

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA LOSA PLANA FRENTE A SISMOS, EN CONSTRUCCIONES INFORMALES DE HASTA DOS PLANTAS Y LUCES DE HASTA CINCO METROS, EN LA ZONA PERIFERICA NORTE DE LA CIUDAD QUITO

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL ESPECIALIZACIÓN ESTRUCTURAS

JUAN ERNESTO DOMÍNGUEZ BAQUE

juan_d_b_92@hotmail.com

ZEIDA MARITZA ZAMBRANO CUALCHI

sandy-love110991@hotmail.com

Director: ING. MSC. PATRICIO HONORATO PLACENCIA ANDRADE

patohpla@hotmail.com

Codirector: DR. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ

luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, septiembre 2021

DECLARACIÓN

Nosotros, Juan Ernesto Domínguez Baque y Zeida Maritza Zambrano Cualchi, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.



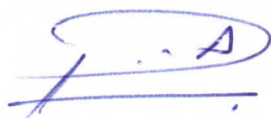
JUAN ERNESTO DOMÍNGUEZ BAQUE



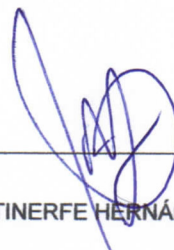
ZEIDA MARITZA ZAMBRANO CUALCHI

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue desarrollado por Juan Ernesto Domínguez Baque y Zeida Maritza Zambrano Cualchi, bajo nuestra supervisión.



ING. MSC. PATRICIO HONORATO PLACENCIA ANDRADE
DIRECTOR DE PROYECTO



DR. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ
CODIRECTOR DE PROYECTO

DEDICATORIA

El presente está dedicado especialmente a mi madre, Gregoria Baque Sánchez, y a todas las personas que la vida se ha encargado de poner en mi camino durante todos estos años de carrera, sin todos y cada uno de ellos, todo esto no hubiera sido posible.

Juan Domínguez Baque.

DEDICATORIA

Infinitamente a mi Padre José Segundo Zambrano quien estoy agradecida por brindarme su amor, comprensión y apoyo incondicional en toda mi carrera y ahora que desde el cielo me supo guiar y darme fuerza para que pueda culminar mi sueño.

A mi madre Clarita por su amor y consejos que me servirá para el resto de mi vida, a moné que esta junto a mi padre por estar a mi lado en muchos desvelos y días difíciles y sobre todo a Dios.

Zambrano Maritza

AGRADECIMIENTO

A la Escuela Politécnica Nacional y todos quienes la confirman, por haber sido parte de mi vida y mi hogar durante todos estos años, brindándome los conocimientos y herramientas necesarias para desenvolverme en el mundo, no solo como profesional sino también como ser humano.

A mi Madre, hermanos y familia en general por haberme apoyado incondicionalmente en cada paso que doy, por todo el amor brindado, la paciencia y sobre todo los valores inculcados toda mi vida.

Agradezco especialmente al Ing. Félix Vaca, quien fue el principal promotor del presente trabajo, por la confianza que tuvo en nosotros.

A nuestros directores el Ing. Patricio Placencia y el Ing. Luis Hernández por todo el tiempo, paciencia y conocimientos invertidos en nosotros.

A mi compañera de Tesis Zeida, a pesar todas las adversidades vividas, has demostrado ser muy capaz, constante y digna compañera, gracias por hacer este viaje conmigo.

A todas las personas que la vida se ha encargado de colocar en mi camino durante estos años, a mis compañeros, amigos, profesores, colegas, agradezco cada momento vivido sea bueno o malo, la vida es un poquito de ambos.

Gracias a la Vida, por permitir que todo llegue a este momento.

Juan Domínguez Baque.

AGRADECIMIENTO

A Dios por la fuerza que me supo brindar en los momentos difíciles en mi vida personal y profesional. A mi padre quien fue mi inspiración, motivo y fuerza para seguir esta carrera que por hoy estoy culminando a mi madre por darme su bendición y procurar que nada me falte en todo este tiempo, a mis hermanos que de una u otra forma estuvieron presentes y fueron un pilar fundamental en mi crecimiento académico.

A la Escuela Politécnica Nacional a todos mis amigos y profesores que fueron parte de mi desarrollo académico y supieron brindarme su apoyo y confianza en toda esta carrera universitaria.

Agradezco especialmente al Ing. Félix Vaca, quien fue el principal promotor del presente trabajo, por la confianza que tuvo en nosotros.

A nuestros directores el Ing. Patricio Placencia y el Ing. Luis Hernández por brindarnos su tiempo y guiarnos con conocimientos para la culminación de esta tesis.

A mi compañero de Tesis Juan por su ayuda y soporte en la realización de este proyecto que a pesar de las adversidades vividas en nuestra carrera universitaria su amistad, sinceridad y profesionalismo son cualidades que quiero conservar en mi futuro.

A todas las personas que se cruzaron en mi camino laboral que por medio de las experiencias vividas permitieron que mis habilidades y cualidades se vayan formando y fortaleciendo a mis amigos de la universidad y ahora colegas quienes fueron muy importantes en mi carrera universitaria.

Gracias Padre por permitir que viva este momento con las personas que amo y sobre todo espero estés muy feliz en el cielo por mí.

Zambrano Maritza.

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
DEDICATORIA	IV
DEDICATORIA	V
AGRADECIMIENTO	VI
AGRADECIMIENTO	VII
CONTENIDO	VIII
ÍNDICE DE CONTENIDO DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE CONTENIDO DE TABLAS	XV
ÍNDICE DE ANEXOS	XVII
RESUMEN	XVIII
ABSTRACT	XIX
CAPITULO 1	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	3
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	3
1.2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS	3
1.3. ALCANCE	4
1.4. JUSTIFICACIÓN.....	5
1.4.1. JUSTIFICACION TEORICA	5
1.4.2. JUSTIFICACION METODOLOGICA	5
1.4.3. JUSTIFICACION PRÁCTICA	6
CAPITULO 2	7
2. MARCO TEÓRICO	7
2.1. VULNERABILIDAD SISMICA EN LA CIUDAD DE QUITO	7
2.1.1. Peligro sísmico	8

2.2. CONSTRUCCION INFORMAL EN LA CIUDAD DE QUITO	9
2.3. CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LAS CONSTRUCCIONES INFORMALES	10
2.3.1. Construcciones mixtas	10
2.3.2. Utilización de vigas banda	10
2.3.3. Efecto Martilleo o Golpeteo	11
2.3.4. Piso blando	11
2.3.5. Torsión en planta	12
2.4. DEFINICIONES Y CARACTERISTICAS DE LOSA PLANA	13
2.4.1. Sistemas Estructurales	13
2.4.2. Configuración estructural	13
2.4.3. Relación entre losa plana y sistema de pórticos con vigas banda... 14	14
2.4.4. Características del sistema de losa plana	15
2.5. EFECTO DE PUNZONAMIENTO EN LOSA PLANA.....	16
2.5.1. Mecanismo de falla por punzonamiento en las losas planas	17
2.6. REPASO DE LA NORMATIVA VIGENTE.....	18
2.6.1. Definiciones Básicas	18
2.6.2. Cargas y combinaciones de cargas	19
CAPITULO 3	34
3. METODOLOGÍA.....	34
3.1. CARACTERISTICAS ELEMENTALES DE LA ZONA DE ESTUDIO	34
3.1.1. Ubicación geográfica	34
3.1.2. Tipo de suelo	35
3.1.3. Uso de Suelo	37
3.2. SELECCIÓN DE CASOS DE ESTUDIO	38
3.3. CARACTERISTICAS DE LOS CASOS DE ESTUDIO	40
3.3.1. MATERIALES PREDOMINATES	40
3.3.2. SISTEMA ESTRUCTURAL UTILIZADO	41
3.3.3. GEOMETRIA Y SECCIONES	42
3.4. ANALISIS ESTRUCTURAL CON HERRAMIENTA COMPUTACIONAL	50

3.4.1. INGRESO DE DATOS	50
3.4.2. ASIGNACION DE CARGAS.....	64
3.4.3. Combinación de cargas.....	76
3.5. ANALISIS ESTRUCTURAL BASADOS EN CODIGOS ACI Y NEC (2015).	78
3.5.1. PREDIMENSIONAMIENTO Y CONFORMACION DE ESTRUCTURAS	78
3.5.2. Diseño de conexiones	82
3.6. OBTENCION DE RESULTADOS	92
3.6.1. Distribución de momentos y cargas axiales.....	92
CAPITULO 4.....	104
4. ANALISIS DE RESULTADOS Y DISCUSIÓN	104
4.1. PROBLEMAS ESTRUCTURALES	104
4.1.1. Consideraciones en losas planas.....	105
4.1.2. Propuesta de diseño	105
CAPITULO 5.....	119
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	119
5.1. CONCLUSIONES	119
5.2. RECOMENDACIONES PARA MITIGACION DE CASOS EXISTENTES Y POSIBLES REFORMAS	120
REFERENCIAS.....	122
REFERENCIAS.....	122
ANEXOS	125

ÍNDICE DE CONTENIDO DE FIGURAS

Figura 2-1 Casas construidas en las laderas del sector de San Juan	7
Figura 2-2 Intensidades de Sismo Local en Quito	8
Figura 2-3 Construcción Informal en Quito	9
Figura 2-4 Procesos de Construcción Informal.....	9
Figura 2-5 Construcción Mixta en Quito	10
Figura 2-6 Construcción con vigas banda	11
Figura 2-7 Construcciones Contiguas con presencia de Efecto de Martilleo Quito	11
Figura 2-8 Construcción con Piso Blando Quito	12
Figura 2-9 Construcción con Torsión en Planta Quito	12
Figura 2-10 Configuración de Sistema Estructural Mixto.....	13
Figura 2-11 Ensamble Estructural de Vivienda.....	14
Figura 2-12 Sistema de losa plana	15
Figura 2-13 Sistema de Losa Plana	16
Figura 2-14 Fallas por punzonamiento en losas planas	17
Figura 2-15 Curva del ensayo a tracción (Esfuerzo-Deformación).....	18
Figura 2-16 Mapa de zonificación sísmica.	21
Figura 2-17 Espectro de diseño en aceleraciones.....	24
Figura 2-18 Condiciones de regularidad en elevación.....	27
Figura 2-19 Condiciones de regularidad en planta	28
Figura 3-1 Base Cartográfica de la Parroquia Calderón	34
Figura 3-2 Mapa de microzonificación sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de Quito	35
Figura 3-3 Mapa Geológico del Cuaternario Distrito Metropolitano de Quito	36
Figura 3-4 Uso de Suelo de la Parroquia Calderón	37
Figura 3-5 Modelo caso número uno	38
Figura 3-6 Modelo caso número dos	38
Figura 3-7 Modelo caso número tres	39

Figura 3-8 Modelo casa número cuatro.....	39
Figura 3-9 Definición de hormigón para todos los casos.....	50
Figura 3-10 Definición de resistencia de hormigón para todos los casos.....	51
Figura 3-11 Comportamiento no lineal del hormigón no confinado.	51
Figura 3-12 Definición de acero de refuerzo para todos los casos.....	52
Figura 3-13 Definición de resistencia de acero de refuerzo para todos los casos.	52
Figura 3-14 Comportamiento no lineal del acero de refuerzo para todos los casos.	53
Figura 3-15 Definición de geometría en columna tipo uno, casa uno.....	54
Figura 3-16 Definición de geometría en columna tipo dos, casas dos, tres, cuatro.	55
Figura 3-17 Factores de reducción en columnas, todos los casos.....	55
Figura 3-18 Configuración acero de refuerzo columna tipo uno, casa uno.	56
Figura 3-19 Comportamiento no lineal del hormigón confinado en columna tipo uno, casa uno.....	57
Figura 3-20 Definición de geometría en viga tipo uno, casa uno.....	58
Figura 3-21 Definición de geometría en viga tipo dos, casa dos, casa cuatro.....	59
Figura 3-22 Definición de geometría en viga tipo tres, casa tres.....	59
Figura 3-23 Factores de reducción en vigas.....	60
Figura 3-24 Configuración acero de refuerzo viga tipo uno, casa uno.	60
Figura 3-25 Comportamiento no Lineal del hormigón en vigas.	61
Figura 3-26 Definición de geometría en losa tipo uno, casa uno, casa dos, casa cuatro.	62
Figura 3-27 Definición de geometría en losa tipo dos, casa tres.	63
Figura 3-28 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones, para cada caso..	67
Figura 3-29 Asignación de carga muerta entrepiso, casa uno	67
Figura 3-30 Asignación de carga viva entrepiso, casa uno.	68
Figura 3-31 Asignación de patrones de carga	69
Figura 3-32 Asignación de coeficientes de Corte Basal casa 1	69

Figura 3-33 Asignación de espectro de respuesta	70
Figura 3-34 Asignación de casos de Carga.....	70
Figura 3-35 Asignación de datos en casos de carga de espectros	71
Figura 3-36 Asignación de datos en casos de carga de espectros	72
Figura 3-37 Asignación de carga sísmica reactiva	73
Figura 3-38 Asignación de diafragmas por piso	73
Figura 3-39 Asignación de brazos rígidos por piso.....	74
Figura 3-40 Asignación de brazos rígidos por piso 3D	75
Figura 3-41 Discretización de losas por cada planta	75
Figura 3-42 Discretización de losas por cada planta	76
Figura 3-43 Asignación de diafragmas por piso	76
Figura 3-44 Diagrama de interacción columna, casa uno	80
Figura 3-45 Diagrama de interacción columna, casa dos y tres	81
Figura 3-46 Diagrama de interacción columna, casa cuatro	82
Figura 3-47 Distribución de esfuerzos para columna interna.....	83
Figura 3-48 Distribución esfuerzos columna de borde	84
Figura 3-49 ancho efectivo donde se ubica el armado que resiste momento desbalanceado por flexión para columna intermedia.	86
Figura 3-50 ancho efectivo donde se ubica el armado que resiste momento desbalanceado por flexión para columna de borde.....	86
Figura 3-51 Ubicación de rotula plástica para columnas interiores	90
Figura 3-52 Ubicación de rotula plástica para columnas de borde	91
Figura 3-53 Distribución de momentos, casa uno.	92
Figura 3-54 Distribución fuerzas axiales de envolvente en columnas, casa uno. 93	
Figura 3-55 Distribución de momentos en vigas para ejes críticos interior y de borde, casa uno.....	94
Figura 3-56 Distribución de fuerzas axiales en columnas criticas interior y de borde, casa uno.....	94
Figura 3-57 Distribución de momentos, casa dos.....	95
Figura 3-58 Distribución fuerzas axiales de envolvente en columnas, casa dos. 96	

Figura 3-59 Distribución de momentos en vigas para ejes críticos interior y de borde, casa dos.....	96
Figura 3-60 Distribución de fuerzas axiales en columnas críticas interior y de borde, casa dos.....	97
Figura 3-61 Distribución de momentos, casa tres.	98
Figura 3-62 Distribución fuerzas axiales de envolvente en columnas, casa tres.	99
Figura 3-63 Distribución de momentos en vigas para ejes críticos interior y de borde, casa tres.....	99
Figura 3-64 Distribución de fuerzas axiales en columnas críticas interior y de borde, casa tres.....	100
Figura 3-65 Distribución de momentos, casa cuatro.	101
Figura 3-66 Distribución fuerzas axiales de envolvente en columnas, casa cuatro.	102
Figura 3-67 Distribución de momentos en vigas para ejes críticos interior y de borde, casa cuatro.....	102
Figura 3-68 Distribución de fuerzas axiales en columnas críticas interior y de borde, casa cuatro.....	103
Figura 4-1 Ubicación de zona crítica de punzonamiento caso uno.....	111

ÍNDICE DE CONTENIDO DE TABLAS

Tabla 2.1 Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas	20
Tabla 2.2 Zona sísmica, factor Z y caracterización de peligro sísmico	21
Tabla 2.3 Tipo y perfiles del suelo	22
Tabla 2.4 Coeficiente F_a de acuerdo a Perfil de suelo y factor Z	23
Tabla 2.5 Coeficiente F_d de acuerdo a Perfil de suelo y factor Z	23
Tabla 2.6 Coeficiente F_s de acuerdo a Perfil de suelo y factor Z	24
Tabla 2.7 Coeficientes de irregularidad en planta.....	29
Tabla 2.8 Coeficientes de irregularidad en elevación	30
Tabla 2.9 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	31
Tabla 2.10 Coeficientes C_t y α de acuerdo al tipo de estructura.....	33
Tabla 3.1 Características geométricas del caso número uno	42
Tabla 3.2 Características Geométricas del caso numero dos.....	44
Tabla 3.3 Características Geométricas del caso número tres.....	46
Tabla 3.4 Características Geométricas del caso número cuatro.....	48
Tabla 3.5 Carga muerta por peso propio, caso uno.....	64
Tabla 3.6 Carga muerta por peso propio, caso dos.	64
Tabla 3.7 Carga muerta por peso propio, caso tres.....	64
Tabla 3.8 Carga muerta por peso propio, caso cuatro.....	64
Tabla 3.9 Carga muerta adicional aproximada, todos los casos.....	65
Tabla 3.10 Carga muerta total, todos los casos.....	65
Tabla 3.11 Carga viva, todos los casos	65
Tabla 3.12 Datos sísmicos, todos los casos	66
Tabla 3.13 Datos sísmicos, correspondientes a cada caso de estudio.....	66
Tabla 3.14 Características geométricas de vigas, para cada caso.	78
Tabla 3.15 Comprobación de armado longitudinal de vigas banda existentes. ...	79
Tabla 3.16 Características geométricas de columnas, para cada caso.	79
Tabla 3.17 Comprobación de armado longitudinal de columnas existentes.	80
Tabla 3.18 Resultados diagrama de interacción de columna casa uno.	80
Tabla 3.19 Resultados diagrama de interacción de columna casa dos.	81

Tabla 3.20 Resultados diagrama de interacción de columna casa dos.	82
Tabla 3.21 Propiedades de sección crítica para columnas internas, en cada caso.	84
Tabla 3.22 Propiedades de sección crítica para columnas de borde, en cada caso.	85
Tabla 4.1 Calculo de momento resultante de sismo por capacidad para losa plana, para cada casa.	112
Tabla 4.2 Trasferencia de momento por flexión columna interior, para cada casa.	113
Tabla 4.3 Trasferencia de Momento por corte excéntrico columna interior, para cada casa.	114
Tabla 4.4 Diseño de estribos columna interior, para cada casa.	114
Tabla 4.5 Comprobación de rotula plástica columna interior, para cada casa. ...	115
Tabla 4.6 Trasferencia de Momento por corte excéntrico columna exterior paralela al borde, para cada casa.	116
Tabla 4.7 Diseño de estribos columna exterior paralela al borde, para cada casa.	117
Tabla 4.8 Comprobación de rotula plástica columna exterior paralela al borde, para cada casa.	117
Tabla 4.9 Trasferencia de Momento por corte excéntrico columna exterior perpendicular al borde, para cada casa.	117
Tabla 4.10 Comprobación de rotula plástica columna de borde perpendicular al eje de borde, para cada casa.	118

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1	126
ANEXO 2	130
ANEXO 3	133
ANEXO 4	136

RESUMEN

El presente estudio se basa en el análisis del comportamiento de la losa plana para construcciones informales, localizada en la zona periférica norte de Quito. Mediante una recopilación de información de los casos seleccionados de estudio, los cuales están conformados por un sistema de pórticos (columnas y vigas banda).

En base a los planos estructurales y estudio de cargas, se procede a realizar una modelación de las edificaciones, obteniendo resultados de elementos críticos. Estos deben cumplir con los requisitos establecidos en las normativas de sismo-resistencia.

De esta manera se determina que las losas planas estudiadas presentan un buen comportamiento ante cargas verticales y sismos por calculo, sin embargo, se ha conocido que existen varios colapsos de estructuras con este sistema constructivo durante eventos sísmicos. Dado a que la mayoría de las edificaciones en el DMQ son informales y mantienen este sistema constructivo es importante conocer las posibles fallas que llevarían a los colapsos mencionados, centrándonos específicamente en el comportamiento de losas.

Basándonos en las solicitaciones de sismo por capacidad de la estructura se realiza el respectivo análisis no lineal, utilizando el manual propuesto por el ingeniero Patricio Placencia para diseño sismo resistente de edificios con vigas banda.

Finalmente se da a conocer que las construcciones informales estudiadas presentan una falta de capacidad de elementos que permita su correcto desempeño ante sismos en cuyos casos las soluciones abarcan desde reforzar la armadura en elementos, modificar dimensiones de los mismos, y en caso de construcciones existentes tratar de limitar el desplazamiento en la estructura.

Palabras clave: Construcción Informal. Losa Plana. Vigas Banda. Punzonamiento. Sismo por Capacidad.

ABSTRACT

The present study is based on the analysis of the behavior of the flat slab for informal constructions, located in the northern peripheral zone of Quito. Through a compilation of information from the selected study cases, which are made up of a system of frames (columns and band beams).

Based on the structural plans and study of loads, a modeling of the buildings is carried out, obtaining results of critical elements. These must comply with the requirements established in the earthquake-resistance regulations.

In this way, it is determined that the studied flat slabs present a good behavior against vertical loads and earthquakes by calculation, however, it has been known that there are several collapses of structures with this construction system during seismic events. Since most of the buildings in the DMQ are informal and maintain this construction system, it is important to know the possible failures that would lead to the aforementioned collapses, focusing specifically on the behavior of the slabs.

Based on the earthquake stresses by capacity of the structure, the respective non-linear analysis is carried out, using the manual proposed by the engineer Patricio Placencia for earthquake resistant design of buildings with band beams.

Finally, it is announced that the informal constructions studied present a lack of capacity of elements that allows their correct performance in earthquakes in which cases the solutions range from reinforcing the reinforcement in elements, modifying their dimensions, and in the case of existing constructions, treating to limit movement in the structure.

Keywords: Informal Construction. Flat Slab. Band beams. Punching. Capacity earthquake.

CAPITULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

Quito es una de las ciudades con mayor amenaza sísmica del Ecuador, pues, se encuentra ubicada sobre un sistema de fallas compuestas por una serie de colinas alineadas, con una longitud estimada de 45 km (Chicaiza, 2017). Se estima que de haber un sismo éste podría ser de una magnitud 6 o 6.5 en escala de magnitud local (ML) (Rivadeneira, y otros, 2007) y, produciría intensidades superiores a los VIII grados en la Escala Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK) (Hibsich, Alvarado, Yepes, Sébrier, & Pérez, 1996).

El desarrollo desordenado y vertiginoso del DMQ ha ocasionado que el crecimiento de la ciudad sea de forma informal, sin ningún criterio técnico. La propagación de edificaciones con mala calidad de construcción y además la urbanización en lugares peligrosos (laderas inestables, quebradas rellenas, etc.) han determinado la vulnerabilidad de la construcción de la capital del Ecuador (Yépez, 2001).

El 77% de las construcciones en la ciudad son informales, y de estas el 58% tienen entre una y dos plantas, compuestas principalmente de un sistema aporticado de hormigón armado hecho en sitio, losas planas macizas o alivianadas no dúctiles con vigas embebidas en las mismas, tienen mampostería de relleno por lo general de bloque de cemento o ladrillo, y su uso es principalmente residencial (Chicaiza, 2017).

En los países latinoamericanos, este sistema estructural ha sido uno de los más utilizados por sus múltiples atractivos de tipo constructivo y funcional. Sin embargo, estas estructuras no son aceptadas en países técnicamente desarrollados para ser utilizadas en zonas de alto riesgo sísmico pues ha sido pésima la experiencia en sismos pasados. (Placencia, 1997)

El sistema de losas planas – vigas banda – y columnas, es aquel en el cual la losa se encuentra apoyada directamente sobre las columnas, es decir, que no hay presencia de vigas descolgadas, no existen o están embebidas en la losa. Lo que hace este tipo de sistemas es transmitir las cargas de la losa a las columnas no sólo por flexión, sino que se generan momentos desequilibrantes que deben ser transferidos a las columnas por punzonamiento o por corte excéntrico. (Ochoa & Ulcuango, 2014, pág. 12)

La diferencia con el procedimiento actualmente utilizado por muchos ingenieros en Ecuador, radica en 4 puntos: 1) Que la carga lateral es más alta que para un pórtico especial dúctil, pues no dispone de ductilidad inmediata, 2) Que los estribos de la viga banda se diseñan para corte y no para punzonamiento. 3) Que el momento desbalanceado proviene no del análisis del pórtico, si no de la capacidad a flexión de la viga banda más una parte de la losa, 4) Que la capacidad a flexión de las columnas debe ser mayor que la de la mencionada viga colaborante. (Placencia, 1997)

En vista de lo impracticable que resultaría prohibir el uso de este tipo de estructuras en Ecuador. (Placencia, 1997), o la modificación extrema de estructuras ya existentes. Este estudio busca establecer condiciones reales de comportamiento mecánico de estas, mediante modelación con herramientas computacionales y el desarrollo de análisis y diseño, basados en el código ACI, tomando en cuenta la diferencia fundamental antes mencionada, a fin de lograr condiciones para que la estructura incurriere de mejor manera en el rango inelástico y esta pueda soportar de una mejor manera un sismo fuerte.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Estudiar el comportamiento real frente a sismos de las construcciones informales que utilizan losa plana en ciudad de Quito, mediante la modelación con la ayuda de herramientas computacionales y el diseño basado en código ACI, a fin de conocer las falencias estructurales y mecánicas de las mismas y plantear recomendaciones para edificaciones existentes y futuras.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar las patologías del uso de losa plana en los casos de estudio por medio de la investigación y recolección de información técnica para tener una base de datos con la cual iniciar el estudio

- Analizar el comportamiento frente a sismos de las estructuras informales, mediante la modelación con la ayuda de herramientas computacionales y el diseño basado en código ACI, para determinar el patrón de fallas que se generarían ante la presencia de estos eventos.

- Plantear posibles medidas de mitigación para este tipo de viviendas mediante el análisis de las fallas encontradas para salvaguardar la vida de la gente frente a eventos sísmicos.

1.3. ALCANCE

El presente estudio procura determinar el comportamiento de estructuras de hasta dos plantas y luces de hasta cinco metros que presentan sistema de losa plana en la periferia norte del DMQ frente a sismos.

La importancia del presente se enfoca en la necesidad de dar a conocer el proceso de diseño y comprobación para estructuras de este tipo propuestos por el ingeniero Patricio Placencia en el año 1997, adaptándolos a nuestros casos de estudio.

Los casos de estudio tomados se consideran construcciones informales debido a la falta de criterios técnicos en la construcción de los mismos y al sistema estructural utilizado, siendo este el pórtico, sistema no recomendado en países con alta vulnerabilidad sísmica como el nuestro.

1.4. JUSTIFICACIÓN

1.4.1. JUSTIFICACION TEORICA

Este estudio determinará condiciones más cercanas a la realidad del comportamiento de estructuras informales de hasta dos plantas y luces de hasta cinco metros con presencia de losas planas frente a eventos sísmicos. Con las cuales se podrá realizar un análisis más exacto de las consecuencias que conlleva este tipo de estructuras y las futuras construcciones de las mismas, ya que este tipo de patología disminuye la capacidad de los elementos estructurales y al rebasar los estados límite de servicio ponen en riesgo su funcionalidad, por lo tanto, se quiere generar alternativas viables tanto para construcciones nuevas como para aquellas existentes.

1.4.2. JUSTIFICACION METODOLOGICA

Para lograr los objetivos se prevé la modelación virtual de las viviendas en una herramienta computacional, para la modelación de los casos de estudio, ya que se utilizará elementos que simulen el comportamiento de losas planas además de ser confiable centrada exclusivamente al análisis estructural y diseño de edificios y con una alta potencia analítica lineal y no lineal que se ajusta a los requerimientos de la investigación. Para el análisis y diseño de este tipo de estructuras se aplicarán procedimientos basados en el código ACI, teniendo en cuenta las variaciones que este tipo de estructuras implican respecto a los métodos tradicionales.

