionamiento y unidades

En el apartado preferencias del proyecto imagen 6 se pueden observar cómo existe un apartado en el cual se selecciona las unidades con las que se van a trabajar los distintos parámetros de la estructura.

También se puede seleccionar las unidades en las que serán representados los esfuerzos, además de poder seleccionar los materiales y sus características. Otro punto importante para recalcar son las normativas y parámetros de trabajo los cuales serán seleccionados a conveniencia del proyecto conforme a su ubicación y normativas a utilizar.

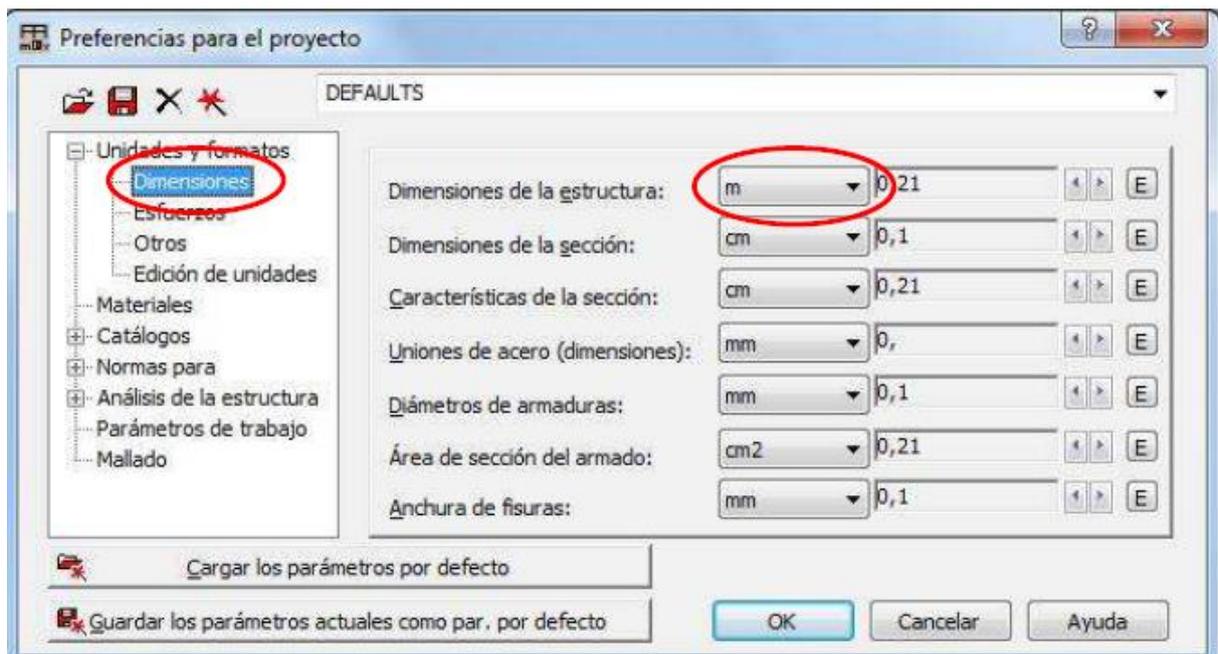


Ilustración 6 preferencias del proyecto

Bejarno, C. E. (2016)

3.4.2 Líneas de construcción

En el apartado de líneas de construcción se definen las líneas en los distintos ejes de la estructura, estas líneas permiten realizar un modelado y de manera óptima y considerando las intersecciones, en el proyecto se plantea trabajar con líneas cartesianas.

En el eje x se determinan las distancias entra cada una de las líneas horizontales, en el eje y se determinan las distancias entre las líneas verticales i de profundidad, y en eje z de determinan las alturas entre las líneas. Se puede determinar que tipo de numeración se desea para cada eje, posteriormente se las agrega y se da clic en aplicar.

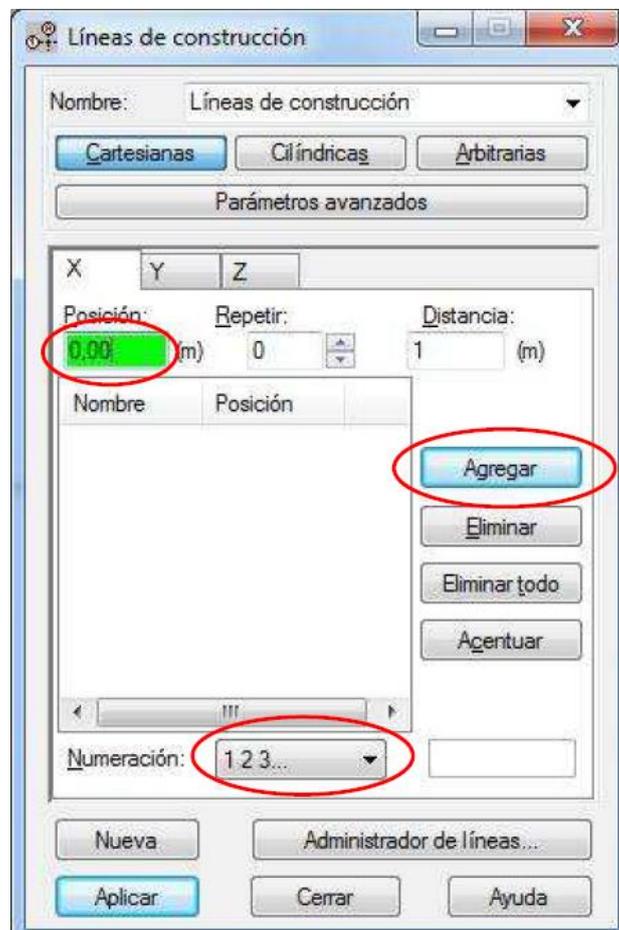


Ilustración 7 Líneas de construcción

Bejarno, C. E. (2016)

3.4.3 Creación de secciones

Lo ideal para generar un modelado con mayor facilidad es considerando es tener previamente creadas las secciones y determinar los elementos además los materiales para el uso de dichas secciones, esto se puede lograr en el apartado de la figura 8.

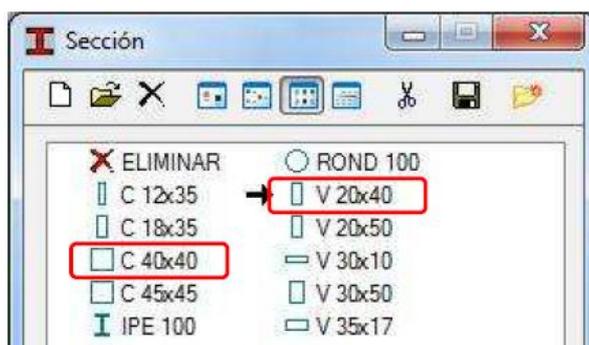


Ilustración 8 Líneas de construcción

Bejarno, C. E. (2016)

3.4.4 Espesores

Es necesario no confundir los espesores de las secciones, en este caso se utiliza para definir el espesor que va a tener una losa además de las características de los materiales, otro uso para los espesores es para generar los muros estructurales los cuales se definen en este mismo apartado.



Ilustración 9 Líneas de construcción

Bejarno, C. E. (2016)

3.5 Consideraciones para el análisis elástico

3.5.1 Geología local

La normativa (NEC-SE-DS- peligro sísmico) indica que existen seis tipos de perfiles de suelo los cuales son de tipo A, B, C, D, E y F, además existen ciertos parámetros a considerar.

Para los perfiles tipo A, B, C, D y E los parámetros expuestos en la siguiente tabla corresponden a los 30 m superiores del perfil. En el caso del perfil F se aplican otros criterios por tanto no debe sobrepasar los 30 m superiores.

Tabla 1 Perfiles del suelo

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

(NEC-SE-DS- peligro sísmico)

3.5.2 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Tabla 2 factor z_{fa} (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de

Tabla 3 factor z_{fd} (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fs: comportamiento no lineal de los suelos

Tabla 4 factor z .fs (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

3.5.3 Espectro elástico

El espectro elástico de respuesta es un grafico en el cual se representa la aceleración máxima de las vibraciones que tiene la estructura en la cual se puede analizar el comportamiento dinámico estructural.

La (NEC-SE-DS- peligro sísmico) brinda ciertas consideraciones a tener en cuenta para la conceptualización de un espectro de respuesta.

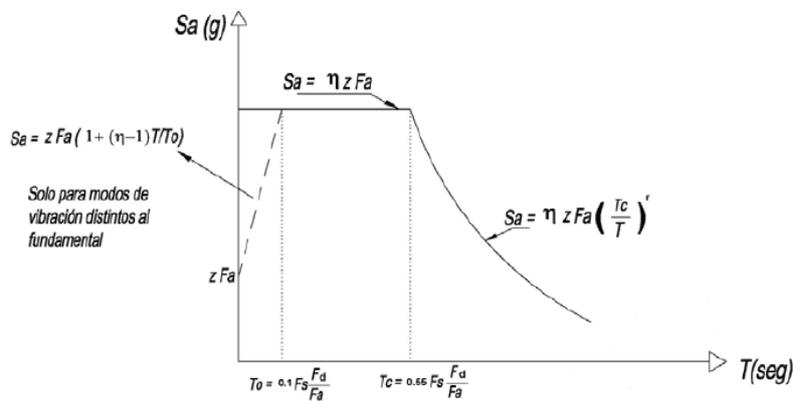


Ilustración 10 Espectro elástico

(NEC-SE-DS- peligro sísmico)

Dónde:

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_C	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

(NEC-SE-DS- peligro sísmico)

3.5.4 Cortante basal

La normativa (NEC-SE-DS- peligro sísmico) determina la manera de calcular el cortante basal considerando los valores previamente expuestos, siendo la formula la siguiente:

$$V = \frac{I \cdot S_A(T_A)}{R \phi_p \phi_R} \cdot W$$

Dónde:

I= Factor de importancia

$S_A(T_A)$ = Espectro de diseño en aceleración

R= Factor de resistencia sísmica

ϕ_p = Coeficientes de configuración en planta.

ϕ_R = Coeficiente de configuración en elevación

T_A = Periodo de Vibración

W= Carga Sísmica reactiva

V= Cortante basal total de diseño

3.5.5 Período de vibración de la estructura

(NEC-SE-DS- peligro sísmico) Indica la metodología de cálculo del periodo de vibración y los coeficientes para obtener dicho valor se encuentran en la tabla 5.

$T = C_t h_n^\alpha$	
Dónde:	
C_t	Coeficiente que depende del tipo de edificio
h_n	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
T	Período de vibración

Tabla 5 coeficientes según la estructura (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

3.5.6 Factor de resistencia sísmica (R)

Para definir este valor se deben tomar a consideración varios factores como el tipo de estructura, el suelo, periodo de vibración y ductilidad de la estructura.

La (NEC-SE-DS- peligro sísmico) determina los valores a considerar dependiendo del tipo de estructura y el sistema de estas, esto se presenta en las siguientes tablas.

Tabla 6 Sistemas dúctiles (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

Tabla 7 Sistemas dúctiles (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

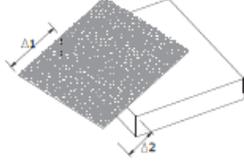
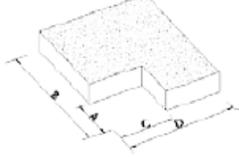
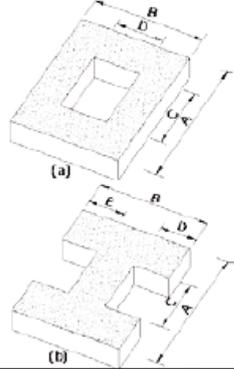
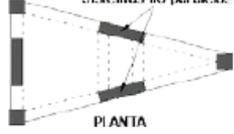
Tabla 8 sistema de ductilidad limitada (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

3.5.7 Coeficientes de irregularidad en planta ϕ_p

Para determinar el valor ϕ_p se analiza la siguiente tabla obtenida de (NEC-SE-DS- peligro sísmico) y se realiza la respectiva comparación dependiendo del caso.

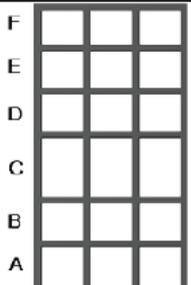
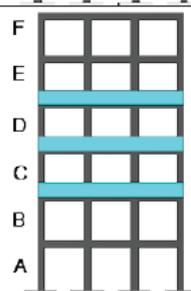
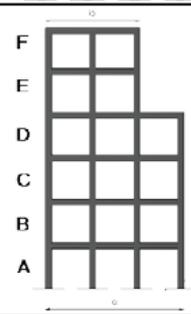
Tabla 9 irregularidad en planta (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pt}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pt}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pt}=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pt}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

3.5.8 Irregularidad en elevación ϕ_E

El valor de ϕ_E se determina comparando la estructura y comparando con los distintos casos presentados en la tabla obtenida de (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

Tabla 10 irregularidad en elevación (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

3.6 Diseño de elementos de hormigón armado

3.6.1 Columnas de hormigón armado

De acuerdo con (McCormac & Brown, 2017) las columnas de concreto armado se clasifican en las siguientes tres categorías mencionadas.

- **Pedestales o bloques cortos a compresión:** Si la altura de un miembro vertical a compresión es menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña, puede considerarse como un pedestal. El Código ACI (Secciones 2.3, 14.1.3d, y 14.5) establece que un pedestal puede diseñarse con concreto simple o sin refuerzo, con un esfuerzo máximo de diseño a compresión igual a $0.60\phi f'c$, donde ϕ es 0.60. Si también está presente el esfuerzo de flexión, su efecto debe considerarse. Si la carga total aplicada al miembro es mayor que los límites de esfuerzo, será necesario ya sea incrementar el área de la sección transversal del pedestal o bien diseñarlo como una columna de concreto reforzado. (McCormac & Brown, 2017)
- **Columnas cortas de concreto reforzado:** Si una columna de concreto reforzada falla debido a la falla inicial del material, se clasifica como columna corta. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales de que está construida. Consideramos que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad. (McCormac & Brown, 2017)
- **Columnas largas o esbeltas de concreto reforzad:** A medida que las columnas se hacen más esbeltas, las deformaciones por flexión también aumentarán, así como los momentos secundarios resultantes. Si estos momentos son de tal magnitud que reducen significativamente la capacidad de carga axial de la columna, ésta se denomina larga o esbelta. (McCormac & Brown, 2017)

3.6.1.1 Capacidad por carga axial de una columna

La normativa (ACI 318-19) Indica la siguiente fórmula para determinar la capacidad de la columna hacia las cargas axiales aplicadas, para este cálculo es necesario considerar la resistencia del hormigón, la fluencia del acero y el área neta de ambos materiales.

$$P_n = 0.85f'c(Ag - Ast) + fy Ast$$

Donde:

$f'c$: Resistencia de concreto

Ag = Área gruesa de la columna

A_{st} = Área de acero

f_y = Fluencia del acero

P_n = Capacidad por carga axial

3.6.1.2 Requisitos que deben cumplir las columnas

(ACI 318-19) Indica los siguientes requisitos que deben cumplir las columnas que serán fundidas en obra.

- El refuerzo mínimo de acero debe de tener un área mínima del 1% del área transversal total de la columna.
- El número mínimo de varillas longitudinales permisibles en miembros a compresión
- El número mínimo de varillas longitudinales permisibles en miembros a compresión debe ser cuatro para varillas con estribos rectangulares
- La separación centro a centro de los estribos no deberá ser mayor que 16 veces el diámetro de las varillas longitudinales, 48 veces el diámetro de los estribos, ni que la menor dimensión lateral de la columna. (McCormac & Brown, 2017)

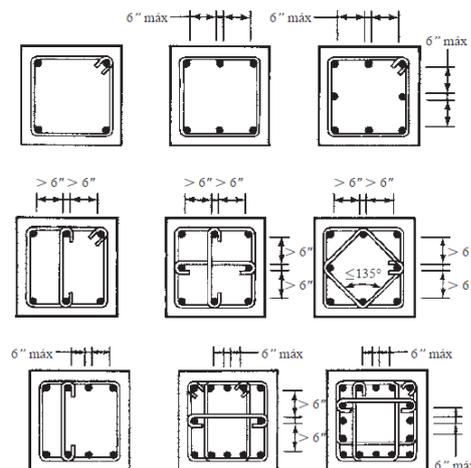


Ilustración 11 configuraciones de estribos

(McCormac & Brown, 2017)

3.6.1.3 Fórmulas de diseño

(McCormac & Brown, 2017) presenta las siguientes dos fórmulas:

$$P_u e = M_u$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Dónde:

P_u = Carga axial última

M_u = Momento Ultimo

e = Excentricidad

(ACI 318-19) Presenta la siguiente fórmula para columnas con estribos

$$\phi P_n(\max) = 0.85\phi[0.85f'_c(Ag - Ast) + fy Ast]$$

Donde:

f'_c : Resistencia de concreto

Ag = Área gruesa de la columna

Ast = Área de acero

fy = Fluencia del acero

P_n = Capacidad por carga axial

ϕ = 0.65 (para estribos)

3.6.1.4 Diagrama de interacción

Es una gráfica en donde se representa la relación entre un momento flector y una carga axial en cualquier punto en toda la extensión de una columna armada, su principal uso es determinar el comportamiento de una columna a las fuerzas y determinar el momento máximo que puede resistir.

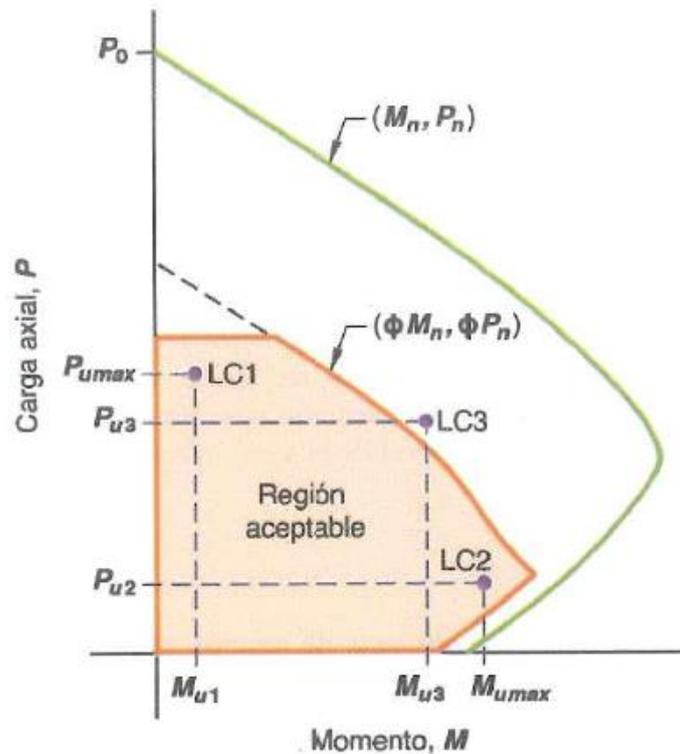


Ilustración 12 diagrama de interacción
(ACI 318-19)

3.6.2 Diseño de vigas de hormigón armado

3.6.2.1 Dimensiones de viga

(McCormac & Brown, 2017) indica que las vigas de concreto reforzado, las secciones más económicas para vigas cortas (hasta 20 o 25 pies de longitud) se obtienen cuando la relación de d a b tiene un valor de entre $1\frac{1}{2}$ a 2.

Esto significa que para una viga ideal su peralte debe de ser el doble de su base, esto también tiene un significado físico debido a que al tener un buen peralte resistirá de mejor manera los esfuerzos de compresión y reducirá las deflexiones. Por tanto, se deduce que es la mejor opción económica debido a que no se desperdicia material con vigas cuadradas y se obtienen mejores resultados, sin embargo, la normativa ACI 318-19 indica que la dimensión mínima de vigas es de 25 cm, no especifica si se refiere a base o altura, lo cual quiere decir que una viga 25x25 cm esta permitida según la normativa, sin embargo, en el aplicativo practico este tipo de viga no tendría un buen comportamiento.

Por tanto, las dimensiones de las vigas se manejarán con una base mínima de 25 cm y el peralte se lo seleccionará a conveniencia y dependiendo de las cargas.

3.6.2.2 Consideraciones para calcular el acero

Para calcular el acero es necesario igualar los esfuerzos de tracción y compresión con el fin de despejar el área de acero, para esto también es necesario conocer el momento ultimo al que está sometido la viga.

$$T = A_s \cdot f_y$$

$$C = 0.85 f'_c \cdot a \cdot b$$

$$0.85 f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

3.6.2.3 Deflexiones

(ACI 318-19) Indica los valores de las deflexiones máximas permitidas las cuales se determinan dividiendo la longitud total de la viga en cm para los coeficientes presentados en la siguiente tabla.

Tabla 11 deflexiones (ACI 318-19)

Table 24.2.2—Maximum permissible calculated deflections

Member	Condition		Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs	Not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections Immediate deflection due to L		Immediate deflection due to maximum of L , S , and R	$\ell/180^{[1]}$
Floors			$\ell/360$	
Roof or floors	Supporting or attached to nonstructural elements	Likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements, which is the sum of the time-dependent deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load ^[2]	$\ell/480^{[3]}$
		Not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^{[4]}$

3.6.2.4 Separación de estribos

Los estribos tienen la función principal de resistir los esfuerzos de cortante y torsión. (NEC-SE-HM-Hormigón-Armado) Determina la separación de estribos de la siguiente manera, estos parámetros se basan en los expuestos en la normativa ACI 318-19 para determinar las separaciones adecuadas.

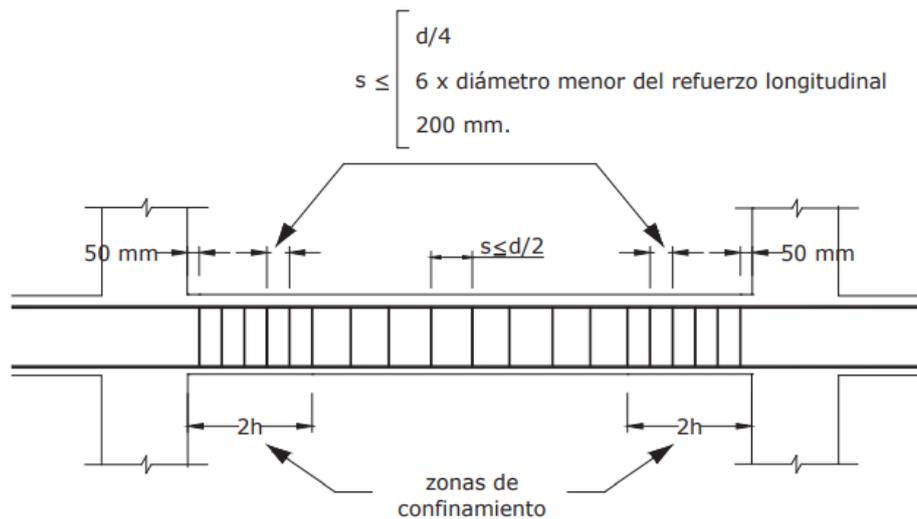


Ilustración 13 Separación de estribos

(NEC-SE-HM-Hormigón-Armado)

3.6.2.5 Resistencia a corte del acero

La normativa ACI 318-19 dispone la siguiente fórmula para determinar el esfuerzo cortante que van a soportar los estribos aplicados.

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

Donde:

A_v = Área de la varilla (se debe considerar el área de todas las varillas que se encuentran verticales)

f_y = Fluencia del acero

d = distancia desde el borde hasta el centro de la varilla

s = separación de estribos

3.6.3 Diseño de losas de hormigón armado

El diseño de una losa de hormigón armado consiste en determinar las dimensiones, el refuerzo y el recubrimiento adecuados para que la losa resista las cargas y los momentos aplicados, cumpliendo con los requisitos de seguridad y servicio establecidos por la norma ACI 318-19.

Se hace la suposición de que una losa en una dirección es una viga rectangular con una relación grande de ancho a longitud. Normalmente, una porción de 12 plg de ancho de la losa se diseña como una viga. (McCormac & Brown, 2017)

Mencionado lo anterior se puede diseñar la losa considerando como si fuera una viga de ancho tributario de un metro en conveniencia para la repartición de cargas, sin embargo, en el caso de los esfuerzos cortantes como una losa no lleva estribos es necesario que el hormigón sea capaz de resistir todos los esfuerzos cortantes que se generen.

3.6.4 Muros de cortante

En el caso de los edificios estos deben de considerar la aplicación de muros con la suficiente rigidez para mitigar los desplazamientos ocasionados por las fuerzas laterales sísmicas, estos muros también deben de disponer de una cuantía de acero de refuerzo.

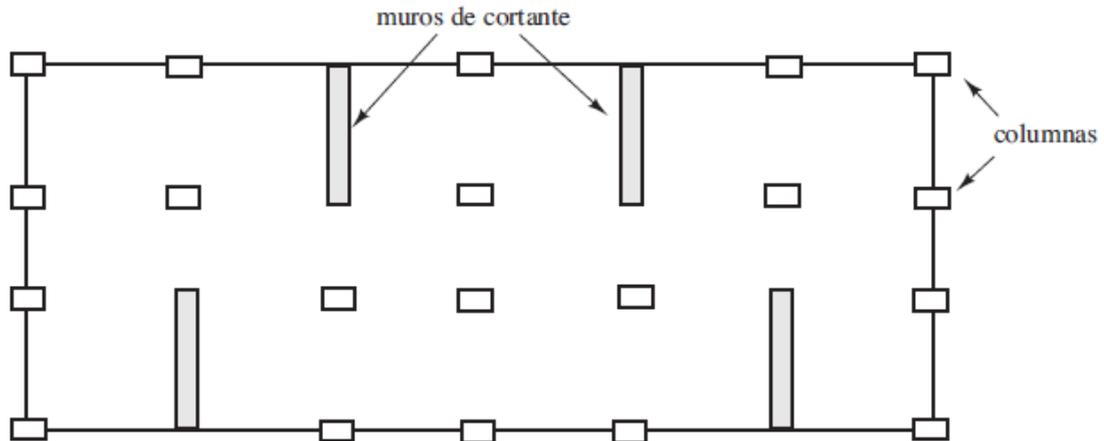


Ilustración 14 aplicación de muros de cortante

(McCormac & Brown, 2017)

3.6.4.1 Fuerzas actuantes en un muro

En la siguiente figura se muestra cómo actúan las fuerzas que se aplican a un muro de cortante dentro de una estructura.