1.4.3. JUSTIFICACION PRÁCTICA

Se busca establecer fundamentos, sustentos y soportes sólidos de conocimiento ante la problemática de la construcción informal en el DMQ, específicamente en la zona periférica norte de la ciudad y exclusivamente de los casos seleccionados de estudio, en el aspecto técnico del uso excesivo de la losa plana. Con el estudio se plasmará apoyo técnico sobre la correcta intervención de viviendas de construcción informal pudiendo de esta manera generar posibles soluciones viables para estructuras ya existentes e incidir en la normativa actual, en el mejoramiento de los procesos constructivos para futuras edificaciones, precautelando la seguridad de las personas y el derecho a la vivienda.

CAPITULO 2

2. MARCO TEÓRICO

2.1. VULNERABILIDAD SISMICA EN LA CIUDAD DE QUITO

“La vulnerabilidad es la predisposición de un sistema, elemento, componente, grupo humano o cualquier tipo de mecanismo, a sufrir afectación ante la acción de una situación de amenaza específica”. (Consortio de Evaluacion de Riesgos Naturales de America Latina , 2011, pág. 8)

“La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o una zona urbana completa, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico, asociada directamente con sus características físicas y estructurales”. (Bonett, 2003, pág. 10).

Quito ha sufrido diferentes cambios en su morfología, con rellenos de quebradas desde antes de los años 30 desconociéndose con que materiales y en qué condiciones se realizaron dichas intervenciones, lo que hoy en día estas modificaciones constituyen una amenaza para la ciudad, por otro lado, “debido a la elevada amenaza sísmica que representa la ubicación de Ecuador y la presencia de estructuras vulnerables en la ciudad de Quito, es de esperar que la capital del Ecuador esté sujeta a un riesgo relativamente alto”. (Naya, 2010, pág. 21).

Figura 2-1 Casas construidas en las laderas del sector de San Juan



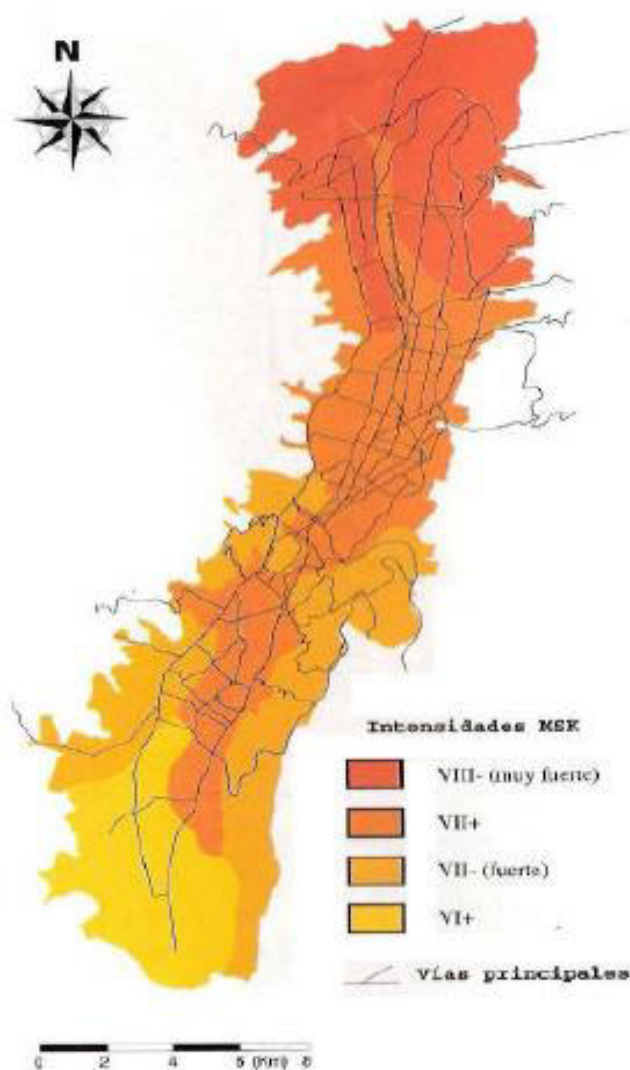
FUENTE: Diario Ultimas Noticias

2.1.1. PELIGRO SÍSMICO

El término “peligro” o “riesgo” sísmico que se define como la probabilidad de daños a infraestructura y a seres humanos causados por un evento sísmico, dentro de un periodo de tiempo y lugar determinados (Rivadeneira, y otros, 2007).

El peligro sísmico es resultado de la combinación de: amenaza sísmica y vulnerabilidad.

Figura 2-2 Intensidades de Sismo Local en Quito



FUENTE: Proyecto para el manejo de Riesgo Sísmico de Quito

2.2. CONSTRUCCION INFORMAL EN LA CIUDAD DE QUITO

Quito vive bajo evidentes amenazas naturales. Los sismos ocurridos en años pasados generaron incertidumbre sobre la resistencia estructural de las edificaciones en la ciudad. En la urbe cerca del 60% de construcciones son informales, levantándose sobre laderas y rellenos.

Figura 2-3 Construcción Informal en Quito



FUENTE: Diario El Comercio

Algunas de las características constructivas para viviendas informales se presentan a continuación:

Vivienda construida sobre relleno, debido a que la ciudad de Quito está ubicada en una zona muy accidentada y con alta presencia de quebradas, desde tiempo de la colonia se ha procedido a realizar rellenos de todo tipo.

Figura 2-4 Procesos de Construcción Informal



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

2.3. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LAS CONSTRUCCIONES INFORMALES

Entre las características más comunes que se presentan en las construcciones informales dentro del DMQ son las siguientes:

2.3.1. CONSTRUCCIONES MIXTAS

Las construcciones mixtas implican el uso de múltiples materiales diferentes en la vivienda además del cambio brusco de secciones en columnas, siendo este del mismo material.

Figura 2-5 Construcción Mixta en Quito



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

2.3.2. UTILIZACIÓN DE VIGAS BANDA

En la mayoría de las viviendas en Quito se construye el contrapiso utilizando el sistema estructural de vigas banda, las cuales son un tipo de vigas, en las que su altura es la misma que la de la losa y por lo general menor que su ancho, se utiliza normalmente para facilitar su construcción y con fines arquitectónicos, debido a que van embebidas dentro de la losa. Presentan una menor inercia que las vigas descolgadas y por lo general resisten menos que estas. Y produce el efecto de que la losa se encuentra apoyada directamente en las columnas y comportándose como un solo elemento estructural por lo que es susceptible a efectos de punzonamiento.

Figura 2-6 Construcción con vigas banda



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

2.3.3. EFECTO MARTILLO O GOLPETEO

Efecto producido entre edificaciones contiguas sin junta de construcción. Esto ocasiona graves daños ante un evento sísmico, no solo por el choque entre estructuras, sino además porque el modo de vibración y desplazamientos propios de cada vivienda ocasiona un comportamiento no previsto.

Figura 2-7 Construcciones Contiguas con presencia de Efecto de Martilleo Quito



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

2.3.4. PISO BLANDO

El piso blando se define como la presencia de una planta cuya rigidez lateral es menor al 70% de la rigidez lateral de plantas superiores. Este problema se produce porque las plantas superiores tienen gran cantidad de paredes de mampostería siendo estas más rígidas y convirtiendo a los pisos inferiores en sistemas débiles.

Figura 2-8 Construcción con Piso Blando Quito



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

2.3.5. TORSIÓN EN PLANTA

Cuando existe excentricidad entre los centros de rigidez y masa, por ejemplo, en configuraciones tipo L o C, etc., lo que provoca concentraciones de esfuerzos no previstos, provocando torsión y con ellos daños severos ante una alta sollicitación sísmica.

Figura 2-9 Construcción con Torsión en Planta Quito



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

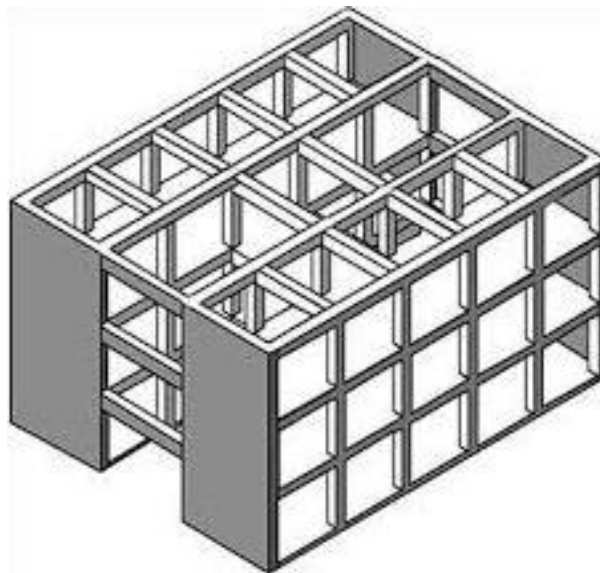
2.4. DEFINICIONES Y CARACTERÍSTICAS DE LOSA PLANA

2.4.1. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Es un conjunto de elementos independientes ensamblados para formar un todo único, con el objetivo de dar solución a un problema civil en particular.

Los sistemas estructurales se distinguen entre sí, por el comportamiento de sus elementos ante la presencia de solicitaciones específicas. Por lo que es muy importante considerar un adecuado diseño, y un tipo de estructura adecuado, en otras palabras, es importante seleccionar un sistema estructural diseñado para funcionar bien en situaciones extremas, seguido de una buena configuración estructural. (Barros & Peñafiel, 2015, pág. 12)

Figura 2-10 Configuración de Sistema Estructural Mixto

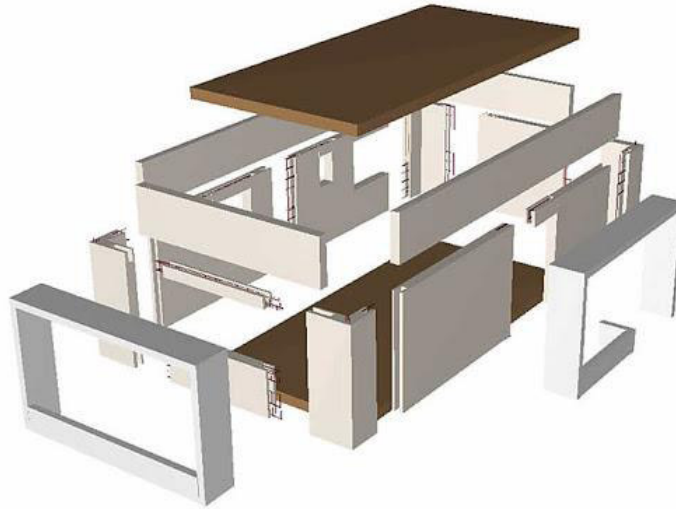


FUENTE: Saavedra (2016)

2.4.2. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

La configuración estructural se conoce como el ensamble, la distribución y la ubicación que se le da a los elementos estructurales que proporcionan la resistencia de una estructura, es decir, losas, vigas, columnas, muros de corte, entre otros; como a los elementos no estructurales, tal es el caso de la disposición de la mampostería, además de los materiales y cargas actuantes, ya que estos elementos y factores están relacionados con el comportamiento que tendrá la estructura ante eventos adversos como los sismos. (Barros & Peñafiel, 2015, pág. 12)

Figura 2-11 Ensamble Estructural de Vivienda



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

2.4.3. RELACIÓN ENTRE LOSA PLANA Y SISTEMA DE PÓRTICOS CON VIGAS BANDA

Una losa plana es un elemento estructural horizontal que se apoya directamente sobre las columnas, donde las cargas son transmitidas directamente a estas últimas. Diferenciándose del sistema de vigas descolgadas, donde la losa transfiere las cargas a las vigas y posteriormente estas a las columnas.

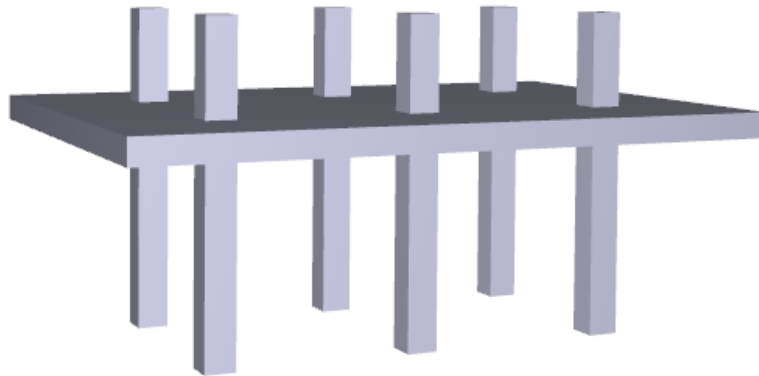
Por su parte en el sistema de vigas banda, las mismas se encuentran embebidas dentro de la losa, por lo que esta última, se apoya directamente sobre las columnas, es decir se comporta de la misma manera que una losa plana.

En décadas pasadas en la Ciudad de Quito se diferenciaban los sistemas de vigas banda y losa plana debido a que este último no solo se apoyaba sobre columnas si no en su mayor parte sobre mampostería que cumplía en muchos casos la función de muros estructurales.

Hoy en día el sistema más comúnmente utilizado es el pórtico utilizando vigas banda debido a las ventajas que representa su uso, embebiendo la viga dentro de la losa, y por ende compartiendo las mismas características que la losa plana apoyada únicamente sobre columnas.

Por lo que, para fines de este estudio, se denominara al sistema de vigas banda como sistema de losa plana.

Figura 2-12 Sistema de losa plana



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

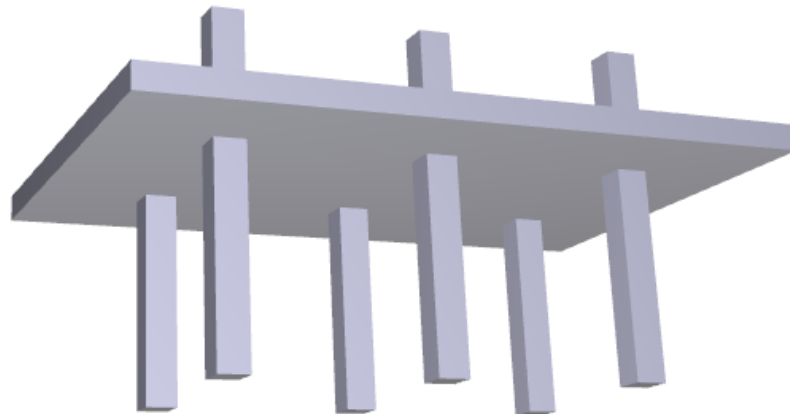
Ante cargas sísmicas la situación de las losas planas ya no es favorable. Los principales problemas son el punzonamiento, la excesiva flexibilidad lateral y por tanto poca disponibilidad de ductilidad inmediata, los excesivos daños no estructurales y en el caso de que la losa sea bien gruesa y fuerte podría ser más fuerte que la columna. No quiere decir que sea imposible diseñar una estructura con vigas banda en zonas sísmicas, pero sí que hay que seguir un procedimiento que evite los peligros anotados y por lo tanto su uso es limitado (Placencia, 1997).

2.4.4. CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE LOSA PLANA

- Son las losas más comúnmente usadas alrededor del mundo debido a sus grandes ventajas, facilidad de encofrado y construcción, menor tiempo de ejecución y costo.
- Existen losas macizas o alivianadas por bloques de material ligero o alveolos formados por moldes removibles.
- Presentan vigas embebidas, también conocidas como vigas banda.
- Se encuentran directamente apoyadas sobre las columnas.
- A pesar de contar con vigas, estas casi no intervienen en la transmisión de cargas, las cuales se transmiten directamente a las columnas

- Como consecuencia de esto se producen momentos desestabilizadores que no se transmiten completamente por flexión, sino de forma excéntrica a las columnas, provocando punzonamiento (corte excéntrico) (Naranjo & Peñaherrera, 2018)

Figura 2-13 Sistema de Losa Plana



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

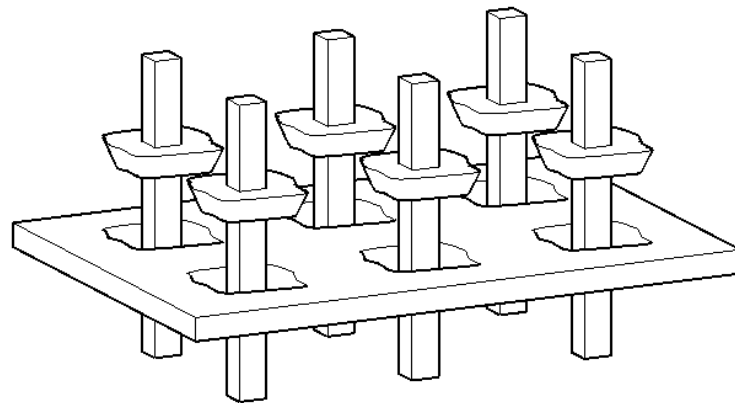
2.5. EFECTO DE PUNZONAMIENTO EN LOSA PLANA

El punzonamiento es el fenómeno que produce la rotura alrededor de una superficie de soporte a causa de un elemento estructural de naturaleza puntual sobre el que se apoya.

Este fenómeno se produce por agotamiento a tracción del hormigón, debido a los esfuerzos tangenciales generados a lo largo de la 'superficie crítica', por las cargas transmitidas por la placa al soporte (Regalado, 2002).

“La superficie de rotura es la superficie crítica de punzonamiento; ésta va desde el perímetro donde apoya la losa elevándose y extendiéndose con un ángulo entre 30° y 45°”. (Regalado, 2002, pág. 78)

Figura 2-14 Fallas por punzonamiento en losas planas



Elaborado por: Domínguez & Zambrano

Tanto en losas macizas como en losas alivianadas, el daño característico, es la rotura de la losa alrededor de la columna sobre la que descansa, son de forma tronco piramidal o troncocónica (según sea la columna, rectangular o circular) cuya directriz es el área que recibe la carga.

2.5.1. MECANISMO DE FALLA POR PUNZONAMIENTO EN LAS LOSAS PLANAS

La primera grieta que se forma en la losa es, de manera simplista, circular y tangencial al perímetro del área cargada. Este fisuramiento es causado por los momentos flexionantes negativos que parten del apoyo en sentido radial. Se requiere de un incremento sustancial de carga para producir un agrietamiento que este separado del apoyo. Cuando esto sucede, el cortante es resistido por la combinación de tres mecanismos: trabazón del agregado, acción de dovela y la fuerza cortante que se transmite en la zona de compresión (cara inferior de la losa). La resistencia al corte por punzonamiento en las losas es superior a la de las vigas debido a la naturaleza tridimensional del mecanismo de falla. El mecanismo es tal que se producen fuerzas de compresión en el plano de la losa que contribuyen a incrementar las capacidades a flexión y corte, aunque disminuya la ductilidad. (Alcocer, 1995, pág. 259)

2.6. REPASO DE LA NORMATIVA VIGENTE

2.6.1. DEFINICIONES BÁSICAS

2.6.1.1. Acero de refuerzo

“El refuerzo que se emplee en vigas, columnas, losas, entre otros elementos, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío o por armaduras electrosoldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero”. (NEC-SE-VIVIENDA, 2015, pág. 10)

El módulo de elasticidad del acero ordinario se supone como $2.04 \cdot 10^6$ [kgf/cm²]. Para diseño se considerará el esfuerzo de fluencia mínimo, F_y , establecido por el fabricante.

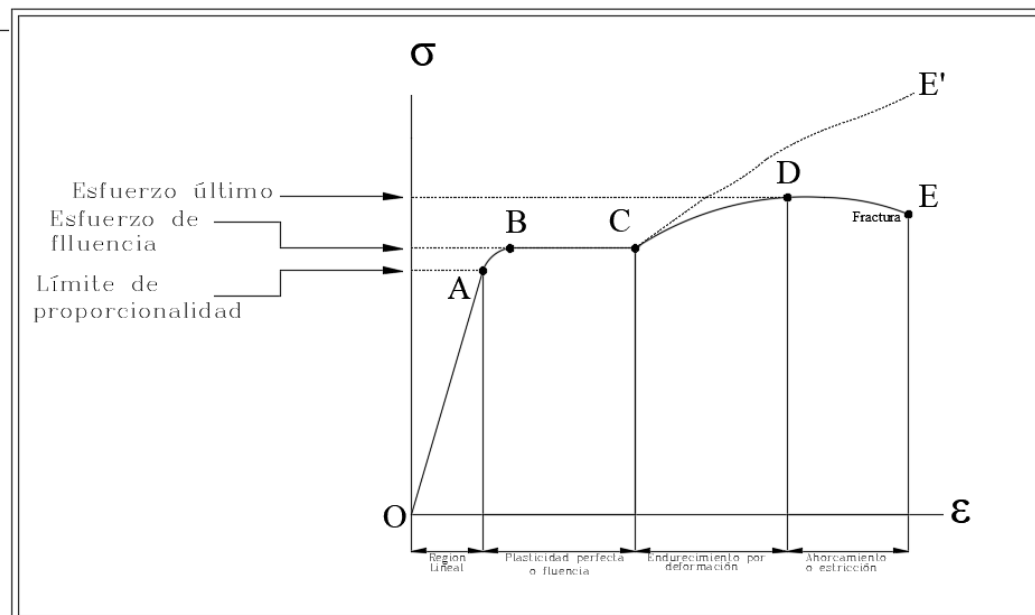
El F_y será medido en el presente estudio en [kgf/cm²].

El esfuerzo de fluencia mínimo del acero F_y más comúnmente utilizado en la construcción dentro de la ciudad de Quito es de 4282.81 [kgf/cm²].

El esfuerzo de fluencia máximo del acero es de 5506.47 [kgf/cm²].

La resistencia a la tracción mínima F_u es de 5608.44 [kgf/cm²].

Figura 2-15 Curva del ensayo a tracción (Esfuerzo-Deformación)



Elaborado por: Domínguez & Zambrano

2.6.1.2. Bloque de hormigón

“Se usa regularmente para edificaciones de interés social y de bajo costo, cuya resistencia bruta no debe ser menor que $f'm = 30.59 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}^*$ ” (NEC-SE-VIVIENDA, 2015, pág. 11)

2.6.1.3. Cuantía de refuerzo

“Relación entre el área transversal del acero de refuerzo y el área bruta de la sección considerada” (NEC-SE-VIVIENDA, 2015, pág. 11).

2.6.1.4. Losa de entrepiso o de cubierta

“Elemento estructural horizontal o aproximadamente horizontal, maciza o con nervaduras, que trabaja en una o dos direcciones, de espesor pequeño en relación con sus otras dos dimensiones”. (NEC-SE-VIVIENDA, 2015, pág. 12)

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

“Resistencia a la compresión o a los 28 días en $\text{[kgf/cm}^2\text{]}^*$ ”. (NEC-SE-VIVIENDA, 2015, pág. 15)

2.6.1.6. Pórticos de hormigón armado

Los pórticos resistentes a momento de hormigón armado transfieren las cargas actuantes a la cimentación a través de vigas y columnas.

2.6.2. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Las cargas y combinaciones de carga a aplicarse serán determinadas según lo siguiente.

2.6.2.1. Cargas Permanentes (Carga Muerta)

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC-SE-CG, 2015, pág. 5)

2.6.2.2. Carga Viva

La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizará en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. (NEC-SE-CG, 2015, pág. 5)

2.6.2.3. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas L0

“En la siguiente tabla se muestran los valores de cargas uniforme de acuerdo con la ocupación o usos de los casos futuros de estudio:” (NEC-SE-CG, 2015, pág. 25)

Tabla 2.1 Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o Uso	Carga Uniforme [kgf/m ²]
Cubiertas	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	71,38
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	305,92
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión	849,46
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	203,94

FUENTE: NEC-SE-CG (2015)

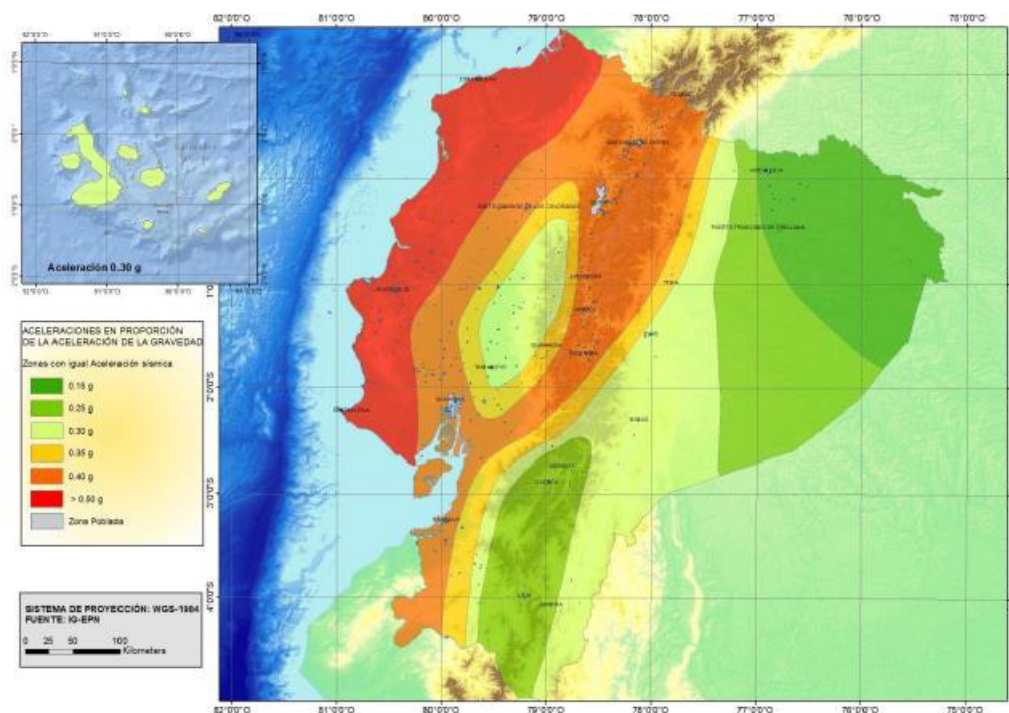
2.6.2.4. Cargas sísmicas

2.6.2.4.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo con el siguiente mapa. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 27)

Figura 2-16 Mapa de zonificación sísmica.



FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 27)

Tabla 2.2 Zona sísmica, factor Z y caracterización de peligro sísmico

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

FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

Al encontrarse nuestros casos de estudio en la ciudad de Quito se tomará la zona sísmica “V” con un valor Z = 0.40 y alto peligro sísmico.

2.6.2.4.2. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 2.3.

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 29)

Tabla 2.3 Tipo y perfiles del suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
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	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

2.6.2.4.3. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

“ F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio”. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 31)

Tabla 2.4 Coeficiente F_a de acuerdo a Perfil de suelo y factor Z

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97

FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

“ F_d : desplazamientos para diseño en roca.

Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio”. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 31)

Tabla 2.5 Coeficiente F_d de acuerdo a Perfil de suelo y factor Z

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

 F_s : comportamiento no lineal de los suelos

Consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo 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. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 32)

Tabla 2.6 Coeficiente F_s de acuerdo a Perfil de suelo y factor Z

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.75	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

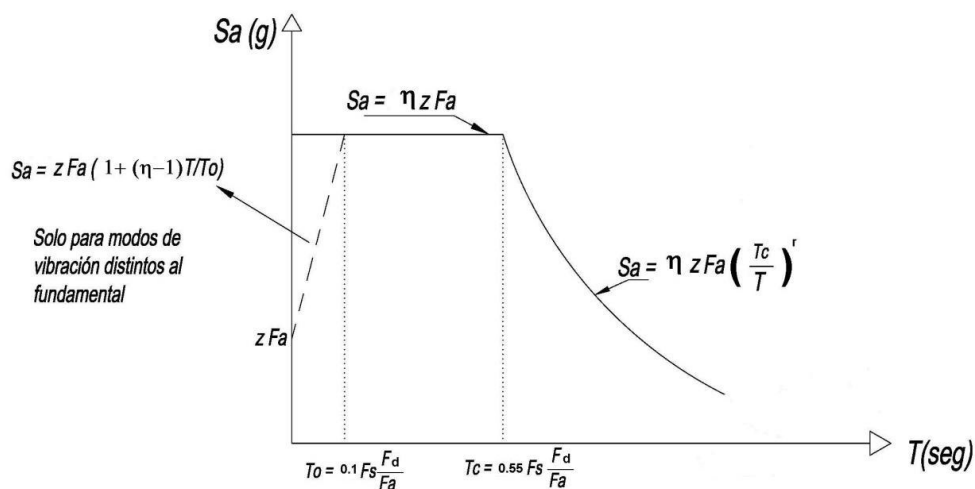
FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

2.6.2.4.4. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la siguiente figura, consistente con:

- el factor de zona sísmica Z,
- el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s . (NEC-SE-DS, 2015, pág. 32)

Figura 2-17 Espectro de diseño en aceleraciones



FUENTE: NEC-SE-SD (2015)

Dónde:

- η** Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
- S_a** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura
- T** Periodo fundamental de vibración de la estructura
- T_0** Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- T_c** Periodo 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

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos: (NEC-SE-DS, 2015, pág. 33)

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Dónde:

- r** Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
- $r = 1$ para tipo de suelo A, B o C
- $r = 1.5$ para tipo de suelo D o E.