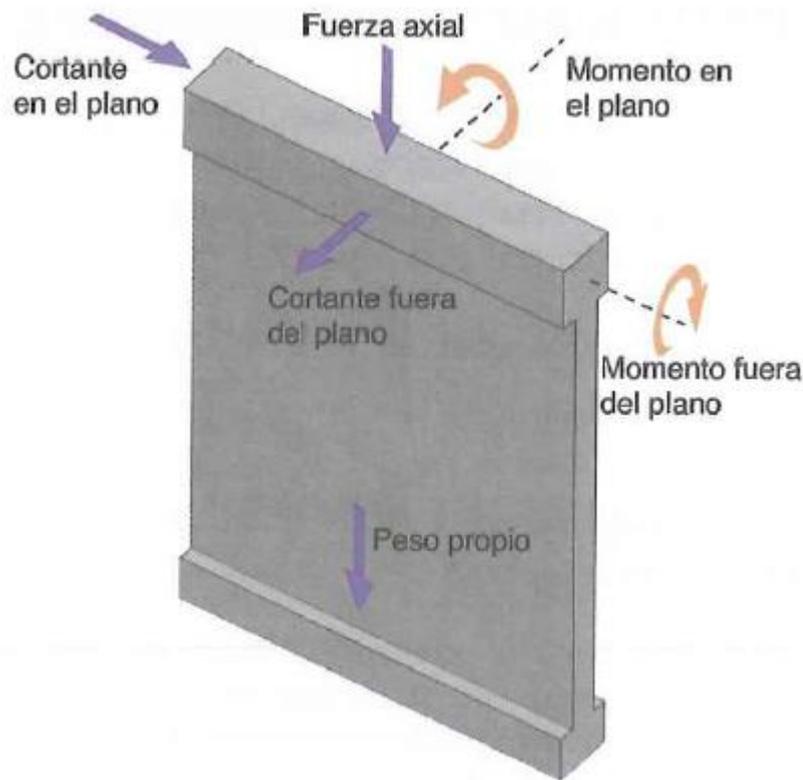


Ilustración 15 Fuerzas en muros

(ACI 318-19) indica que un muro debe diseñarse para cargas axiales excéntricas y cualquier carga lateral de otro tipo a las que estén sometidos.

3.6.4.2 Cálculos del esfuerzo de cortante

(ACI 318-19) determina en su apartado 11.5.4.3 la fórmula para calcular V_n del muro.

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$$

$$\alpha_c = 0.25 \text{ para } h_w / \ell_w \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.17 \text{ para } h_w / \ell_w \geq 2.0$$

donde:

$$\alpha_c = 0.25 \text{ para } h_w / \ell_w \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.17 \text{ para } h_w / \ell_w \geq 2.0$$

α_c varía linealmente entre 0.25 y 0.17 para $1.5 < h_w / \ell_w < 2.0$

3.6.4.3 Refuerzo para muros

Tabla 12 Refuerzo para muros (ACI 318-19)

Tipo de muro	Tipo de refuerzo no preesforzado	Tamaño de la barra o alambre	f_y , MPa	Refuerzo longitudinal mínimo ^[1] , ρ_ℓ	Refuerzo transversal mínimo, ρ_t
Construido en obra	Barras corrugadas	\leq No. 16	≥ 420	0.0012	0.0020
			< 420	0.0015	0.0025
		$>$ No. 16	Cualquiera	0.0015	0.0025
	Refuerzo de alambre electrosoldado	\leq MW200 ó MD200	Cualquiera	0.0012	0.0020
Prefabricado ^[2]	Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	Cualquiera	Cualquiera	0.0010	0.0010

Para el calculo de la cuantía de acero longitudinal en porcentaje se aplica la siguiente fórmula.

$$\rho_\ell = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

Donde:

h_w = altura total del muro

CAPITULO IV

4 METODOLOGÍA

4.1 Determinación de las cargas sobre la losa

En la normativa ecuatoriana de la construcción se especifican las cargas no sísmicas de acuerdo con los materiales a utilizar como se muestra en la siguiente figura un ejemplo de una carga muerta.

Tabla 13 Carga muerta (NEC-SE-CG- Cargas no sísmicas)

Elementos secundarios	
G. Contrapisos y recubrimientos	kN/m ²
Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.22
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0.22

Para la determinación de la carga viva para un uso de vivienda se toma como referencia la carga residencial especificada en la normativa ecuatoriana de la construcción

Tabla 14 Carga viva (NEC-SE-CG- Cargas no sísmicas)

Patios y terrazas peatonales	4.80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm ²)		1.40
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	
Salas de baile	4.80	

Por tanto, realizando los respectivos cálculos se determina las cargas vivas a muertas aplicar en la estructura en la tabla 15. Es de considerar que para llegar a los resultados se realizó la conversión de las cargas de KN/m^2 a kgf/m^2 .

Tabla 15 Cargas a aplicar

Peso de la losa (kgf/m^2)	
Para $1 m^2$	
Losa maciza	480
baldosa cerámica peso (2cm)	36,710
enlucido	30
tabiquería	150
relleno previo acabado	45
carga adicional	30
Total de carga permanente	771,709784
Redondeo	775
carga variable	
CV residencial	203,943

4.2 Cargas para la escalera

Aplicando la misma metodología se determina el cálculo del peso sobre la escalera en la que se realiza una relación con respecto a la cantidad de escalones y la altura de la escalera para determinar la carga que estos representan sobre una losa inclinada.

Tabla 16 Cargas de escalones

Escalones	
h/2	135
conta huella	17
# escalones	7,94118
# de escalones	8
huella	25
peso de cada	122,4
peso Escalones	979,2
Carga escalones	544,00000

La normativa ecuatoriana de la construcción determina los siguientes parámetros para la determinación de las cargas vivas sobre la escalera.

Tabla 17 Cargas vivas sobre escalera (NEC-SE-CG- Cargas no sísmicas)

Escaleras fijas	Ver sección 4.5 ASCE/SEI 7-10	
Escaleras y rutas de escape	4.80	g
Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares	2.00	

Analizando el caso se concluye que la escalera a diseñar es con propósito multifamiliar además de ser la única ruta de escape existente en la edificación, por tanto, la carga a seleccionar para el diseño de la escalera es de 4.80 KN/m^2 .

Tabla 18 Cargas sobre escalera

Peso de la escalera (kgf/m²)				
Para 1 m ²				
losa (20 cm)	480	576	Peso de escalera	576
Escalones	544,00000	652,8	Peso sobre la escalera	760,020
baldoza cerámica peso (2cm)	18,350	22,020		
enlucido	30	36		
relleno previo acabado	41	49,2		

Total de carga permanente	1113,35	1336,02
Redondeo	1115	1338

carga variable		(kgf/m)
CV residencial	490	588

4.3 Modelado de la estructura

Para realizar el modelado 3d de la estructura se agregaron las secciones de los elementos estructurales además de configurar las unidades en *kgf*.

4.3.1 líneas de construcción

Se determinaron las líneas de construcción para los tres ejes, en el eje Z se designaron medias alturas entre las plantas a conveniencia para el modelado de los descansos de la escalera. Para el eje Y se determinaron líneas extras para el modelado de los muros que rodean la escalera además de facilitar la implementación de agujeros conforme al plano arquitectónico.

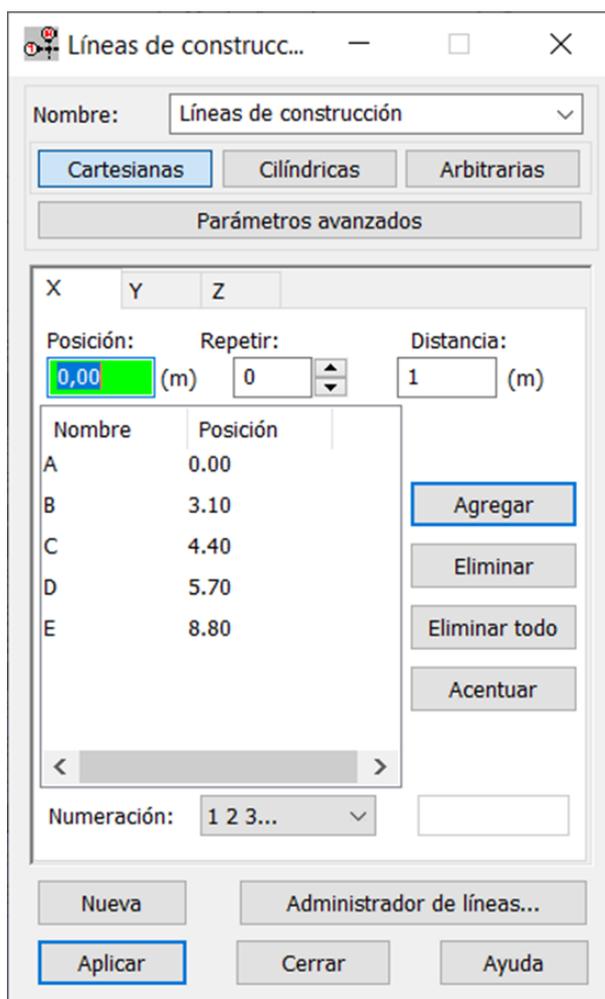


Ilustración 17 eje x

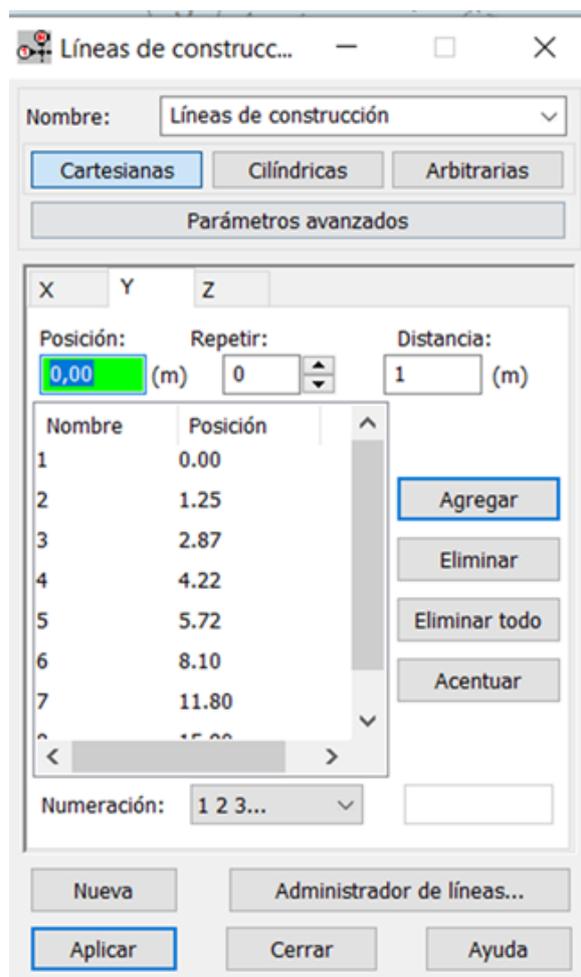


Ilustración 16 eje y

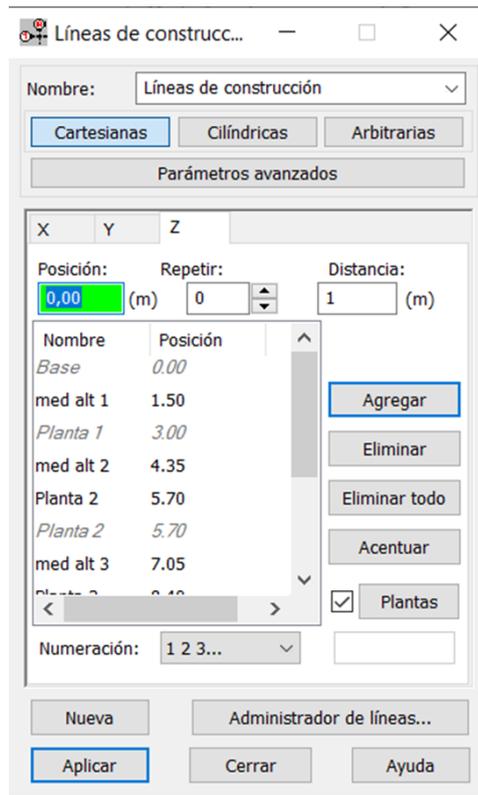


Ilustración 18 eje z

4.3.2 Modelado de columnas

Mediante la herramienta de dibujo de columnas se establece el material de concreto armado $f'c= 250 \text{ kgf/cm}^2$ siendo las colunas laterales de $45*45 \text{ cm}$ y las columnas intermedias de $50*80 \text{ cm}$

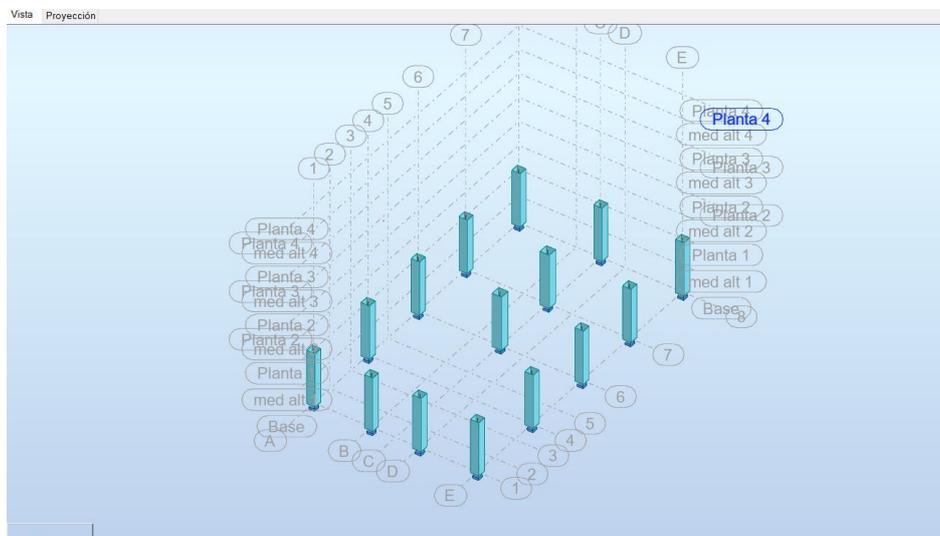


Ilustración 19 columnas

4.3.3 Modelado de muros que rodean escalera

Mediante la herramienta de muros se diseño el acho de 25cm y $f'c= 250 \text{ kgf/cm}^2$

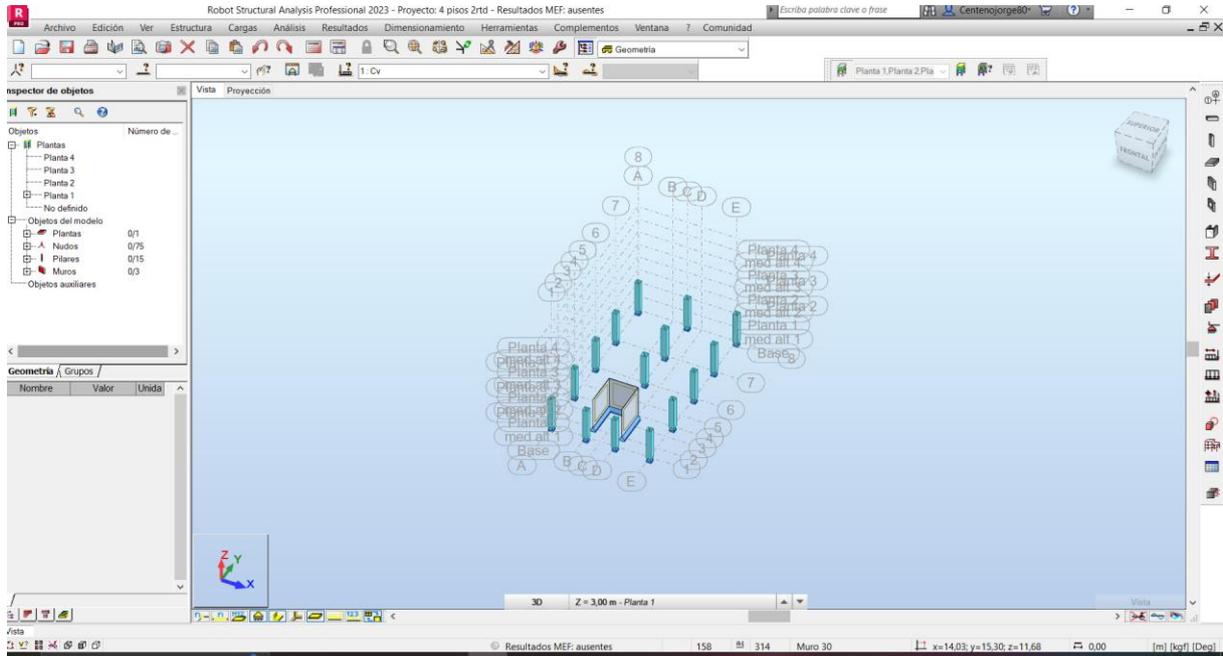


Ilustración 20 muros

4.3.4 Modelado de vigas

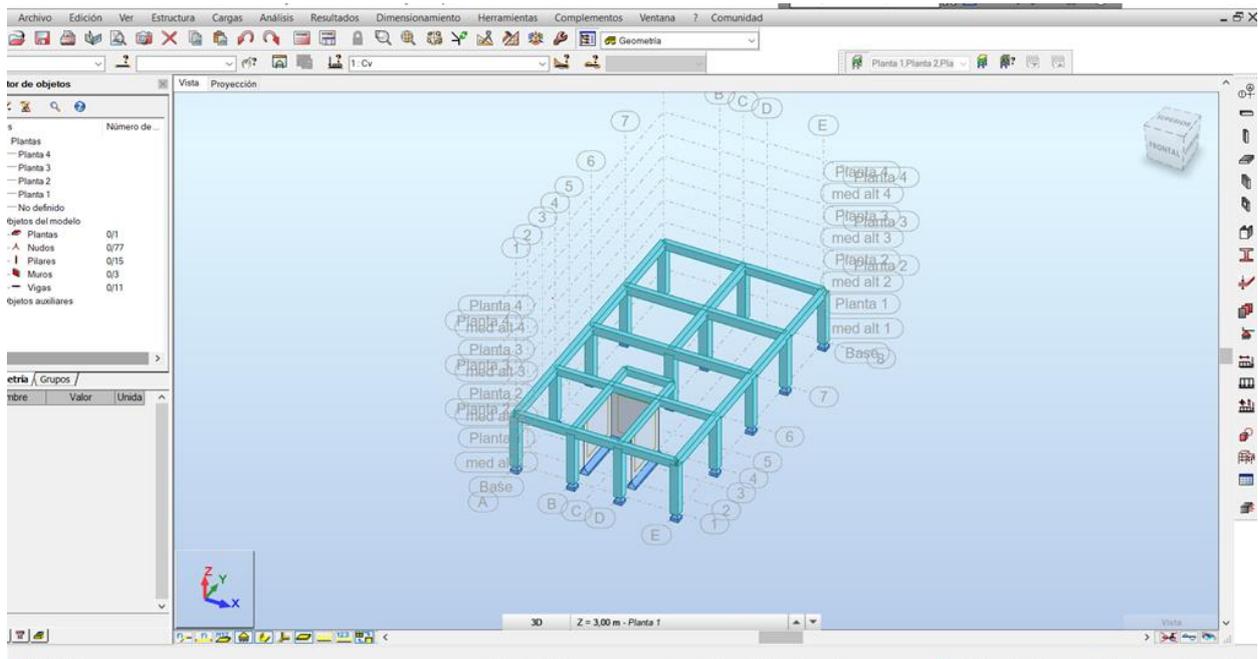


Ilustración 21 Vigas

Para este caso las vigas de borde tienen una base de 30 cm y peralte de 45 cm, las columnas internas tienen base 30 y peralte de 50 cm, además se incluyó el modelado de vigas de la viga para soportar la losa inclinada de la escalera la cual posee una base de 25 y peralte de 35 cm, además de unas vigas extras apoyadas en los muros para soportar un coladizo de losa de acuerdo al plano arquitectónico, todas las vigas tienen un $f'c = 220 \text{ kgf/cm}^2$

4.3.5 Modelado de losa

Para el modelado de la losa se utilizó la configuración de lámina de concreto armado, se configuró la losa con 20 cm de peralte y $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

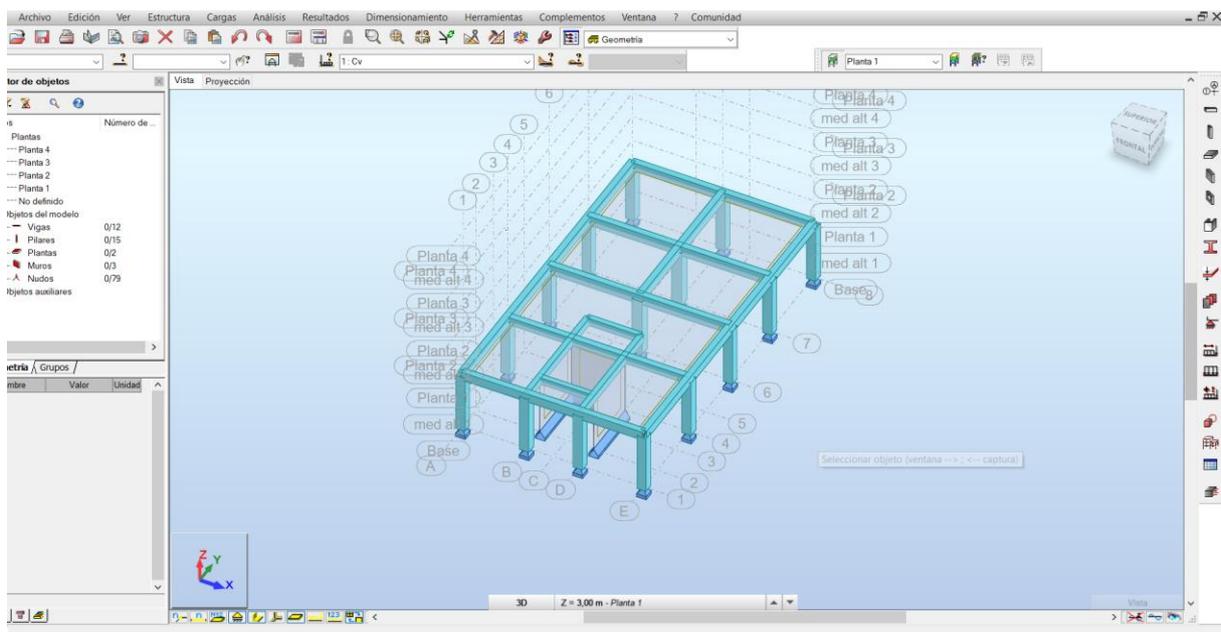


Ilustración 22 Losa

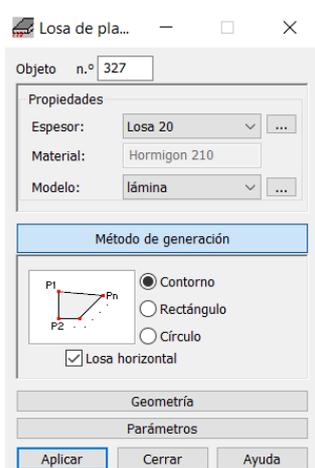


Ilustración 23 Configuración

4.3.6 Escalera

4.3.6.1 Determinación de zona de escalera

Mediante la herramienta de orificio se genera la sección donde se da acceso al primer piso además de generar un agujero extra en la losa como lo indica el plano arquitectónico.

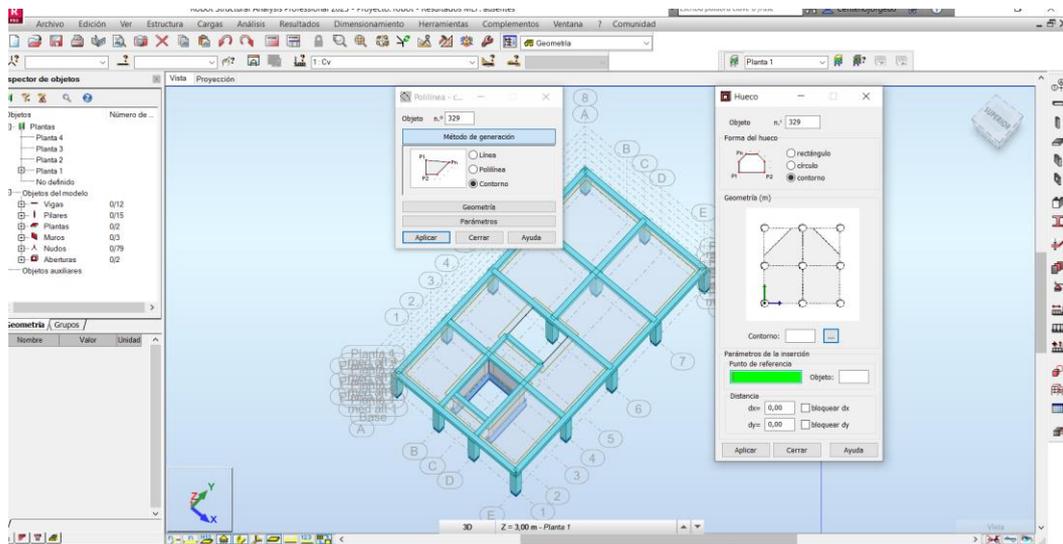


Ilustración 24 Orificio en la losa

4.3.6.2 Modelado de la escalera

Mediante la herramienta de losa se genera el modelado del descanso y de las losas inclinadas que componen la escalera, esta losa tiene un ancho de 20 cm y $f'c= 210 \text{ kgf/cm}^2$

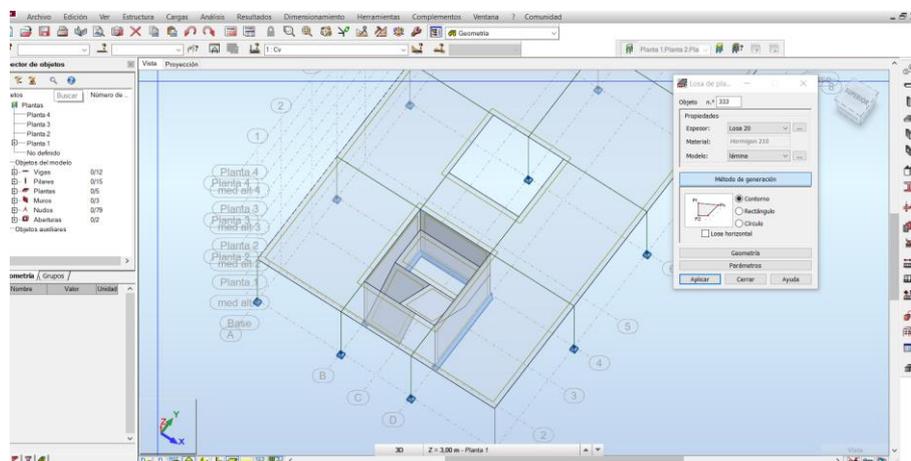


Ilustración 25 escalera

4.3.7 Vista del modelado

Habiendo aplicado todos los conceptos mencionados anteriormente se repite la misma metodología para modelar los pisos siguientes, por tanto, el resultado del modelado 3D se observa de la siguiente manera.

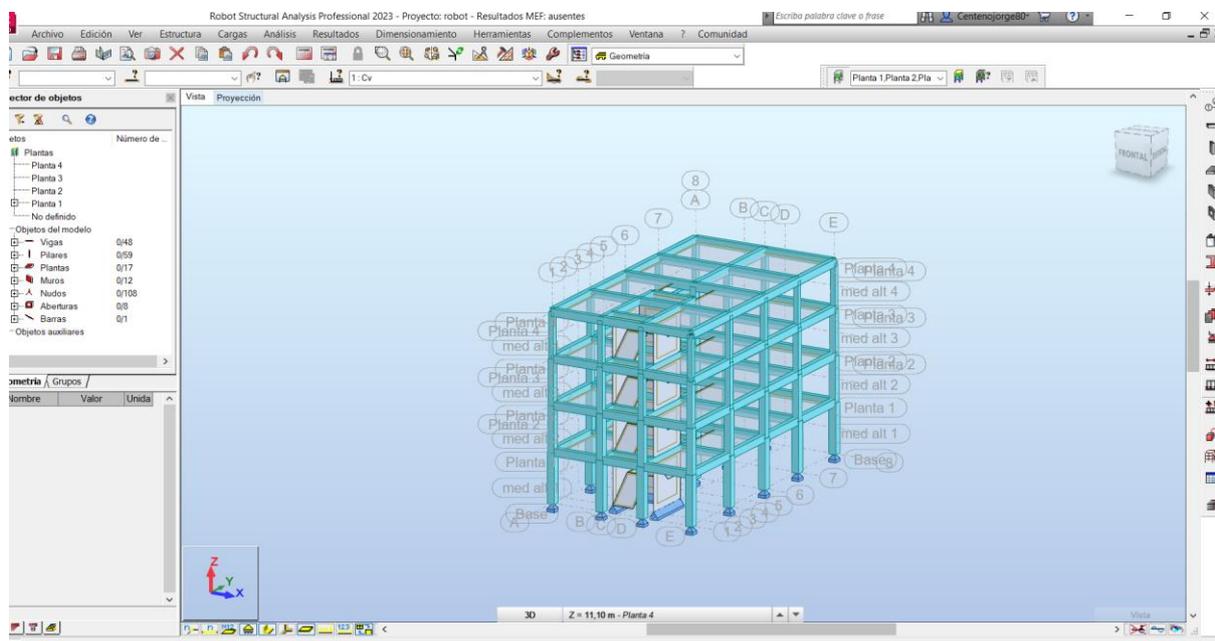


Ilustración 26 Modelado 3D

4.4 Consideraciones para el análisis estático

4.4.1 Determinación de geología local

Debido a los datos de la zona se considera el tipo suelo de perfil E para las consideraciones siguientes.

E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un

Ilustración 27 Perfil del suelo

(NEC-SE-DS- peligro sísmico)

4.4.2 Razón de aceleración espectral

El factor η se define como la razón entre la aceleración espectral S_a a período estructural $T = 0.1$ s y el PGA para el período de retorno seleccionado. Su valor depende de la región del Ecuador. (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

También se indica que su valor depende de la ubicación geográfica, para la costa a excepción de la provincia de Esmeraldas su valor se define en 1.8

4.4.3 Factor Z y coeficientes del perfil del suelo

La zona de La Libertad de acuerdo con el mapa sísmico del Ecuador se encontraría en la zona roja con una caracterización de peligro sísmico de muy alta con un factor Z de 0,5.

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

Ilustración 28 Factor Z

(NEC-SE-DS- peligro sísmico)

El factor F_a se define en 0,85 como lo indica la siguiente imagen:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Ilustración 29 Factor F_a

El factor F_d se define en 1,5 como lo indica la siguiente imagen:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Ilustración 30 Factor F_d

El factor F_s se define en 2 como lo indica la siguiente imagen:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Ilustración 31 Factor F_s

4.4.4 Periodo fundamental de vibración de la estructura

Se representa por la fórmula impuesta por (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Ilustración 32 periodo

Como se tienen muros alrededor de la escalera se seleccionan los siguientes parámetros.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0.055 * 11.1^{0.75}$$

$$T = 0.334$$

4.4.5 Coeficientes de regularidad en planta y elevación

Los coeficientes se determinan analizando la normativa (NEC-SE-DS- peligro sísmico)

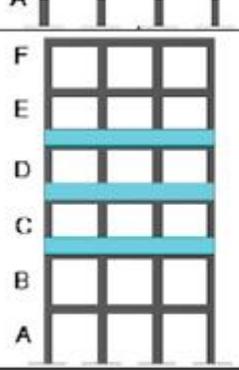
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</p>	

Ilustración 33 coeficiente de regularidad en elevación

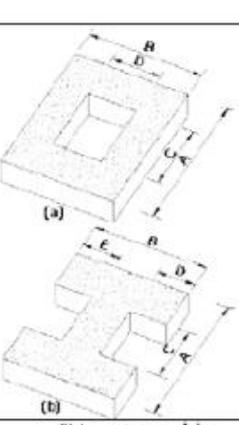
<p>estructura en la dirección del entrante.</p> <p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_P = 0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</p>	<p>Sistemas no paralelos</p>

Ilustración 34 Coeficiente de regularidad en planta

Analizando las imágenes anteriores se define $\phi_E = 0.9$ y $\phi_P = 0.9$

4.4.6 Factor de resistencia sísmica R

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Ilustración 35 Resistencia sísmica

De acuerdo con el sistema estructural el factor de resistencia sísmica se determina en 7.

4.4.7 Espectro de respuesta elástico

Obteniendo los valores anteriores se puede realizar el cálculo de S_a

$$S_a = n * z * f_a$$

$$S_a = 1.8 * 0.4 * 0.85$$

$$S_a = 0.612$$

4.4.8 Periodo límite de vibraciones en el espectro sísmico elástico en aceleraciones

$$T_0 = 0.1 f_s * f_d / f_a$$

$$T_0 = 0.1 * 2 * 1.5 / 0.85$$

$$T_0 = 0.353$$

4.4.9 Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico

$$T_C = 0.55 f_s * f_d / f_a$$

$$T_C = 0.55 * 2 * 1.5 / 0.85$$

$$T_0 = 1.941$$

4.4.10 Categoría de la estructura

Analizando la siguiente tabla se define que el coeficiente $I = 1$ Debido a no clasifica dentro de lo expuesto.

Tabla 19 Clasificación de estructura

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

4.4.11 Espectro elástico

Mediante los cálculos realizados se plantea el espectro elástico de la siguiente manera.

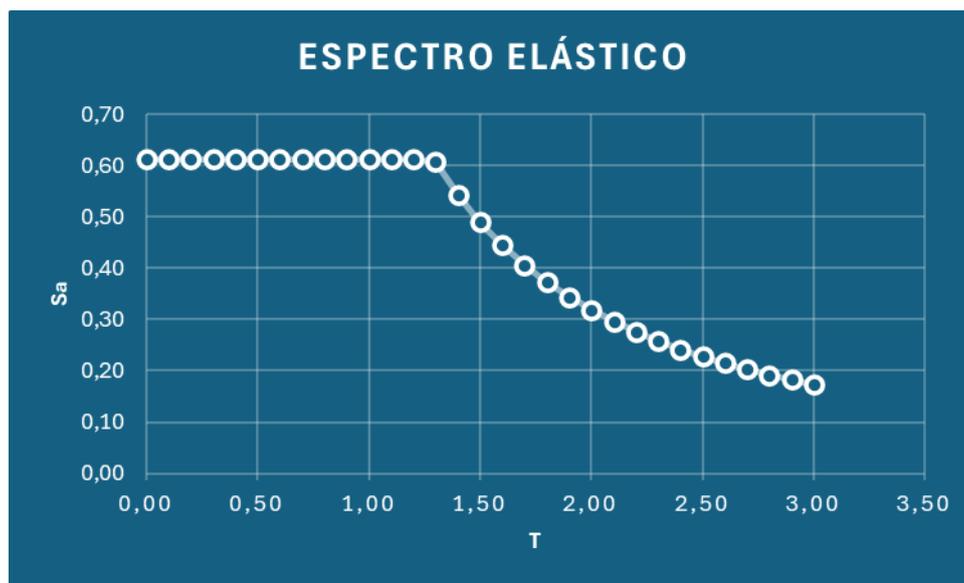


Ilustración 36 Espectro elástico

Tabla 20 datos del espectro elástico

T(s)	Sa
0,00	0,61
0,10	0,61
0,20	0,61
0,30	0,61
0,40	0,61
0,50	0,61
0,60	0,61
0,70	0,61
0,80	0,61
0,90	0,61
1,00	0,61
1,10	0,61
1,20	0,61
1,30	0,61
1,40	0,54
1,50	0,49
1,60	0,45
1,70	0,41
1,80	0,37
1,90	0,34
2,00	0,32
2,10	0,30
2,20	0,28
2,30	0,26
2,40	0,24
2,50	0,23
2,60	0,21
2,70	0,20
2,80	0,19
2,90	0,18
3,00	0,17

4.4.12 Cálculo de cortante basal

$$V = \frac{I \cdot S_A(T_A)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_R} \cdot W$$

$$V = \frac{1 * 0.612}{7 * 0.9 * 0.9} \cdot 1152 \text{ ton}$$

$$V = 124.34 \text{ ton}$$

Se estima que el peso total del edificio es de 1152 toneladas considerando que está cargado aplicando la combinación (1,2D+1,6L).

4.4.13 Repartición de las cargas por cada piso

Obteniendo los resultados considerados en toneladas se calculan la repartición de cargas por cada piso utilizando el valor de cortante basal previamente calculado.

Tabla 21 Repartición de cargas por cada piso

Piso	w	li	wli	V%	fi	Vi
Azotea	280,99	11,1	3118,989	0,387	48,15	124,34000
3	285,6	8,4	2399,04	0,2979	37,03506	76,19076
2	289,3	5,7	1649,01	0,205	25,46	39,1557
1	295,8	3	887,4	0,11	13,6992	13,6992
		total	8054,439			

4.4.14 Análisis Estructural preliminar

Una vez obtenidas las cargas gravitacionales y sísmicas se proceden a aplicarlas en el modelo estructural en la cual se muestran los siguientes resultados.

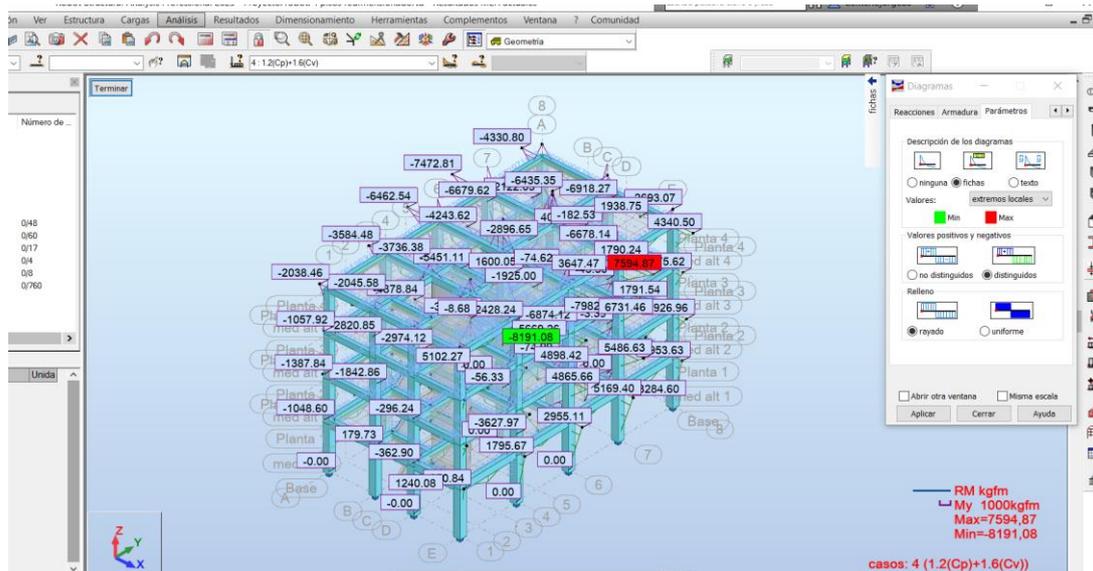


Ilustración 37 Diagrama de momentos

Aplicando las cargas en el sistema estructural inicial se observan los momentos producidos por las cargas de gravedad.

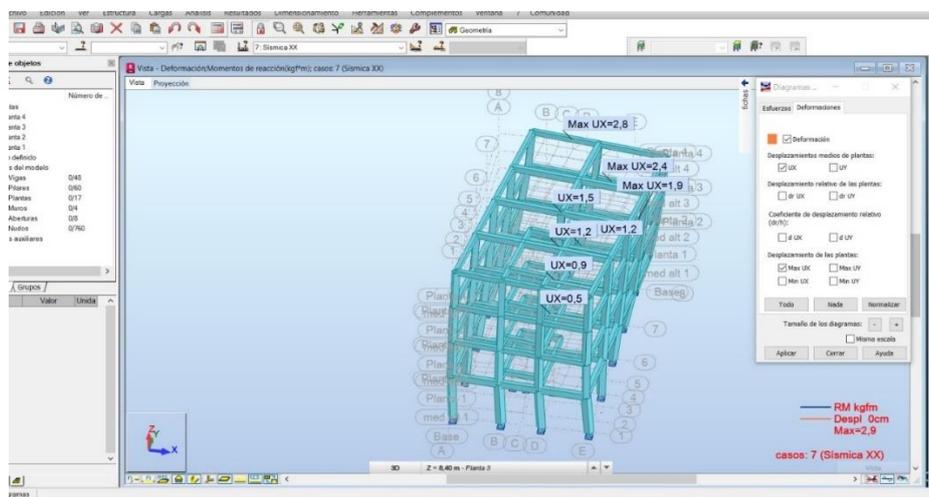


Ilustración 38 Torción por carga sísmica

Cuando el centro de gravedad no coincide con el centro geométrico del edificio se produce una excentricidad. Al aplicar la carga en el centro de gravedad se produce torción en el edificio por tanto se realizarán modificaciones en los elementos estructurales y se colocarán muros de cortante para mitigar las torciones ocasionadas por la carga sísmica.

4.5 Análisis estático

4.5.1 Dimensiones finales y peso de la estructura por cada piso

Se estima que el peso total del edificio considerando las cargas sobre la losa aplicando la combinación (1,2D+1,6L) lo cual se representa como 1256 kgf/m^2 o 1.256 ton/m^2 , como resultado se establece el peso total del edificio en 941,97 toneladas.

Tabla 22 Piso 1

Piso 1						
elemento	x	y	z	peso	cantidad	total ton
Losa	9	16	0,2	2,4	1	250,0284672
Columnas	0,5	0,5	3	2,4	11	19,8
Columnas	0,5	0,5	3	2,4	2	3,6
vigas	0,3	0,35	9	2,4	2	4,536
vigas	0,25	0,35	16	2,4	2	6,72
vigas	0,3	0,4	9	2,4	2	5,184
vigas	0,25	0,35	5,3	2,4	2	2,226
vigas	0,25	0,35	2,4	2,4	2	1,008
muros	0,3	2,8	3	2,4	2	12,096
muros	0,3	1,3	3	2,4	2	5,616
muros	0,3	2,6	3	2,4	1	5,616

muros	0,35	1,75	3	2,4	2	8,82
					total	325,2504672

Tabla 23 Piso 2

Piso 2						
elemento	x	y	z	peso	cantidad	total ton
Losa	9	16	0,2	2,4	1	250,0284672
Columnas	0,45	0,45	2,7	2,4	11	14,4342
Columnas	0,45	0,45	2,7	2,4	2	2,6244
vigas	0,3	0,35	9	2,4	2	4,536
vigas	0,25	0,35	16	2,4	2	6,72
vigas	0,3	0,4	9	2,4	2	5,184
vigas	0,25	0,35	5,3	2,4	2	2,226
vigas	0,25	0,35	2,4	2,4	2	1,008
muros	0,3	2,8	2,7	2,4	2	10,8864
muros	0,3	1,3	2,7	2,4	4	10,1088
muros	0,3	2,6	2,7	2,4	1	5,0544
muros	0,35	1,75	2,7	2,4	2	7,938
					total	320,7486672

Tabla 24 Piso 3

Piso 3						
elemento	x	y	z	peso	cantidad	total TON
Losa	9	16	0,2	2,4	1	250,0284672
Columnas	0,4	0,4	2,7	2,4	11	11,4048
Columnas	0,4	0,4	2,7	2,4	2	2,0736
vigas	0,3	0,35	9	2,4	2	4,536
vigas	0,25	0,35	16	2,4	2	6,72
vigas	0,3	0,4	9	2,4	2	5,184
vigas	0,25	0,35	5,3	2,4	2	2,226
vigas	0,25	0,35	2,4	2,4	2	1,008
muros	0,3	2,8	2,7	2,4	2	10,8864
muros	0,3	1,3	2,7	2,4	4	10,1088
muros	0,3	2,6	2,7	2,4	1	5,0544
muros	0,35	1,75	2,7	2,4	2	7,938
					total	317,1684672

Tabla 25 Piso 4

Piso 4						
elemento	x	y	z	peso	cantidad	total TON
Losa	9	16	0,2	2,4	1	250,0284672
Columnas	0,35	0,35	2,7	2,4	13	10,3194
Columnas	0,35	0,35	2,7	2,4	2	1,5876
vigas	0,3	0,35	9	2,4	2	4,536
vigas	0,25	0,35	16	2,4	2	6,72
vigas	0,3	0,4	9	2,4	2	5,184
vigas	0,25	0,35	5,3	2,4	2	2,226
vigas	0,25	0,35	2,4	2,4	2	1,008
muros	0,3	2,8	2,7	2,4	2	10,8864
muros	0,3	1,3	2,7	2,4	4	10,1088

muros	0,3	2,6	2,7	2,4	1	5,0544
muros	0,35	1,75	2,7	2,4	2	7,938
					total	315,5970672

4.5.2 Cortante basal

$$V = \frac{I \cdot S_A(T_A)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_R} \cdot W$$

$$V = \frac{1 * 0,612}{7 * 0,9 * 0,9} \cdot 952,28 \text{ ton}$$

$$V = 102,75 \text{ ton}$$

Se establece que el valor de cortante basal es de 101,67 toneladas.

4.5.3 Repartición de carga sísmica

Considerando las nuevas dimensiones de los elementos de recalcu la fuerza sísmica lateral por cada piso obteniendo como resultado la siguiente tabla.

Tabla 26 Cargas laterales

Piso	w	li	wli	V%	fi	Vi
Azotea	280,99	11,1	3118,989	0,387	40,25	103,94000
3	285,6	8,4	2399,04	0,2979	30,95886	63,69043
2	289,3	5,7	1649,01	0,205	21,28	32,7316
1	295,8	3	887,4	0,11	11,4516	11,4516
		total	8054,439			

4.5.4 Modelado final

En el modelado final se aplicaron muros estructurales en la escalera y muros de cortante en las esquinas para mitigar las torciones producidas por la carga sísmica.

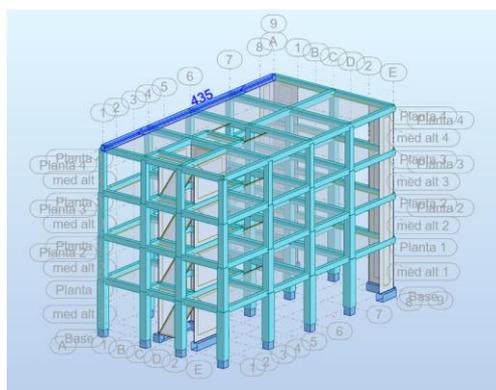


Ilustración 39 Modelado final

4.5.5 Centro de gravedad

Al considerar cambios de secciones en los elementos estructurales se altera ligeramente el centro de gravedad, se muestran las coordenadas del centro de gravedad en las cuales e proceden a aplicar las cargas sísmicas conforme a la repartición por cada piso detalladas en la tabla 26.