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de

aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Los límites para el periodo de vibración T_C y T_L (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos se obtienen de las siguientes expresiones: (NEC-SE-DS, 2015, pág. 34)

$$T_C = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4$$

Dónde:

T_L Es el periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos

NOTA: para los perfiles de suelo **tipo D y E**, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 35)

2.6.2.4.5. Determinación del cortante basal

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones.

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

Donde:

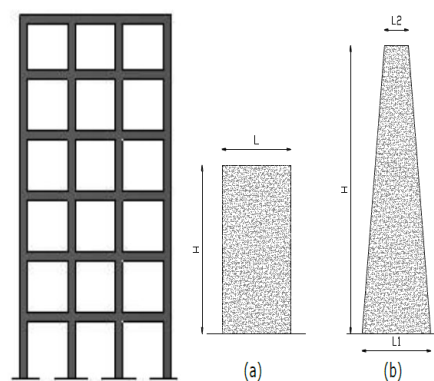
$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración
\emptyset_P y \emptyset_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación
I	Coefficiente de importancia
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva
T_a	Periodo de vibración

(NEC-SE-DS, 2015, pág. 61)

2.6.2.4.6. Regularidad en planta y elevación

Una estructura se considera como regular en elevación cuando la altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticado, es constante en todos los niveles, también cuando la dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 49)

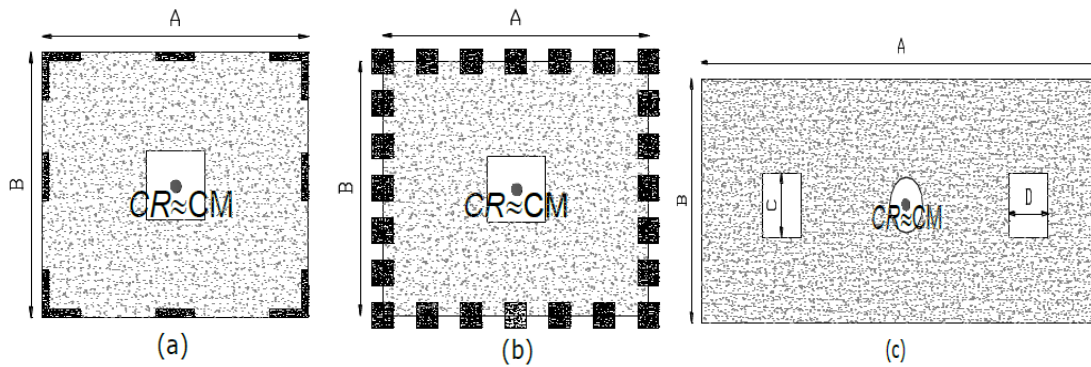
Figura 2-18 Condiciones de regularidad en elevación



FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

En estos casos se tomará $\emptyset_E = 1$

Figura 2-19 Condiciones de regularidad en planta



FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

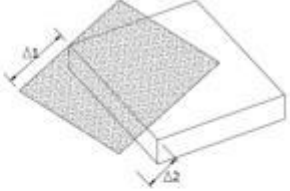
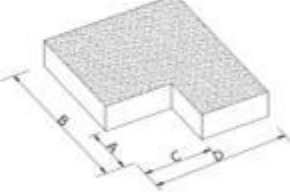
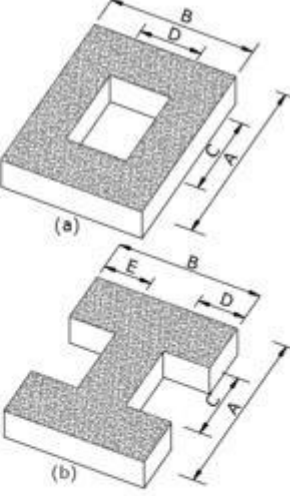
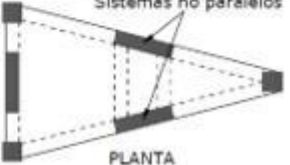
En planta, cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa se tomará $\phi_P = 1$

2.6.2.4.7. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

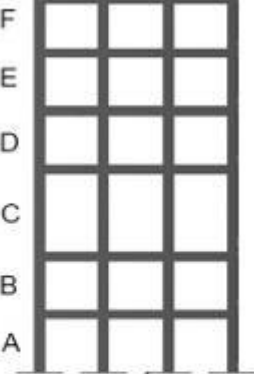
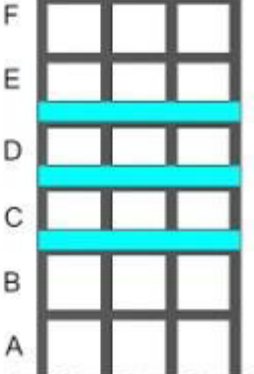
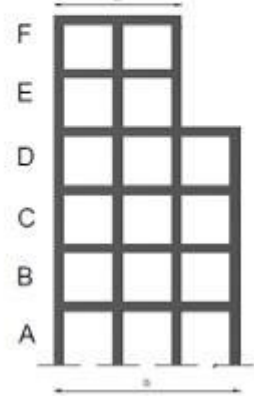
Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 49)

Tabla 2.7 Coeficientes de irregularidad en planta

Tipo	Irregularidad	Grafico
1	Irregularidad torsional $\phi_P = 0.9$	
2	Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_P = 0.9$	
3	Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_P = 0.9$	
4	Ejes estructurales no paralelos $\phi_P = 0.9$	

FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

Tabla 2.8 Coeficientes de irregularidad en elevación

Tipo	Irregularidad	Grafico
1	Piso flexible $\phi_E = 0.9$	
2	Distribución de masa $\phi_E = 0.9$	
3	Irregularidad geométrica $\phi_E = 0.9$	

FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

2.6.2.4.8. Categoría de edificio y coeficiente de importancia IA:

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 39)

Tabla 2.9 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente 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

FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

2.6.2.4.9. Factor R

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como:

- tipo de estructura,
- tipo de suelo,
- periodo de vibración considerado

factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 39)

Según (NEC-SE-VIVIENDA), para el caso de pórticos con vigas banda se sugiere tomar un factor $R = 5$.

2.6.2.4.10. Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo.

Se usará la siguiente carga sísmica reactiva W .

Caso general

$$W = D + 0.25 \cdot L_i$$

Donde:

D Carga muerta total de la estructura

L_i Carga viva del piso i (NEC-SE-DS, 2015, pág. 55)

2.6.2.4.11. Periodo de vibración T_a

El valor de T_a es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

T_a permite determinar el valor S_a del espectro en aceleraciones

Para estructuras de edificación, el valor de T_a puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T_a = Ct^{h_n^\alpha}$$

Donde:

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

T_a Periodo de vibración

Ct Coeficiente que depende del tipo de edificio. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 62)

Para:

Tabla 2.10 Coeficientes C_t y α de acuerdo al tipo de estructura

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	0.047	0.9
para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

FUENTE: NEC-SE-DS (2015)

2.6.2.5. Combinaciones de cargas

Las construcciones en general deberán diseñarse para resistir las combinaciones de:

- D** cargas permanentes,
- L** cargas variables (cargas vivas, también llamadas sobrecargas de uso),
- E** Carga de sismo

2.6.2.5.1. Combinación para el diseño por última resistencia.

“Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo con las siguientes combinaciones” (ASCE 7 -16 2.3.1):

- Combinación 1: **1.4 D**
- Combinación 2: **1.2 D + 1.6 L**
- Combinación 3: **1.2 D + L + E**
- Combinación 4: **0.9 D + E**

Aunque las normas especifican otras combinaciones, las mismas incluyen cargas como viento y granizo las cuales no se utilizan en conjunto con la carga de sismo. Al utilizar la carga de sismo hay que tomar en cuenta que el sismo se puede producir tanto en dirección X e Y así como en sentidos positivo y negativo tanto para coeficientes de sismo estático como para dinámico.

CAPITULO 3

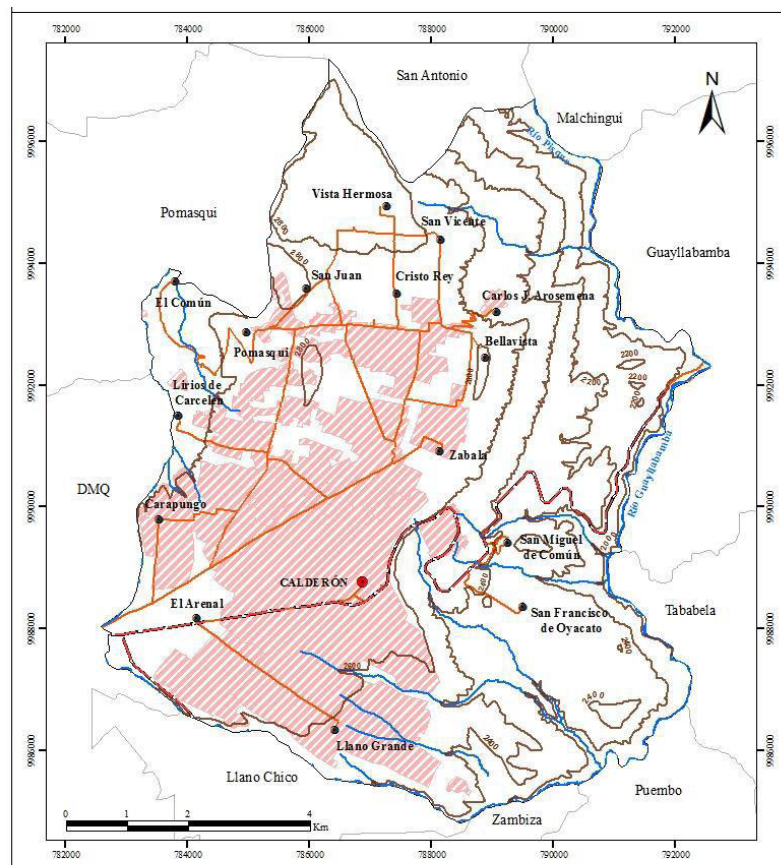
3. METODOLOGÍA

3.1. CARACTERÍSTICAS ELEMENTALES DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

Los casos de estudio se encuentran ubicados en la zona periférica norte del DMQ en la parroquia de Calderón, con una superficie de 79 km². “Limita al norte con la parroquia San Antonio, al sur con la parroquia Llano Chico, al este con la parroquia Guayllabamba y al oeste con la parroquia Pomasqui”. (Gobierno Autónomo Descentralizado de la parroquia rural Calderón, 2012, pág. 30)

Figura 3-1 Base Cartográfica de la Parroquia Calderón

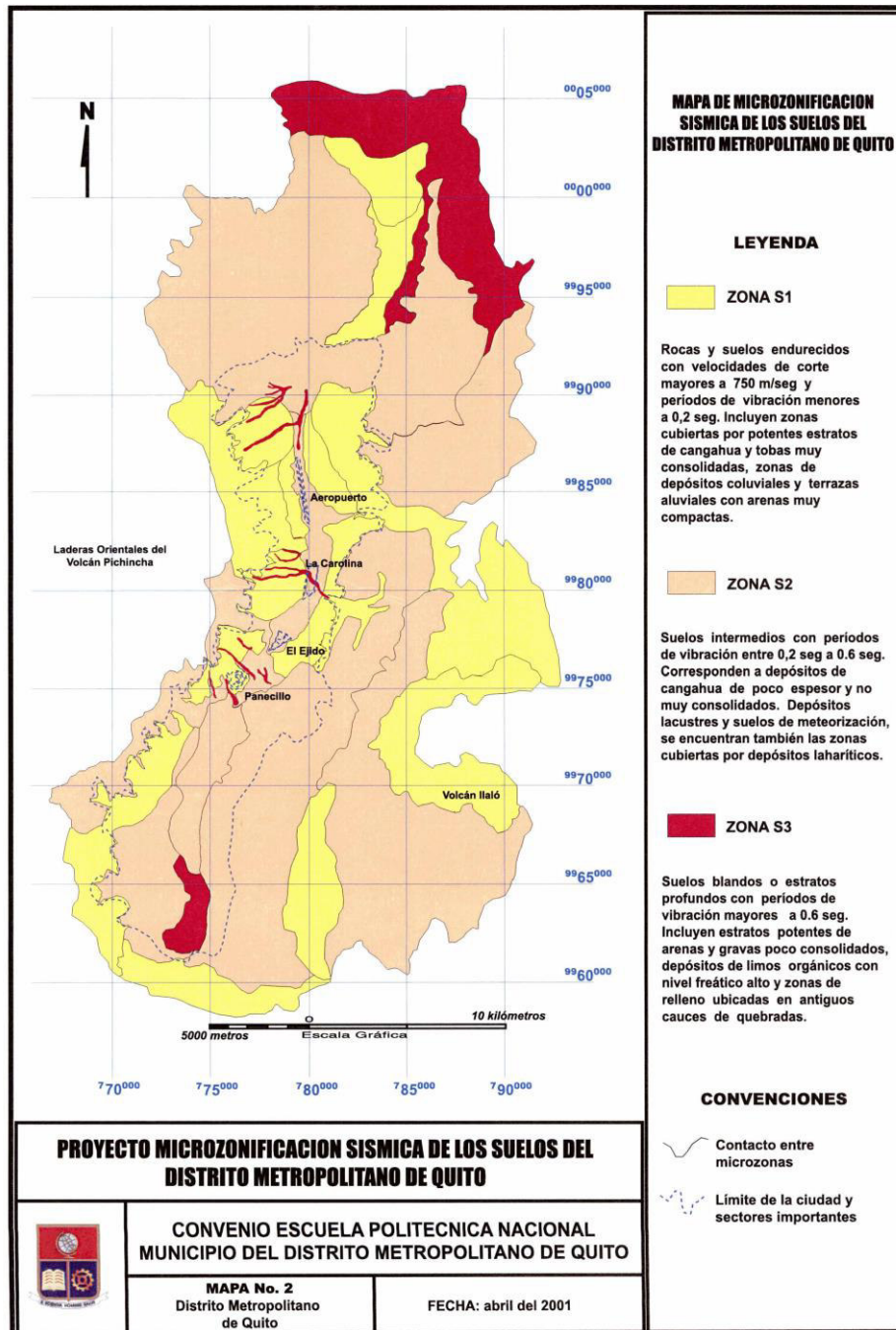


FUENTE: (Loachamín, 2017)

3.1.2. TIPO DE SUELO

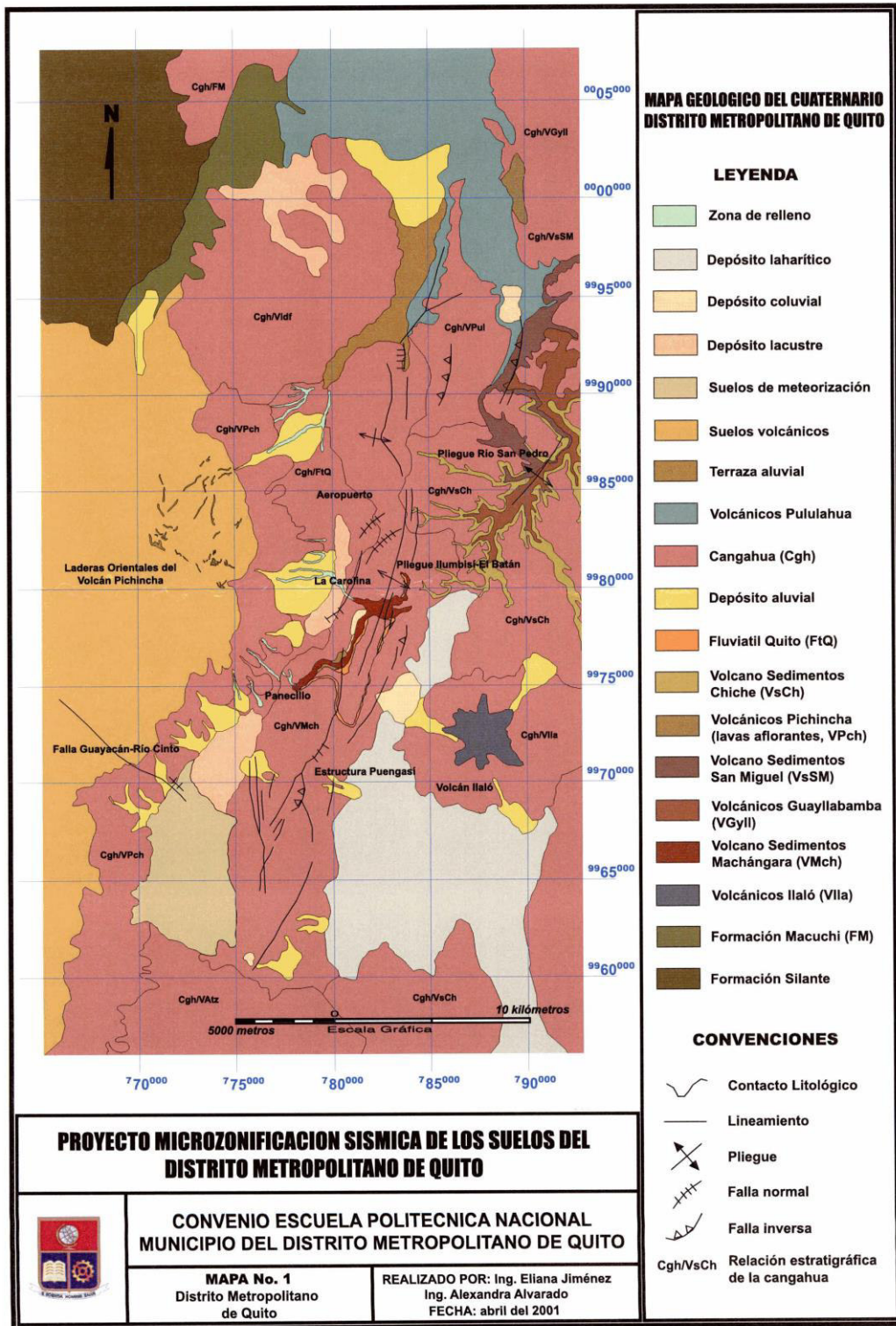
El suelo predominante en la zona S2 corresponden a depósitos de cangahua de poco espesor y no muy consolidados, suelos intermedios con periodos de vibración entre 0.2 seg a 0.6 seg.

Figura 3-2 Mapa de microzonificación sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de Quito



FUENTE: (Valverde, Fernádes, Jiménez, Vaca, & Alárcon, 2001)

Figura 3-3 Mapa Geológico del Cuaternario Distrito Metropolitano de Quito



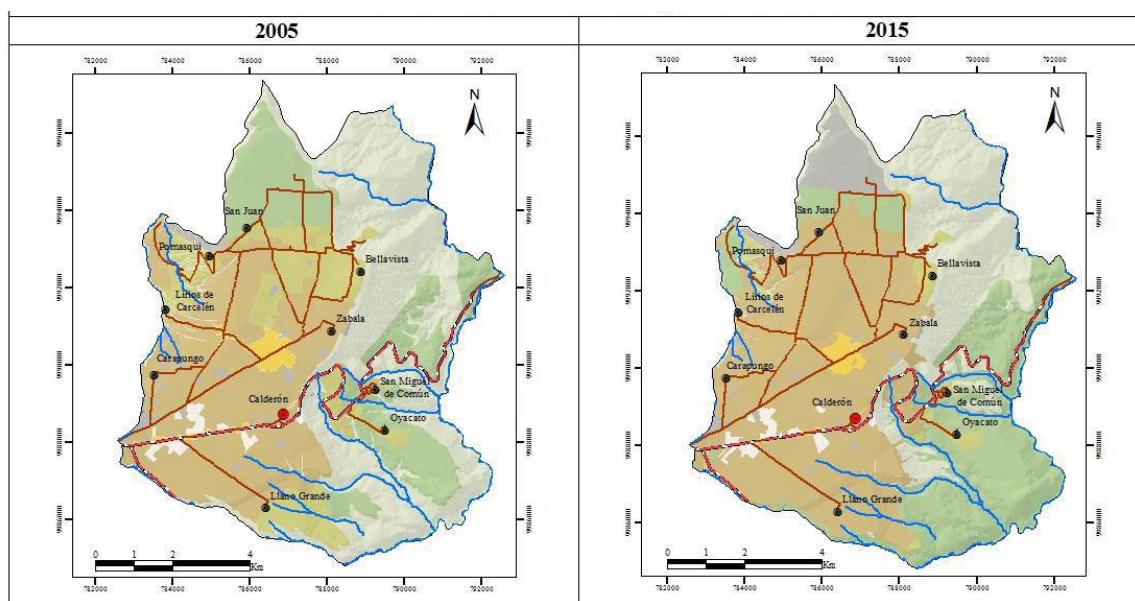
FUENTE: (Valverde, Fernández, Jiménez, Vaca, & Alárcon, 2001)

Dadas las características del suelo en esta zona y de acuerdo con la norma NEC 2015, el suelo predominante es de tipo D.

3.1.3. USO DE SUELO

En el DMQ los diferentes usos y actividades están dados en función de los usos asignados en el PMOT, las reglas técnicas de Arquitectura y Urbanismo y otros instrumentos de planificación complementaria.

Figura 3-4 Uso de Suelo de la Parroquia Calderón



FUENTE: (Loachamín, 2017)

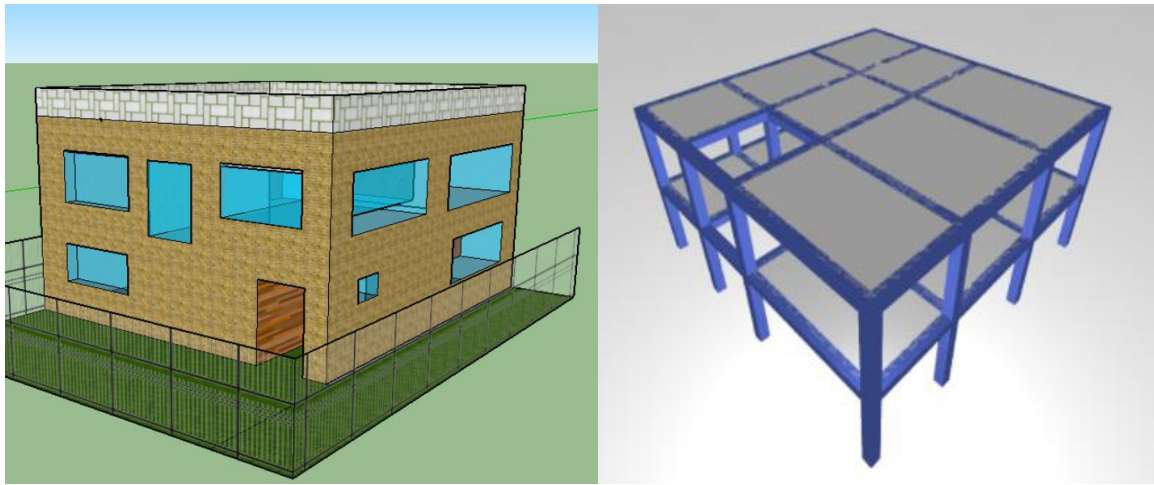
El uso predominante del suelo en la zona de estudio corresponde a vivienda en forma exclusiva o combinada con otros usos del suelo. El uso residencial se divide en tres categorías

- Residencial 1 (R1): Zona residencial con presencia limitada de comercio y servicios de nivel barrial y equipamientos barriales.
- Residencial 2 (R2): Zona residencial con comercio y servicios de nivel barrial y sectorial y equipamientos barriales, sectoriales y zonales.
- Residencial 3 (R3): Zona residencial con comercio, servicios y equipamientos de nivel barrial, sectorial y zonal. (Loachamín, 2017, pág. 45)

3.2. SELECCIÓN DE CASOS DE ESTUDIO

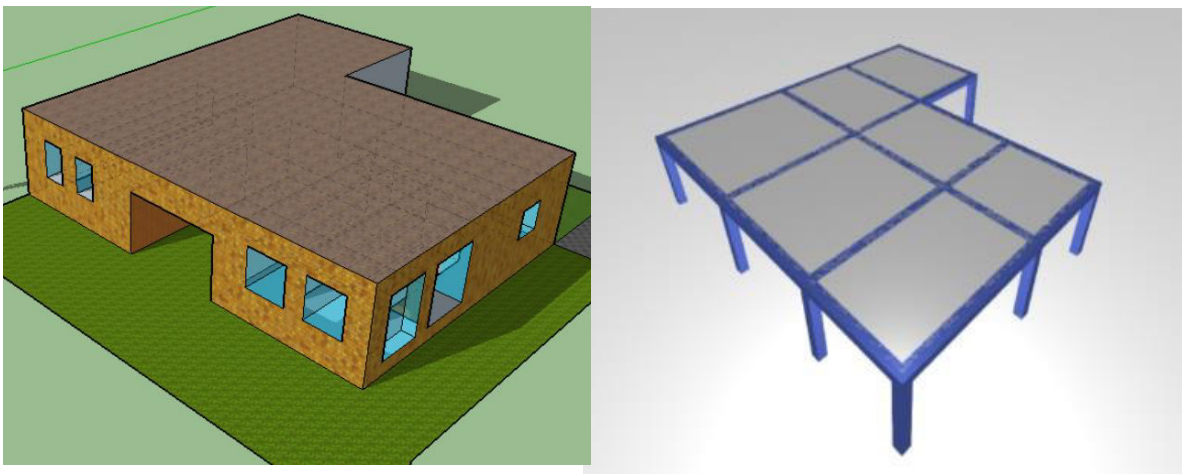
Para el siguiente estudio se ha decidido tomar como referencia cuatro viviendas de entre uno y dos pisos, ubicadas en distintas partes del sector, cuyos datos de propiedad y ubicación serán reservados a fin de precautelar la confidencialidad de los propietarios siendo sus características individuales detalladas a continuación:

Figura 3-5 Modelo caso número uno



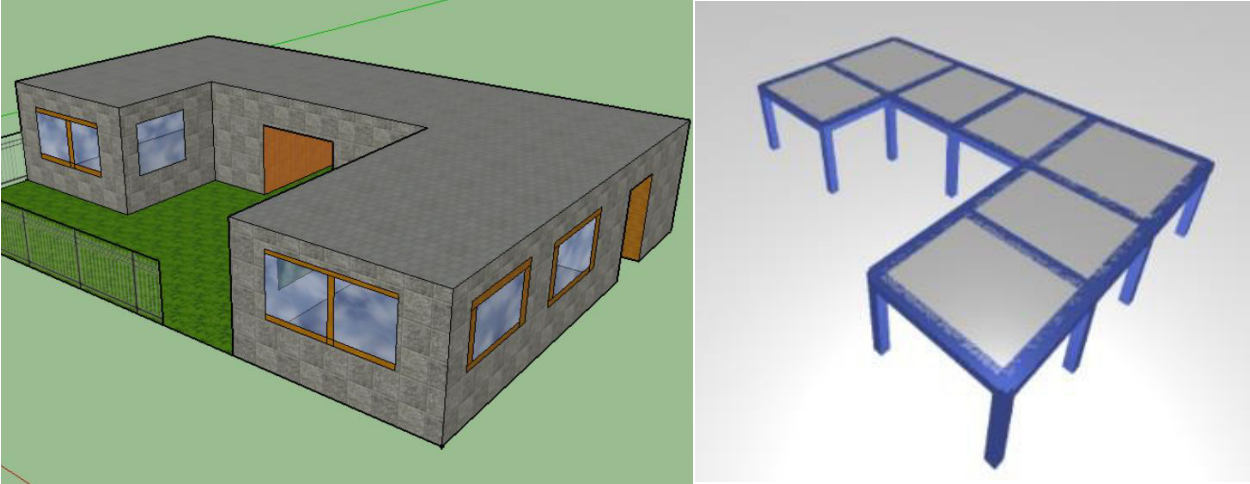
ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

Figura 3-6 Modelo caso número dos



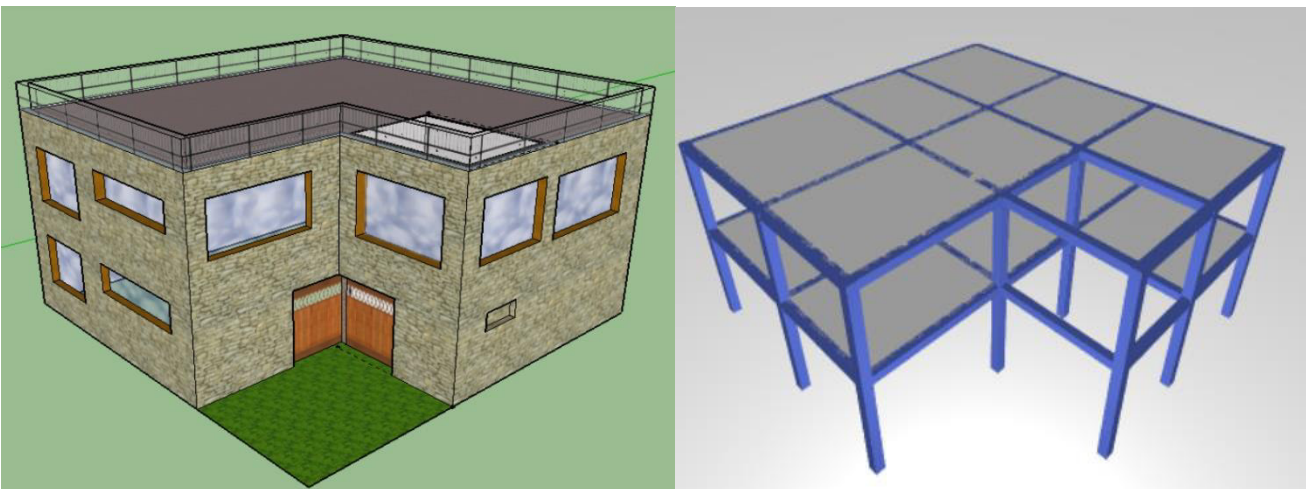
ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

Figura 3-7 Modelo caso número tres



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

Figura 3-8 Modelo casa número cuatro



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

3.3. CARACTERISTICAS DE LOS CASOS DE ESTUDIO

3.3.1. MATERIALES PREDOMINANTES

Los materiales predominantes que se usarán en la modelación:

Densidad del acero	7850.00	[kg/m ³]
Fluencia del acero fy:	4218.42	[kg/cm ²]
Módulo de elasticidad acero	2039432.43	[kg/cm ²]
Densidad del bloque de hormigón:	> 2000.00	[kg/m ³]
Densidad del hormigón armado	2400.00	[kg/m ³]
Resistencia de hormigón f'c:	210.00	[kg/cm ²]

En base a los resultados obtenidos experimentalmente por (Alejandro, 2014), se propone utilizar la siguiente ecuación alternativa a las que recomienda el Código ACI 318 para el cálculo del Módulo Estático de Elasticidad del hormigón en edificios ya construidos ya que han sufrido desgaste y procesos de microfisuración:

$$E_{Hormigón} = 10000 \cdot \sqrt{f'c}$$

Módulo de elasticidad hormigón:	144913.77	[kg/cm ²]
---------------------------------	-----------	-----------------------

3.3.2. SISTEMA ESTRUCTURAL UTILIZADO

“Este sistema está conformado por losa plana y columnas de hormigón armado las cuales están conectadas entre sí por medio de nudos rígidos que permiten la transferencia de momentos flectores y cargas axiales hacia las columnas”. (Barros & Peñafiel, 2015, pág. 13)

Para el relleno de los pórticos se utiliza mampostería de bloque o ladrillo.