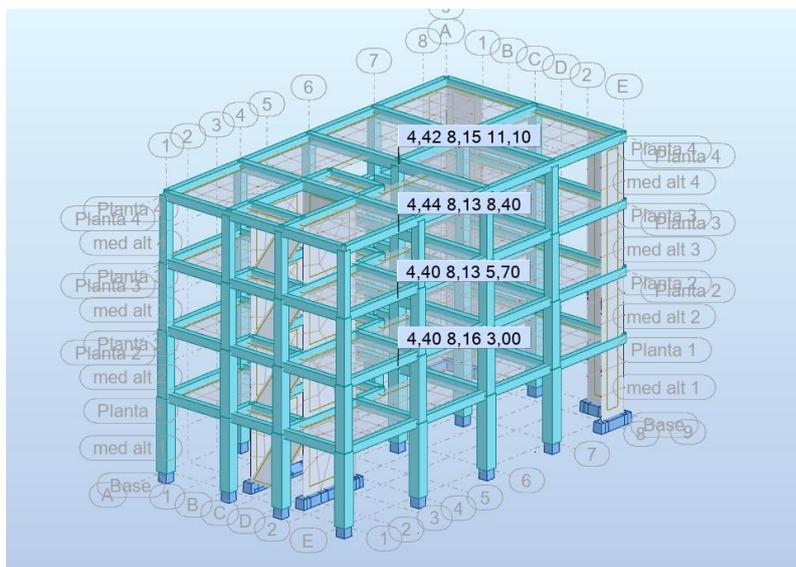


Ilustración 40 centro de gravedad

4.5.6 Análisis estático

4.5.6.1 Análisis en sentido X

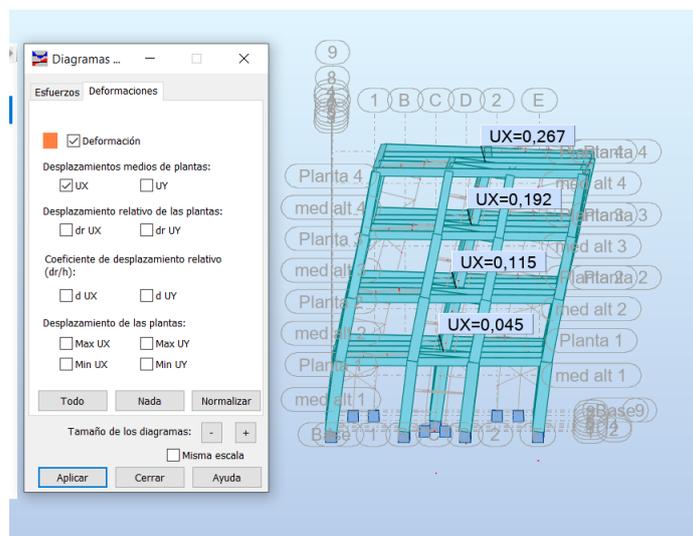


Ilustración 41 Sismo en dirección X

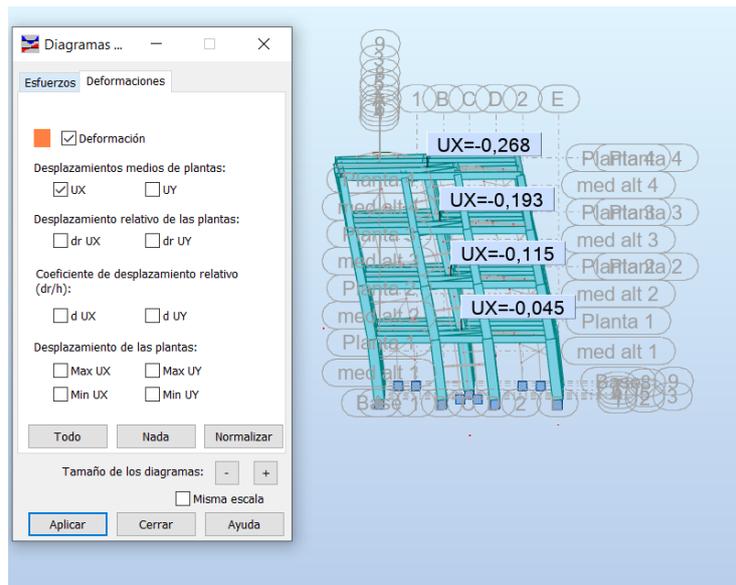


Ilustración 42 Sismo en dirección -X

Aplicando las fuerzas laterales en el centro de gravedad se observa como mediante la aplicación de muros de cortante se contrarrestan las torciones producidas por la excentricidad

4.5.6.2 Análisis en sentido Y

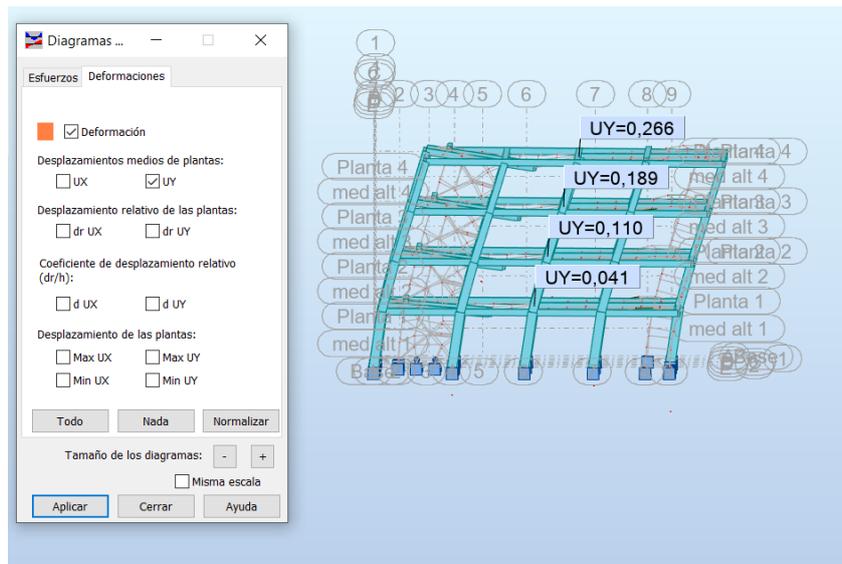


Ilustración 43 Sismo en dirección Y

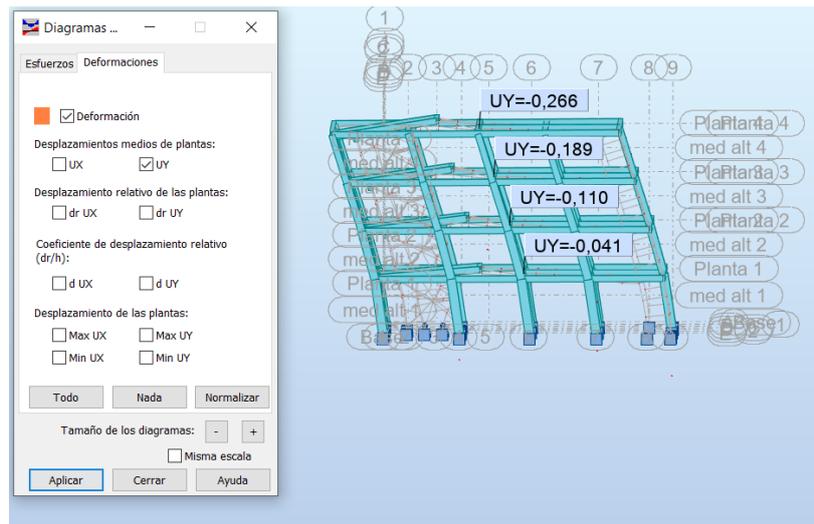


Ilustración 44 Sismo en dirección -Y

En el caso del sismo en dirección Y no existían deformaciones ni excentricidades que produjeran torciones, sin embargo, por beneficio geométrico se colocaron muros en dirección Y los cuales, aunque no soportan gran esfuerzo de torsión ayudan a controlar los desplazamientos laterales.

4.5.7 Cálculo de derivas

4.5.7.1 Rigideces

Aplicando la teoría de Wilbur para pórticos de concreto armado se realiza el cálculo de las rigideces por cada piso, a estas rigideces también consideran la rigidez que aportan los muros y su aplicación a los pisos.

4.5.7.2 Rigidez Eje X

Para calcular la rigidez en eje x es necesario considerar que en la configuración estructural hace que los pórticos sean distintos como se ve a continuación.

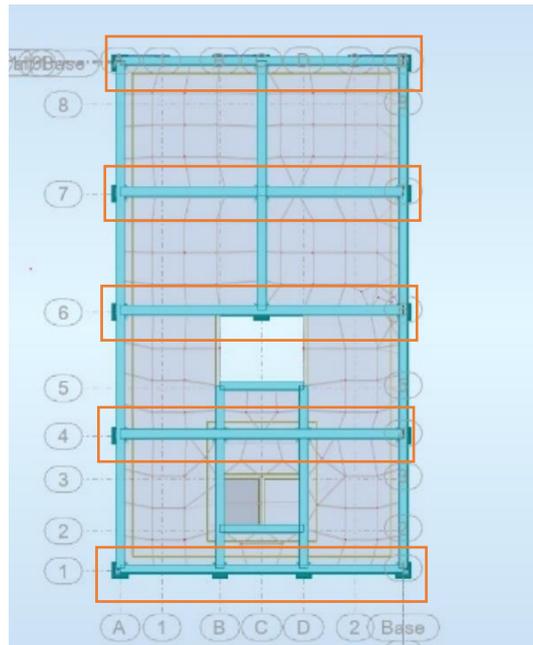


Ilustración 45 Pórticos en eje X

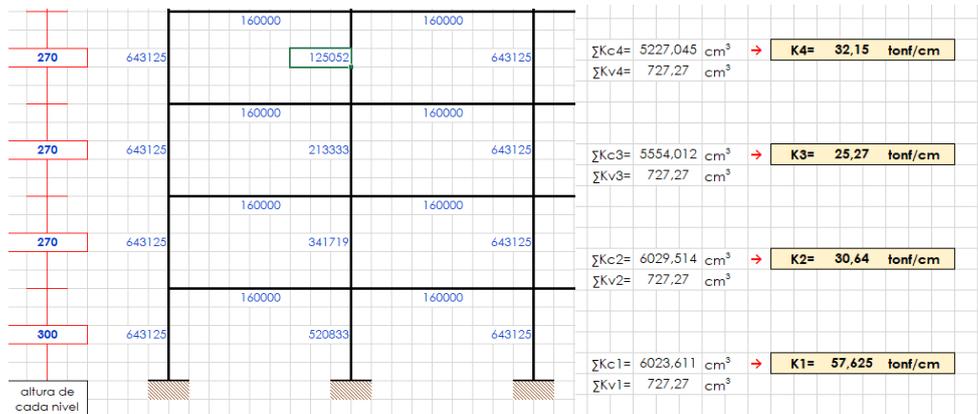


Ilustración 46 Wilbur para eje X

En la imagen 46 se muestra el ejemplo del aplicativo del método de wilbur para el cálculo de las rigideces por piso, aplicando esta metodología se realizan los cálculos para toda la estructura y los pórticos en el eje x obtenido los siguientes resultados.

Tabla 27 Cargas Rigidez eje X

Análisis en x									
Planta	K Pórtico 1	K Pórtico 2	K Pórtico 3	K pórtico 4	# pórticos 1	# Pórticos 2	# Pórtico 3	# pórtico 4	Rigidez total
4	71220	11719	22450	32150	1	1	2	1	159989
3	118190	138870	21870	25270	1	1	2	1	326070
2	183640	171350	27970	30640	1	1	2	1	441570
1	210000	165778	52966	57625	1	1	2	1	539335

4.5.7.2.1 Matriz de rigidez eje X

Aplicando la siguiente ecuación se determina la matriz de rigidez para el eje X.

$$K = \begin{bmatrix} k1 + k2 & -k2 & 0 & 0 \\ -k2 & k2 + k3 & -k3 & 0 \\ 0 & -k3 & k3 + k4 & -k4 \\ 0 & 0 & -k4 & k4 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} 980905 & -441570 & 0 & 0 \\ -441570 & 767640 & -326070 & 0 \\ 0 & -326070 & 486059 & -159989 \\ 0 & 0 & -159989 & 159989 \end{bmatrix}$$

4.5.7.3 Desplazamiento en X

Para el cálculo de las derivas se procede aplicar la siguiente formula:

$$\Delta = K^{-1} * F$$

Aplicándola el cálculo de deriva en eje x se determina:

$$\Delta = \begin{bmatrix} 1.85x10^{-6} & 1.85x10^{-6} & 1.85x10^{-6} & -1.85x10^{-6} \\ 1.85x10^{-6} & 4.11x10^{-6} & 4.11x10^{-6} & 4.11x10^{-6} \\ 1.85x10^{-6} & 4.11x10^{-6} & 7.18x10^{-6} & 7.18x10^{-6} \\ 1.85x10^{-6} & 4.11x10^{-6} & 7.18x10^{-6} & 1.34x10^{-5} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 11.45 \\ 21.28 \\ 30.95 \\ 49.25 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.09x10^{-4} \\ 4.39x10^{-4} \\ 6.85x10^{-4} \\ 9.92x10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$\Delta = \begin{bmatrix} 2.09x10^{-4} \\ 4.39x10^{-4} \\ 6.85x10^{-4} \\ 9.92x10^{-4} \end{bmatrix}$$

Verificando las derivas de piso podemos afirmar que se cumple con lo impuesto por la normativa debido a que las derivas máximas en caso del hormigón armado son de 0.02 o expresado en notación científica $2x10^{-3}$.

4.5.7.4 Rigidez en Y

Aplicando la misma metodología se procede a calcular las rigideces en los pórticos del eje Y.

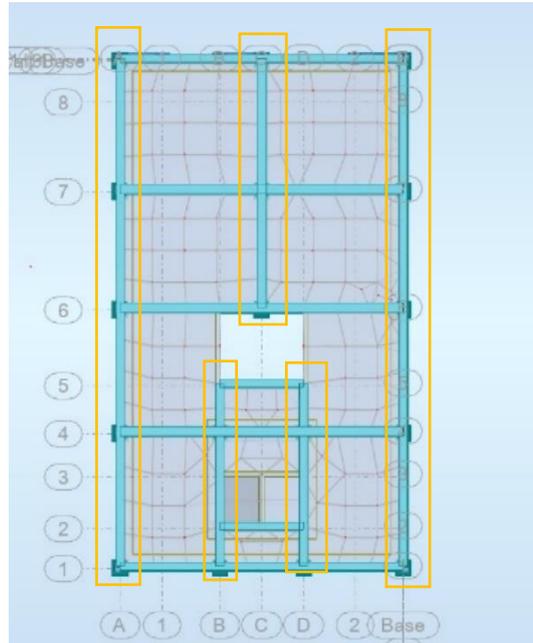


Ilustración 47 Pórticos en eje Y

Aplicando la metodología de wilbur se calculan las rigideces de los pórticos por cada piso en el sentido Y.

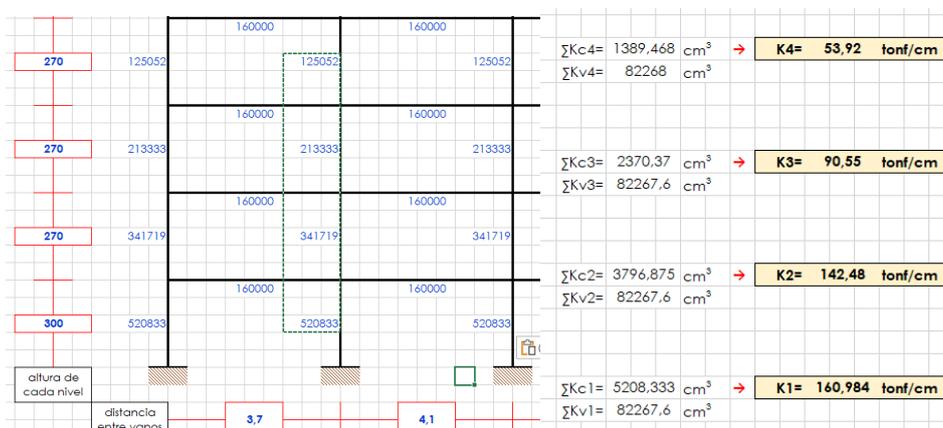


Ilustración 48 Wilbur en eje Y

Tabla 28 Cargas Rigidez eje Y

Análisis en y							
Planta	K Pórtico 1	K Pórtico 2	k Pórtico 3	# pórticos 1	# Pórticos 2	# pórtico 3	Rigidez total
4	113830	108330	53920	2	2	1	498240
3	162510	120160	90550	2	2	1	655890
2	232460	137920	14248	2	2	1	755008
1	246386	120601	160984	2	2	1	894958

4.5.7.5 Matriz de rigidez eje Y

Aplicando la metodología anterior se procede a calcular la matriz para el eje Y.

$$K = \begin{bmatrix} k1 + k2 & -k2 & 0 & 0 \\ -k2 & k2 + k3 & -k3 & 0 \\ 0 & -k3 & k3 + k4 & -k4 \\ 0 & 0 & -k4 & k4 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} 1649966 & -755008 & 0 & 0 \\ -755008 & 1410898 & -655890 & 0 \\ 0 & -655890 & 1154130 & -498240 \\ 0 & 0 & -498240 & 498240 \end{bmatrix}$$

4.5.7.6 Desplazamiento en Y

Para el cálculo de las derivas se procede aplicar la siguiente formula:

$$\Delta = K^{-1} * F$$

Aplicándola el cálculo de deriva en eje x se determina:

$$\Delta = \begin{bmatrix} 7.64x10^{-7} & 3.45x10^{-7} & -1.37x10^{-7} & -1.37x10^{-7} \\ 3.45x10^{-7} & 7.54x10^{-7} & -2.99x10^{-7} & -2.99x10^{-7} \\ -1.37x10^{-7} & -2.99x10^{-7} & -4.86x10^{-7} & -4.86x10^{-7} \\ -1.37x10^{-7} & -2.99x10^{-7} & -4.86x10^{-7} & -4.86x10^{-7} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 11.45 \\ 21.28 \\ 30.95 \\ 49.25 \end{bmatrix}$$

$$\Delta = \begin{bmatrix} 5.1x10^{-6} \\ -4x10^{-6} \\ -4.69x10^{-5} \\ 5.19x10^{-5} \end{bmatrix}$$

Verificando las derivas de piso podemos afirmar que se cumple con lo impuesto por la normativa debido a que las derivas máximas en caso del hormigón armado son de 0.02 o $2x10^{-2}$.

4.6 Diseño de elementos de hormigón armado

4.6.1 Diseño de losa

Para diseñar la losa se la considera como si fuera una viga de peralte de 20 cm y base de un metro, esto con el fin de calcular el acero a tracción y compresión por metro cuadrado, además de la aplicación a conveniencia para la aplicación de las cargas, las cuales ya se las calculó anteriormente y están en unidades de metros cuadrados.

4.6.1.1 Momentos y cortantes de diseño para losa

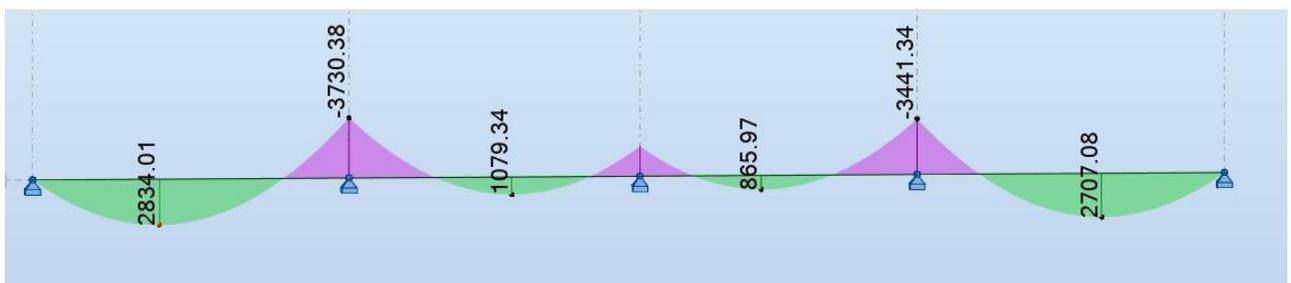


Ilustración 49 diagramas de momentos máximos sobre la losa

Aplicando las combinaciones de carga se obtienen los momentos máximos en un modelo matemático que representa la losa de un metro de base y peralte de 20 cm. En este caso se seleccionan como momentos de diseño los valores mas altos en el tramo y apoyo los cuales son $2830 \text{ kgf}\cdot\text{m}$ y $3730 \text{ kgf}\cdot\text{m}$.

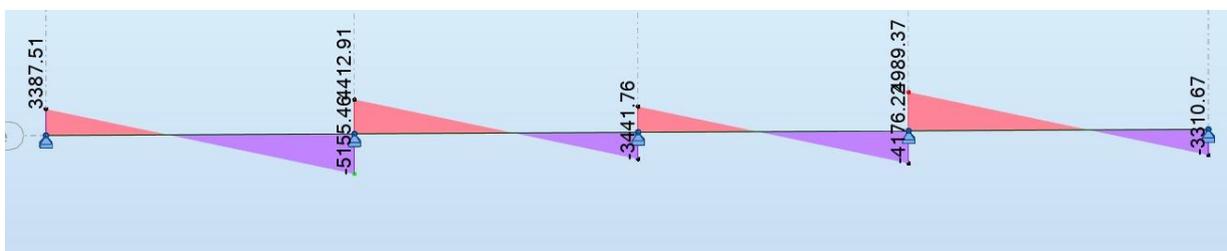


Ilustración 50 diagramas de cortante sobre la losa

De igual manera se obtienen los cortantes máximos sobre la losa.

4.6.1.2 Cálculo de losa

4.6.1.2.1 Acero de refuerzo

Para calcular el acero de refuerzo se considera una base 100 cm, peralte de 20 cm, recubrimiento de 3 cm, resistencia del hormigón de $210 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ y fluencia del acero de $4200 \text{ kgf}/\text{cm}^2$

Verificación en el tramo con momento ultimo de 2830 *kgf.m*

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{0.85f'c\phi b}}}{\frac{fy}{0.85f'cb}} \quad A_s = \frac{17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 * 2834 * 100}{0.85 * 210 * 0.9 * 100}}}{\frac{4200}{0.85 * 210 * 100}} \quad A_s = 4.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{fy} bd \quad A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} 100 * 17 \quad A_{s_{min}} = 5.67 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se selecciona el acero mínimo y se colocan 4 varillas de 12 mm.

$$A = \frac{\pi * \theta^2}{4} \quad A_s = \frac{6 * \pi * 1.2^2}{4} \quad A_s = 6.78 \text{ cm}^2$$

Considerando las ecuaciones de equilibrio se deduce que:

$$T = 4200 A_s \quad A_s = 4.25a$$

$$C = 0.85 * 210 * 100 * a$$

Por tanto:

$$a = \frac{6.78}{4.25} \quad a = 1.59 \text{ cm}$$

Aplicando la fórmula de momento nominal se obtiene la resistencia a momento de la losa

$$M_n = C * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + T * \left(\frac{h}{2} - r\right)$$

$$M_n = 4155.8 \text{ kgf.m}$$

Verificación en el tramo con momento ultimo de 2830 *kgf.m*

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{0.85f'c\phi b}}}{\frac{fy}{0.85f'cb}} \quad A_s = \frac{17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 * 3730 * 100}{0.85 * 210 * 0.9 * 100}}}{\frac{4200}{0.85 * 210 * 100}} \quad A_s = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} b d \quad A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} 100 * 17 \quad A_{s_{min}} = 5.67 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se selecciona el acero mínimo y se colocan 4 varillas de 12 mm.

$$A = \frac{\pi * \theta^2}{4} \quad A_s = \frac{6 * \pi * 1.2^2}{4} \quad A_s = 6.78 \text{ cm}^2$$

Considerando las ecuaciones de equilibrio se deduce que:

$$T = 4200 A_s \quad A_s = 4.25a$$

$$C = 0.85 * 210 * 100 * a$$

Por tanto:

$$a = \frac{6.78}{4.25} \quad a = 1.59 \text{ cm}$$

Aplicando la fórmula de momento nominal se obtiene la resistencia a momento de la losa

$$M_n = C * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + T * \left(\frac{h}{2} - r \right)$$

$$M_n = 4155.8 \text{ kgf.m}$$

4.6.1.2.2 Verificación de deflexiones

$$f_r = 2 * 1 * \sqrt{f_c}$$

$$f_r = 2 * 1 * \sqrt{210}$$

$$f_r = 28.98$$

$$Y_c = \frac{h}{2} \quad Y_c = 10 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{100 * 20^3}{12} \quad I_g = 66666.67 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_c} \quad M_{cr} = 193218,357 \quad \frac{2}{3} M_{rc} = 1288.12 \text{ kgf.m}$$

$$M_{act \text{ tramo}} = 2042 \text{ kgf.m} \quad M_{act \text{ tramo}} = 2648 \text{ kgf.m}$$

Como dos tercios del momento de agrietamiento es mayor a los momentos actuantes la sección se agrieta en el tramo y apoyo por tanto se aplica la fórmula de inercia agrietada.

$$I_{cr} = b * \frac{c^3}{3} + n * A_s (h - r - c)^2$$

$$I_{cr \text{ tramo}} = 15097$$

$$I_{cr \text{ apoyo}} = 14891$$

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{2 * M_{cr}}{3 * 100} \right) * \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$$

$$I_{e \text{ tramo}} = 21513 \text{ cm}^4$$

$$I_{e \text{ apoyo}} = 19052 \text{ cm}^4$$

Calculando la inercia efectiva considerando el tramo y el apoyo se determina

$$I_e = 21144 \text{ cm}^4$$

Se calcula la deflexión instantánea mediante:

$$\Delta = \frac{2wl^4}{384EI}$$

$$\Delta_{inst} = 0.047$$

$$\Delta_{dif} = \lambda_{\Delta} \Delta_{inst}$$

$$\Delta_{dif} = 0.92 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total} = \Delta_{dif} + \Delta_{inst}$$

$$\Delta_{total} = 1.38 \text{ cm}$$

Se determina la deflexión máxima según la normativa, en losas se permite deflexiones máximas de hasta la longitud dividida para 240, por tanto:

$$\Delta_{max} = \frac{422}{240} = 1.78 \text{ cm}$$

Por tanto, la deflexión máxima es mayor que la deflexión total por tanto se cumple la normativa.

4.6.1.3 Verificación por cortante

En el caso de las losas el hormigón debe resistir todos los esfuerzos de cortante, según el diagrama se determina un cortante de 5151 kgf.

$$V_c = 0.53\lambda * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * 0.75 + \sqrt{210} * 100 * 17$$

$$V_c = 11520 \text{ kgf}$$

Por lo tanto, esta verificado que el hormigón soporta todo el esfuerzo de cortante.

4.6.2 Diseño de vigas

4.6.2.1 Viga interior 7 A-C

Para el diseño de vigas se tomaron los momentos máximos de los diagramas y se realizan las mismas verificaciones aplicando las mismas fórmulas para el diseño a flexión, para ello es necesario identificar los siguientes datos asignados en el dimensionamiento de la viga de la viga además de las características de ellos materiales.

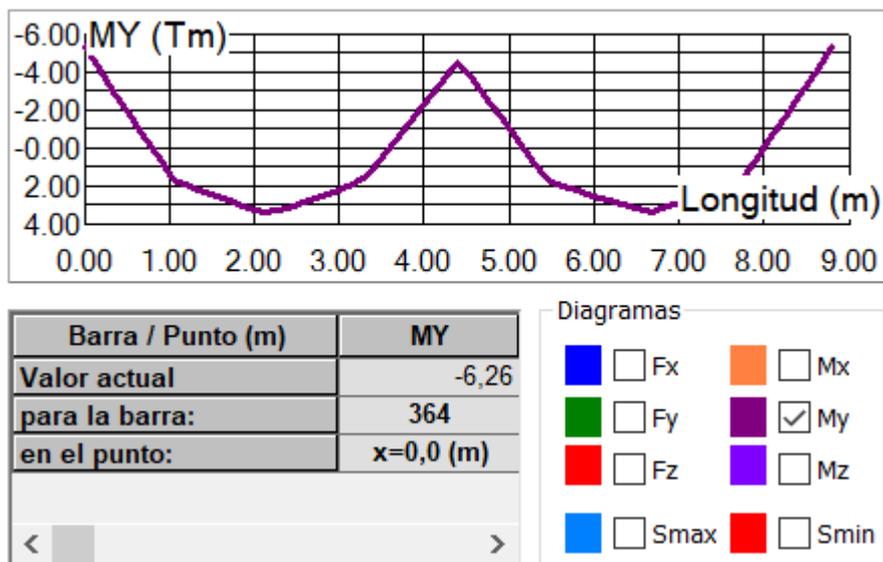


Ilustración 51 diagramas de momento sobre viga

Tabla 29 Datos de diseño de viga interna

Momentos de diseño	
Tramo	Apoyo
3510	6060
Datos	
b	30
h	40
Ø	0,9
B1	0,85
fc	220
r	5
fy	4200
Es	2100000
d	35
Momento actuante	
Tramo	Apoyo
4320	2510
Longitud m	4,4
Longitud cm	440

4.6.2.1.1 Acero de refuerzo

A continuación, se muestra la verificación en el tramo y la cantidad de acero colocado para el cálculo de momento nominal.