Entre las ventajas que posee este sistema se puede mencionar las siguientes:

- ✓ Es versátil y bastante bondadoso con la distribución de ambientes.
- ✓ Al ser estructuras muy flexibles las solicitaciones sísmicas son pequeñas.

Y entre las desventajas presentadas se pueden mencionar las siguientes:

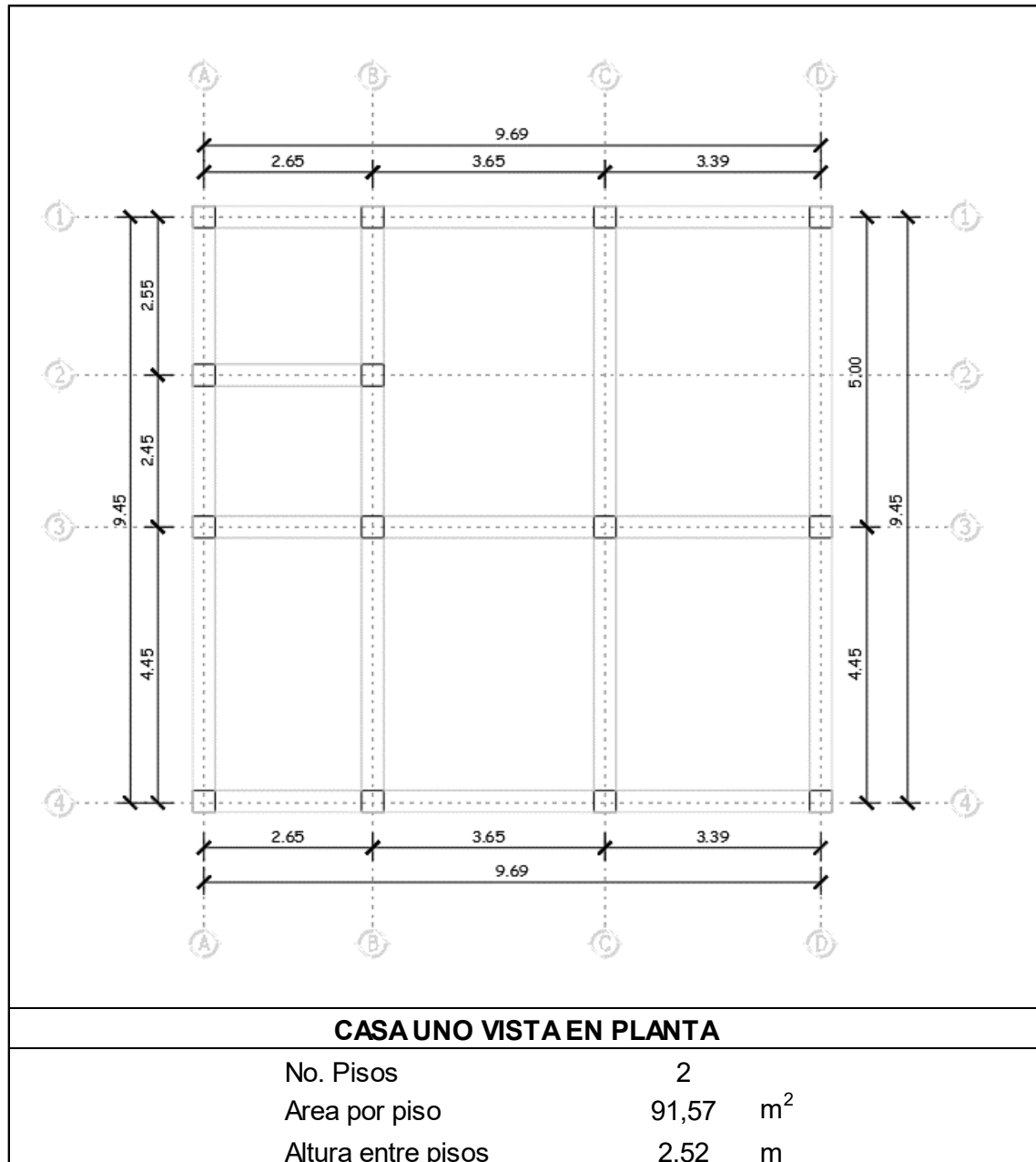
- ✓ En general, el sistema presenta baja resistencia y rigidez a cargas laterales
- ✓ Su gran flexibilidad permite grandes desplazamientos, los cuales producen daños en elementos estructurales.
- ✓ Se dificulta mantener las derivas bajo los límites permisibles.
- ✓ El uso de este sistema queda limitado a edificaciones de baja y mediana altura ya que mientras mayores sean los niveles del edificio mayores tendrían que ser las dimensiones de las columnas y esto implicaría tener un proyecto económico y arquitectónicamente no viable.

El sistema aporticado ha sido uno de los más estudiados e investigados, por una parte, debido a su gran presencia en muchas construcciones y por otra, debido a la dificultad de dotarle de cierta ductilidad que le permita tener un comportamiento adecuado durante eventos sísmicos severos. Cabe señalar que es muy bueno para resistir cargas verticales por mucho tiempo sin llegar a fallar, pero no es el más adecuado cuando de resistir fuerzas laterales generadas por un sismo fuerte se trata, ya que no posee resistencia y rigidez necesaria (Barros & Peñafiel, 2015, pág. 13).

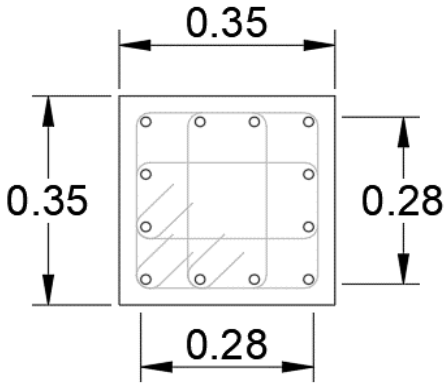
3.3.3. GEOMETRIA Y SECCIONES

Las viviendas a ser diseñadas tienen las siguientes características geométricas:

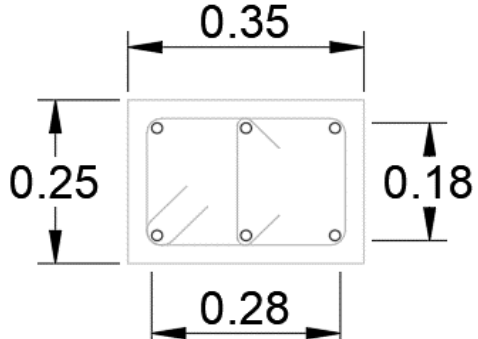
Tabla 3.1 Características geométricas del caso número uno



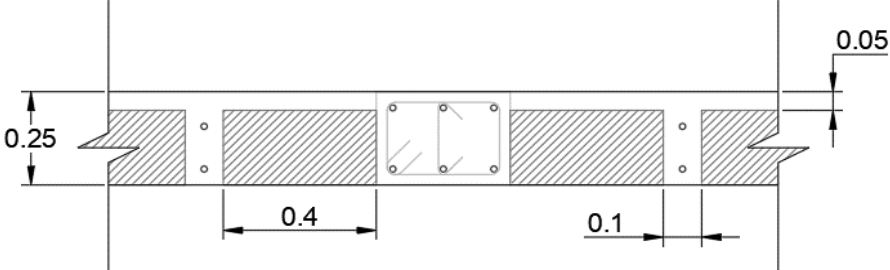
ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

COLUMNAS CASA UNO	
	<p>Armadura Longitudinal:</p> <p>12ϕ16</p> <p>Estribos y Ganchos:</p> <p>ϕ10@8cm</p>

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

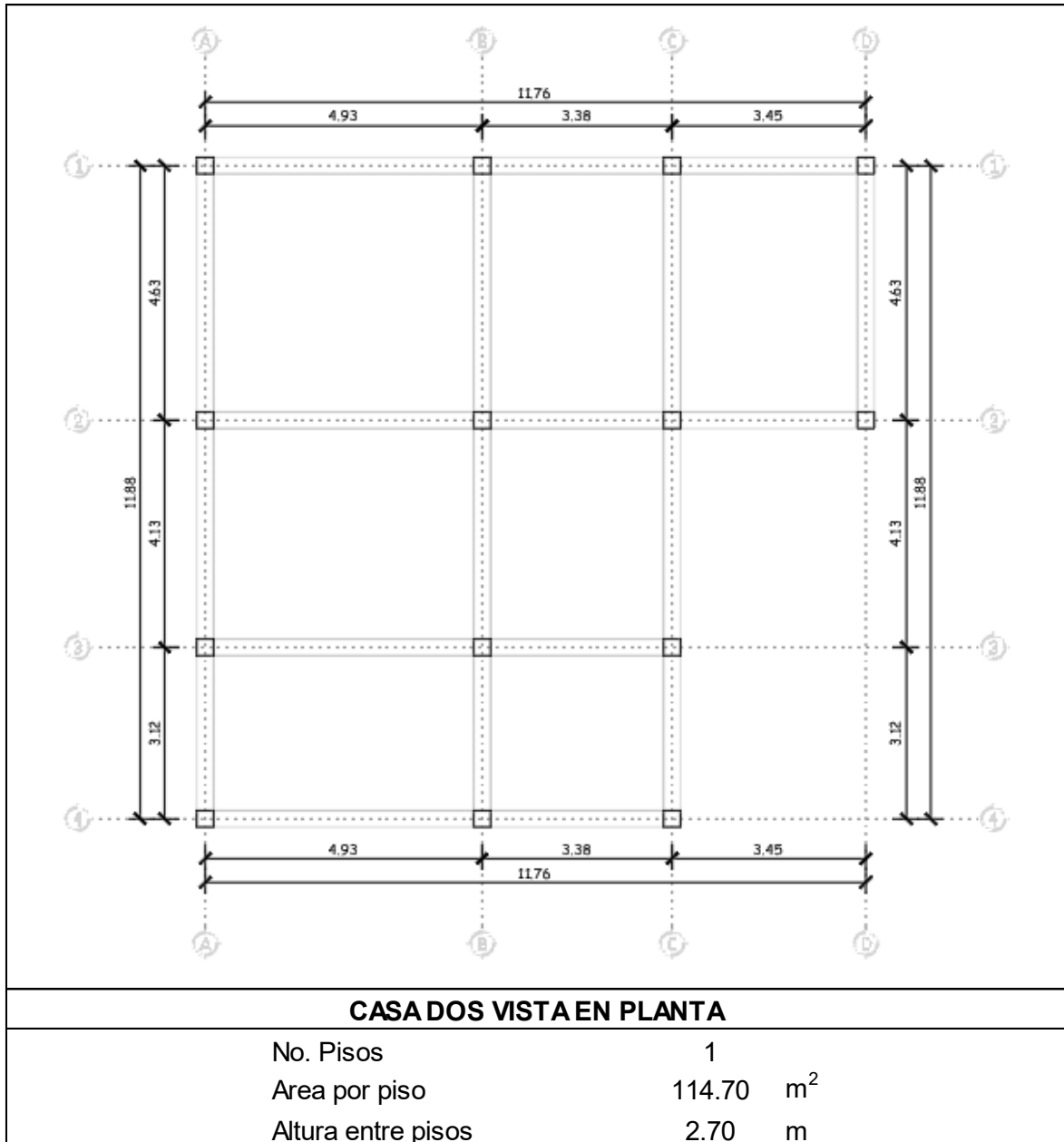
VIGAS CASA UNO	
	<p>Armadura Longitudinal:</p> <p>6ϕ16</p> <p>Estribos y Ganchos:</p> <p>ϕ10@7cm en L/3 ϕ10@10cm en 2L/3</p>

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

LOSA CASA UNO	
	
Nervios	ϕ 10

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

Tabla 3.2 Características Geométricas del caso numero dos



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

COLUMNAS CASADOS	
	<p>Armadura Longitudinal:</p> <p>8ϕ14</p> <p>Estribos:</p> <p>ϕ10@10cm</p>

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

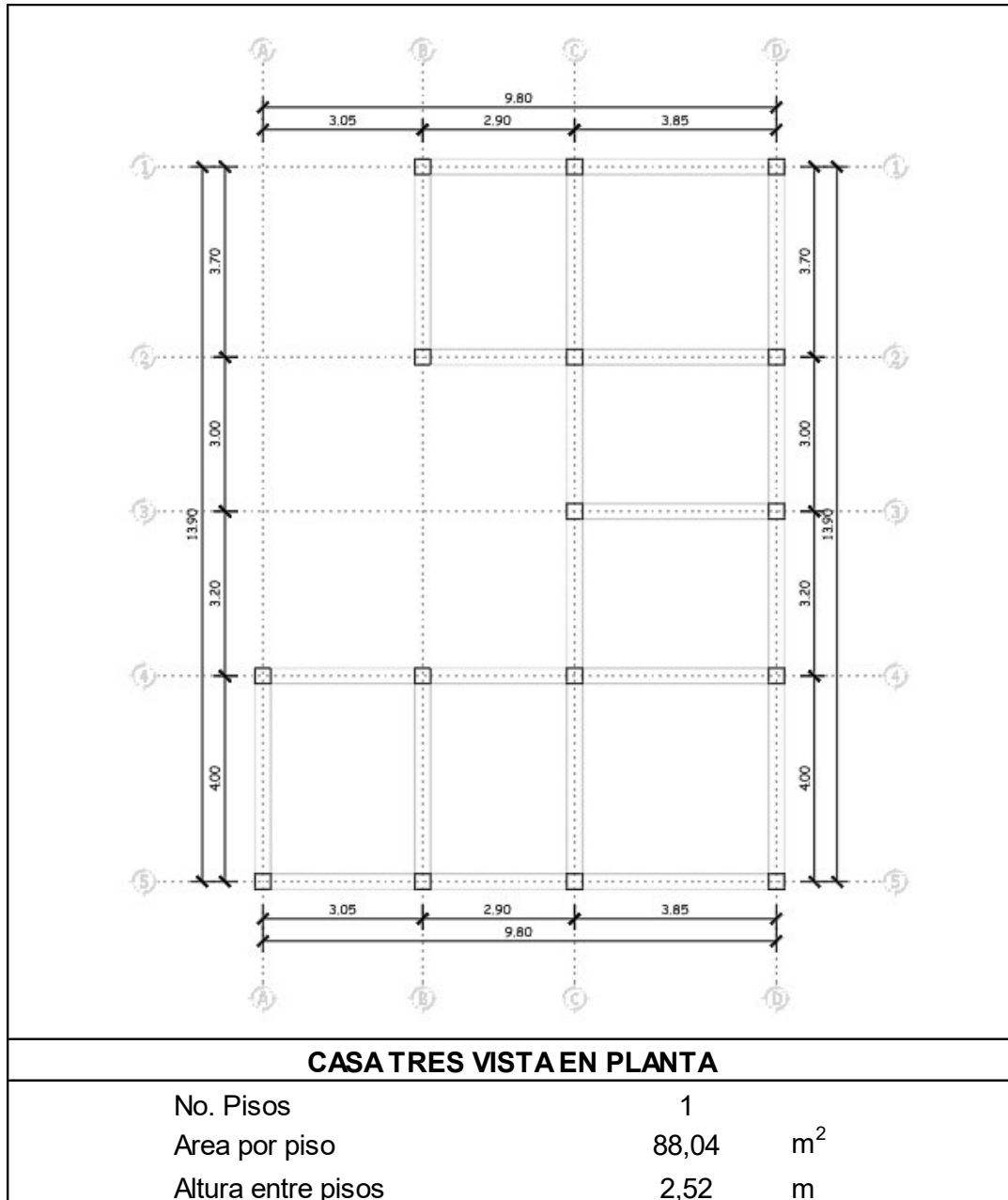
VIGAS CASADOS	
	<p>Armadura Longitudinal:</p> <p>6ϕ12</p> <p>Estribos:</p> <p>ϕ10@5cm en L/3</p> <p>ϕ10@10cm en 2L/3</p> <p>Ganchos:</p> <p>ϕ8@5cm en L/3</p> <p>ϕ8@10cm en 2L/3</p>

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

LOSA CASADOS	
Nervios	ϕ 10

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

Tabla 3.3 Características Geométricas del caso número tres



ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

COLUMNAS CASATRES	
	<p>Armadura Longitudinal:</p> <p>8ϕ14</p> <p>Estribos y Ganchos:</p> <p>ϕ10@10cm</p>

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

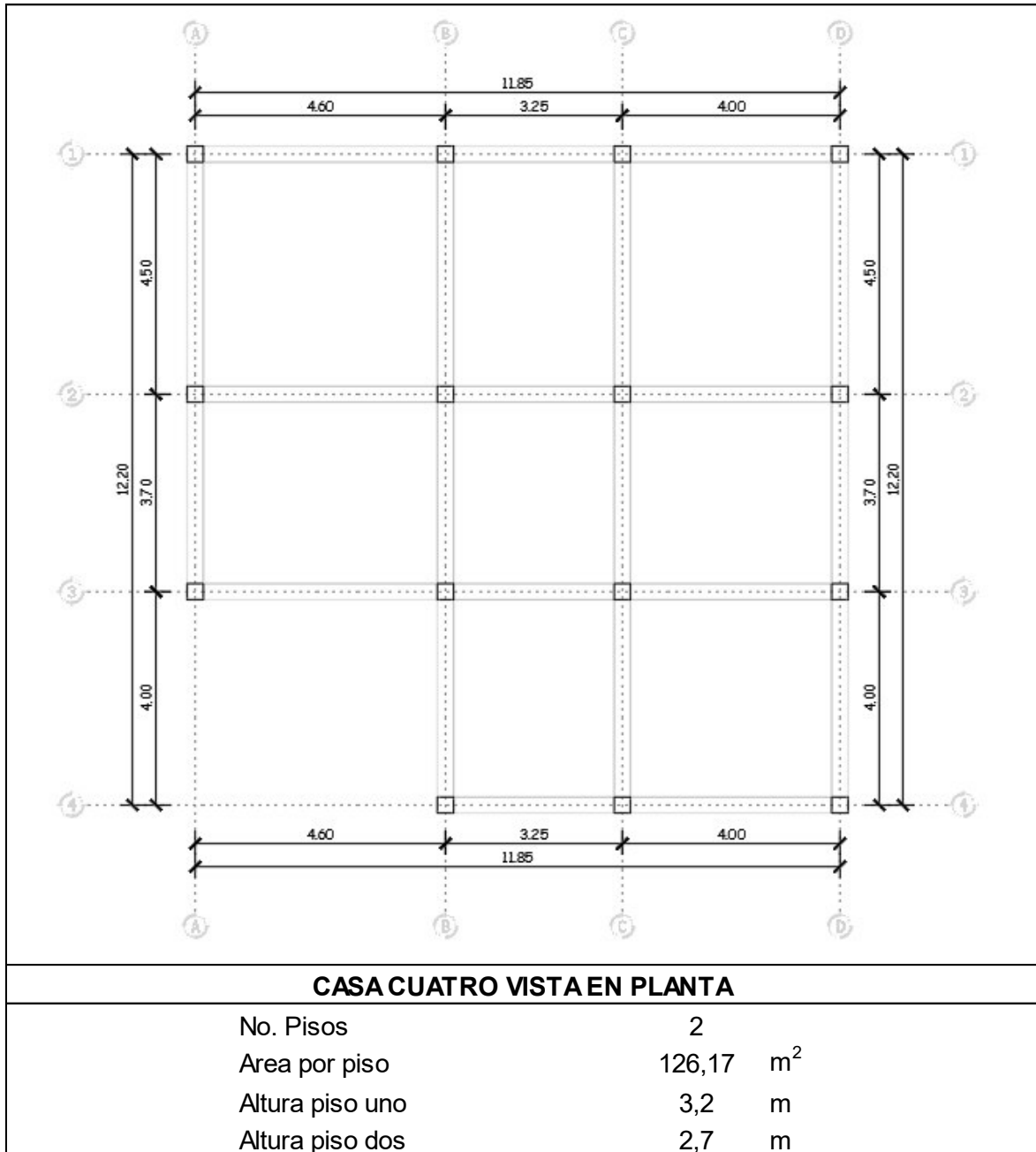
VIGAS CASATRES	
	<p>Armadura Longitudinal:</p> <p>6ϕ16</p> <p>Estribos y Ganchos:</p> <p>ϕ10@5cm en L/3 ϕ10@10cm en 2L/3</p>

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

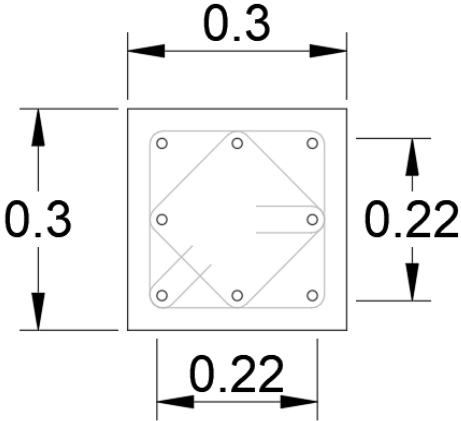
LOSA CASATRES	
Nervios	ϕ 10

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

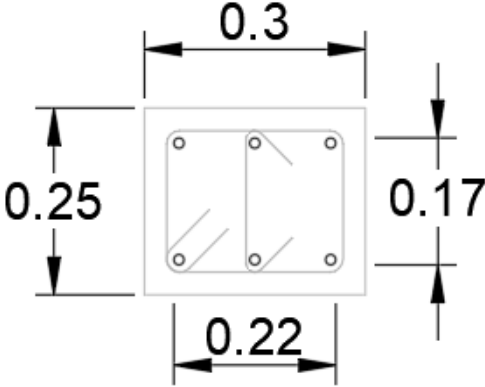
Tabla 3.4 Características Geométricas del caso número cuatro



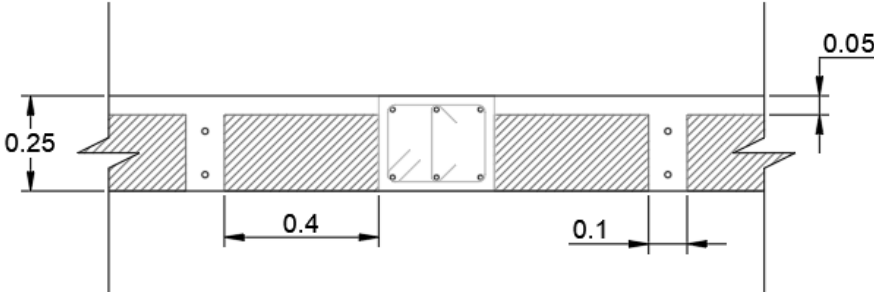
ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

COLUMNAS CASA CUATRO	
	<p>Armadura Longitudinal:</p> <p>8ϕ14</p> <p>Estribos y Ganchos:</p> <p>ϕ10@8cm</p>

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

VIGAS CASA CUATRO	
	<p>Armadura Longitudinal:</p> <p>6ϕ14</p> <p>Estribos y Ganchos:</p> <p>ϕ10@7cm en L/3 ϕ10@14cm en 2L/3</p>

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano

LOSA CASA CUATRO	
	
Nervios	ϕ 10

ELABORADO POR: Domínguez & Zambrano


3.4. ANALISIS ESTRUCTURAL CON HERRAMIENTA COMPUTACIONAL

3.4.1. INGRESO DE DATOS

3.4.1.1. Definición de Materiales

De acuerdo con el resumen de materiales indicados anteriormente se procede a definir los materiales en el Software Estructural E-tabs.

Figura 3-9 Definición de hormigón para todos los casos.

General Data	
Material Name	f'c =210 kg/cm2
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0,0024 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0,000002 kgf-s ² /cm ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	144913,77 kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000099 1/C
Shear Modulus, G	60380,74 kgf/cm ²

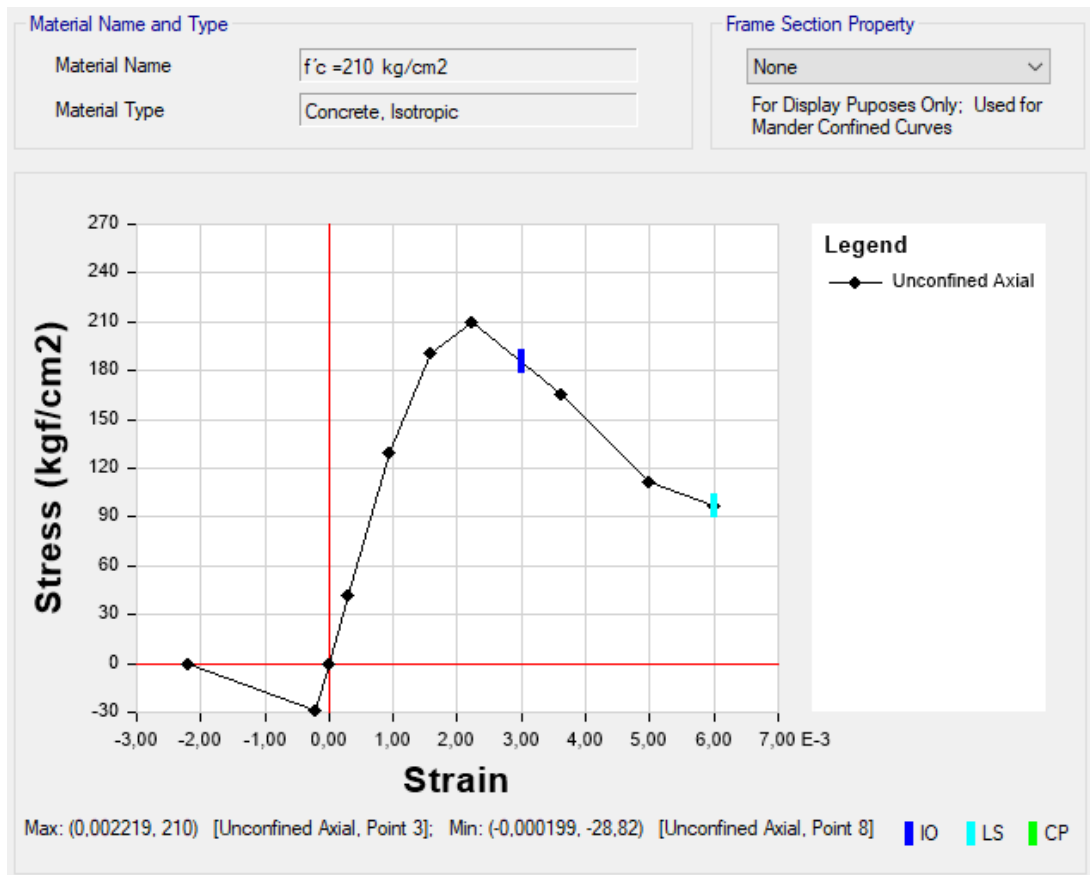
FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-10 Definición de resistencia de hormigón para todos los casos.

Material Name and Type	
Material Name	f'c =210 kg/cm2
Material Type	Concrete, Isotropic
Grade	f'c 210 kg/cm2
Design Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	210 kgf/cm ²
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-11 Comportamiento no lineal del hormigón no confinado.



FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-12 Definición de acero de refuerzo para todos los casos

General Data	
Material Name	fy=4218.42 kg/cm2
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0,00785 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0,000008 kgf-s ² /cm ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2039432,43 kgf/cm ²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000117 1/C

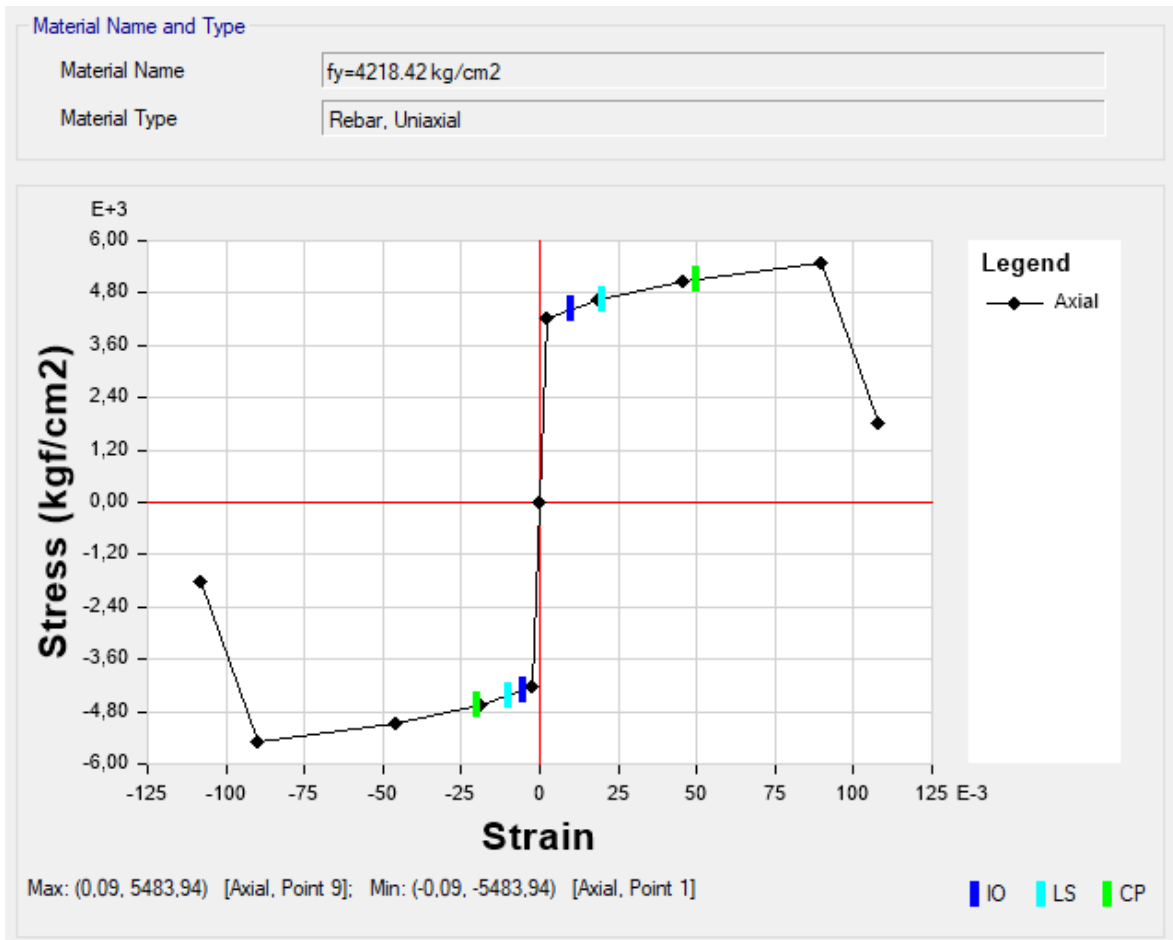
FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-13 Definición de resistencia de acero de refuerzo para todos los casos.

Material Name and Type	
Material Name	fy=4218.42 kg/cm2
Material Type	Rebar, Uniaxial
Grade	Grade 60
Design Properties for Rebar Materials	
Minimum Yield Strength, Fy	4218,42 kgf/cm ²
Minimum Tensile Strength, Fu	5483,94 kgf/cm ²
Expected Yield Strength, Fye	4218,42 kgf/cm ²
Expected Tensile Strength, Fue	5483,94 kgf/cm ²

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-14 Comportamiento no lineal del acero de refuerzo para todos los casos.



FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.4.1.2. Definición de Secciones de los elementos

3.4.1.2.1. Columnas

Se definen 2 tipos de columnas, columna tipo uno 35x35 [cm] y columna tipo dos 30x30 [cm].

Acorde a la NEC, se ha reducido la inercia geométrica de estos elementos con factor de agrietamiento de 0.8. Así también, se utiliza un factor alto para el control de la deformación axial (Placencia, 1997).

Figura 3-15 Definición de geometría en columna tipo uno, casa uno.

The screenshot displays the software's configuration panel for a column section. It is organized into several sections:

- General Data:**
 - Property Name: COL 35X35
 - Material: f'c =210 kg/cm2
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Display Color: Green (Change...)
 - Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:**
 - Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:**
 - Source: User Defined
- Section Dimensions:**
 - Depth: 35 cm
 - Width: 35 cm
- Property Modifiers:**
 - Modify/Show Modifiers... (Currently User Specified)
- Reinforcement:**
 - Modify/Show Rebar...

On the right side, a diagram shows a square cross-section with a 3x3 grid of reinforcement bars. A coordinate system is centered on the grid, with a vertical axis labeled '2' and a horizontal axis labeled '3'.

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-16 Definición de geometría en columna tipo dos, casas dos, tres, cuatro.

General Data

Property Name: COL 30X30

Material: f'c =210 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0,3 m

Width: 0,3 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-17 Factores de reducción en columnas, todos los casos.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	10
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0,8
Moment of Inertia about 3 axis	0,8
Mass	1
Weight	1

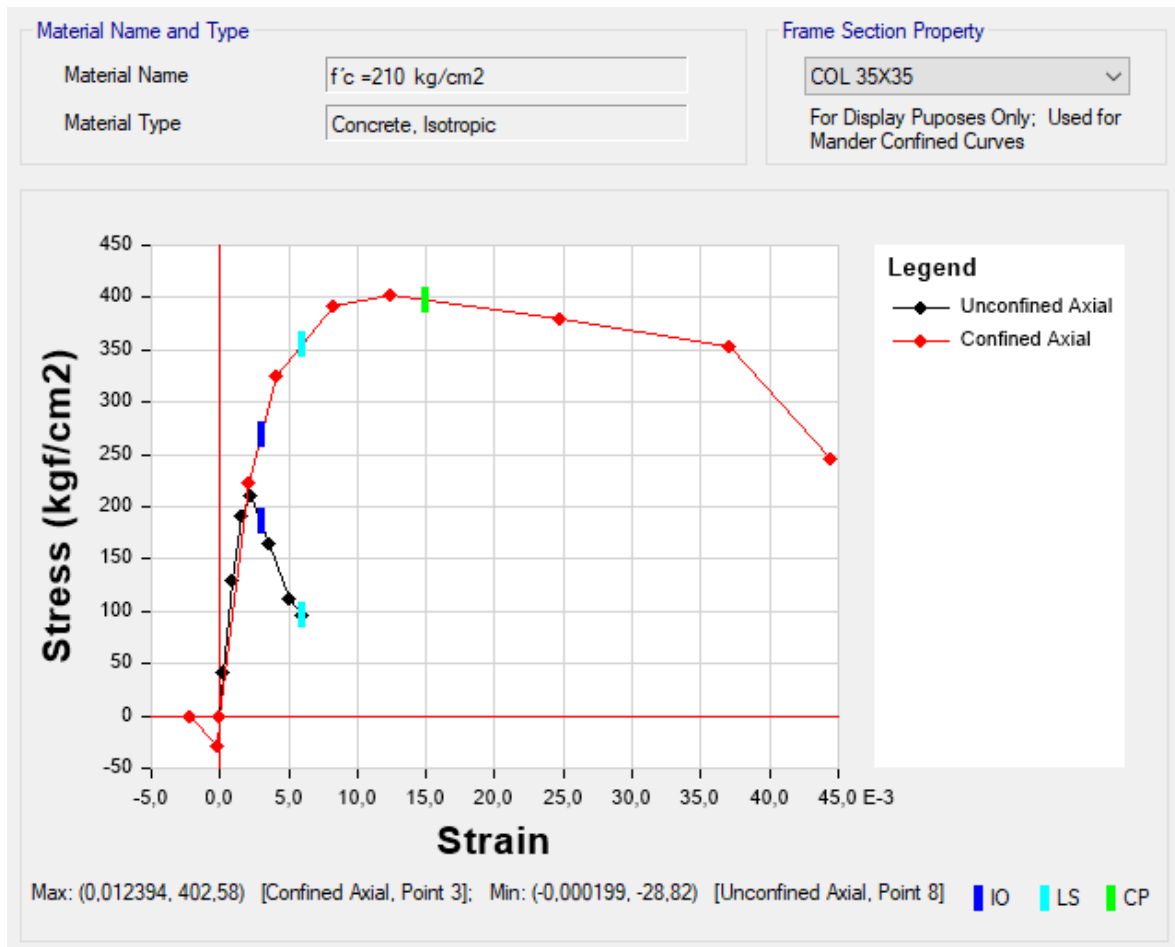
FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-18 Configuración acero de refuerzo columna tipo uno, casa uno.

Design Type <input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars <input type="text" value="fy=4218.42 kg/cm2"/> <input type="button" value="..."/> Confinement Bars (Ties) <input type="text" value="fy=4218.42 kg/cm2"/> <input type="button" value="..."/>	
Reinforcement Configuration <input checked="" type="radio"/> Rectangular <input type="radio"/> Circular		Confinement Bars <input checked="" type="radio"/> Ties <input type="radio"/> Spirals	
Check/Design <input type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Designed			
Longitudinal Bars			
Clear Cover for Confinement Bars	<input type="text" value="3,5"/>	cm	
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face	<input type="text" value="4"/>		
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face	<input type="text" value="4"/>		
Longitudinal Bar Size and Area	<input type="text" value="16"/> <input type="button" value="..."/>	<input type="text" value="2,01"/>	cm ²
Comer Bar Size and Area	<input type="text" value="16"/> <input type="button" value="..."/>	<input type="text" value="2,01"/>	cm ²
Confinement Bars			
Confinement Bar Size and Area	<input type="text" value="10"/> <input type="button" value="..."/>	<input type="text" value="0,79"/>	cm ²
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)	<input type="text" value="8"/>	cm	
Number of Confinement Bars in 3-dir	<input type="text" value="4"/>		
Number of Confinement Bars in 2-dir	<input type="text" value="4"/>		

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-19 Comportamiento no lineal del hormigón confinado en columna tipo uno, casa uno.



FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.4.1.2.2. Vigas

Se definen vigas banda de tres tipos, tipo uno 35x25 [cm], tipo dos 30x 25 [cm] y tipo tres 30x20 [cm].

Al ser de hormigón, se aplica el criterio de reducción de inercia, en este caso con un factor de agrietamiento de 0.5.

Figura 3-20 Definición de geometría en viga tipo uno, casa uno.

The screenshot displays the software interface for defining a beam property. It is organized into several sections:

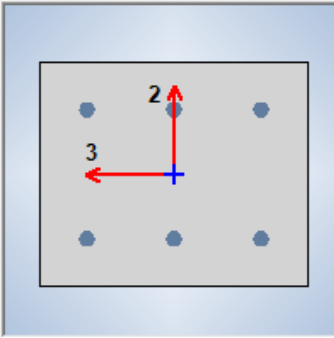
- General Data:**
 - Property Name: VIGA 35X25
 - Material: f'c = 210 kg/cm2
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Display Color: Blue (Change...)
 - Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:**
 - Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:**
 - Source: User Defined
- Section Dimensions:**
 - Depth: 25 cm
 - Width: 35 cm
- Property Modifiers:**
 - Modify/Show Modifiers... (Currently User Specified)
- Reinforcement:**
 - Modify/Show Rebar...

On the right side, a diagram shows a rectangular cross-section with a vertical red arrow labeled '2' and a horizontal red arrow labeled '3', indicating the depth and width respectively.

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-21 Definición de geometría en viga tipo dos, casa dos, casa cuatro.

General Data	
Property Name	VIGA 30X25
Material	f'c =210 kg/cm2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Depth	0,25 m
Width	0,3 m

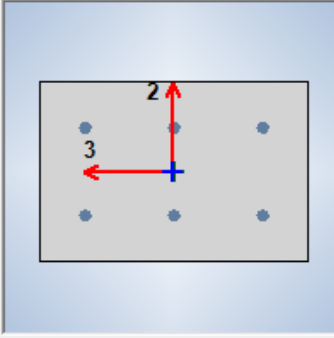


Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently User Specified	
Reinforcement	
Modify/Show Rebar...	

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-22 Definición de geometría en viga tipo tres, casa tres.

General Data	
Property Name	VIGA 30X20
Material	f'c =210 kg/cm2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Depth	0,2 m
Width	0,3 m



Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently User Specified	
Reinforcement	
Modify/Show Rebar...	

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-23 Factores de reducción en vigas.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0,5
Moment of Inertia about 3 axis	0,5
Mass	1
Weight	1

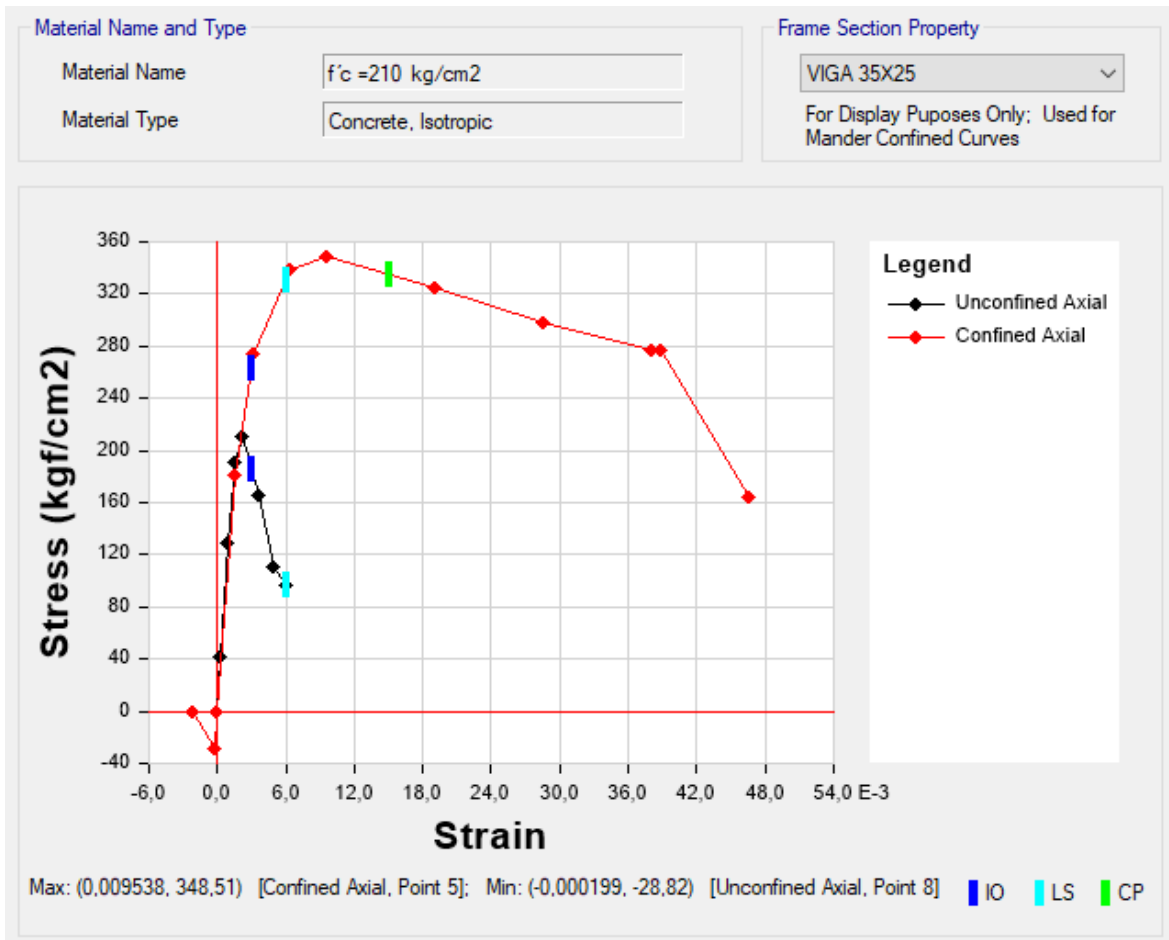
FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-24 Configuración acero de refuerzo viga tipo uno, casa uno.

Design Type <input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars: fy=4218.42 kg/cm ²	
Reinforcement Configuration <input checked="" type="radio"/> Rectangular <input type="radio"/> Circular		Confinement Bars (Ties) : fy=4218.42 kg/cm ²	
Longitudinal Bars Clear Cover for Confinement Bars: 3,5 cm Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 2 Longitudinal Bar Size and Area: 16, 2,01 cm ² Comer Bar Size and Area: 16, 2,01 cm ²		Check/Design <input type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Designed	
Confinement Bars Confinement Bar Size and Area: 10, 0,79 cm ² Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 7 cm Number of Confinement Bars in 3-dir: 2 Number of Confinement Bars in 2-dir: 3			

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-25 Comportamiento no Lineal del hormigón en vigas.



FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.4.1.2.3. Losas

Se definen dos tipos de losa, el tipo uno de 25 [cm] de espesor, y el tipo 2 de 20 [cm] de espesor.

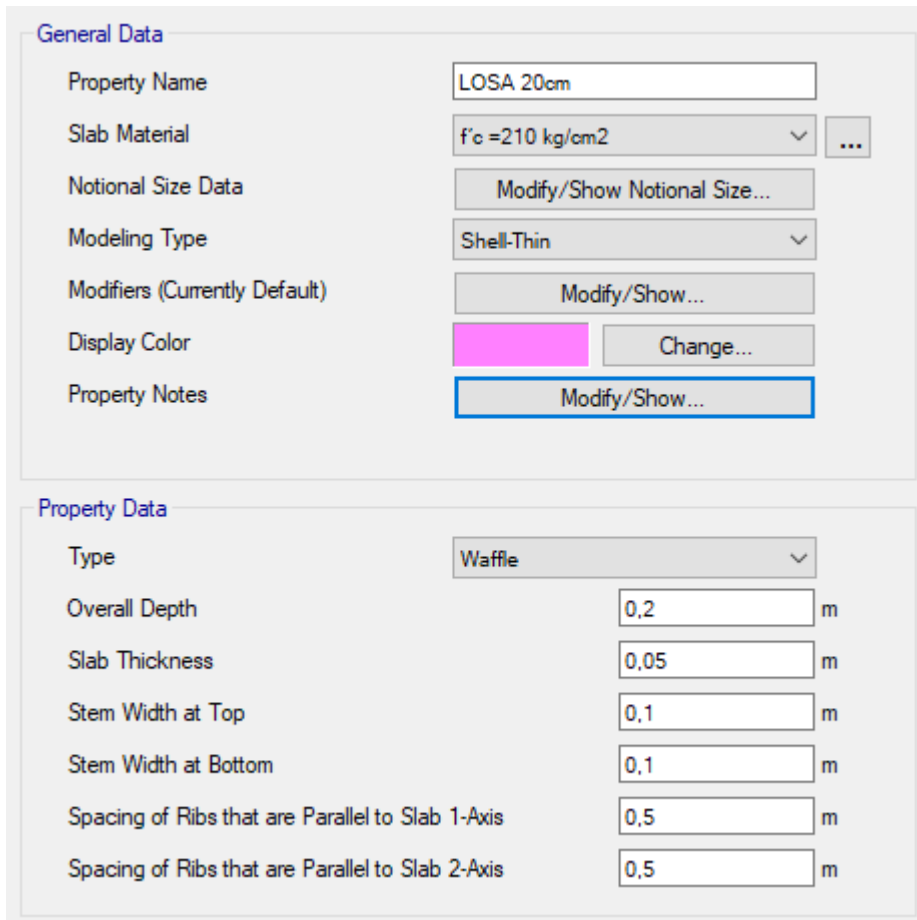
Figura 3-26 Definición de geometría en losa tipo uno, casa uno, casa dos, casa cuatro.

General Data	
Property Name	LOSA 25cm
Slab Material	f'c =210 kg/cm2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	 Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Type	Waffle
Overall Depth	25 cm
Slab Thickness	5 cm
Stem Width at Top	10 cm
Stem Width at Bottom	10 cm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis	50 cm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis	50 cm

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-27 Definición de geometría en losa tipo dos, casa tres.



General Data

Property Name	<input type="text" value="LOSA 20cm"/>
Slab Material	<input type="text" value="f'c =210 kg/cm2"/> ...
Notional Size Data	<input type="button" value="Modify/Show Notional Size..."/>
Modeling Type	<input type="text" value="Shell-Thin"/> ▾
Modifiers (Currently Default)	<input type="button" value="Modify/Show..."/>
Display Color	<input type="color" value="#FF00FF"/> <input type="button" value="Change..."/>
Property Notes	<input type="button" value="Modify/Show..."/>

Property Data

Type	<input type="text" value="Waffle"/> ▾
Overall Depth	<input type="text" value="0,2"/> m
Slab Thickness	<input type="text" value="0,05"/> m
Stem Width at Top	<input type="text" value="0,1"/> m
Stem Width at Bottom	<input type="text" value="0,1"/> m
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis	<input type="text" value="0,5"/> m
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis	<input type="text" value="0,5"/> m

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.4.2. ASIGNACION DE CARGAS

3.4.2.1. Consideraciones para Carga Muerta

Tabla 3.5 Carga muerta por peso propio, caso uno.

Carga muerta (Peso Propio) - Casa 1	
Parámetro	Carga [kg/m²]
Loseta	120,00
Nervios	172,80
Columnas	130,74
Vigas	150,00
Total	573,54

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 3.6 Carga muerta por peso propio, caso dos.

Carga muerta (Peso Propio) - Casa 2	
Parámetro	Carga [kg/m²]
Loseta	120,00
Nervios	172,80
Columnas	71,00
Vigas	120,00
Total	483,80

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 3.7 Carga muerta por peso propio, caso tres.

Carga muerta (Peso Propio) - Casa 3	
Parámetro	Carga [kg/m²]
Loseta	120,00
Nervios	129,60
Columnas	106,04
Vigas	115,00
Total	470,64

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 3.8 Carga muerta por peso propio, caso cuatro.

Carga muerta (Peso Propio) - Casa 4	
Parámetro	Carga [kg/m²]
Loseta	120,00
Nervios	172,80
Columnas	83,11
Vigas	130,00
Total	505,91

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 3.9 Carga muerta adicional aproximada, todos los casos.

Carga Muerta (Adicional)	
Parámetro	Carga [kg/m²]
Alivianamientos	153,60
Enlucido inferior y macillado	100,00
Acabados	60,00
Paredes	200,00
Total	513,60

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 3.10 Carga muerta total, todos los casos

Total carga muerta - Casa 1 [kg/m ²]	1087,14
Total carga muerta - Casa 2 [kg/m ²]	997,40
Total carga muerta - Casa 3 [kg/m ²]	984,24
Total carga muerta - Casa 4 [kg/m ²]	1019,51

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.4.2.2. Consideraciones para Carga Viva**Tabla 3.11** Carga viva, todos los casos

Carga Viva	
Parámetro	Carga [kg/m²]
Carga viva (vivienda)	250,00

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Debido a la naturaleza informal de las construcciones y la costumbre de aumentar pisos a las mismas se decide tomar como cargas las mismas tanto para entepiso como para cubierta.

3.4.2.3. Cortante basal

El cortante basal indica una fuerza lateral que deberá soportar la edificación. Esta se distribuye como una fuerza concentrada en las losas de cada nivel. Los resultados de la distribución de las fuerzas laterales se muestran en la tabla.

Los datos mostrados corresponden a todos los casos de estudio.