Verificación en el tramo			
Verificación tramo		Acero colocado	
h	24,17873555	Ø	12 mm
		Ø	1,2 cm
Tramo As		N barras	
As	2,7329	N espacios	3
Acero min		separación	
As min	3,5	As	4,523893422
T	4200	nueva a	3,38687208
C	5610		
As	1,33571429		
Verificación del momento nominal			
T		19000,35	
Mn		5695,5281	

Haciendo la verificación en el tramo se determina que el momento nominal para el acero a flexión es mayor que el momento máximo.

Verificación en el apoyo			
Verificación apoyo		Acero colocado	
h	33,95418907	Ø	16 mm
		Ø	1,6 cm
Apoyo As		N barras	
As	6,4985	N espacios	3
Acero min		separación	
As min	3,5	As	8,042477194
T	4200	nueva a	6,021105921
C	5610		
As	1,33571429		
Verificación del momento nominal			
T		33778,40	
Mn		9724,9723	

Realizando la verificación en el apoyo se determina que el momento nominal para el acero a compresión es mayor al momento máximo obtenido en el análisis estructural.

4.6.2.1.2 Verificación de deflexiones

Se calcula la inercia gruesa y se determina el momento de agrietamiento.

Deflexiones			
Cálculo del centroide			
yc	20	fr	29,6647939
Inercia gruesa			
	Ig	160000	
Momento de agrietamiento tramo			
	Mcr tra	237318,352	
Momento de agrietamiento apoyo			
	Mcr poyo	237318,352	

Se compara con el momento actuante y se determina que la sección se agrieta

Verificación de agrietamiento en el tramo		
M act		4320
2/3 Mcr		1582,1223
Se agrieta		
Verificación de agrietamiento en el apoyo		
M act		2510
2/3 Mcr		1582,1223
Se agrieta		

Se determinan las inercias agrietadas y después se calculan las inercias efectivas considerando tramos y apoyos.

Inercia agrietada tramo		
	c	3,763191201
	n	9,376289478
	Icr	41388,21443
Inercia agrietada apoyo		
	c	5,423422613
	n	9,376289478
	Icr	50504,81479
Inercia efectiva tramo		
	Ie	56080,98652
Inercia efectiva apoyo		
	Ie	73489,22563
Inercia efectiva considerando tramo y apoyo		
	Ie	58692,22239

Obtenidos los resultados se procede a calcular las deflexiones máximas

Deflexiones	
Δ_{inst}	0,19
Δ_{dif}	0,38
Δ_{total}	0,56
Δ_{max}	0,92

Por t6anto se cumple con el dise1o a flexi3n debido a que la deflexi3n total es menor que la deflexi3n m1xima permitida.

4.6.2.1.3 Dise1o a cortante

Tabla 30 Datos de dise1o a corte de viga interna

CORTANTES	
positivo	negativo
7520	6670
Carga mayorada	
1,2CM+1,6Cv	1256,3
Datos	
b	30
r	6
h	40
\emptyset	0,75
B1	0,85
fc	220
fy	4200
Es	2100000
e	0,003

Se calcula resistencia al corte del hormigón, como el hormigón no resiste el esfuerzo de cortante se requieren estribos para aumentar la resistencia al corte.

$$V_c = 0.53\lambda * \sqrt{f_c} * b * d$$

Verificacion por corte	
A	1200
Vc	7075,053357
Vc < Vu	
No cumple	

Se verifica el esfuerzo a cortante que debe soportar el acero transversal restando el cortante máximo dividido para un factor de seguridad que incrementa el valor de cortante, al cual se le resta la resistencia del hormigón.

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

Corte que soporta el acero (kgf)	
Vs (d)	1818,279977
Vs (I)	2951,61331

Se obtienen los valores de esfuerzo para la derecha e izquierda, posteriormente se calcula la separación de los estribos.

$$L_{cf} = \frac{h}{6} \left(\frac{L_n}{h} + 2 \right)$$

Ln/h		Lcf	
Ln/h	11	Lcf	86,6666667
		2h	80

En el caso de que L_n/h es mayor a 10 se debería escoger la longitud en la que los estribos cambian de separación aplicando $2h$.

Se calcula la separación mínima según la normativa.

separación mínima según la norma (cm)	
S1	8,5
S2	30

$$S1 = \frac{h - r}{4}$$

Se realiza la verificación de resistencia al cortante aplicando dos ramas de estribos con varilla de 10 mm.

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

Verificación V_s			
Estribos		V_s kgf con el valor de S	
n ramas	Area (cm ²)		
2	0,79	V_s	26544

La resistencia a cortante es mayor a la solicitada por tanto se colocan estribos de 10 mm con separación de 8.5 cm.

Se procede a realizar la verificación por capacidad aplicando la hipótesis 2 para determinar que fluye primero el acero a tracción.

$$C = 0.85 * f_c * a * b$$

$$T = A_{si} * 1.25 * f_y$$

$$C = 0.85 * 220 * a * 30$$

$$T = 4.52 * 1.25 * 4200$$

$$C = 5610a$$

$$T = 23750.44$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.003(c - r)}{c}$$

$$f_{s2} = E_s * \varepsilon_s$$

$$C's = A_{ss} * f_s$$

$$C's = \frac{38792.38 * (c - 6)}{c}$$

Aplicando las ecuaciones equilibrio se obtiene:

$$6768,5 c^2 + 1507494 c - 232754 = 0$$

a	4768,5
b	15041,94563
c	-232754,3165
$-b + ((b^2) - 4ac)^{1/2}$	53264,83268
2a	9537
c1	5,585072106
$-b + ((b^2) - 4ac)^{1/2}$	-83348,72393
2a	9537
c2	-8,739511789

Mediante la formula general se obtiene el valor de c de 5,58.

Deformación del acero a compresión		
$\varepsilon's$	0,00022288	
Deformación del acero a tracción		
ε_s	0,01526297	
Deformación de la fluencia		
ε_y	0,002	
Verificación		
Acero a compresión	$\varepsilon's$	No fluye
Acero a tracción	ε_s	Fluye
Si cumple Hipótesis 2		

Mediante el cálculo se determina que se cumple la hipótesis 2, posteriormente se calcula el momento nominal de la viga.

$$M_n = 0.9 * \left(c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C's \left(\frac{h}{2} - r \right) + T \left(\frac{h}{2} - r \right) \right)$$

Momento nominal		
a	4,74731129	
C	26632,4163	
C's	2881,97587	
c((h/2)-(a/2))	469432,141	
C's((h/2)-r)	40347,6622	
T((h/2)-r)	332506,166	
Mn	758057,373	Kgf/cm
Mn	7580,57373	Kgf/m
Mn	7,58057373	ton/m

Se realiza la verificación por capacidad

$$V_2 = \left(Mp^+ + Mp^- + \frac{wu * L * L}{2} \right) * \left(\frac{1}{L} \right)$$

$$V_2 = 17925 \text{ kgf}$$

Este valor sigue siendo inferior la resistencia por cortante de la viga por tanto se considera que el diseño es correcto.

4.6.2.1.4 Verificación por torsión

Tabla 31 datos para diseño a torsión

Datos	
b	30
h	40
Ø	0,75
f _c	220
r	6

fy	4200
Momentos	
1,2cp+1,6cv	580
Cv+Cp	420

Considerando los momentos máximos que generan torsión se realiza la verificación del acero transversal para contrarrestar la torsión.

Verificación por torsión			
Dimensiones que soportan torsión		Acero calculado por flexión	
Xo	18	Ai1	-17,631146
Yo	28	Ai2	0,51041989

Momento crítico t			
Acp	Pcp		
504	92		
Tcr	8292,96082	82,92960819	kgf*m
	82,9296082	<	580
Se debe considerar torsión			

Área transversal requerida por torsión		
Ao	428,4	
At	0,18266566	cm ²

Área de acero requerida por corte		
Av	0,17569127	cm ²

Área total		
At	0,54102259	cm ²

El área requerida a torsión esta cubierta por el área de acero para cortante por tanto no hay q realizar cambios al diseño de la viga

Como la viga interior 7 C-D presenta la misma longitud, además se tomaron los momentos máximos entre las dos vigas se procede a asignar el mismo diseño para la viga 7 C-D

4.6.3 Diseño de columnas de hormigón armado

4.6.3.1 Diseño de columna de planta baja

Para el diseño de la columna de la planta baja se propone una cuantía de acero del 2% para la columna de sección 50x50 cm y 250 kgf/cm²

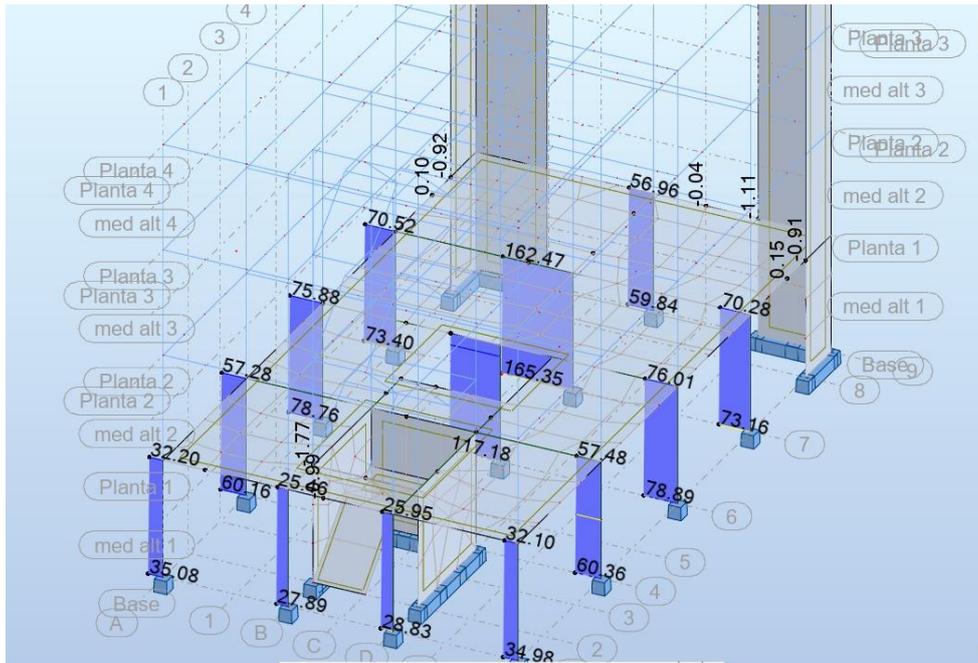


Ilustración 52 Esfuerzo sobre las columnas

Para este diseño se selecciona el caso el más crítico a analizar como resultado se obtiene la columna C-7 para el respectivo análisis y diseño.

4.6.3.2 Acero de refuerzo

$$A_s = A_g * 2\%$$

$$A_s = 2500 \text{ cm}^2 * 0.02$$

$$A_s = 50 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se plantea colocar 16 varillas de 20 mm y se calcula el área de acero real colocada.

$$A_s = \frac{16 * \pi * 2^2}{4}$$

$$A_s = 50,27 \text{ cm}^2$$

Se calcula la capacidad a carga axial de la columna.

$$\phi P_n(\text{max}) = 0.8\phi[0.85f'c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi P_n(\text{max}) = 0.80 * 0.65 [0.85 * 250(2500 - 50.27) + 4200 * 50.27]$$

$$\emptyset P_n(\max) = 380475 \text{ kgf}$$

$$\emptyset P_n(\max) = 380 \text{ ton}$$

Para calcular el momento nominal de la columna es necesario encontrar la condición balanceada y repartir las 16 varillas en las filas para la configuración del armado, para esto se calcula el área de acero de acuerdo con cada fila de varillas y su distancia desde el centro de varilla hasta el borde de la columna.

$$As1 = \frac{5 * \pi * 2^2}{4} = 15.71 \text{ cm}^2 \quad d1 = 5$$

$$As2 = \frac{2 * \pi * 2^2}{4} = 6,28 \text{ cm}^2 \quad d2 = 15$$

$$As3 = \frac{2 * \pi * 2^2}{4} = 6,28 \text{ cm}^2 \quad d3 = 25$$

$$As4 = \frac{2 * \pi * 2^2}{4} = 6,28 \text{ cm}^2 \quad d4 = 35$$

$$As5 = \frac{5 * \pi * 2^2}{4} = 15.71 \text{ cm}^2 \quad d5 = 45$$

$$Cb = \frac{0.03}{0.03 + 0.021} * 45 \quad Cb = 26,5 \text{ cm}$$

$$a = 0.85 * cb \quad a = 22.5 \text{ cm}$$

Se calcula f_s para cada fila de acero de refuerzo en la columna.

$$f_s = 6 * \frac{cb - d}{cb}$$

$$f_{s1} = 6 * \frac{26.5 - 5}{26.5} \quad f_{s1} = 4.8 \text{ ton}$$

$$f_{s2} = 6 * \frac{26.5 - 15}{26.5} \quad f_{s2} = 2.6 \text{ ton}$$

$$fs3 = 6 * \frac{26.5 - 25}{26.5}$$

$$fs3 = 0.33 \text{ ton}$$

$$fs4 = 6 * \frac{35 - 26.5}{26.5}$$

$$fs4 = 1.93 \text{ ton}$$

$$fs5 = 6 * \frac{45 - 26.5}{26.5}$$

$$fs5 = 4.2 \text{ ton}$$

Aplicando el cálculo se observa que el esfuerzo en fs1 supera la fluencia del acero por tanto se cumple la condición la condición balanceada y se afirma que falla el acero antes que el hormigón por tanto es una falla dúctil.

$$CC = 0.85 * fc * a * b$$

$$CC = 0.85 * 250 * 22 * 50$$

$$CC = 239062 \text{ kgf}$$

$$\phi M_n = 0.8\phi \left[CC \left(\frac{cb - \frac{a}{2}}{cb} \right) + As1 \cdot fy \left(\frac{c - d1}{c} \right) + As2 \cdot fy \left(\frac{c - d2}{c} \right) + As3 \cdot fy \left(\frac{c - d3}{c} \right) + As4 \cdot fy \left(\frac{d4 - c}{c} \right) + As5 \cdot fy \left(\frac{d5 - c}{c} \right) \right]$$

$$\phi M_n = 33580 \text{ kgf. m}$$

$$\phi M_n = 33.58 \text{ ton. M}$$

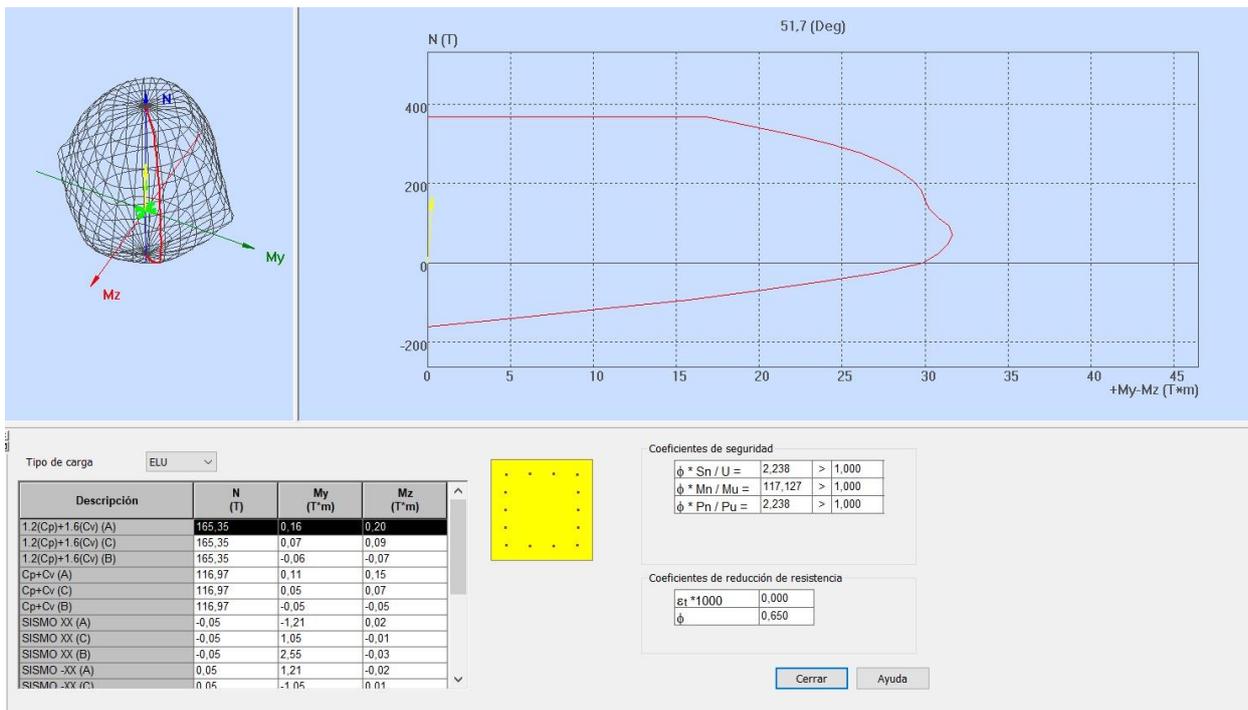


Ilustración 53 Diagrama de interacción columna planta baja

Mediante los cálculos manuales se observa como concuerda con los datos calculados por el programa y como las solicitaciones se encuentran dentro del diagrama, de esta manera deduciendo que el diseño esta realizado correctamente.

4.6.3.2.1 Verificación de cortante

$$V_c = 0.53\lambda * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * 0.75 + \sqrt{250} * 50 * 45$$

$$V_c = 14141 \text{ kgf}$$

Se verifica la resistencia a corte utilizando cuatro ramas de estribos de 10 mm

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

Verificación Vs			
Estribos		Vs kgf con el valor de S	
n ramas	Área (cm ²)	S	
4	0,79	Vs	62867,3684

La normativa establece que la separación de los estribos en la zona confinada debe de ser 9.5 cm o 10 cm.

4.6.3.2.2 Verificación por torsión

$$T_{cr} = 0.27 * 0.75 + \sqrt{f_c} * \frac{d * d^2}{4d}$$

$$T_{cr} = 0.27 * 0.75 + \sqrt{250} * \frac{44 * 44^2}{4 * 44}$$

$$T_{cr} = 681,81 \text{ kgf}$$

4.6.4 Diseño de muros de hormigón armado

Tabla 32 datos para diseño de muro

Datos		
L	1,8	
A	0,35	
H	11,1	
fc	250	
fy	4200	
∅	0,85	
Datos		
mu	50	Ton
pu	100	Ton*m
Centro	0,90	m
Área	0,63	m ²
Inercia	0,2	m ⁴

4.6.4.1.1 Elemento de borde

Considerando los siguientes datos se procede a calcular el esfuerzo máximo de compresión

$$\sigma_{\text{camp Max}} = \frac{\bar{P}_U}{A} \pm \frac{M\bar{C}}{I}$$

$$\sigma_{\text{camp 1}} = 42.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{camp 2}} = -10.67 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\alpha = 0.20 Fc$$

$$\alpha = 50 \text{ kgf/cm}^2$$

Como el valor de α es mayor que los esfuerzos en teoría no son necesarios elementos de confinamiento, sin embargo, con fines constructivos y se los considerará con dimensiones mínimas.

Dimensiones seleccionadas	
b	35
h	35

Acero cm ²	
Ag	1225
As %	1%
As	12,25

Como los elementos de borde se comportan como dos columnas se les asigna una cuantía de acero de refuerzo.

Acero colocado			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	12
As		13,5716803	

$$\phi P_n(\max) = 0.8\phi[0.85f'_c(Ag - Ast) + fy Ast]$$

Carga nominal elementos de borde		
P conf	77,77777778	ton
ØPn	163,503379	ton

4.6.4.1.2 Verificación de cortante

Vu	62000	kgf
Vu	62	ton

Se calcula la resistencia a la cortante del concreto,

$$V_c = 0.53 * \sqrt{250} * 180 * 35$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{250} * 180 * 35$$

$$V_c = 52794,23 \text{ kgf}$$

Se calcula el esfuerzo a cortante que debe resistir el acero.

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

$$V_s = \frac{62000}{0.85} - 52794$$

$$V_s = 20146 \text{ kgf}$$

4.6.4.1.3 Cuantía de acero de refuerzo

Se calcula la cuantía de acero horizontal aplicando la formula.

$$P_h = \frac{V_s}{A_c * f_y}$$

$$P_h = 0.0007$$

La normativa ACI 318-19 indica que la cuantía de acero mínima para muros debe de ser al menos de 0.0025 por tanto se realiza la repartición de varillas considerando esa cuantía.

$$A_s = 0.0025 * 0.35 * 10000$$

$$A_s = 8.75 \text{ cm}^2$$

Se multiplica por 10000 debido a que se requiere el área de acero por metro cuadrado el se estaba trabajando con el espesor en metros por tanto de esta manera se ha realizado conversión de unidades.

Acero colocado horizontal			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	8
As		9,04778684	
% As colocado		0,00258508	

Colocando ocho varillas de 12 mm se alcanza la cuantía requerida, a continuación, se realiza el cálculo del acero vertical.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho_{\hat{h}} - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{11.1}{1.8} \right) (0.00258 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0023$$

Como el acero vertical es menor al mínimo se realiza la repartición de varillas con el acero mínimo de la misma manera.

Acero colocado vertical			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	8
As		9,04778684	
% As colocado		0,00258508	

Se colocan 8 varillas por metro cuadrado de placa.

4.6.5 Diseño de escalera

Para el diseño de la escalera esta se calcula como si se tratara de una losa inclinada y apoyada en las vigas, por tanto, el modelo matemático la considera como una viga de ancho tributario de 1.20 y de espesor de 20 cm, posteriormente se realizan las mismas verificaciones que para una losa de hormigón armado.

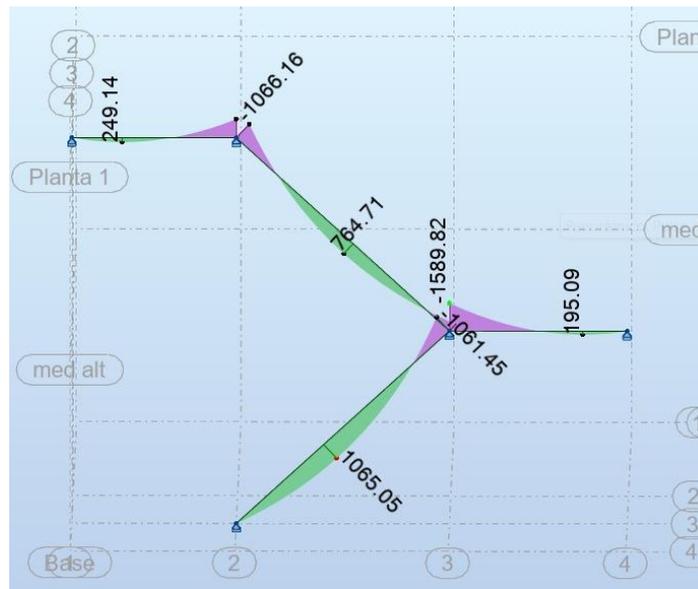


Ilustración 54 Modelo matemático para diseño de escalera

4.6.5.1 Diseño a flexión de escalera

Tabla 33 datos para diseño de escalera

Momentos de diseño	
Tramo	Apoyo
1065	1066
Datos	
b	120
h	20
Ø	0,9
B1	0,85
fc	210
r	3
fy	4200
Es	2100000
d	17
Momento actuante	
Tramo	Apoyo
740	1146
Longitud m	2,21
Longitud cm	221

Se verifica el momento nominal en tramos y apoyos

Verificación en el tramo			
Verificación tramo		Acero colocado	
h	8,406459	Ø	12 mm N barras
Tramo As		Ø	1,2 cm 6
As	1,6735	N espacios 5	
Acero min		separación 22,8	
As min	6,800	As	6,78584013
T	4200	As	6,78584013
C	21420	nueva a	1,33055689
As	5,1	Verificación del momento nominal	
		T	28500,53
		Mn	4189,9338

Verificación en el apoyo			
Verificación Apoyo		Acero colocado	
h	8,408996648	Ø	12 mm
apoyo As		Ø	1,2 cm
As	1,6751	N espacios	5
Acero min		separación	22,8
As min	6,800	As	6,78584013
T	4200	nueva a	1,33055689
C	21420	Verificación del momento nominal	
As	5,1	T	28500,53
		Mn	4189,9338

Se verifican las deflexiones y si el hormigón soporta todo el cortante

Deflexiones	
Δ_{inst}	0,01586098
Δ_{dif}	0,03172195
Δ_{total}	0,04758293
Δ_{max}	0,92083333

4.6.5.1.1 Verificación por corte

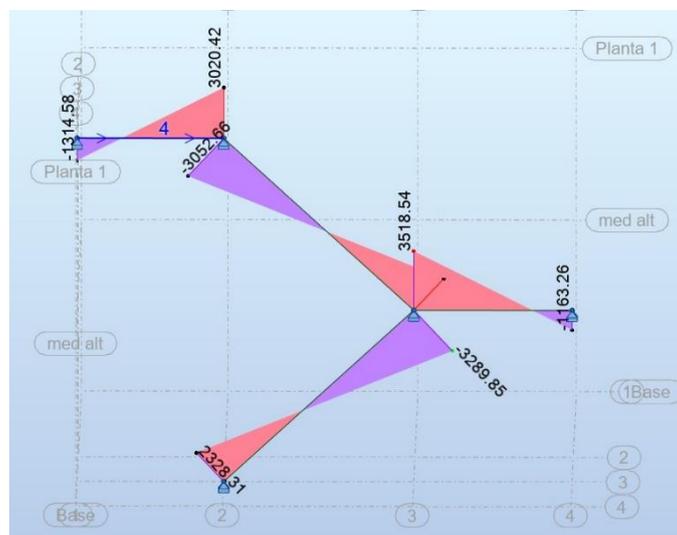


Ilustración 55 Diagrama de cortante para escalera

Verificación por corte	
A	2400
Vc	13824,77342
Vu < Vc	
Si cumple	

Por tanto, se demuestra que el hormigón de la escalera resiste todo el cortante.