Tabla 3.12 Datos sísmicos, todos los casos

Suelo tipo	D
Zona	V
Z	0,4
F_a	1,2
F_d	1,4
F_s	1,5
n	2,48
r	1,5
T_c	0,9625

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Para el caso de pórticos con vigas banda la norma sugiere tomar un factor $R = 5$, sin embargo, debido a la condición de construcción informal de los casos de estudio tomados se ha decidido castigar el factor R aún más, tomando como valor referencial el dado en la tabla 12.2-1 de la norma ASCE-7-10 para marcos resistentes a momento de hormigón armado ordinario que sugiere un $R=3$

I	1
R	3

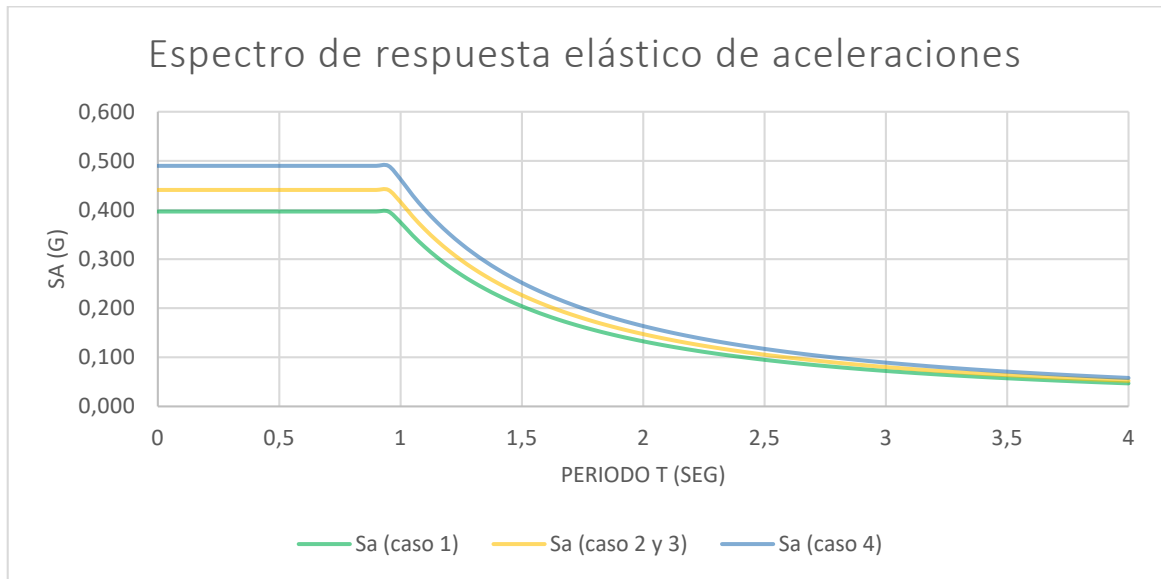
ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 3.13 Datos sísmicos, correspondientes a cada caso de estudio

	\emptyset_E	\emptyset_P	h_n [m]	C_t	α	T_a [s]	$S_a(T_a)$	V^*W
Caso 1	1	1	5,04	0,047	0,9	0,202	1,1904	0,397 W
Caso 2	1	0,9	2,70	0,047	0,9	0,115	1,1904	0,441 W
Caso 3	1	0,9	2,70	0,047	0,9	0,115	1,1904	0,441 W
Caso 4	0,9	0,9	5,90	0,047	0,9	0,232	1,1904	0,490 W

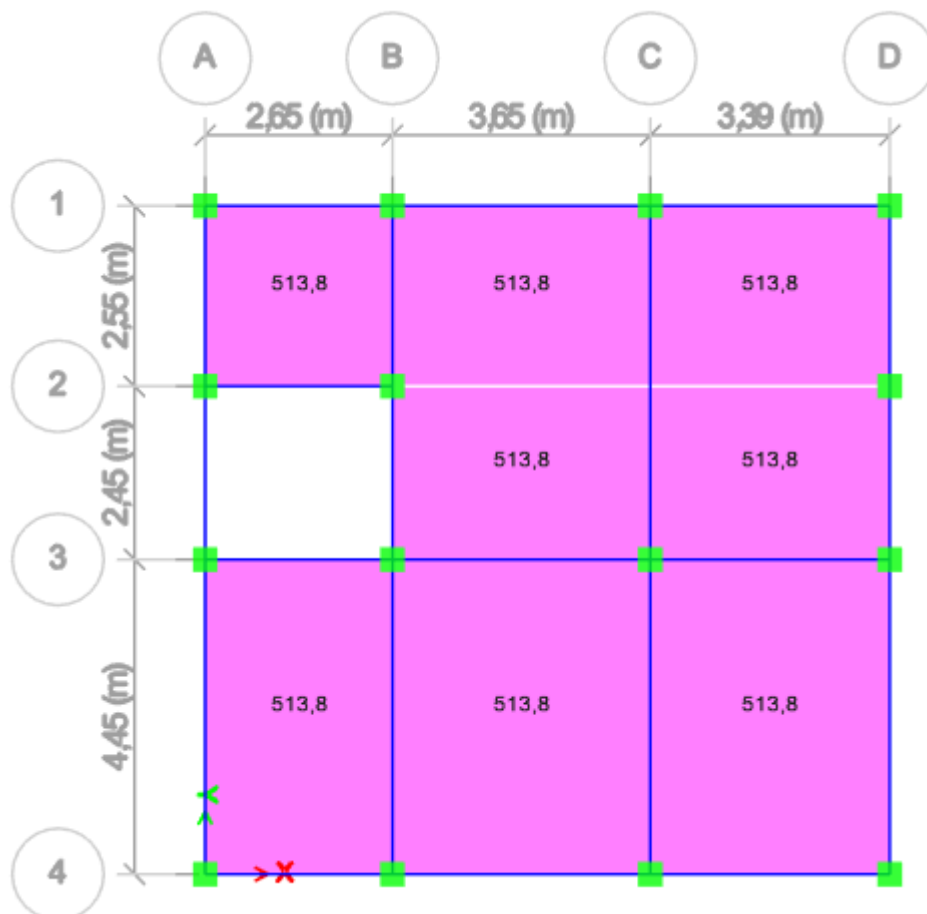
ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-28 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones, para cada caso.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

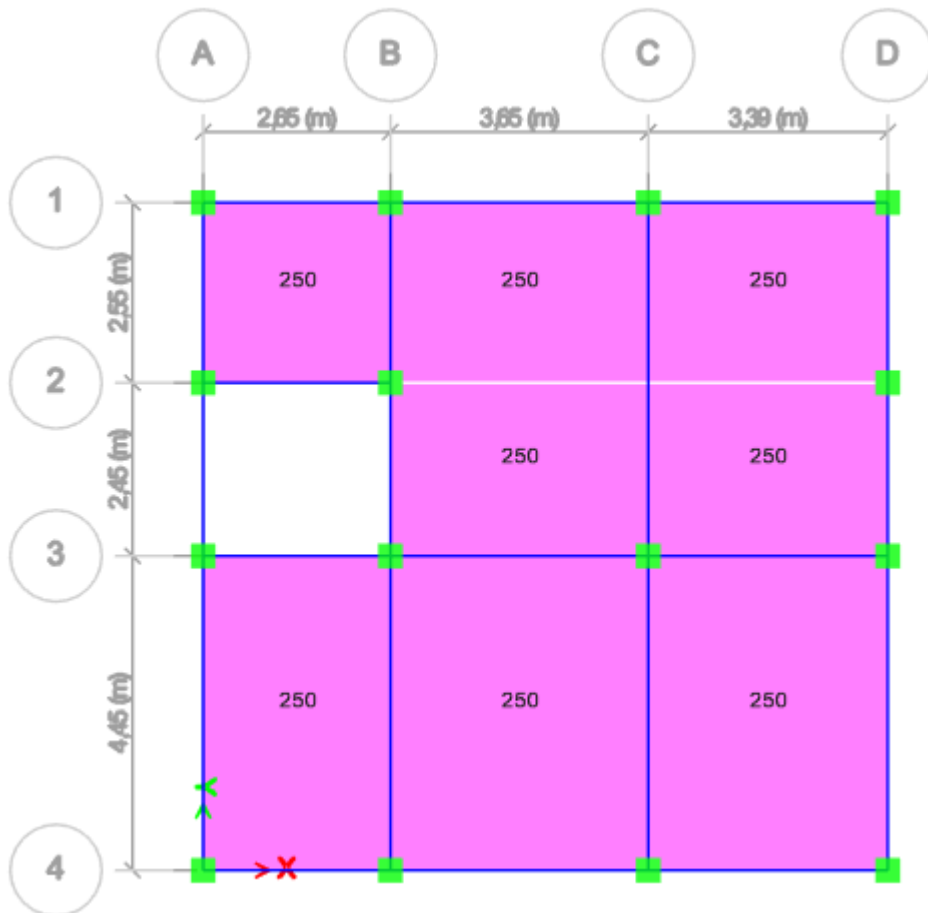
Figura 3-29 Asignación de carga muerta entrepiso, casa uno



FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Únicamente se toma en cuenta la carga muerta adicional de las estructuras, y el programa asumirá el valor de la carga muerta por peso propio en base a la geometría y características de los materiales usados, la comprobación de dicho valor se realizará posteriormente.

Figura 3-30 Asignación de carga viva entre piso, casa uno.



FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.4.2.4. Definición de cargas

Figura 3-31 Asignación de patrones de carga

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Sy	Seismic	0	User Coefficient
carga muerta	Dead	0	
carga viva	Live	0	
peso propio	Dead	1	
Sx	Seismic	0	User Coefficient
Sy	Seismic	0	User Coefficient

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-32 Asignación de coeficientes de Corte Basal casa 1

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

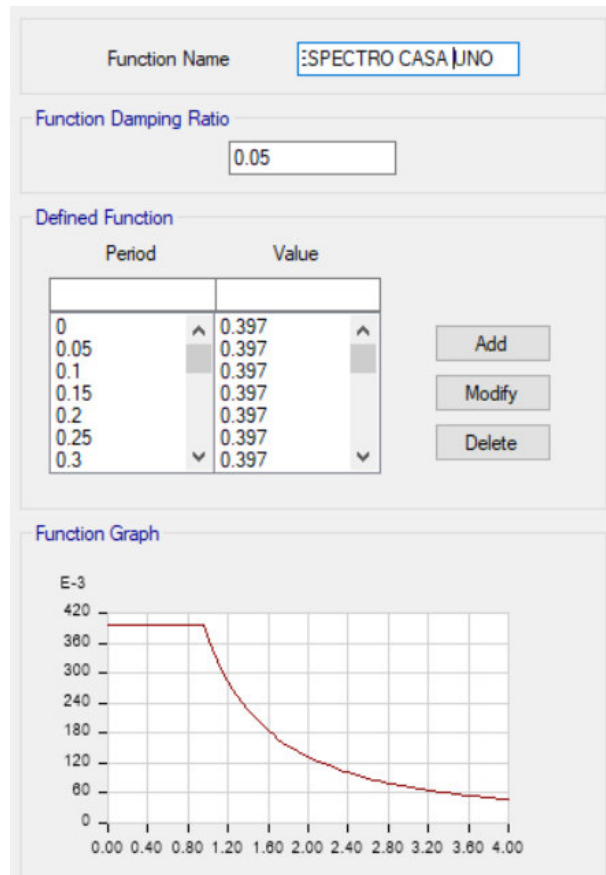
Story Range

Top Story

Bottom Story

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-33 Asignación de espectro de respuesta



FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-34 Asignación de casos de Carga

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
carga muerta	Linear Static
carga viva	Linear Static
peso propio	Linear Static
Sx	Linear Static
Sy	Linear Static
ESPECTRO_X	Response Spectrum
ESPECTRO_Y	Response Spectrum

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-35 Asignación de datos en casos de carga de espectros

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO CASA ...	980,665

Info Add Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-36 Asignación de datos en casos de carga de espectros

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO CASA ...	980,665

Info Add Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-37 Asignación de carga sísmica reactiva

Mass Source Name		CARGA SISMICA REACTIVA	
Mass Source			
<input checked="" type="checkbox"/>	Element Self Mass		
<input checked="" type="checkbox"/>	Additional Mass		
<input checked="" type="checkbox"/>	Specified Load Patterns		
<input type="checkbox"/>	Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:		
	This Ratio of Diaphragm Width in X Direction	<input type="text"/>	
	This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction	<input type="text"/>	

Mass Multipliers for Load Patterns		
Load Pattern	Multiplier	
carga muerta	1	<input type="button" value="Add"/>
carga muerta	1	<input type="button" value="Modify"/>
carga viva	0,25	<input type="button" value="Delete"/>

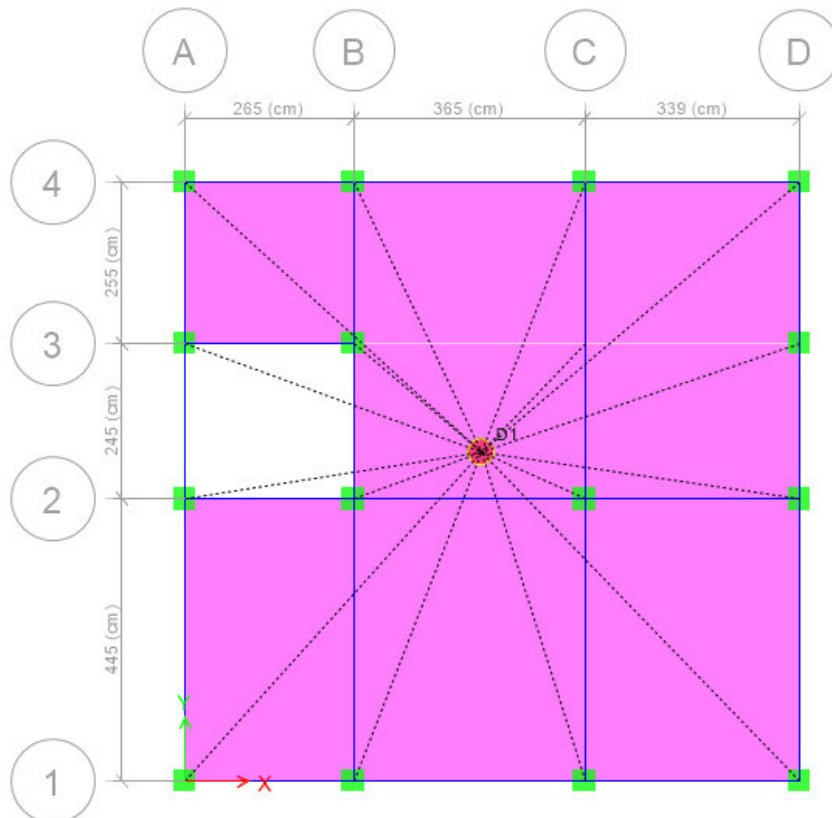
Mass Options	
<input checked="" type="checkbox"/>	Include Lateral Mass
<input type="checkbox"/>	Include Vertical Mass
<input checked="" type="checkbox"/>	Lump Lateral Mass at Story Levels

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.4.2.5. Asignación de Diafragmas de Piso

Para asegurar que todos los puntos existentes en cada piso trabajen en conjunto, es necesario definir un diafragma por piso.

Figura 3-38 Asignación de diafragmas por piso

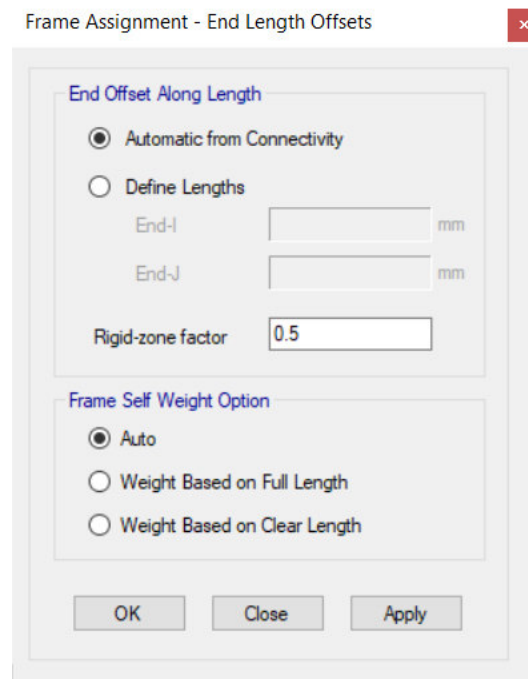


FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.4.2.6. Asignación de brazos rígidos

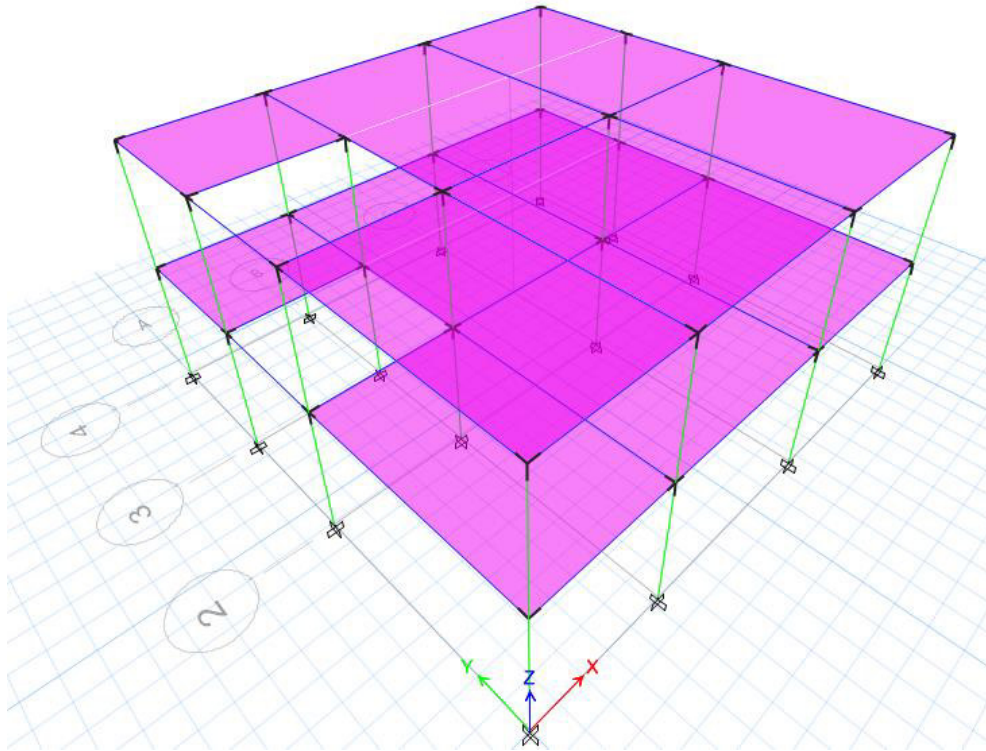
En la asignación de brazos rígidos se puede tomar un factor que puede ir desde cero hasta el uno, siendo cero para condición de rigidez nula y uno para una condición óptima, debido a que se trabaja con construcciones informales se tomara un factor intermedio de 0.5.

Figura 3-39 Asignación de brazos rígidos por piso



FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-40 Asignación de brazos rígidos por piso 3D



FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.4.2.7. Discretización de losas

Figura 3-41 Discretización de losas por cada planta

Shell Assignment - Floor Auto Mesh Options

Floor Meshing Options

Default 1

For Defining Rigid Diaphragm and Mass Only (No Stiffness - No Vertical Load Transfer - Applies to Horizontal Floors Only)

No Auto Meshing (Use Object as Structural Element)

Mesh Object Into by Elements (Applies for 3 or 4 noded objects only with no curved edges)

Auto Cookie Cut Object into Structural Elements

Mesh at Beams and Other Meshing Lines (Applies to Horizontal Floors Only)

Mesh at Vertical/Inclined Wall Edges (Applies to Horizontal Floors Only)

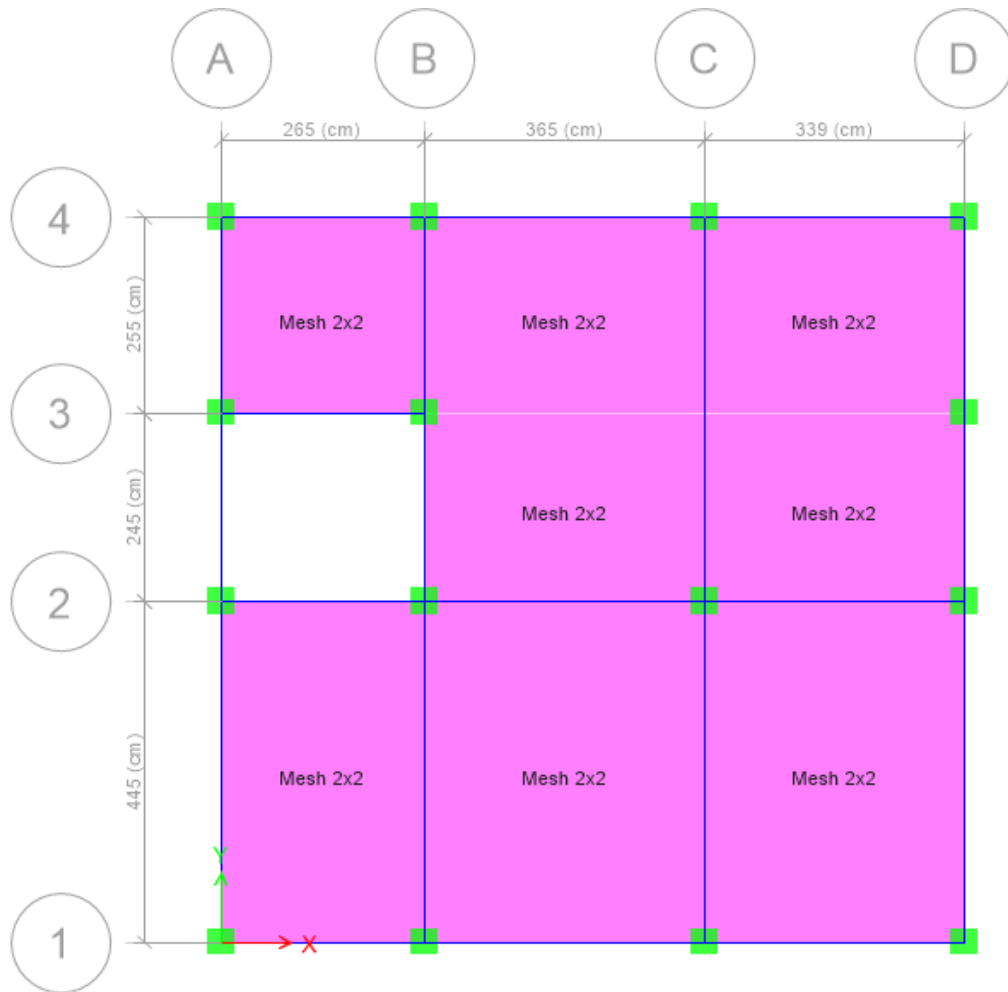
Mesh at Visible Grids (Applies to Horizontal Floors Only)

Further Mesh Where Needed to Maximum Element Size of cm

Add Restraints on Edge if Corners have Restraints

FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-42 Discretización de losas por cada planta

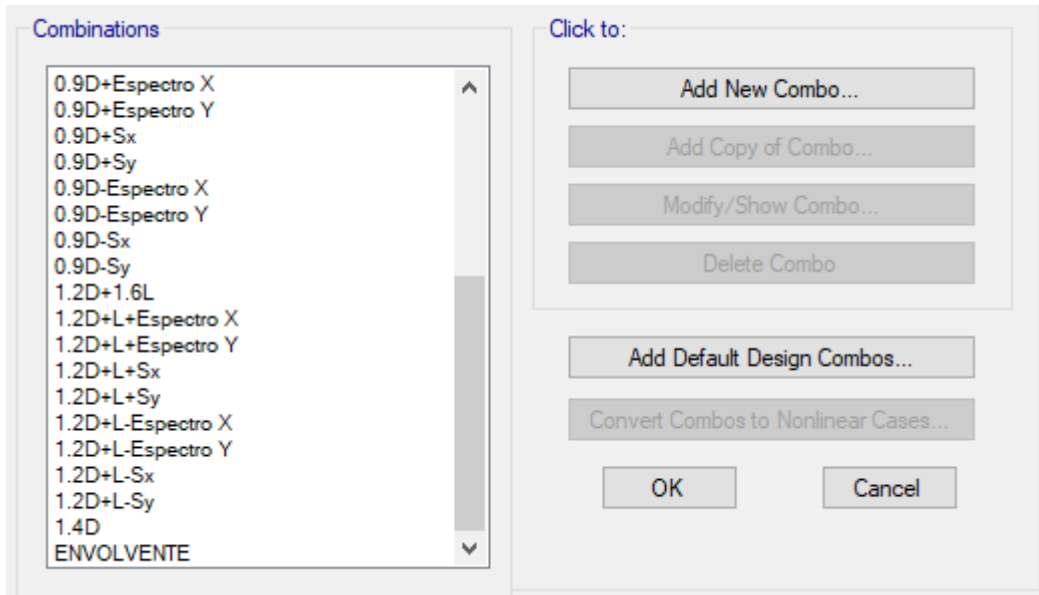


FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.4.3. COMBINACIÓN DE CARGAS

Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-CG). Por lo tanto, las combinaciones de carga a considerar serán:

Figura 3-43 Asignación de diafragmas por piso



FUENTE: Software E-tabs / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Originalmente existen 4 combinaciones de carga, 2 incluyen únicamente cargas verticales y las otras 2 además de cargas verticales incluyen sismo, a las cuales vamos a tomar en 8 posibles escenarios sísmicos 4 para sismos en base a coeficiente y 4 para sismo en base a espectro de respuesta en las direcciones x e y, y en sentidos positivos y negativos, formando junto con las otras 2 combinaciones un total de 18 posibles combinaciones y adicionando una extra de envolvente que las contenga a todas.

Una vez asignados todos los parámetros se procederá a correr la simulación

3.5. ANALISIS ESTRUCTURAL BASADOS EN CODIGOS ACI Y NEC (2015)

3.5.1. PREDIMENSIONAMIENTO Y CONFORMACION DE ESTRUCTURAS

3.5.1.1. Características geométricas de vigas banda

Tabla 3.14 Características geométricas de vigas, para cada caso.

Características Viga Banda				
TIPOS	b_w [cm]	h [cm]	rec [cm]	d [cm]
Casa 1	35	25	3,5	21,5
Casa 2	30	25	3	22
Casa 3	30	20	3	17
Casa 4	30	25	4	21

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.5.1.2. Armado de la viga banda

Acero longitudinal mínimo y máximo (ACI 318-19 9.6.1.2)

$$A_{s_{min}} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s_{máx}} = \rho_{max} \cdot b_w \cdot d$$

$$\rho_{máx} = 0.50\rho_b = 0.5 \frac{0.85 f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Tabla 3.15 Comprobación de armado longitudinal de vigas banda existentes.

TIPOS	Condiciones Acero Longitudinal		Acero Longitudinal Real			Comprobación
	$A_{s_{\min}}$ [cm ²]	$A_{s_{\max}}$ [cm ²]	n varillas	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	
<i>Casa 1 sup.</i>	2,50	8,01	3	14	7,70	OK
			2	14		
<i>Casa 1 inf.</i>	2,50	8,01	3	14	7,70	OK
			2	14		
<i>Casa 2 sup.</i>	2,19	7,03	3	12	5,65	OK
			2	12		
<i>Casa 2 inf.</i>	2,19	7,03	3	12	3,39	OK
			2	12		
<i>Casa 3 sup.</i>	1,69	5,43	3	14	4,62	OK
<i>Casa 3 inf.</i>			3	14	4,62	OK
<i>Casa 4 sup.</i>	2,09	6,71	3	14	4,62	OK
<i>Casa 3 inf.</i>			3	14	4,62	OK

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

El acero longitudinal dentro de las vigas banda está dentro de los límites.

3.5.1.3. Características geométricas de las columnas

Tabla 3.16 Características geométricas de columnas, para cada caso.

TIPOS	Secciones columnas	
	c1 [cm]	c2 [cm]
<i>Casa 1</i>	35	35
<i>Casa 2</i>	30	30
<i>Casa 3</i>	30	30
<i>Casa 4</i>	30	30

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.5.1.4. Armado de columnas

Acero longitudinal mínimo y máximo (ACI 318-19 10.6.1.1)

$$A_{s_{\min}} = 0.01 A_g$$

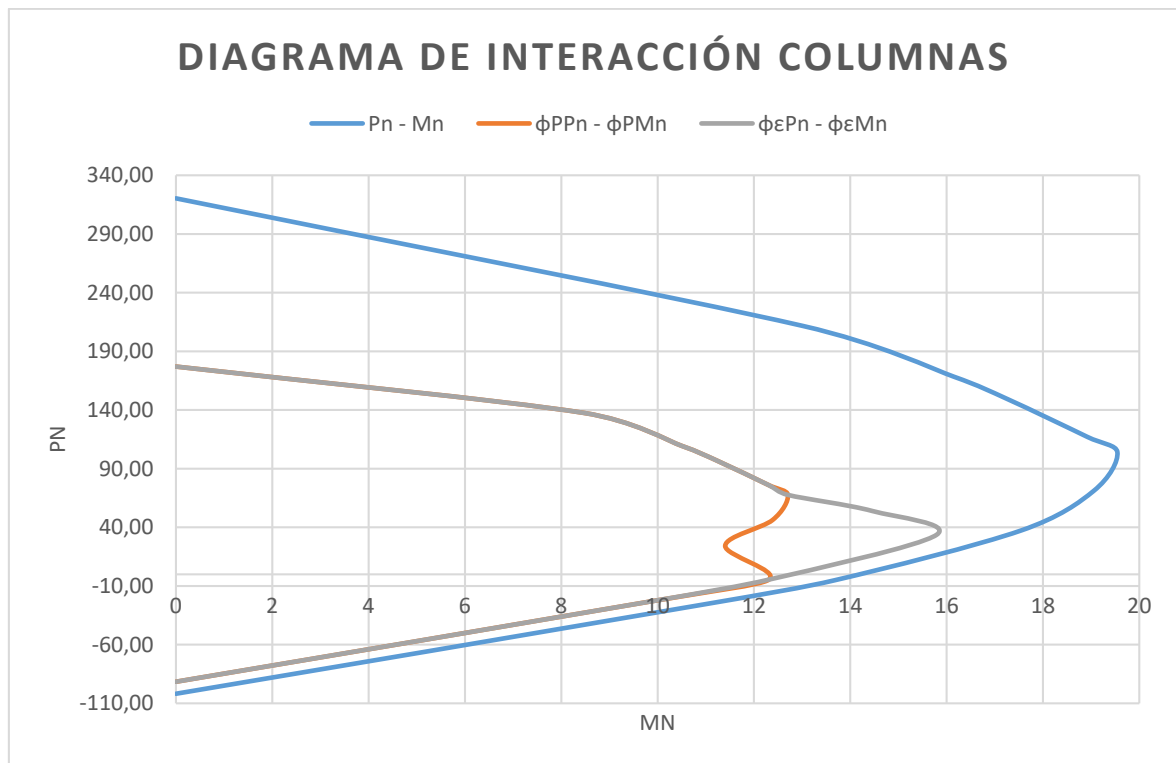
$$A_{s_{\max}} = 0.08 A_g$$

Tabla 3.17 Comprobación de armado longitudinal de columnas existentes.

TIPOS	Condiciones Acero Longitudinal		Acero Longitudinal Real			Comprobación
	As mín. [cm ²]	As máx. [cm ²]	n varillas	ϕ [mm]	As [cm ²]	
Casa 1	12,25	73,50	12	16	24,13	OK
Casa 2	9,00	54,00	8	14	12,32	OK
Casa 3	9,00	54,00	8	14	12,32	OK
Casa 4	9,00	54,00	8	14	12,32	OK

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

El acero longitudinal de las columnas está dentro de los límites.

Figura 3-44 Diagrama de interacción columna, casa uno

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 3.18 Resultados diagrama de interacción de columna casa uno.

Po [tonf]	320,44
To [tonf]	-101,78
cb [cm]	18,90
Pb [tonf]	104,12
Mb [tonf·m]	19,54

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-45 Diagrama de interacción columna, casa dos y tres

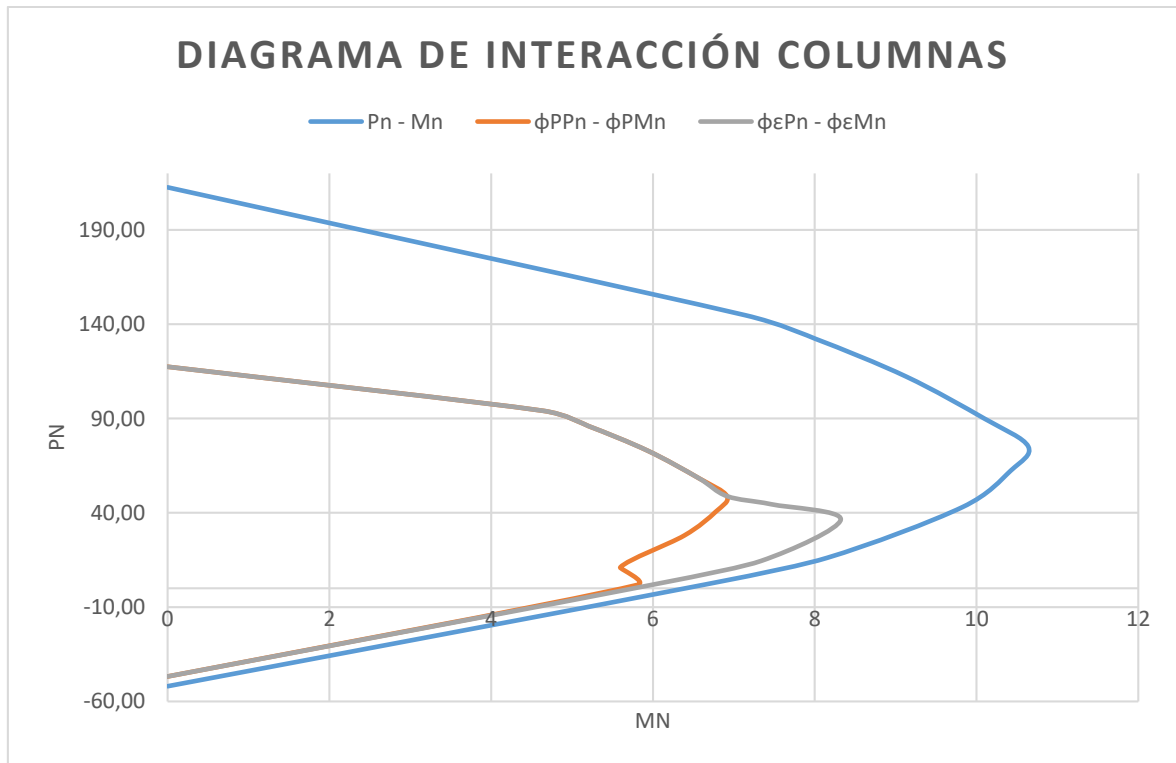
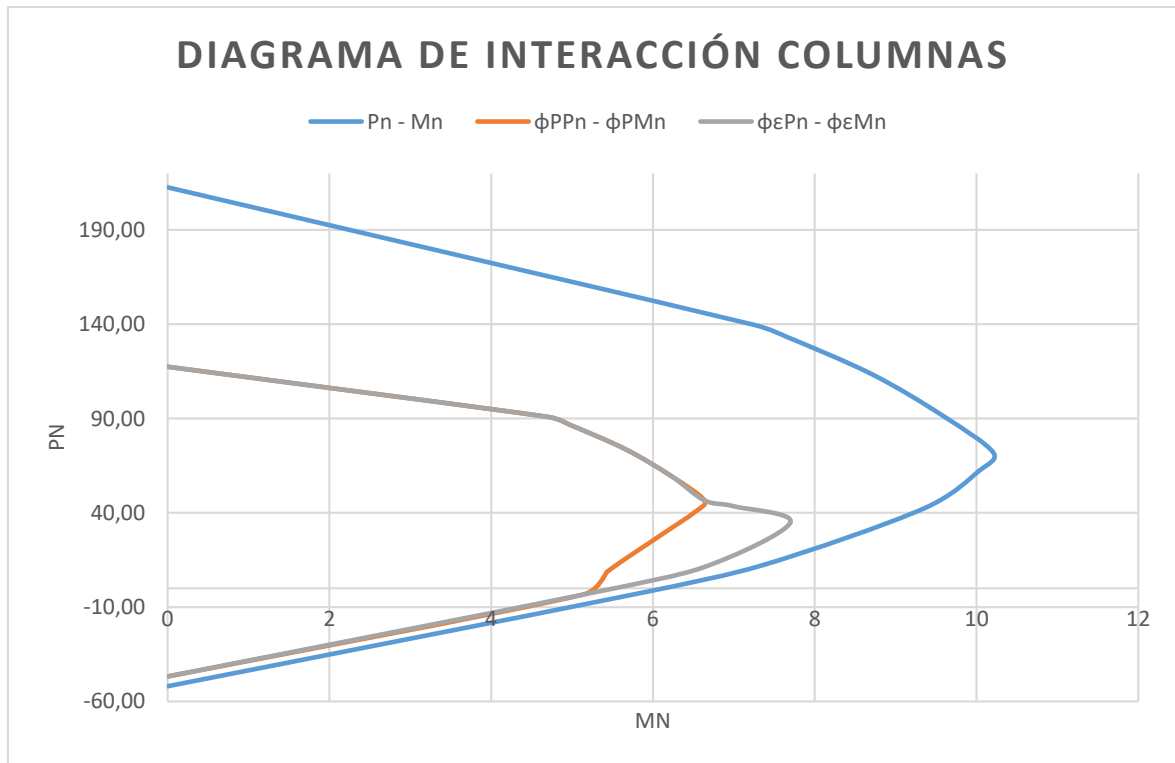


Tabla 3.19 Resultados diagrama de interacción de columna casa dos.

Po [tonf]	212,60
To [tonf]	-51,95
cb [cm]	16,20
Pb [tonf]	75,18
Mb [tonf·m]	10,64

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-46 Diagrama de interacción columna, casa cuatro



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 3.20 Resultados diagrama de interacción de columna casa dos.

Po [tonf]	212,60
To [tonf]	-51,95
cb [cm]	15,60
Pb [tonf]	71,75
Mb [tonf·m]	10,21

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

3.5.2. DISEÑO DE CONEXIONES

3.5.2.1. Chequeo de la conexión Losa-Columna

“La conexión losa-columna, debe cumplir los siguientes requisitos:

- Columna fuerte-losa débil.
- Losa fuerte a corte y punzonamiento-losa débil en flexión”. (Placencia, 1997, pág. 9)

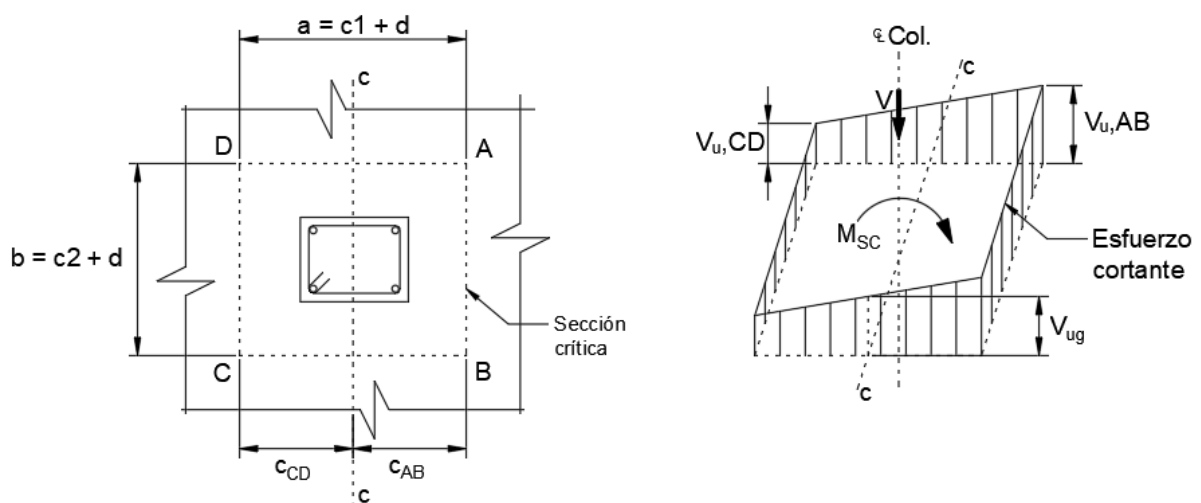
“Lo anterior para que las rotulas tengan lugar en los extremos de las vigas banda, donde no se comprometa la serviciabilidad de la estructura”. (Placencia, 1997, pág. 9)

La transmisión de momentos desbalanceados entre vigas banda y parte de la losa no se transmite solo por flexión, como en el caso de pórticos (viga descolgada-columna), sino que también hay una transferencia por corte excéntrico en la losa alrededor del centroide de la sección crítica, que incrementa los esfuerzos por punzonamiento. (Placencia, 1997, pág. 9)

3.5.2.2. Distribución de Esfuerzos

La distribución de esfuerzos para una columna interior se supone tal como se ilustra a continuación:

Figura 3-47 Distribución de esfuerzos para columna interna



FUENTE: ACI 318-19 / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Para una columna interior, la propiedad de la sección crítica supuesta, análoga al momento polar de inercia (J_c) puede calcularse por medio de:

$$J_c = \frac{d \cdot (c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (c_2 + d) \cdot (c_1 + d)^2}{2}$$

$$J_c = \frac{d \cdot a^3}{6} + \frac{a \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot b \cdot a^2}{2}$$

$$\frac{J_c}{c_{AB}} = \frac{J_c}{c_{CD}} = \frac{a \cdot d \cdot (a + 3 \cdot b) + d^3}{3}$$

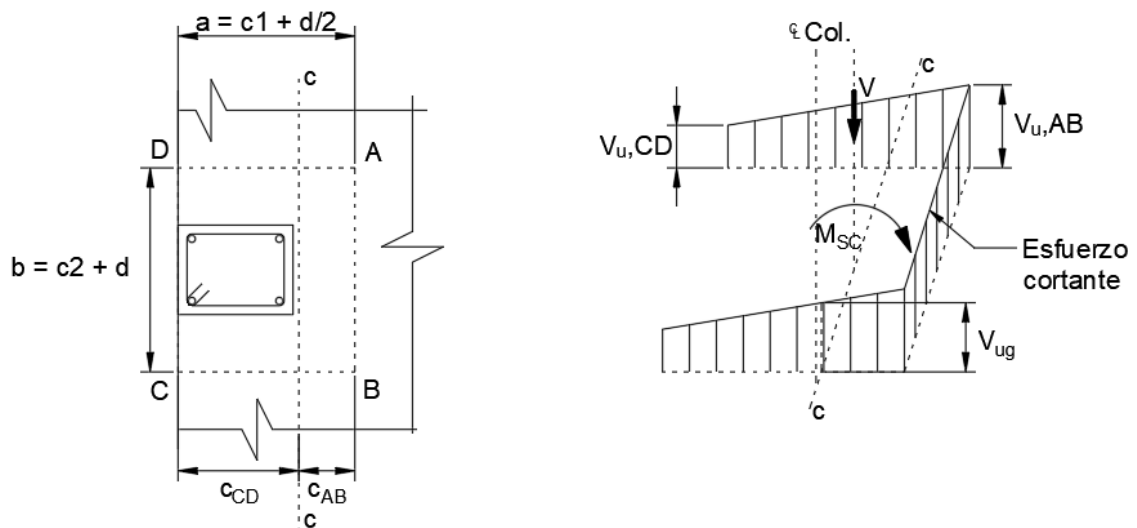
Tabla 3.21 Propiedades de sección crítica para columnas internas, en cada caso.

Columna Interior	Sección Crítica			
	a=c1+d [cm]	b=c2+d [cm]	J _c /c _{AB} [cm ³]	J _c /c _{CD} [cm ³]
Casa 1	56,50	56,50	94823,96	94823,96
Casa 2	52,00	52,00	82866,67	82866,67
Casa 3	47,00	47,00	51708,33	51708,33
Casa 4	51,00	51,00	75915,00	75915,00

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

La distribución de esfuerzos para una columna de borde se supone tal como se ilustra a continuación:

Figura 3-48 Distribución esfuerzos columna de borde



FUENTE: ACI 318-19 / ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Para una columna de borde, la propiedad de la sección crítica supuesta, análoga al momento polar de inercia (J_c) puede calcularse por medio de:

$$\frac{J_c}{c_{AB}} = \frac{2 \cdot a^2 \cdot d \cdot (a + 2 \cdot b) + d^3 \cdot (2 \cdot a + b)}{6 \cdot a}$$

$$\frac{J_c}{c_{CD}} = \frac{2 \cdot a^2 \cdot d \cdot (a + 2 \cdot b) + d^3 \cdot (2 \cdot a + b)}{6 \cdot (a + b)}$$

Tabla 3.22 Propiedades de sección crítica para columnas de borde, en cada caso.

Columna Borde	Sección Crítica			
	a=c1+d/2 [cm]	b=c2+d [cm]	J _c /C _{AB} [cm ³]	J _c /C _{CD} [cm ³]
Casa 1	45,75	56,50	57408,55	25686,47
Casa 2	41,00	52,00	49396,80	21777,08
Casa 3	38,50	47,00	31544,36	14204,19
Casa 4	40,50	51,00	45429,42	20108,10

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

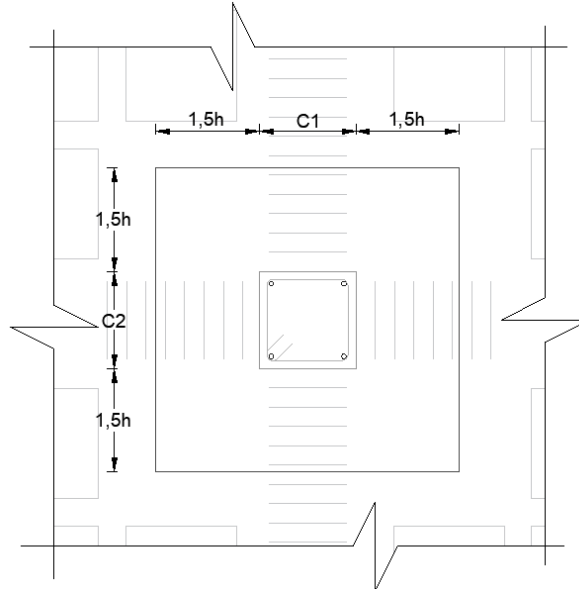
3.5.2.3. Transferencia del momento desbalanceado por flexión.

Parte del momento desbalanceado (M_{sc}) debe ser resistido por la losa, con su respectivo armado. La fracción de este momento mayorado de la losa resistida por una columna que se transmite por flexión según (ACI 318-19 8.4.2.2.2) es:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \cdot \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

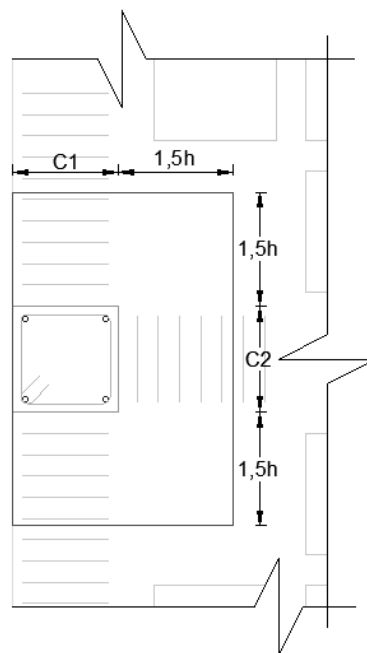
Que se desarrolla en un ancho efectivo b_{slab} igual al ancho de la columna o capitel más una distancia a cada lado de 1.5h de la losa (ACI 318-19 8.4.2.2.3)

Figura 3-49 ancho efectivo donde se ubica el armado que resiste momento desbalanceado por flexión para columna intermedia.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-50 ancho efectivo donde se ubica el armado que resiste momento desbalanceado por flexión para columna de borde.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Y se debe cumplir según (ACI 318-19 8.5.1.1) que:

$$\phi M_n \geq \gamma_f \cdot M_{sc}$$

Donde:

$$\phi M_n = 0.90 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n \cong \frac{A_s \cdot d}{29.5}$$

3.5.2.4. Transferencia del momento desbalanceado por corte.

El resto del momento desbalanceado se considera transferido por excentricidad de cortante, y la fracción de este momento según (ACI 318-19 8.4.4.2.2) es:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

Y se debe cumplir que el esfuerzo de punzonamiento actuante, debe ser menor que el esfuerzo de punzonamiento resistente según (ACI 318-19 8.5.1.1) que:

$$v_u \leq \phi v_n$$

Donde el factor de reducción de resistencia (ϕ) para cortante debe ser de 0.75 según (ACI 318-19 21.2.1).

Para cortante en dos direcciones con momento mayorado de la losa resistido por la columna, (ACI 318-19 8.4.4.2.1) el esfuerzo cortante mayorado v_u corresponde a una combinación de v_{uv} y del esfuerzo cortante producido por $\gamma_v \cdot M_{sc}$.

El esfuerzo cortante mayorado v_{uv} y el momento mayorado de la losa resistido por la columna M_{sc} se determinan en el eje centroidal c-c de la sección crítica. El esfuerzo cortante mayorado máximo y mínimo puede calcularse según comentario de (ACI 318-19 8.4.4.2.3) a partir de:

$$v_{u, AB} = v_{uv} \pm \frac{\gamma_v \cdot M_{sc} \cdot c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{u, AB} = \frac{V_{uv}}{Ac} \pm \frac{\gamma_v \cdot M_{sc}}{\frac{J_c}{c_{AB}}}$$

$$v_{u, CD} = v_{uv} \pm \frac{\gamma_v \cdot M_{sc} \cdot c_{CD}}{J_c}$$

$$v_{u, CD} = \frac{V_{uv}}{Ac} \pm \frac{\gamma_v \cdot M_{sc}}{\frac{J_c}{c_{CD}}}$$

Para cortante en dos direcciones, cada una de las secciones críticas que se investiga debe estar localizada de modo que su perímetro b_o sea un mínimo y no hay necesidad de localizarla a una distancia menor a $d/2$ de:

- Los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas o áreas de reacción.
- Los cambios de espesor de la losa o zapatas, tales como los bordes de capiteles, ábacos o descolgados para cortante.

En losas reforzadas con estribos como refuerzo a cortante se debe considerar una sección crítica con perímetro b_o ubicada a $d/2$ fuera de la línea periférica más extrema del refuerzo a cortante. La forma de esta sección crítica debe ser un polígono seleccionado para minimizar b_o .

La resistencia nominal a cortante para miembros en dos direcciones sin refuerzo a cortante según (ACI 318-19 22.6.1.2) es:

$$v_n = v_c$$

Y según (ACI 318-19 22.6.5.2) la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto (v_c), se debe escoger como el menor valor entre:

$$(a) \quad v_c = 0.33 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}$$

$$(b) \quad v_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}$$

$$(c) \quad v_c = 0.083 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}$$

Donde el factor de modificación por efecto de tamaño λ_s , según (ACI 318-19 22.5.5.1.3) se determina por medio de:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + 0.004 \cdot d)}} \leq 1.0$$

Según (ACI 318-19 19.2.4.3) el valor de λ para concreto de peso normal debe tomarse como 1.0.

B es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, carga concentrada o área de reacción.

Según (ACI 318-19 22.6.5.3) “el valor de α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina”.

$$\phi v_n = \phi \cdot 1,06 \cdot \sqrt{f'c}$$

Si el esfuerzo cortante mayorado v_u en la sección crítica es mayor que el esfuerzo nominal ϕv_n , entonces la alternativa más importante es tomar en cuenta la contribución de los estribos en el corte (Ochoa & Ulcuango, 2014).

La resistencia nominal a cortante para miembros en dos direcciones con refuerzo a cortante según (ACI 318-19 22.6.1.3) es:

$$v_n = v_c + v_s$$

Donde, según (ACI 318-19 22.6.6.1) la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto (v_c), en las secciones críticas debe calcularse de acuerdo a:

$$v_c = 0.17 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}$$

Y según (ACI 318-19 22.6.7.2) la resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo (v_s) debe calcularse como:

$$v_s = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{b_o \cdot s}$$

Donde A_v es la suma del área de todas las ramas del refuerzo en una línea periférica que sea geoméricamente similar al perímetro de la sección de la columna y s es el espaciamiento de las líneas periféricas del refuerzo de cortante medido en dirección perpendicular a la cara de la columna.

Estribos de Diseño (ACI 318 11.12.3.1)

$$\phi v n_{m\acute{a}x} = \phi \cdot 1.59 \cdot \sqrt{f'c}$$

3.5.2.5. Ubicación de la rotula plástica

Las resistencias a flexión de las columnas deben según (ACI 318-19 18.7.3.2) cumplir con:

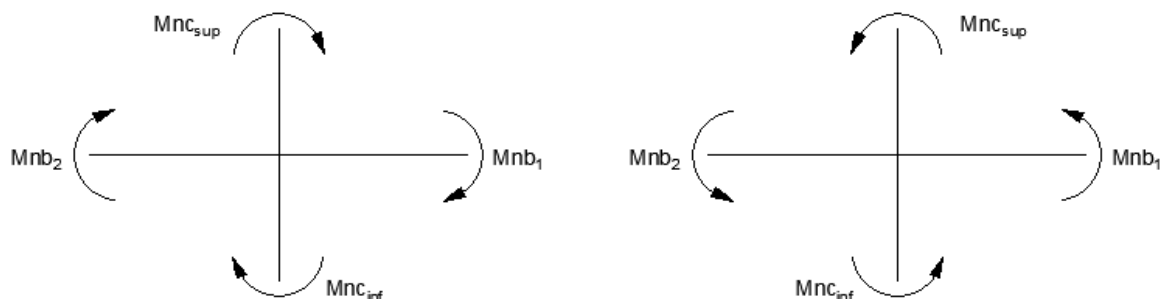
$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \cdot \sum M_{nb}$$

donde:

$\sum M_{nc}$ es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$\sum M_{nb}$ es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