CAPITULO V

5 RESULTADOS

5.1 Análisis de cargas

5.1.1 Cargas por gravedad

Tabla 34 Cargas por gravedad

Peso de la losa (kgf/m^2)	
Para 1 m^2	
Losa maciza	480
baldosa cerámica peso (2cm)	36,710
enlucido	30
tabiquería	150
relleno previo acabado	45
carga adicional	30
Total, de carga permanente	771,709784
Redondeo	775
carga variable	
CV residencial	203,943

Se obtuvieron las cargas aplicar por gravedad.

Tabla 35 Cargas de escalera

Peso de la escalera (kgf/m ²)				
Para 1 m ²		1,2		
losa (20 cm)	480	576	Peso de escalera	576
Escalones	544,00000	652,8	Peso sobre la escalera	760,020
baldosa cerámica peso (2cm)	18,350	22,020		
enlucido	30	36		
relleno previo acabado	41	49,2		

Total de carga permanente	1113,35	1336,02
Redondeo	1115	1338

carga variable		(kgf/m)
CV residencial	490	588

5.1.2 Carga sísmica

Se obtuvo la repartición de cargas sísmicas para cada piso.

Piso	w	li	wli	V%	fi	Vi
Azotea	280,99	11,1	3118,989	0,387	40,25	103,94000
3	285,6	8,4	2399,04	0,2979	30,95886	63,69043
2	289,3	5,7	1649,01	0,205	21,28	32,7316
1	295,8	3	887,4	0,11	11,4516	11,4516
		total	8054,439			

5.1.3 Modelado estructural

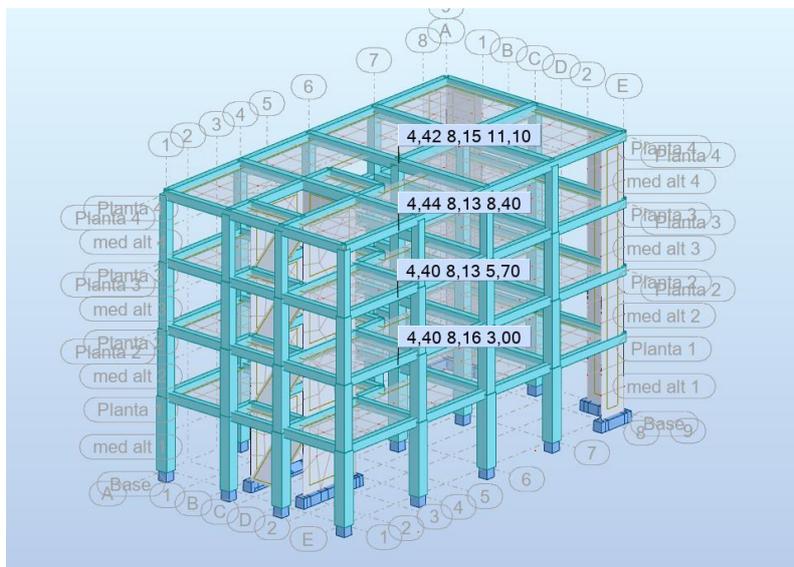


Ilustración 56 Modelo estructural

5.1.4 Derivas de piso

5.1.4.1 Para el eje X

$$\Delta = \begin{bmatrix} 1.85 \times 10^{-6} & 1.85 \times 10^{-6} & 1.85 \times 10^{-6} & -1.85 \times 10^{-6} \\ 1.85 \times 10^{-6} & 4.11 \times 10^{-6} & 4.11 \times 10^{-6} & 4.11 \times 10^{-6} \\ 1.85 \times 10^{-6} & 4.11 \times 10^{-6} & 7.18 \times 10^{-6} & 7.18 \times 10^{-6} \\ 1.85 \times 10^{-6} & 4.11 \times 10^{-6} & 7.18 \times 10^{-6} & 1.34 \times 10^{-5} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 11.45 \\ 21.28 \\ 30.95 \\ 49.25 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.09 \times 10^{-4} \\ 4.39 \times 10^{-4} \\ 6.85 \times 10^{-4} \\ 9.92 \times 10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$\Delta = \begin{bmatrix} 2.09 \times 10^{-4} \\ 4.39 \times 10^{-4} \\ 6.85 \times 10^{-4} \\ 9.92 \times 10^{-4} \end{bmatrix}$$

5.1.4.2 Para el eje Y

$$\Delta = \begin{bmatrix} 7.64 \times 10^{-7} & 3.45 \times 10^{-7} & -1.37 \times 10^{-7} & -1.37 \times 10^{-7} \\ 3.45 \times 10^{-7} & 7.54 \times 10^{-7} & -2.99 \times 10^{-7} & -2.99 \times 10^{-7} \\ -1.37 \times 10^{-7} & -2.99 \times 10^{-7} & -4.86 \times 10^{-7} & -4.86 \times 10^{-7} \\ -1.37 \times 10^{-7} & -2.99 \times 10^{-7} & -4.86 \times 10^{-7} & -4.86 \times 10^{-7} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 11.45 \\ 21.28 \\ 30.95 \\ 49.25 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.1 \times 10^{-6} \\ -4 \times 10^{-6} \\ -4.69 \times 10^{-5} \\ 5.19 \times 10^{-5} \end{bmatrix}$$

$$\Delta = \begin{bmatrix} 5.1 \times 10^{-6} \\ -4 \times 10^{-6} \\ -4.69 \times 10^{-5} \\ 5.19 \times 10^{-5} \end{bmatrix}$$

5.1.5 Resultados para diseño de elementos de hormigón armado

5.1.5.1 Diseño de losa

Momentos de diseño	
Tramo	Apoyo
2834	3730
Datos	
b	100
h	20
Ø	0,9
B1	0,85
fc	210
r	3
fy	4200
Es	2100000
d	17
Momento actuante	
Tramo	Apoyo
2042	2648
Longitud m	4,22
Longitud cm	422

Verificación en el tramo			
Verificación tramo		Acero colocado	
h	12,66114624	Ø	12 mm N barras
Tramo As		Ø	1,2 cm 6
As	4,5537	N espacios 5	
Acero min		separación 18,8	
As min	5,667	As	6,78584013
T	4200	As	
C	17850	nueva a	1,59666827
As	4,25	Verificación del momento nominal	
T 28500,53			
Mn 4155,8044			

Verificación en el apoyo			
Verificación tramo		Acero colocado	
h	14,08365882	Ø	12 mm
		Ø	1,2 cm
		N espacios	5
Tramo As		separación	18,8
As	6,0586	As	6,78584013
		nueva a	1,59666827
Acero min			
As min	5,667		
T	4200	As	
C	17850	a	
As	4,25	a	
		Verificación del momento nominal	
		T	28500,53
		Mn	4155,8044

Cálculo del centroide			
yc	10	fr	28,9827535
Inercia gruesa			
Ig	66666,66667		
Momento de agrietamiento tramo			
Mcr tra	193218,357		
Momento de agrietamiento apoyo			
Mcr poyo	193218,357		

Verificación de agrietamiento en el tramo		
M act	2042	
2/3 Mcr tra	1288,1224	
Se agrieta		

Verificación de agrietamiento en el apoyo		
M act	2648	
2/3 Mcr tra	1288,1224	
Se agrieta		

Inercia agrietada tramo		
c	1,7741	
n	9,5969	
Icr	15097,4517	
Inercia agrietada apoyo		
c	1,878	
n	9,597	
Icr	14891,207	
Inercia efectiva tramo		
Ie	21513,21899	
Inercia efectiva apoyo		
Ie	19052,14527	
Inercia efectiva conicderando tamo y apoyo		
Ie	21144,05793	

Deflexiones	
Δ_{inst}	0,46117836
Δ_{dif}	0,92235672
Δ_{total}	1,38353508
Δ_{max}	1,75833333

Verificacion por corte	
A	2000
Vc	11520,64451
Vu < Vc	
Si cumple	

5.1.5.2 Vigas de hormigón armado

5.1.5.2.1 Diseño para viga Interna C 6-7

Tabla 36 Datos de viga

Momentos de diseño	
Tramo	Apoyo
3070	6310
Datos	
b	30
h	40
Ø	0,9
B1	0,85
fc	220
r	5
fy	4200
Es	2100000
d	35
Momento actuante	
Tramo	Apoyo
2190	3700
Longitud m	4,4
Longitud cm	440

Verificación en el tramo			
Verificación tramo		Acero colocado	
h	22,9364132	Ø	12 mm N barras
Tramo As		Ø	1,2 cm 4
As	2,3811	N espacios 3	
Acero min		separación 6,66666667	
As min	3,5	As	4,52389342
T	4200	As	3,38687208
C	5610	Verificación del momento nominal	
As	1,33571429	T	19000,35
		Mn	5695,5281

Verificación en el apoyo			
Verificación apoyo			
h	30,7146781		
apoyo As			
As	5,0413		
Acero min			
As min	3,5		
T	4200	As	
C	5610	a	
As	1,33571429	a	
		Acero colocado	
Ø	16	mm	N barras
Ø	1,6	cm	4
		N espacios	3
		separación	6,66666667
		As	8,04247719
		nueva a	6,02110592
Verificación del momento nominal			
		T	33778,40
		Mn	9724,9723

Cálculo del centroide			
yc	20	fr	29,6647939
Inercia gruesa			
	Ig	160000	
Momento de agrietamiento tramo			
	Mcr tra	237318,352	
Momento de agrietamiento apoyo			
	Mcr apoyo	237318,352	
Verificación de agrietamiento en el tramo			
	M act	2190	
	2/3 Mcr tra	1582,1223	
Se agrieta			
Verificación de agrietamiento en el apoyo			
	M act	3700	
	2/3 Mcr tra	1582,1223	
Se agrieta			

Inercia agrietada tramo		
c		3,7631912
n		9,37628948
Icr		41388,2144

Inercia agrietada apoyo		
c		5,42342261
n		9,37628948
Icr		50504,8148

Inercia efectiva tramo		
Ie		82376,2687

Inercia efectiva apoyo		
Ie		58996,1816

Inercia efectiva considerando tramo y apoyo		
Ie		78869,2557

Deflexiones	
Δ_{inst}	0,14
Δ_{dif}	0,28
Δ_{total}	0,42
Δ_{max}	0,92

Verificación por corte	
A	1200
Vc	7075,05336
$V_u < V_c$	
Si cumple	

Cuando V_c es mayor que V_u significa que la sección del hormigón resiste los esfuerzos e corte sin embargo se colocan estribos mínimos por el proceso constructivo.

Ln/h		Lcf	
Ln/h	11	$ln/h \leq 10$	86,6666667
	$ln/h > 10$	2h	80

Corte que soporta el acero (kgf)	
Vs (d)	1818,27998
Vs (I)	1818,27998

Separacion mínima según la norma (cm)	
S1	8,75
S2	30

Verificacion Vs			
Estribos		Vs kgf con el valor de S	
n ramas	Area (cm ²)		
2	0,79	Vs	26544

Verificación por capacidad		
Apoyo	Ass	6,1575216
Tramo	Asi	4,52389342
C	5610	a
C	4768,5	c

Fuerza en el acero - Tracción		
T	23750,4405	
$\epsilon's$	$(0.003(c-r))/c$	
C's	38792,3861	* $(c-r)/c$

Ecuación de equilibrio										
4768,5	c^2+	15041,9456	$c +$	-193961,93 = 0						
<table border="1"> <tr> <td>a</td> <td>4768,5</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>15041,9456</td> </tr> <tr> <td>c</td> <td>-193961,93</td> </tr> </table>					a	4768,5	b	15041,9456	c	-193961,93
a	4768,5									
b	15041,9456									
c	-193961,93									
<table border="1"> <tr> <td>$-b+((b^2)-4ac)^{1/2}$</td> <td>47614,9773</td> </tr> <tr> <td>2a</td> <td>9537</td> </tr> <tr> <td>c1</td> <td>4,99265778</td> </tr> </table>					$-b+((b^2)-4ac)^{1/2}$	47614,9773	2a	9537	c1	4,99265778
$-b+((b^2)-4ac)^{1/2}$	47614,9773									
2a	9537									
c1	4,99265778									
<table border="1"> <tr> <td>$-b+((b^2)-4ac)^{1/2}$</td> <td>-77698,8685</td> </tr> <tr> <td>2a</td> <td>9537</td> </tr> <tr> <td>c2</td> <td>-8,14709747</td> </tr> </table>					$-b+((b^2)-4ac)^{1/2}$	-77698,8685	2a	9537	c2	-8,14709747
$-b+((b^2)-4ac)^{1/2}$	-77698,8685									
2a	9537									
c2	-8,14709747									

Deformación del acero a compresión	
$\epsilon's$	4,4118E-06

Deformación del acero a tracción	
ϵs	0,01803088

Deformación de la fluencia	
ϵy	0,002

Verificación		
Acero a compresión	$\epsilon's$	No fluye
Acero a tracción	ϵs	Fluye
Si cumple Hipótesis 2		

Momento nominal		
a	4,24375912	
C	23807,4886	
C's	57,0481821	
C((h/2)-(a/2))	425633,149	
C's((h/2)-r)	855,722732	
T((h/2)-r)	356256,607	
Mn	704470,931	Kgf/cm
Mn	7044,70931	Kgf/m
Mn	7,04470931	ton/m

Verificación por capacidad	
v2	16853,2786

Verificación por torsión						
Dimensiones que soportan torsión					Acero calculado por flexión	
Xo	18				Ai1	-16,5473792
Yo	28				Ai2	0,51041989
Datos		Momento crítico torsor				
b	30	Acp	Pcp			
h	40	504	92			
Ø	0,75	Tcr	8292,96082	82,9296082	kgf*m	
f'c	220		82,9296082	<	530	
r	6	Se debe considerar torsión				
fy	4200					
Momentos		Área trasnversal requerida por torsión				
1,2cp+1,6cv	530	Ao	428,4			
Cv+Cp	380	At	0,17182799	cm^2		
		Área de acero requerida por corte				
		Av	0,11141421	cm^2		
		Área total				
		At	0,4550702	cm^2		

Este diseño también se aplica para la viga interna C 7-9 por las condiciones similares.

5.1.5.2.2 Diseño para vigas de borde

Tabla 37 Datos vigas de borde

Momentos de diseño	
Tramo	Apoyo
1250	2300
Datos	
b	25
h	35
Ø	0,9
B1	0,85
fc	220
r	5
fy	4200
Es	2100000
d	30
Momento actuante	
Tramo	Apoyo
900	1200
Longitud m	4,4
Longitud cm	440

Verificación en el tramo			
Verificación tramo		Acero colocado	
h	17,5375316	Ø	12 mm N barras
Tramo As		Ø	1,2 cm 3
As	1,1211	N espacios 2	
Acero min		separación 7,5	
As min	2,5	As	3,39292007
T	4200	As	
C	4675	a	
As	1,11309524	nueva a	3,04818487
		Verificación del momento nominal	
		T	14250,26
		Mn	3652,1029

Verificación en el apoyo			
Verificación Apoyo		Acero colocado	
h	22,0067354	Ø	12 mm
Apoyo As		Ø	1,2 cm
As	2,0939	N barras	
Acero min		N espacios	
As min	2,5	2	
T		separación	
4200	As	7,5	
C		As	
4675	a	3,39292007	
As		nueva a	
1,11309524	a	3,04818487	
Verificación del momento nominal			
T		14250,26	
Mn		3652,1029	

Cálculo del centroide			
yc	17,5	fr	29,6647939
Inercia gruesa			
Ig	89322,9167		
Momento de agrietamiento tramo			
Mcr tra	151414,052		
Momento de agrietamiento apoyo			
Mcr poyo	151414,052		
Verificación de agrietamiento en el tramo			
M act	900		
2/3 Mcr tra	1009,4270		
No se agrieta			
Verificación de agrietamiento en el apoyo			
M act	1200		
2/3 Mcr tra	1009,4270		
Se agrieta			

Inercia agrietada apoyo		
c		3,58609985
n		9,37628948
Icr		22195,7436

Inercia efectiva apoyo		
Ie		56031,8117

Inercia efectiva cuando no se agrieta		
Ie		79253,8407

Cuando no se agrieta la sección el valor de inercia efectiva será igual al valor de inercia gruesa.

Deflexiones	
Δ_{inst}	0,13
Δ_{dif}	0,26
Δ_{total}	0,39
Δ_{max}	0,92

Verificacion por corte	
A	875
Vc	5158,893073
Vu < Vc	
Si cumple	

Ln/h		Lcf	
Ln/h	12,5714286	ln/h ≤ 10	85
	ln/h > 10	2h	70

Corte que soporta el acero (kgf)	
Vs (d)	-1625,559739
Vs (I)	-2480,226406

Cuando las fuerzas de corte son bastante bajas los valores de vs se presentan negativos.

Verificación Vs			
Estribos		Vs kgf con el valor de S	
n ramas	Area (cm ²)		
2	0,79	Vs	26544

Verificación por capacidad		
Apoyo	Ass	3,392920066
Tramo	Asi	3,392920066
C	4675	a
C	3973,75	c

Fuerza en el acero - Tracción		
T	17812,83035	
ε's	(0.003(c-r))/c	
C's	21375,3964	* (c-r)/c

Ecuación de equilibrio				
3973,75	c ² +	3562,56607	c +	-106876,982 = 0
	a	3973,75		
	b	3562,56607		
	c	-106876,9821		
	$-b + ((b^2) - 4ac)^{1/2}$	37807,73133		
	2a	7947,5		
	c1	4,757185446		
	$-b + ((b^2) - 4ac)^{1/2}$	-44932,86347		
	2a	7947,5		
	c2	-5,653710409		

Deformación del acero a compresión	
ε's	0,00015312

Deformación del acero a tracción	
εs	0,01591875

Deformación de la fluencia	
ϵ_y	0,002

Verificación		
Acero a compresión	$\epsilon's$	No fluye
Acero a tracción	ϵ_s	Fluye
Si cumple Hipótesis 2		

Momento nominal		
a	4,04360763	
C	18903,8657	
C's	1091,03532	
$c((h/2)-(a/2))$	292597,741	
$C's((h/2)-r)$	13637,9415	
$T((h/2)-r)$	222660,379	
Mn	476006,456	Kgf/cm
Mn	4760,06456	Kgf/m
Mn	4,76006456	ton/m

Verificación por capacidad

v2	12283,9891
-----------	------------

Verificación por torsión			
Dimensiones que soportan torsión		Acero calculado por flexión	
Xo	15	Ai1	-11,4786646
Yo	25	Ai2	0,36861599
Datos		Momento crítico torsor	
b	25	Acp	Pcp
h	35	375	80
\emptyset	0,75	Tcr	5279,69599
f'c	220		52,7969599
r	5		kgf*m
fy	4200		52,7969599
Momentos			<
1,2Cp+1,6Cv	320		320
Cv+Cp	240	Área trasversal requerida por torsión	
		Ao	318,75
		At	0,11951447
			cm^2
		Área de acero requerida por corte	
		Av	-0,14763252
			cm^2
		Área total	
		At	0,09139642
			cm^2

Se repite este diseño para las vigas de borde ya que se consideraron las condiciones más críticas.

5.1.5.3 Diseño de columnas de hormigón armado

5.1.5.3.1 Columna primer piso 45x45

Tabla 38 Datos de columna 45x45

Datos	
h	45
b	45
Fc	250
Fy	4200
r	5
B1	0,85
E	0,003
e	0,0021

Tabla 39 Resultados de columna 45x45

Área cm ²	
Ag	2025

Acero	
% acero	As cm ²
2%	40,5

Acero en columnas			
As de columna	# Varillas	Ø varilla	As cm ²
As1	4	20	12,57
As2	2	20	6,28
As3	2	20	6,28
As4	2	20	6,28
As5	4	20	12,57
Total	14	As total	43,98

Tabla 40 Resultados de columna 45x45

Resistencia a carga axial		
C	420966,262	kgf
T	184725,648	kgf
Pn	605691,91	kgf
Øpn	314959,793	Kgf
Øpn	314,959793	ton

Condición balanceada		
d	40	cm
cb	23,5	cm
a	20	cm

Tabla 41 Resultados de columna 45x45

Resistencia según distancia					
no.	d	fs ton	Fs kgf	Cs ton	Cs kgf
1	5	4,725	4725,00	52,779	52778,8
2	14	2,430	2430,00	15,268	15268,1
3	23	0,135	135,00	0,001	0,8
4	32	2,160	2160,00	13,572	13571,7
5	40	4,2	4200,00	52,779	52778,8

Momento nominal		
CC	191,25	ton
CC	191250	Kgf
Mn	23958,3626	kgf.m
Mn	23,9583626	ton.m

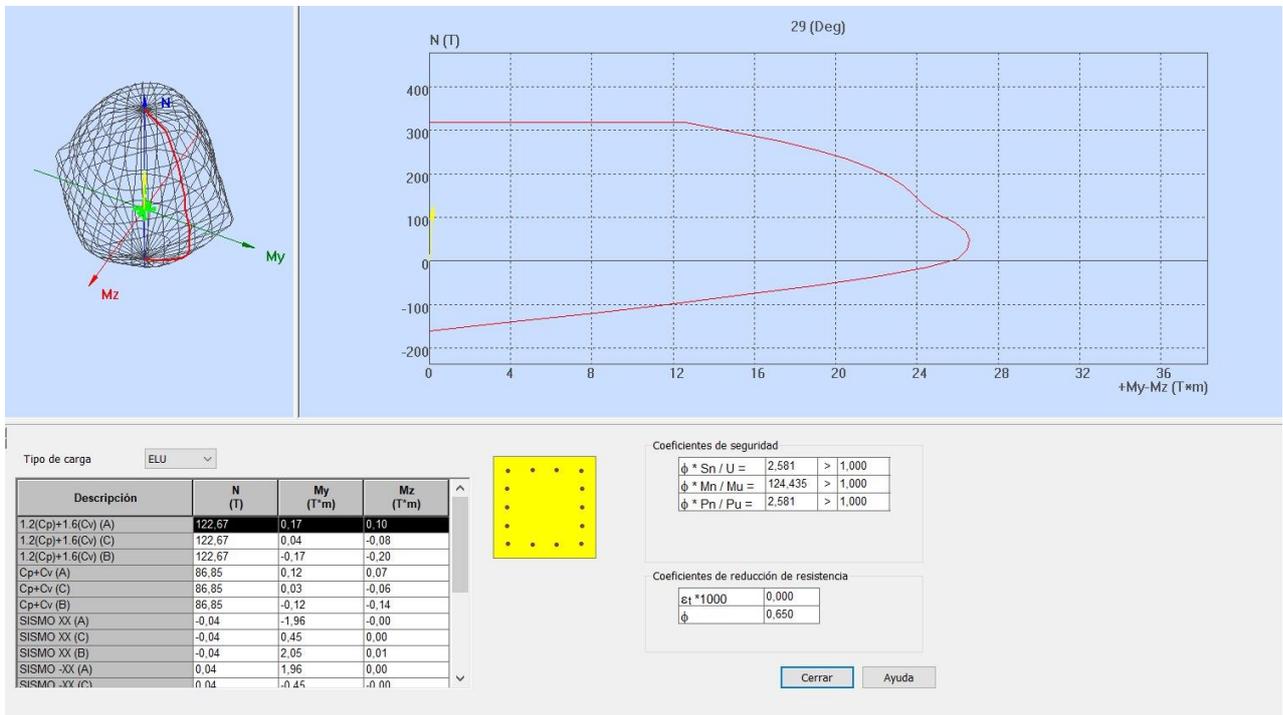


Ilustración 57 Diagrama de interacción columna 45x45

Tabla 42 Resultados de columna 45x45

Verificación por corte	
Vc	2545,43587

Separación cm	
9,5	10

Verificación Vs			
Estribos		Vs kgf con el valor de S	
n ramas	área (cm ²)		
2	0,79	Vs	27941,0526

Verificación de troción	
Tcr	474,819845

5.1.5.3.2 Columna Segundo piso 40x40

Tabla 43 Datos de columna 40x40

Datos	
h	40
b	40
Fc	250
Fy	4200
r	5
B1	0,85
E	0,003
e	0,0021

Tabla 44 Resultados de columna 40x40

Área cm ²	
Ag	1600

Acero	
% acero	As cm ²
2%	32

Acero en columnas			
As de columna	# Varillas	Ø varilla	As cm ²
As1	4	20	12,57
As2	2	20	6,28
As3	2	20	6,28
As4	4	20	12,57
As5	0	0	0,00
Total	12	As total	37,70

Tabla 45 Resultados de columna 40x40

Resistencia a carga axial		
C	331988,939	kgf
T	158336,27	kgf
Pn	490325,208	kgf
Øpn	254969,108	Kgf
Øpn	254,969108	ton

Condición balanceada		
d	35	cm
cb	20,6	cm
a	17,5	cm

Tabla 46 Resultados de columna 40x40

Resistencia según distancia					
no.	d	fs ton	Fs kgf	Cs ton	Cs kgf
1	5	4,543	4542,86	52,779	52778,8
2	15	1,629	1628,57	10,233	10232,6
3	25	1,286	1285,71	0,008	8,1
4	35	4,200	4200,00	52,779	52778,8
5	0	-6	-6000,00	0,000	0,0

Momento nominal		
CC	148,75	ton
CC	148750	Kgf
Mn	16493,5014	kgf.m
Mn	16,4935014	ton.m

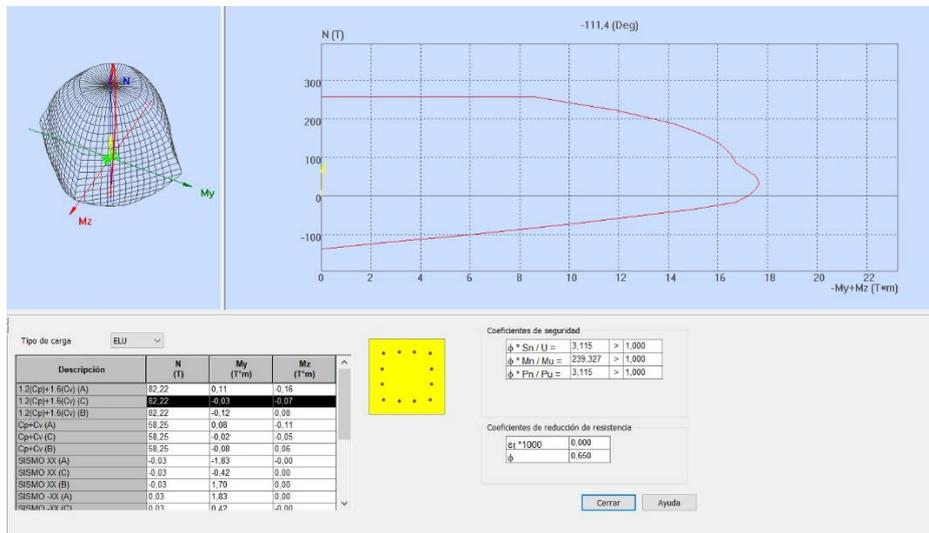


Ilustración 58 Diagrama de interacción columna 40x40

Tabla 47 Resultados de columna 40x40

Verificación por corte			
Vc		2011,20859	

Separación cm			
	9,5	10	

Verificación Vs			
Estribos		Vs kgf con el valor de S	
n ramas	área (cm ²)	Vs	
4	0,79	Vs	48896,8421

Verificación de tracción			
Tcr		314,60947	

5.1.5.3.3 Columna Piso tres 35x35

Tabla 48 Datos de columna 35x35

Datos	
h	35
b	35
Fc	250
Fy	4200
r	5
B1	0,85
E	0,003
e	0,0021

Tabla 49 Resultados de columna 35x35

Área cm ²	
Ag	1225

Acero	
% acero	As cm ²
2%	24,5

Acero en columnas			
As de columna	# Varillas	Ø varilla	As cm ²
As1	4	16	8,04
As2	2	16	4,02
As3	2	16	4,02
As4	4	16	8,04
As5	0	0	0,00
Total	12	As total	24,13

Tabla 50 Resultados de columna 35x35

Resistencia a carga axial		
C	255185,421	kgf
T	101335,213	kgf
Pn	356520,633	kgf
ϕ_{pn}	185390,7	Kgf
ϕ_{pn}	185,39	ton
Condición balanceada		
d	30	cm
cb	17,6	cm
a	15	cm

Tabla 51 Resultados de columna 35x35

Resistencia según casa distancia					
no.	d	fs ton	Fs kgf	Cs ton	Cs kgf
1	5	4,300	4300,00	33,778	33778,4
2	13,5	1,410	1410,00	5,670	5669,9
3	21,5	-1,310	-1310,00	-0,005	-5,3
4	30	4,200	4200,00	33,778	33778,4
5	0	-6	-6000,00	0,000	0,0

Momento nominal		
CC	111,5625	ton
CC	111562,5	Kgf
Mn	10546,039	kgf .m
Mn	10,546	ton .m

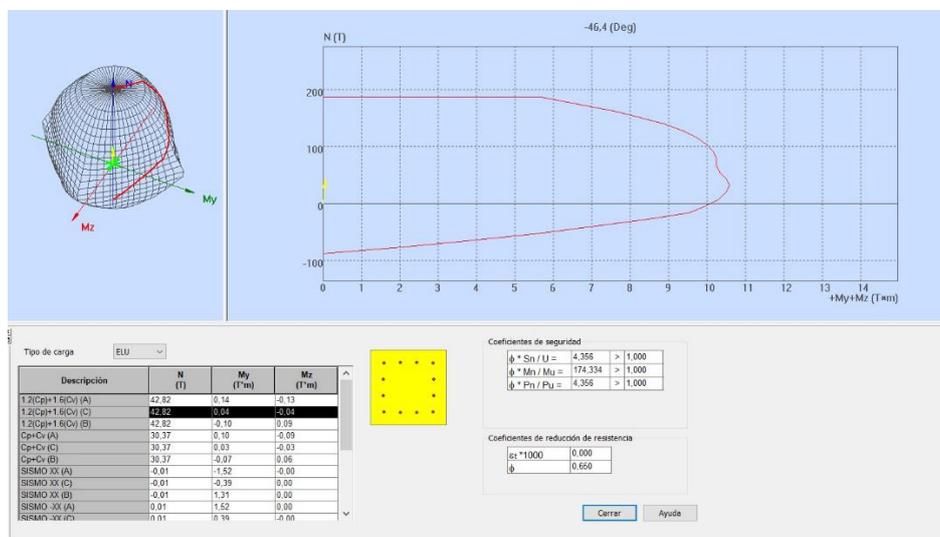


Ilustración 59 Diagrama de interacción columna 35x35

Tabla 52 Resultados de columna 35x35

Verificación por corte			
Vc		1539,83158	

Separación cm			
	9,5	10	

Verificación Vs			
Estribos		Vs kgf con el valor de S	
n ramas	área (cm ²)		
4	0,79	Vs	41911,5789

Verificación de troción	
Tcr	195,222124

5.1.5.4 Muros

5.1.5.4.1 Muro de corte eje X

Tabla 53 Datos de muro

Datos		
L	1,8	
A	0,35	
H	11,1	
fc	250	
fy	4200	
∅	0,85	

Datos		
mu	50	Ton
pu	100	Ton*m
Centro	0,90	m
Área	0,63	m ²
Inercia	0,2	m ⁴

Tabla 54 Resultados de elementos de borde

Elementos de borde	
2t	0,7
0,1L	0,18

Dimensiones seleccionadas	
b	35
h	35

Acero cm ²	
Ag	1225
As %	1%
As	12,25

Acero colocado			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	12
As		13,5716803	

Tabla 55 Resultados de Muros

Resistencia al corte		
H/L	6,167	
ac	0,53	
Vc	52794,23	kgf
Vc	52,794	ton
Cortante de acero		
Vs	20146,95	kgf
Vs	20,147	ton

Cuantía de acero horizontal	
% As	0,0007614
% As min	0,0025
As	8,75
Cuantia de acero vertical	
PI	0,0023
% As min	0,0025
As	8,75

Acero colocado horizontal			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	8
As		9,04778684	
% As colocado		0,00258508	
Acero colocado vertical			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	8
As		9,04778684	
% As colocado		0,00258508	

5.1.5.4.2 Muro de corte Eje Y

Tabla 56 Datos de muro

Datos	
L	1,3
A	0,3
H	11,1
fc	250
fy	4200
Ø	0,85

Tabla 57 Resultados de elementos de borde

Elementos de borde	
2t	0,6
0,1L	0,13
Dimensiones seleccionadas	
b	30
h	30
Acero cm ²	
Ag	900
As %	1%
As	9

Acero colocado			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	9
As		10,1787602	

Tabla 58 Resultados de muro

Resistencia al corte		
H/L	8,538	
ac	0,53	
Vc	32682,14	kgf
Vc	32,682	ton
Cortante de acero		
Vs	40259,04	kgf
Vs	40,259	ton

Cuantía de acero horizontal	
% As	0,0024578
% As min	0,0025
As	7,5

Cuantia de acero vertical	
Pl	0,0009
% As min	0,0025
As	7,5

Acero colocado horizontal			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	8
As		9,04778684	
% As colocado		0,00301593	
Acero colocado vertical			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	8
As		9,04778684	
% As colocado		0,00301593	

5.1.5.4.3 Muro Escalera X

Tabla 59 Datos de muro Eje X

Datos	
L	2,6
A	0,3
H	11,1
fc	250
fy	4200
∅	0,85

Tabla 60 Resultados de elementos de borde

Elementos de borde	
2t	0,6
0,1L	0,26

Dimensiones seleccionadas	
b	30
h	30

Acero cm ²	
Ag	900
As %	1%
As	9

Acero colocado			
∅	12	mm	N barras
∅	1,2	cm	9
As		10,1787602	

Tabla 61 Resultados de muro

Resistencia al corte		
H/L	4,269	
ac	0,53	
Vc	65364,28	kgf
Vc	65,364	ton
Cortante de acero		
Vs	7576,90	kgf
Vs	7,577	ton

Cuantía de acero horizontal	
% As	0,0002313
% As min	0,0025
As	7,5
Cuantía de acero vertical	
PI	0,0024
% As min	0,0025
As	7,5

Acero colocado horizontal			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	7
As		7,91681349	
% As colocado		0,00263894	
Acero colocado vertical			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	7
As		7,91681349	
% As colocado		0,00263894	

5.1.5.4.4 Muro Escalera Y

Tabla 62 Datos de muro Eje X

Datos	
L	2,8
A	0,3
H	11,1
fc	250
fy	4200
Ø	0,85

Tabla 63 Resultados de elementos de borde

Elementos de borde	
2t	0,6
0,1L	0,28
Dimensiones seleccionadas	
b	30
h	30
Acero cm ²	
Ag	900
As %	1%
As	9

Acero colocado			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	12
		As	13,5716803

Tabla 64 Resultados de muro

Resistencia al corte		
H/L	3,964	
ac	0,53	
Vc	70392,30	kgf
Vc	70,392	ton

Cortante de acero		
Vs	2548,88	kgf
Vs	2,549	ton

Cuantía de acero horizontal	
% As	0,0000722
% As min	0,0025
As	7,5

Cuantía de acero vertical	
Pl	0,0024
% As min	0,0025
As	7,5

Acero colocado horizontal			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	7
As		7,91681349	
% As colocado		0,00263894	
Acero colocado vertical			
Ø	12	mm	N barras
Ø	1,2	cm	7
As		7,91681349	
% As colocado		0,00263894	

5.1.5.5 Análisis

Obtenidas todas las verificaciones y asignaciones de acero de refuerzo verificando el cumplimiento de las normativas de diseño se pueden realizar los planos estructurales detallando las secciones de hormigón además del acero de refuerzo para su proceso constructivo, los planos estructurales se presentan en el apartado de anexos.

6 CONCLUSIONES

Mediante la verificación de las normativas vigentes para la construcción en el Ecuador se propuso un modelo estructural acorde a las indicaciones del plano arquitectónico, Para garantizar la efectividad de este modelo se requirió la evaluación del comportamiento estructural ante los efectos sísmicos considerando la ubicación del proyecto en la Provincia de Santa Elena Cantón La Libertad. Realizados los análisis estructurales se implementaron los ajustes estructurales necesarios garantizar que la estructura sea sismorresistente y proceder con el cálculo de los refuerzos para los elementos estructurales y garantizar la seguridad de este, por tanto, se concluye que el edificio ha sido diseño y calculado con éxito.

Aplicando las normativas de diseño se establecieron las cargas vivas y muertas, obteniendo para la carga viva un valor de $0.2 \text{ Ton}/m^2$ y para la carga muerta un valor de $0.77 \text{ Ton}/m^2$, estas cargas serán mayoradas como lo indica la normativa para obtener los momentos máximos por carga gravitatoria. Para el caso de la carga sísmica se obtuvo un valor de cortante basal de 103.9 toneladas las cuales se repartieron por cada piso en su centro de masa.

Mediante la aplicación de las cargas por gravedad y sísmica la estructura tuvo distintos comportamientos, el más peculiar de ellos es que la aplicación de la carga sísmica en el eje X generaba torciones en el edificio los cual se explica debido a que se produjo una excentricidad producto de que el centro de masa no coincida con el centro de rigidez. Para mitigar las torciones del edificio se colocaron muros de cortante con el fin de equilibrar las rigideces y mitigar las torciones producidas por las fuerzas sísmicas.

Realizando los análisis se efectuaron los cálculos para determinar las cuantías de acero para los distintos elementos estructurales, para ello se tomaron las normativas ACI 318-19 y NEC-15 estableciendo las cuantías de acero longitudinales y transversales además de las separaciones recomendadas por las normativas mencionadas anteriormente, de esta manera se da por concluido el diseño y se realizan los planos estructurales.

7 RECOMENDACIONES

En el Ecuador existe un alto riesgo sísmico por ende es necesario diseñar las estructuras lo más seguras y regulares posibles, uno de los motivos por el cual se presentó la excentricidad en el modelo estructural fue por la ubicación de las escaleras además de la existencia de una sección sin losa en una zona céntrica de la estructura, para una próxima investigación se recomendaría revisar los planos arquitectónicos y tratar de identificar estas irregularidades para corregirlas antes de plantear un sistema estructural, esto con el fin de evitar que la estructura sufra esfuerzos ocasionados por excentricidades.

8 BIBLIOGRAFÍA

Bejarno, C. E. (2016). Análisis y diseño con autodesk Robot Structural Analysis 2016. Santa Cruz, Bolivia.

Cervera, M., & Blanco, E. (2014). Mecánica de estructuras. Dsignum.

McCormac, J., & Brown, R. (2017). Diseño de Concreto Reforzado.

American Concrete Institute (ACI).

Norma ecuatoriana de la construcción NEC_SE_CG_(cargas_no_sismicas)

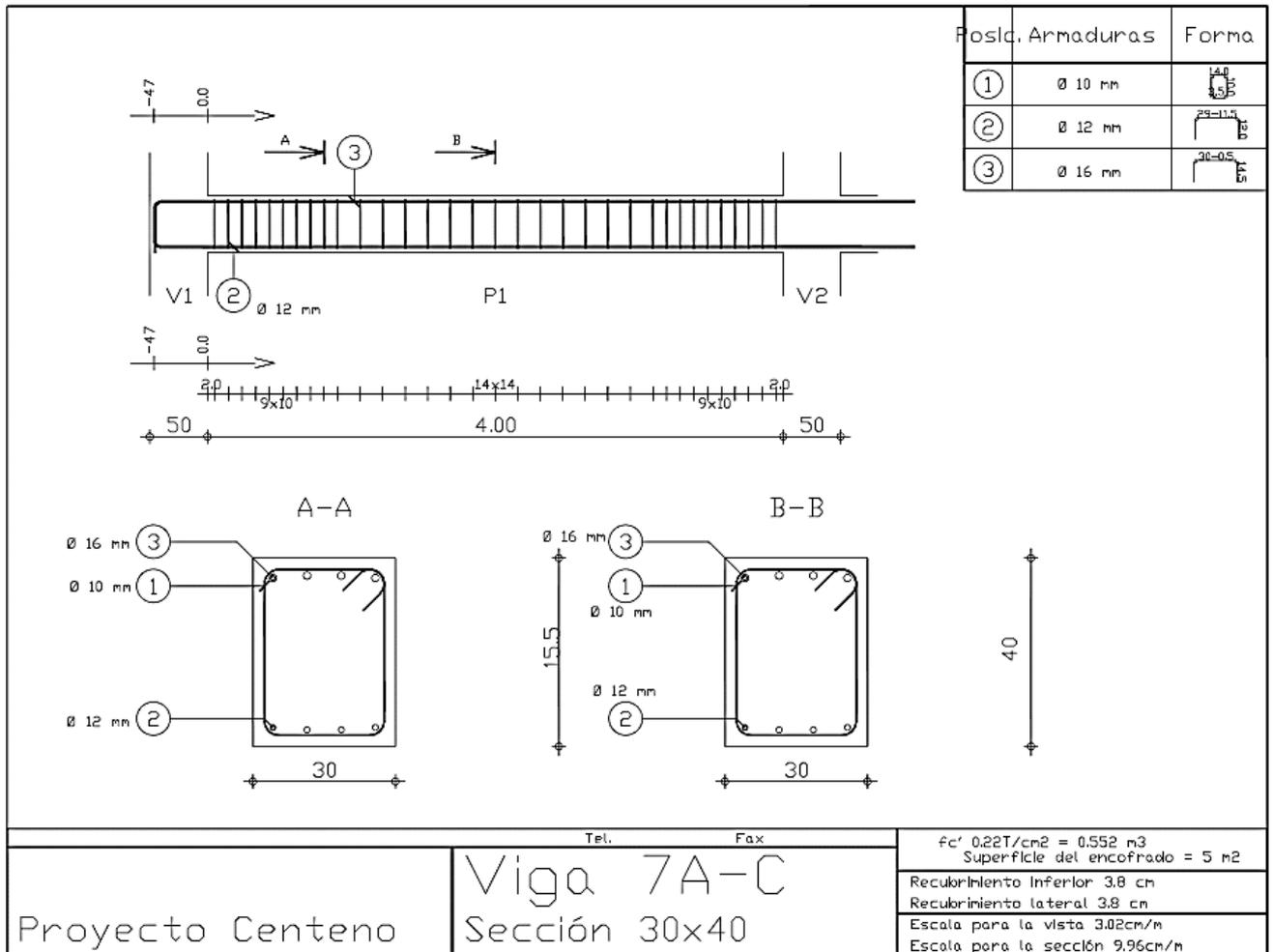
Norma ecuatoriana de la construcción NEC_SE_DS_(peligro sismico)

Norma ecuatoriana de la construcción NEC_SE_HM_(hormigon_armado)

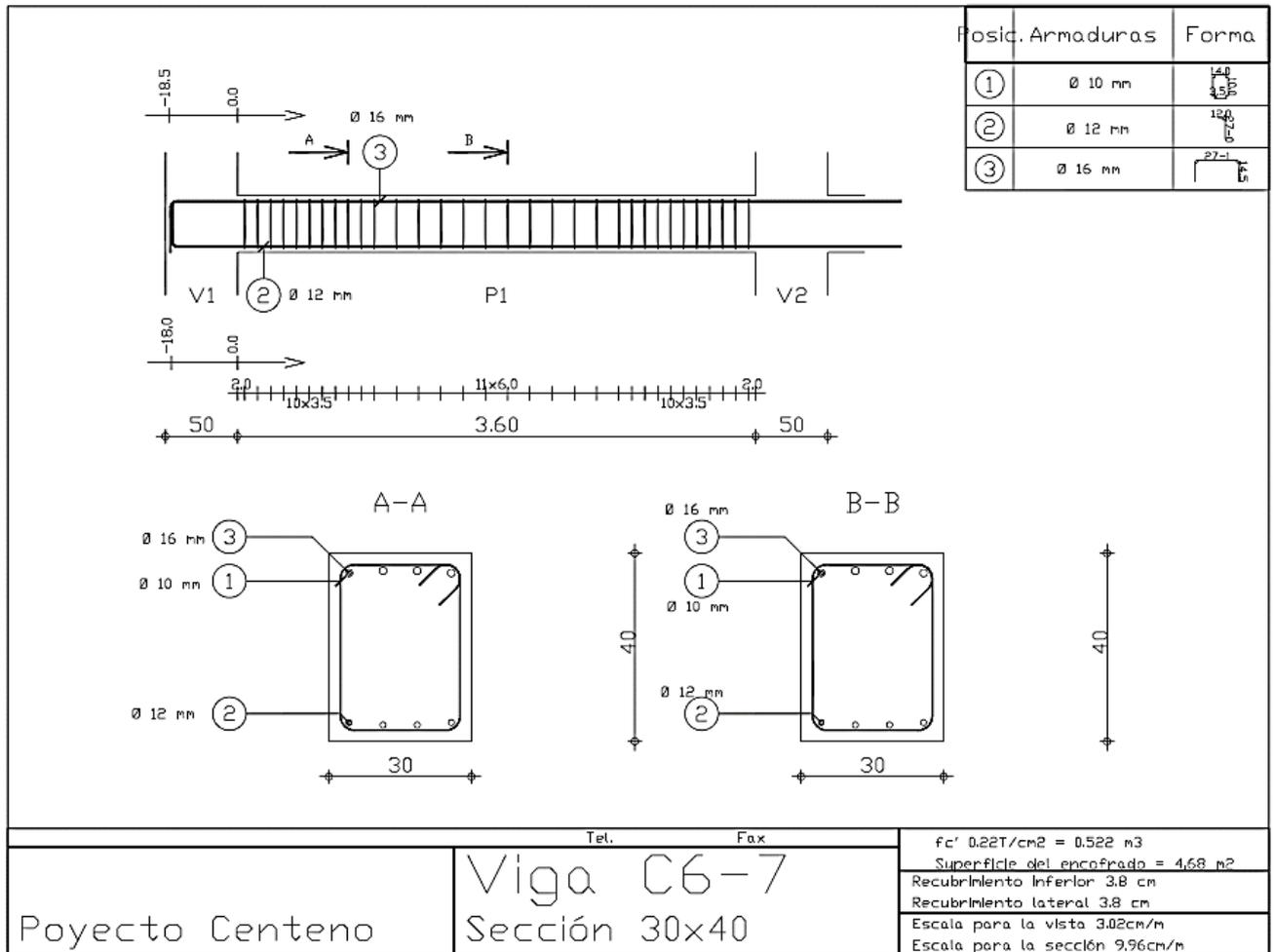
Norma ecuatoriana de la construcción NEC_SE_RE_(Riesgo sismico)

9 ANEXOS

9.1 Anexo 1 plano de viga



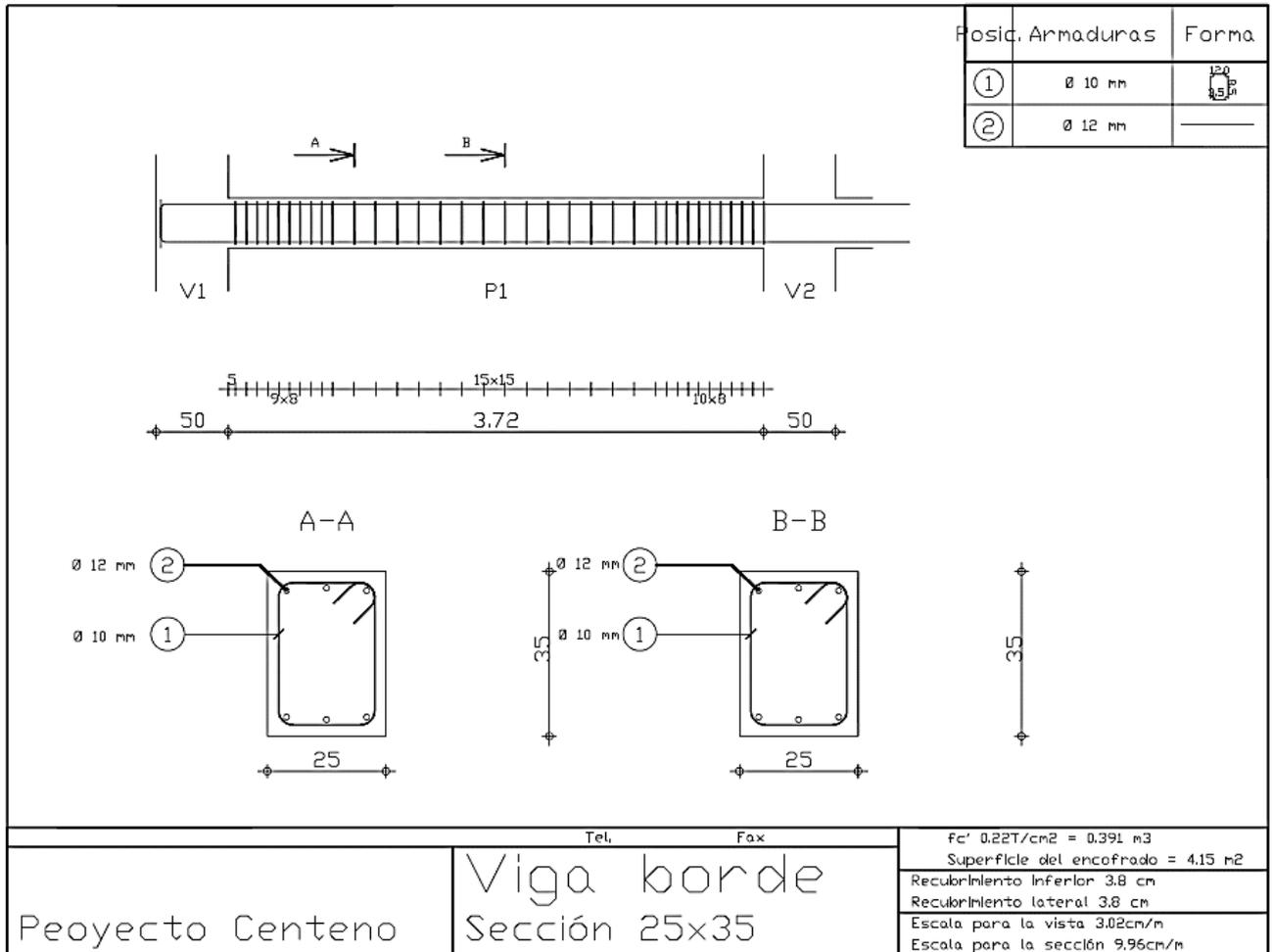
9.2 Anexo 2 Viga interna



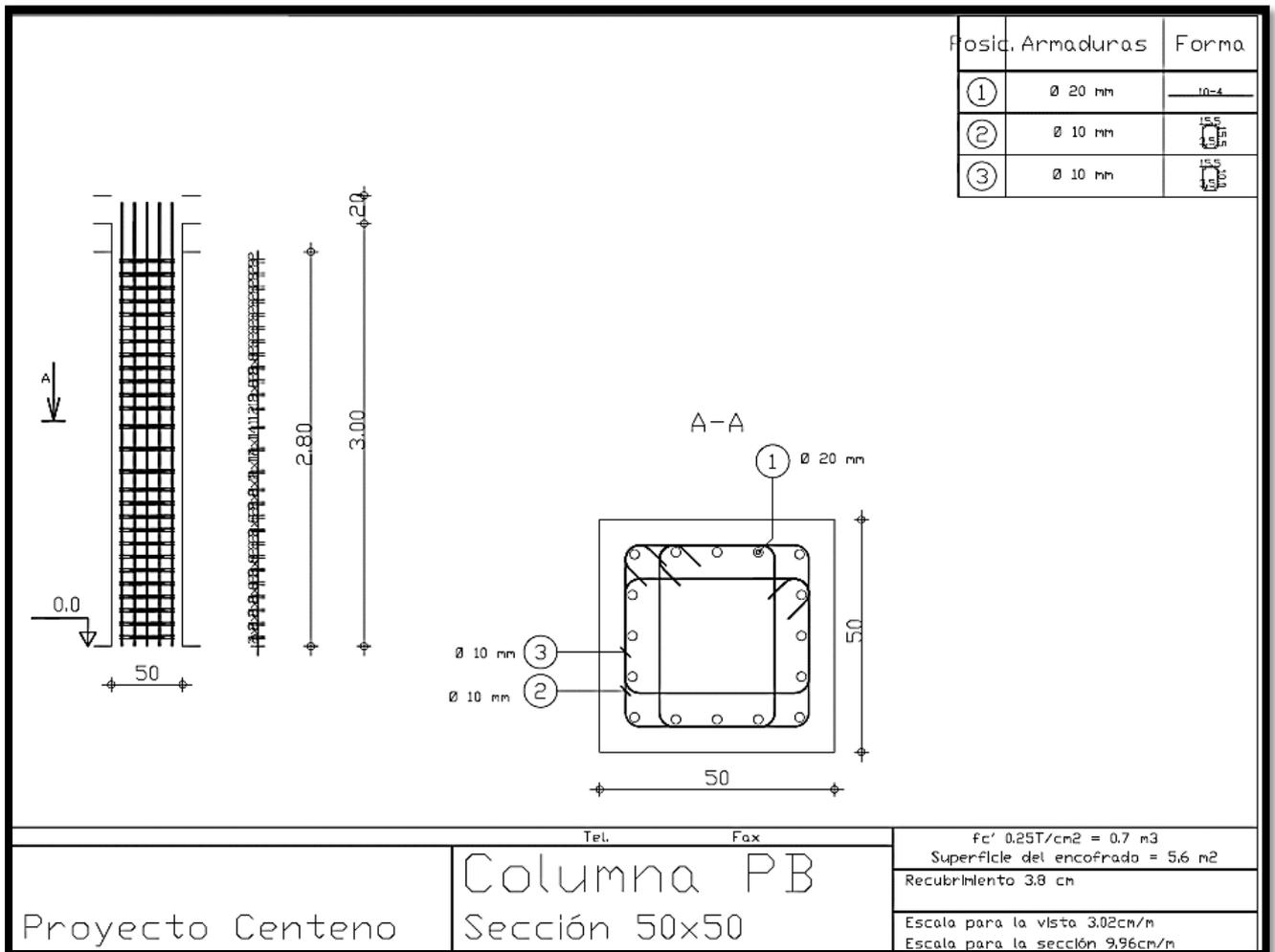
Proyecto Centeno

Viga C6-7
 Sección 30x40

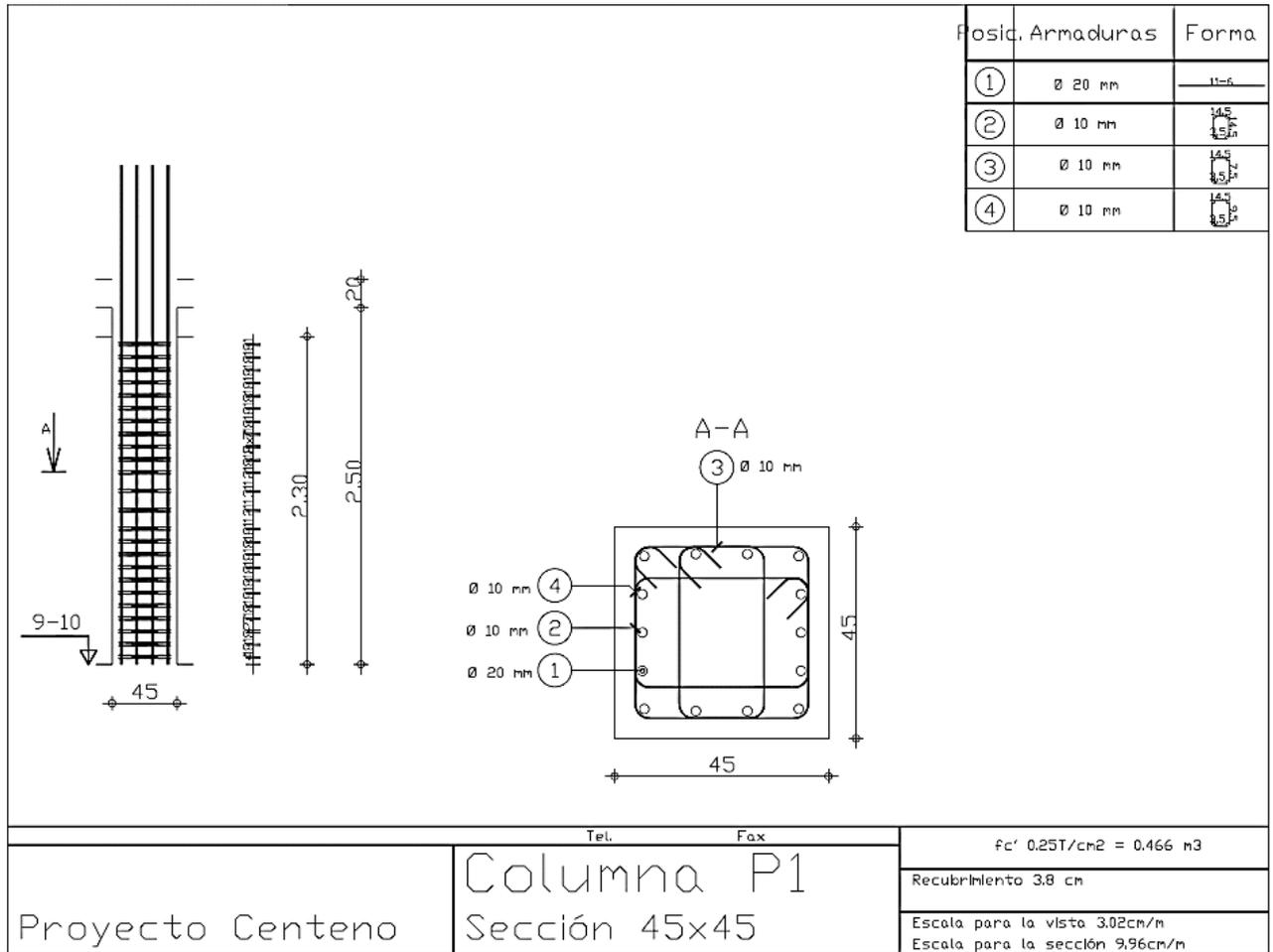
9.3 Anexo 3 Viga de borde



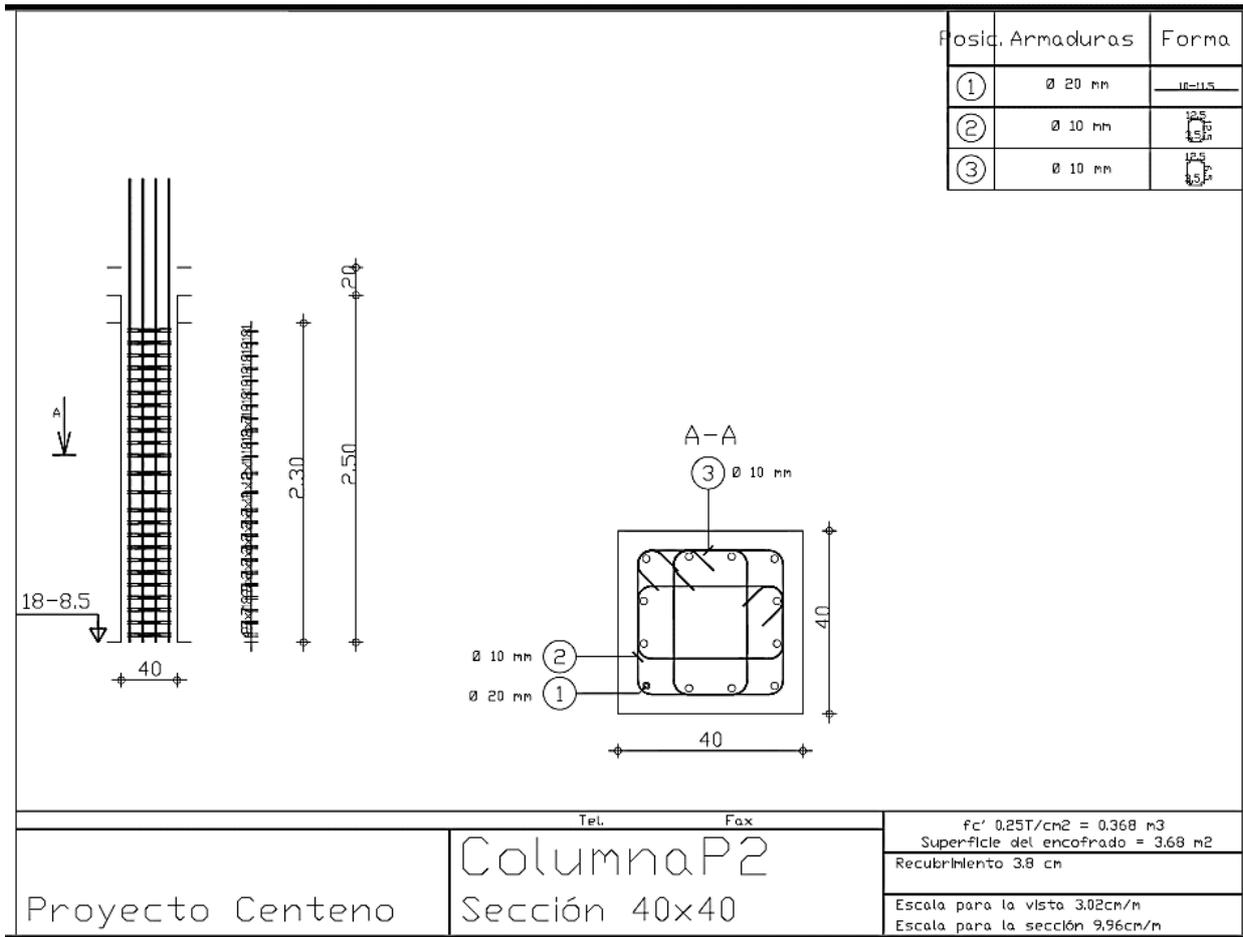
9.4 Anexo 4 Columna Planta Baja



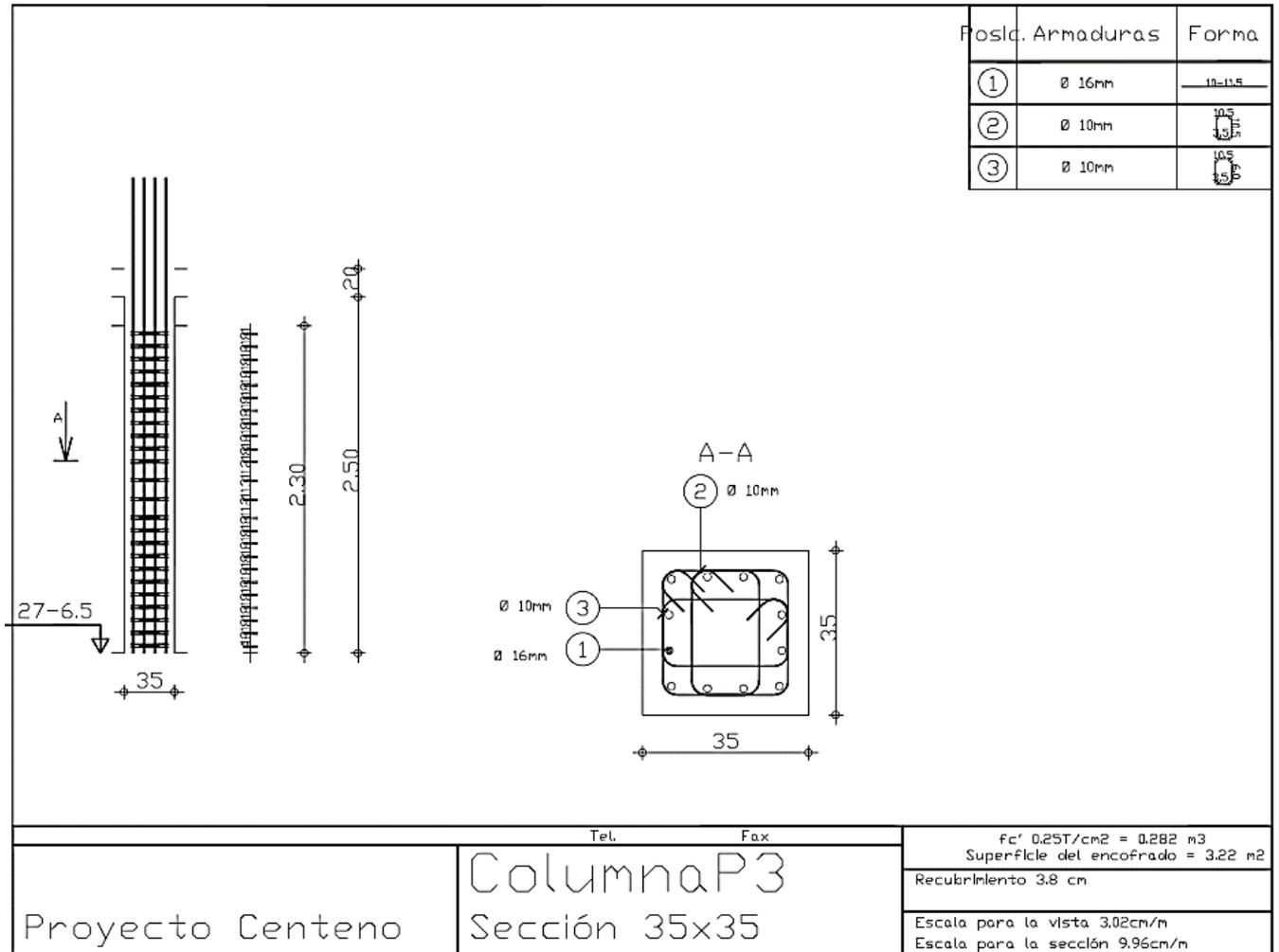
9.5 Anexo 5 Columna Piso 1



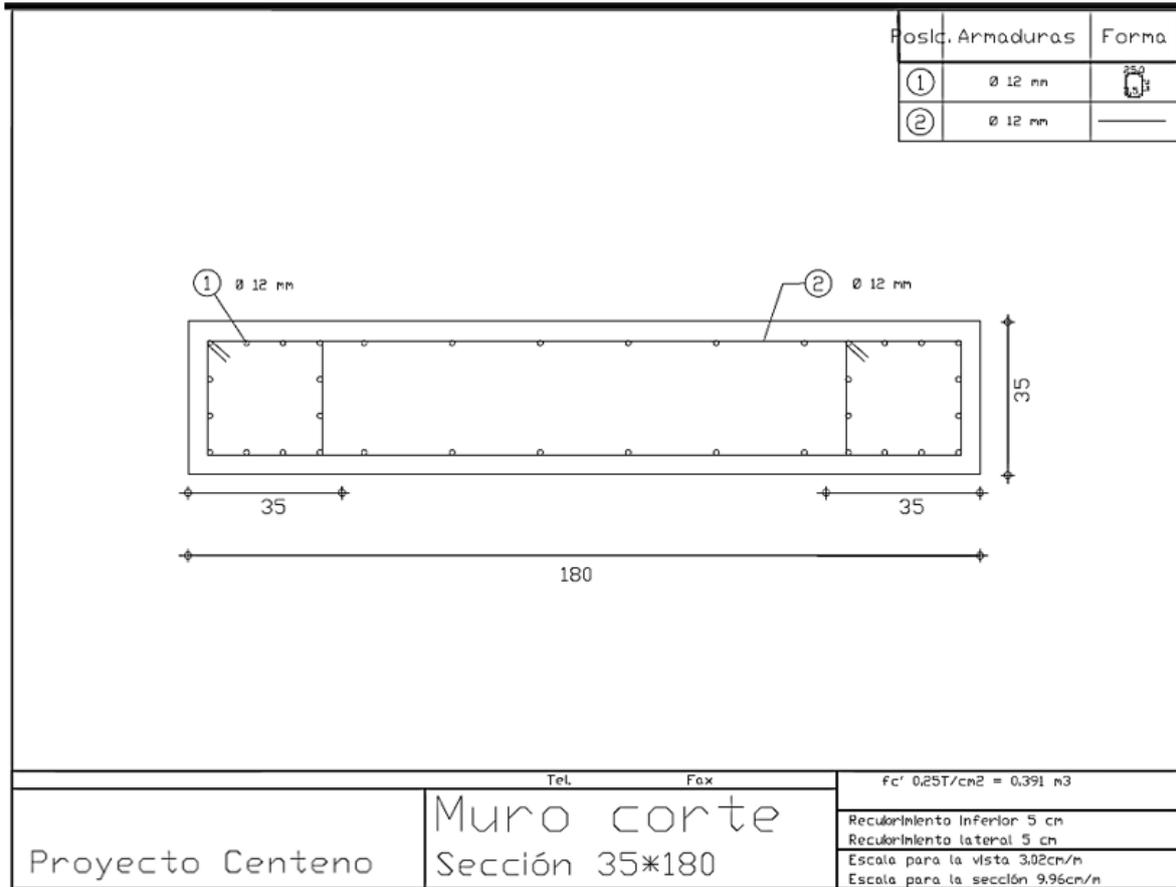
9.6 Anexo 6 Columna Piso 2



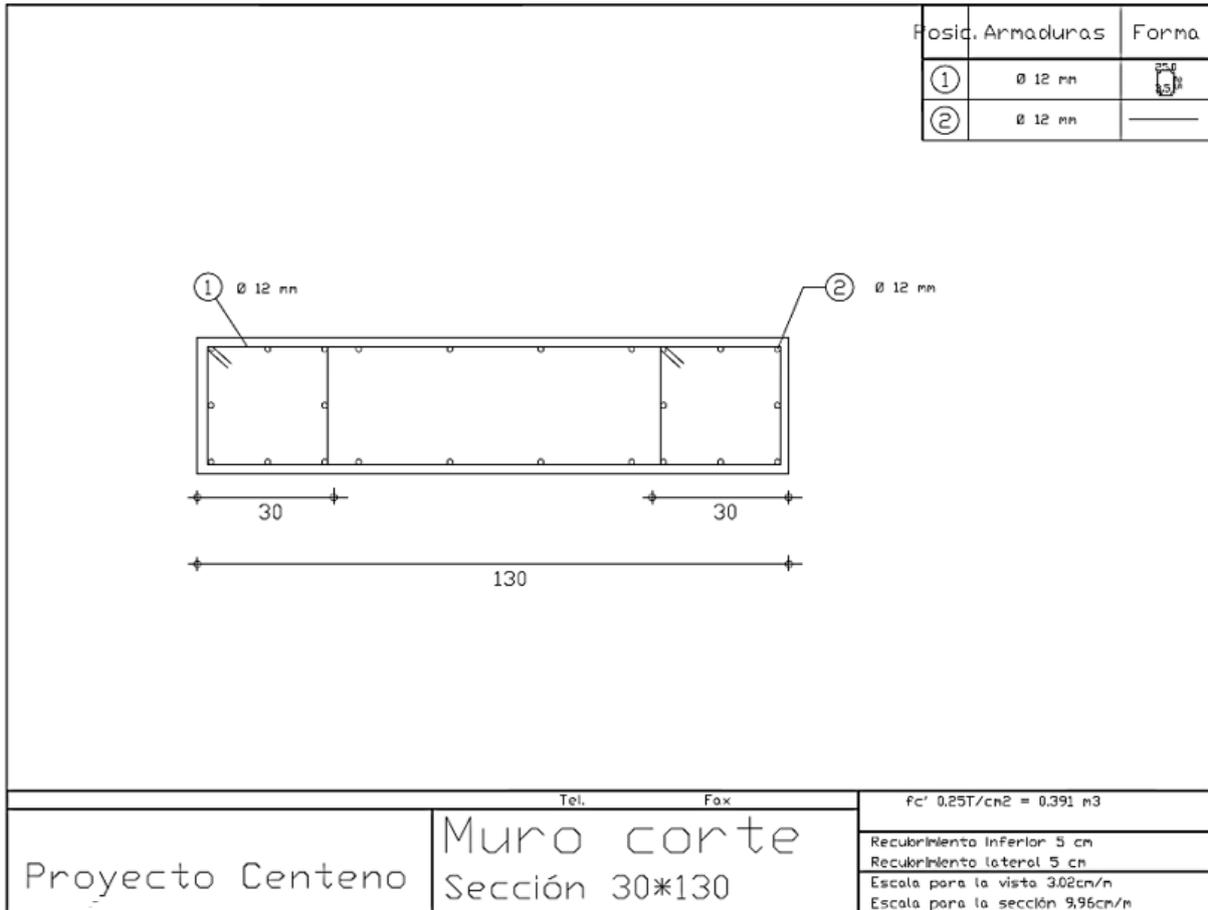
9.7 Anexo 7 Columna Piso 3



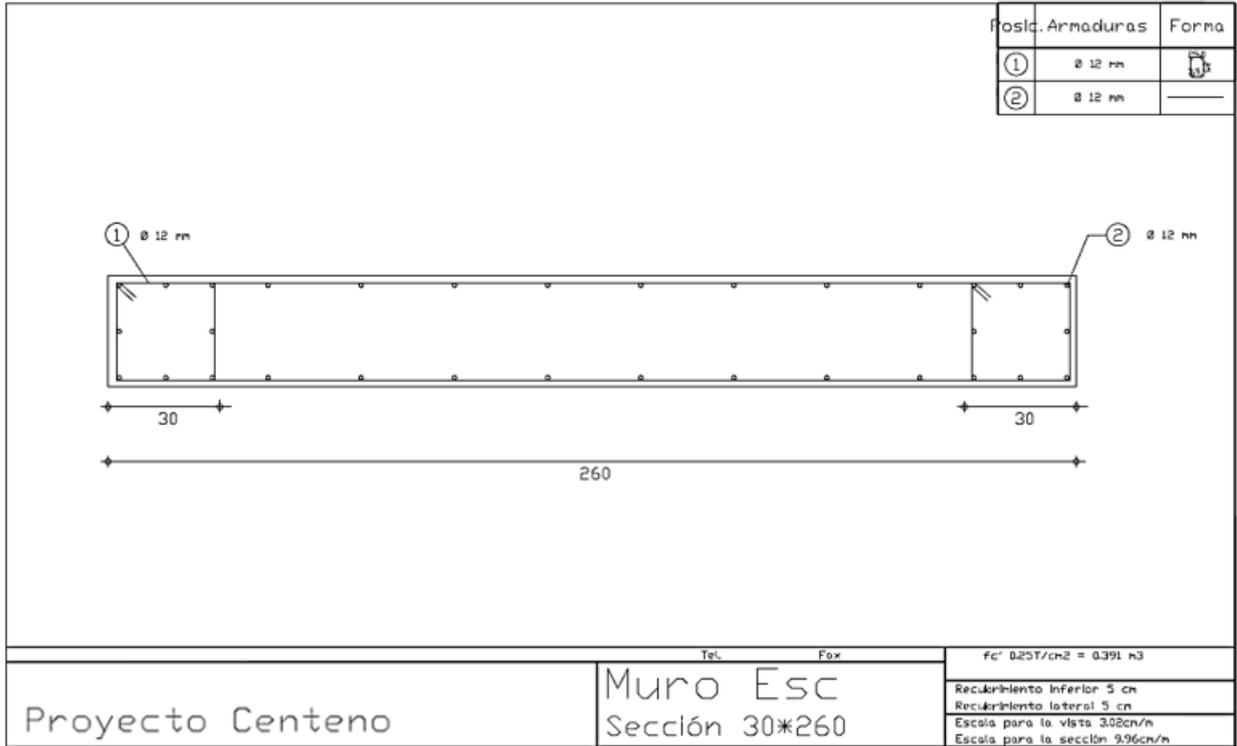
9.8 Anexo 8 Muro De corte X



9.9 Anexo 9 muro de corte Y



9.10 Anexo 10 Muro de escalera X



9.11 Anexo 11 Muro escalera Y