Figura 3-51 Ubicación de rotula plástica para columnas interiores

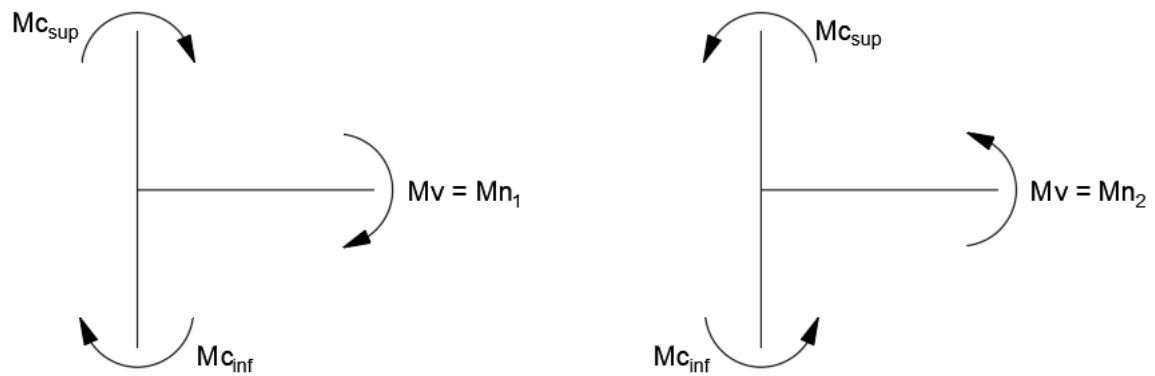


ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

$$\sum M_{nc} = M_{nc_{sup}} + M_{nc_{inf}}$$

$$\sum M_{nb} = M_{nb_1} + M_{nb_2}$$

Figura 3-52 Ubicación de rotula plástica para columnas de borde



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

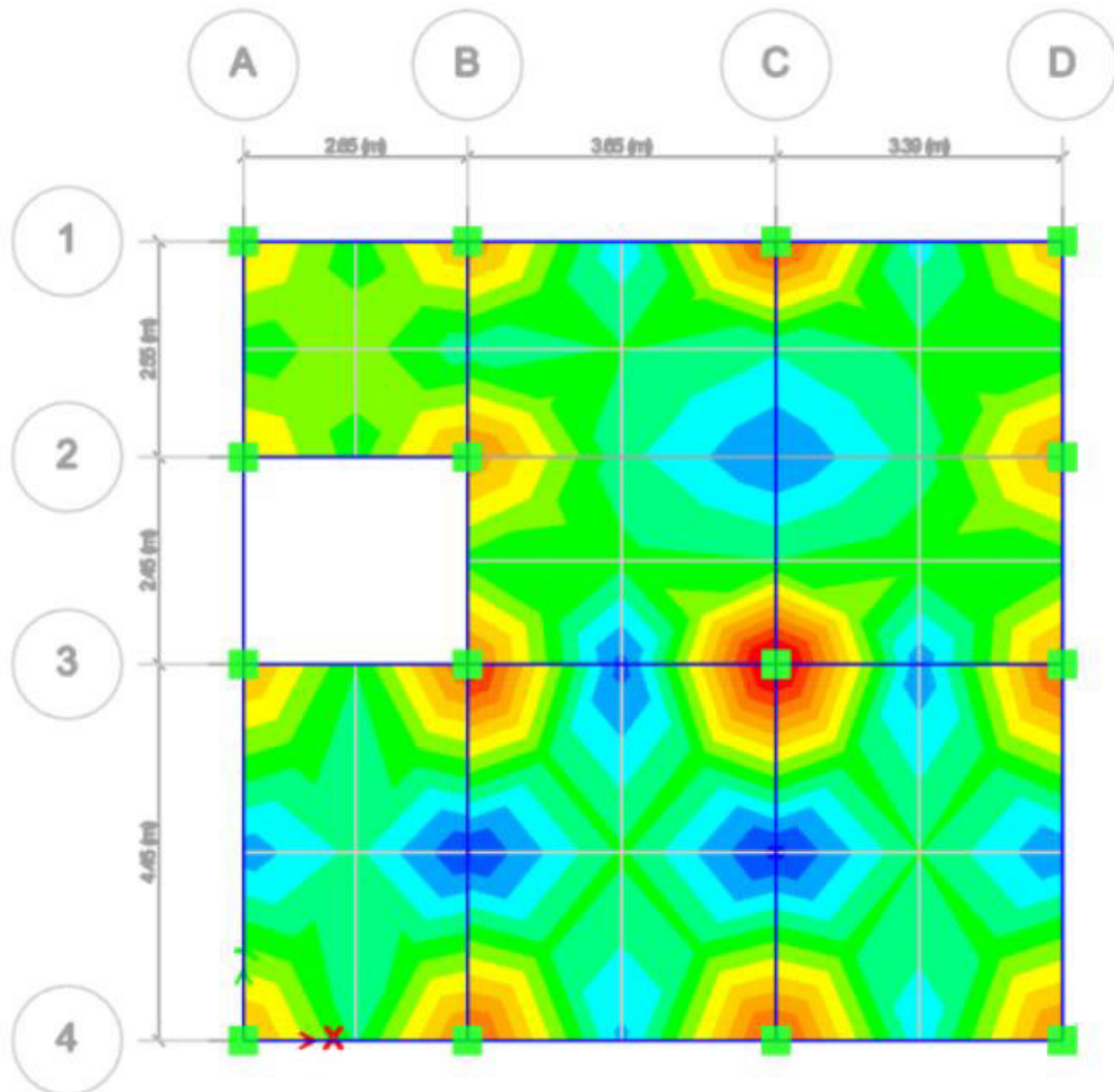
$$\sum M_{nc} = M_{c_{sup}} + M_{c_{inf}}$$

$$\sum M_{nb} = M_{n_1} = M_{n_2}$$

3.6. OBTENCION DE RESULTADOS

3.6.1. DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS Y CARGAS AXIALES

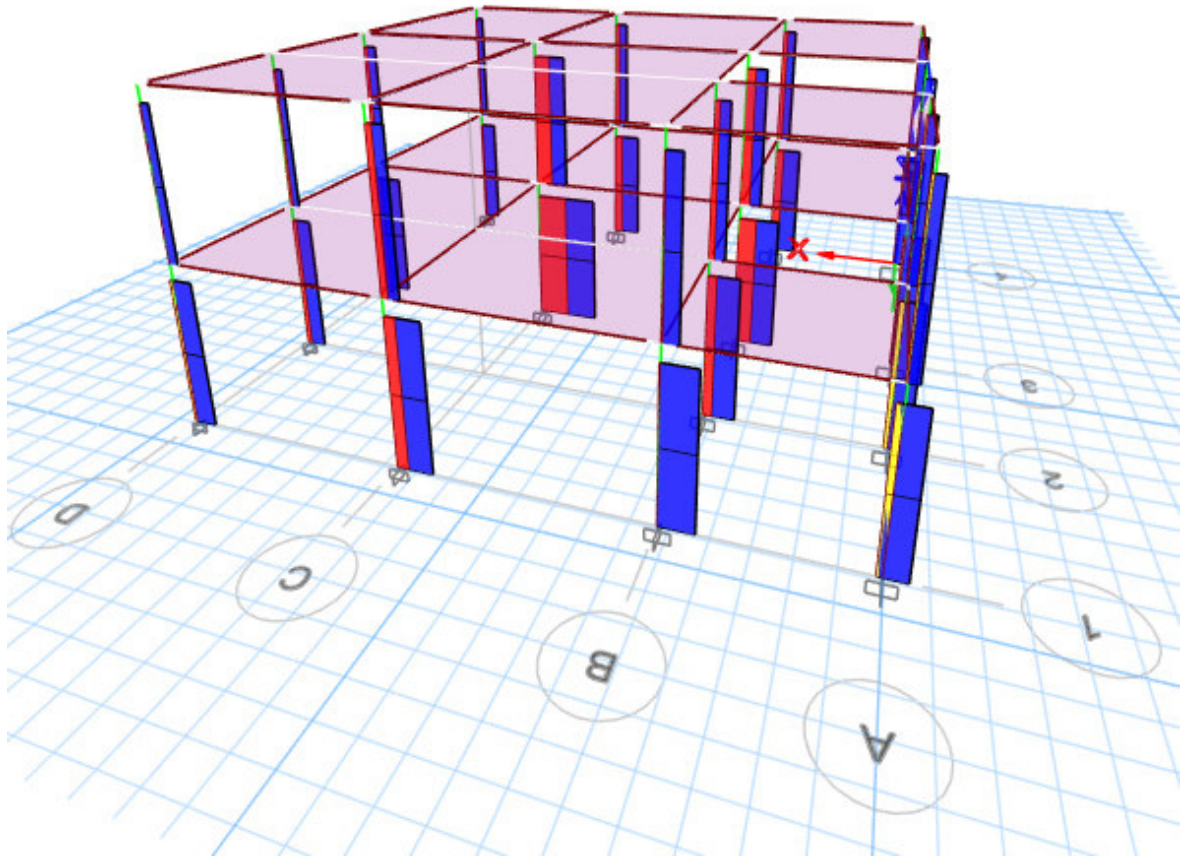
Figura 3-53 Distribución de momentos, casa uno.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Se observa que los momentos más críticos se encuentran para el caso de una columna interior en el eje C-3 y para el caso de columna de borde en el eje C-4, la localización de estos ejes la podemos comprobar observando las cargas axiales en dichas columnas.

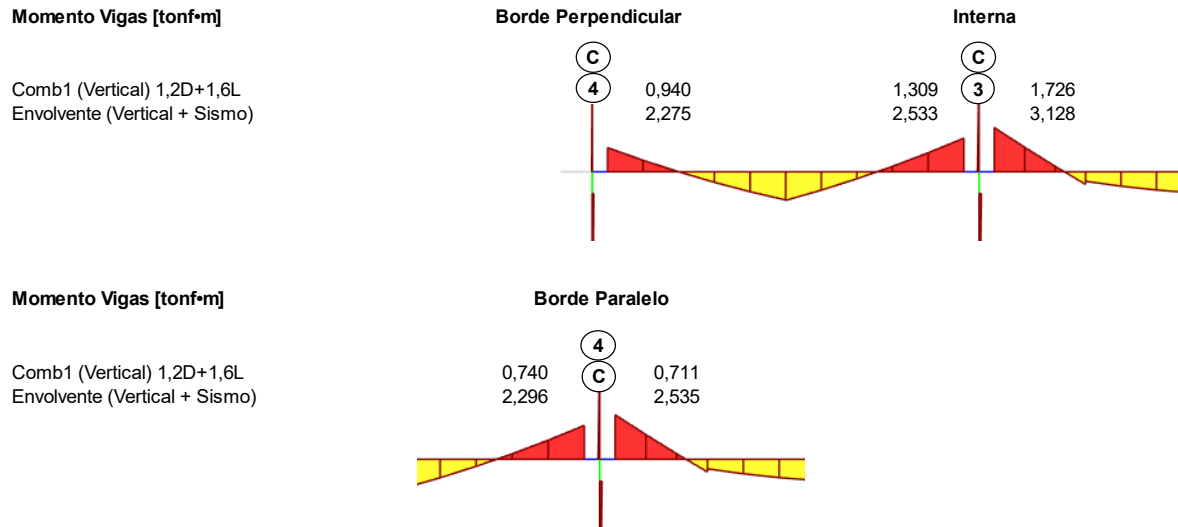
Figura 3-54 Distribución fuerzas axiales de envolvente en columnas, casa uno.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

En base a los resultados obtenidos de la modelación se comprueba que la columna interior más crítica para la casa uno es la ubicada entre los ejes C-3. Por su parte la columna de borde con condiciones más críticas es la ubicada entre los ejes C-4 obteniéndose los siguientes resultados.

Figura 3-55 Distribución de momentos en vigas para ejes críticos interior y de borde, casa uno.



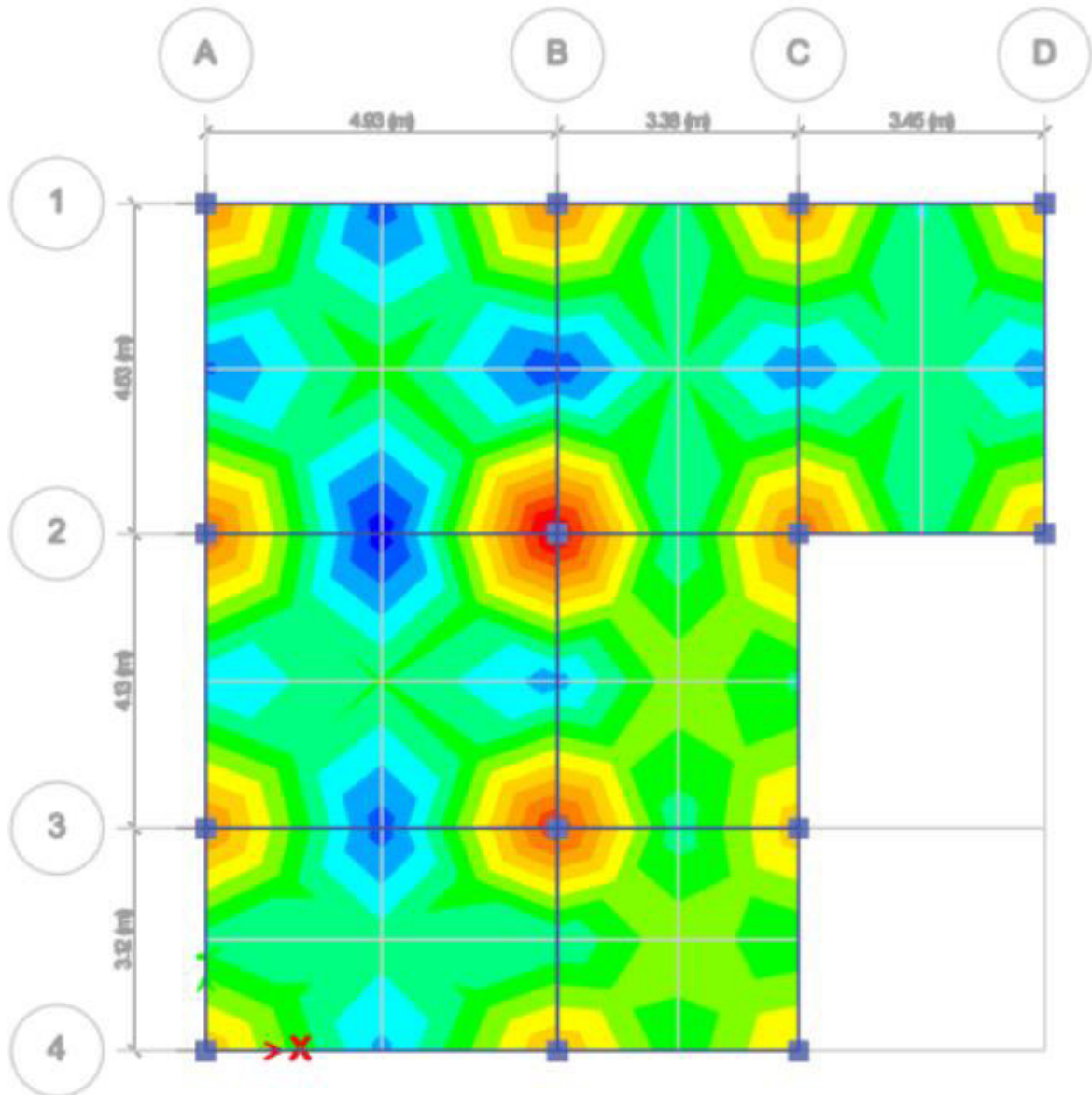
ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-56 Distribución de fuerzas axiales en columnas críticas interior y de borde, casa uno.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

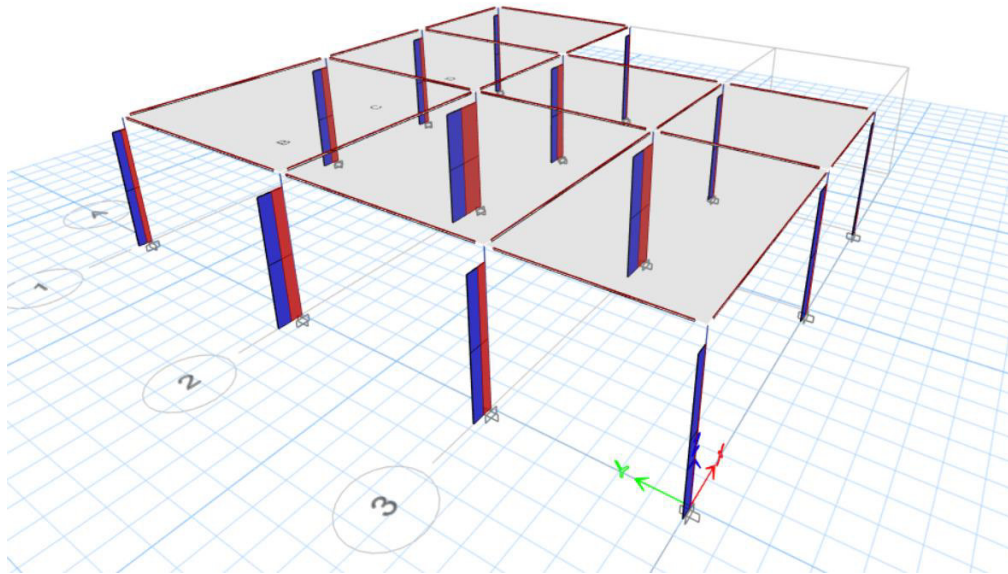
Figura 3-57 Distribución de momentos, casa dos.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Se observa que los momentos más críticos se encuentran para el caso de una columna interior en el eje B-2 y para el caso de columna de borde en el eje A-2, la localización de estos ejes la podemos comprobar observando las cargas axiales en dichas columnas.

Figura 3-58 Distribución fuerzas axiales de envoltura en columnas, casa dos.



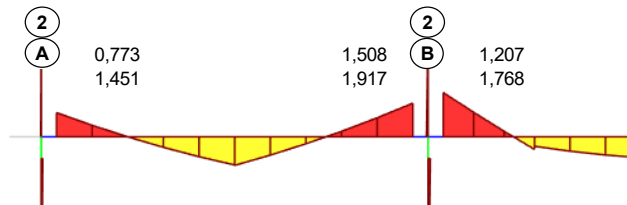
ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-59 Distribución de momentos en vigas para ejes críticos interior y de borde, casa dos.

Momento Vigas [tonf·m]

Comb1 (Vertical) 1,2D+1,6L
 Envoltura (Vertical + Sismo)

Borde Perpendicular

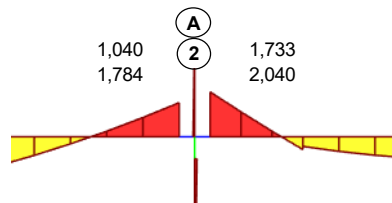


Interna

Momento Vigas [tonf·m]

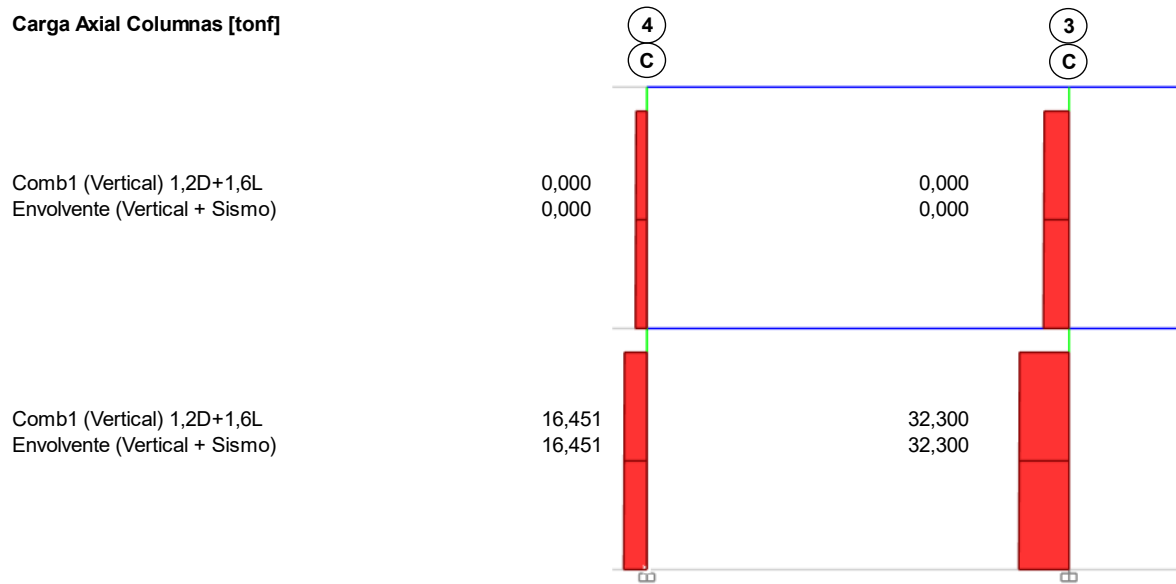
Comb1 (Vertical) 1,2D+1,6L
 Envoltura (Vertical + Sismo)

Borde Paralelo



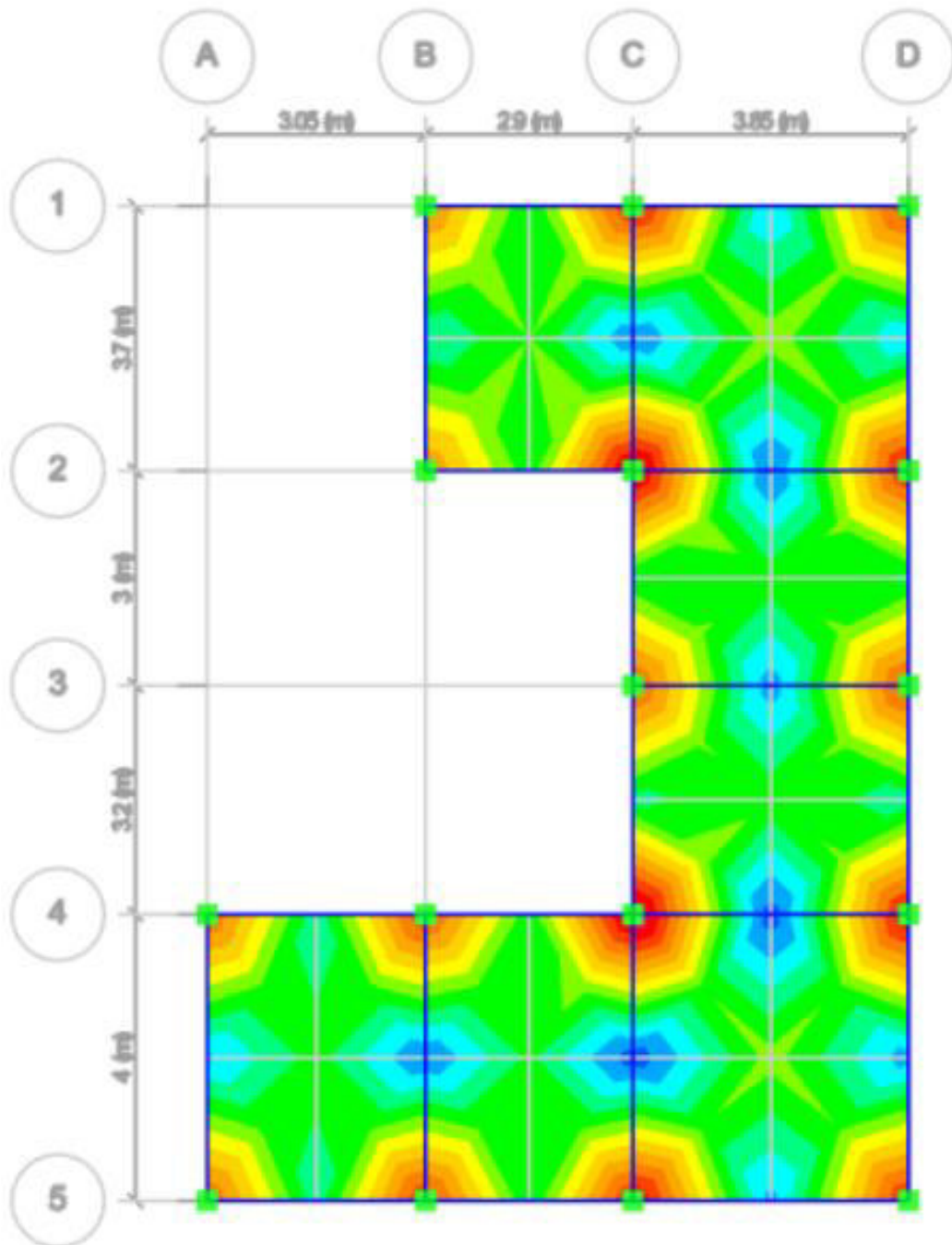
ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-60 Distribución de fuerzas axiales en columnas críticas interior y de borde, casa dos.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

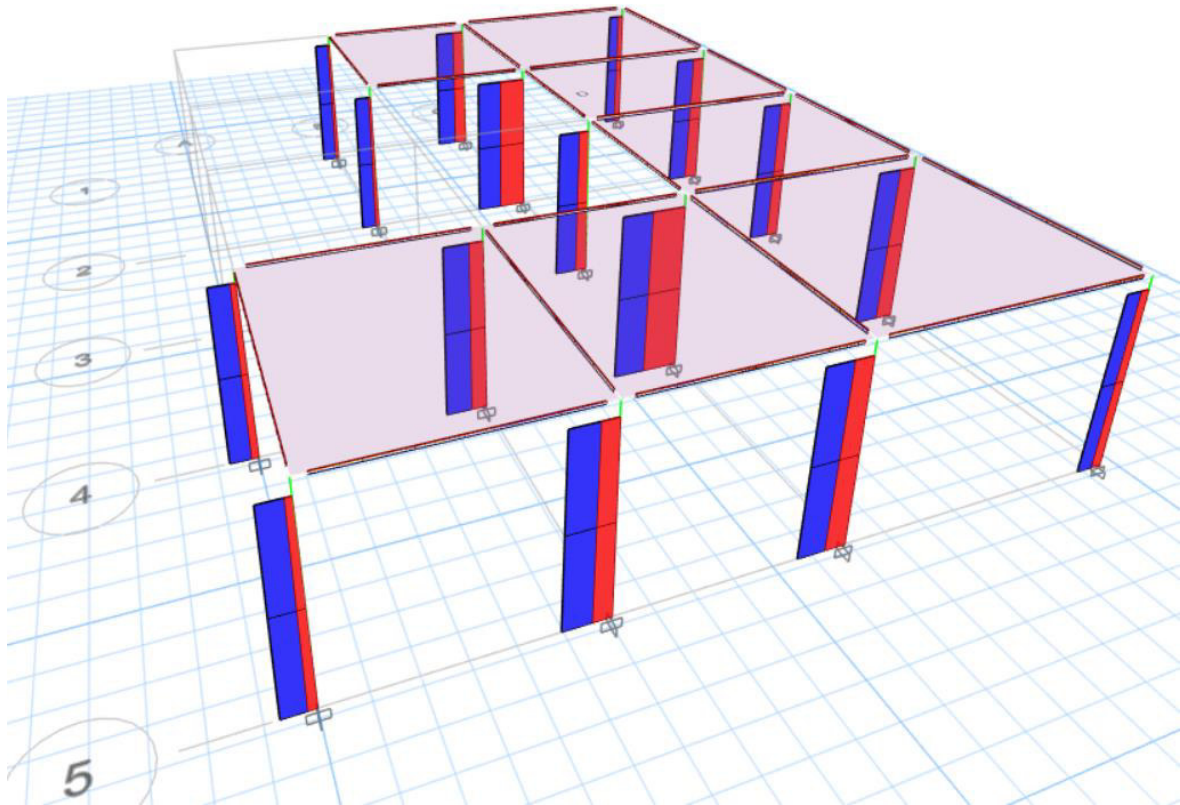
Figura 3-61 Distribución de momentos, casa tres.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Se observa que los momentos más críticos se encuentran para el caso de una columna interior en el eje C-4 y para el caso de columna de borde en el eje C-5, la localización de estos ejes la podemos comprobar observando las cargas axiales en dichas columnas.

Figura 3-62 Distribución fuerzas axiales de envoltura en columnas, casa tres.



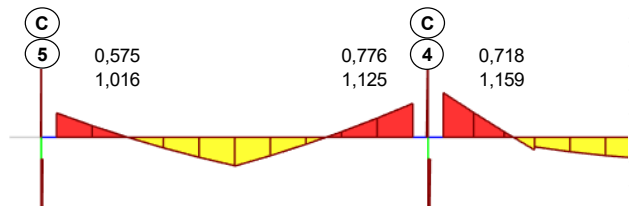
ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-63 Distribución de momentos en vigas para ejes críticos interior y de borde, casa tres.

Momento Vigas [tonf·m]

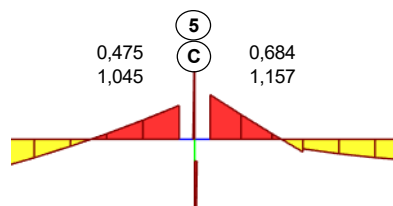
Comb1 (Vertical) 1,2D+1,6L
Envoltura (Vertical + Sismo)

Borde Perpendicular



Interna

Borde Paralelo

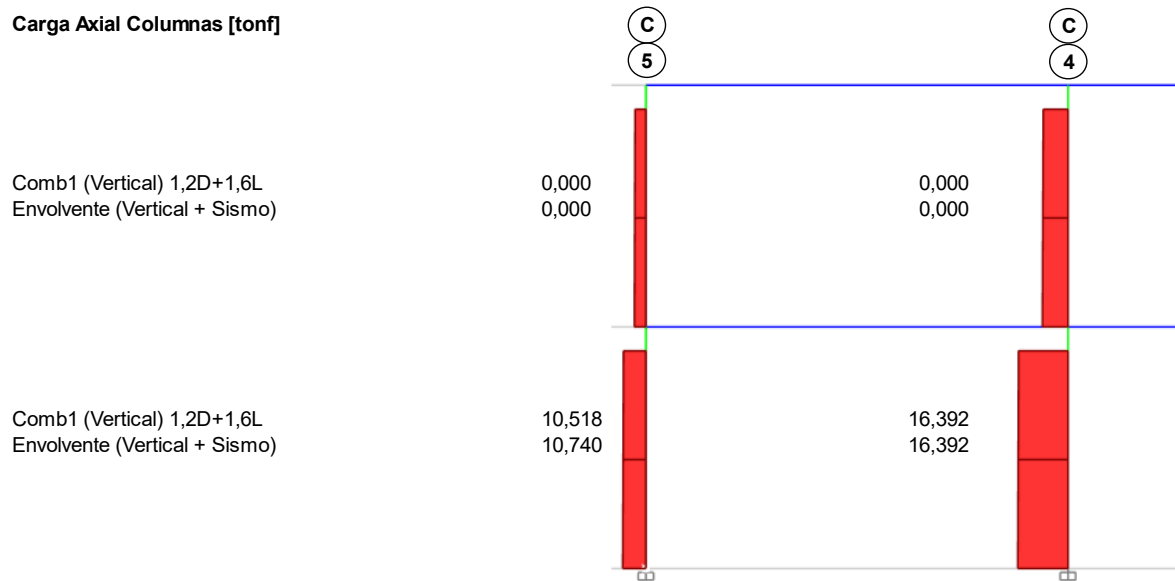


Momento Vigas [tonf·m]

Comb1 (Vertical) 1,2D+1,6L
Envoltura (Vertical + Sismo)

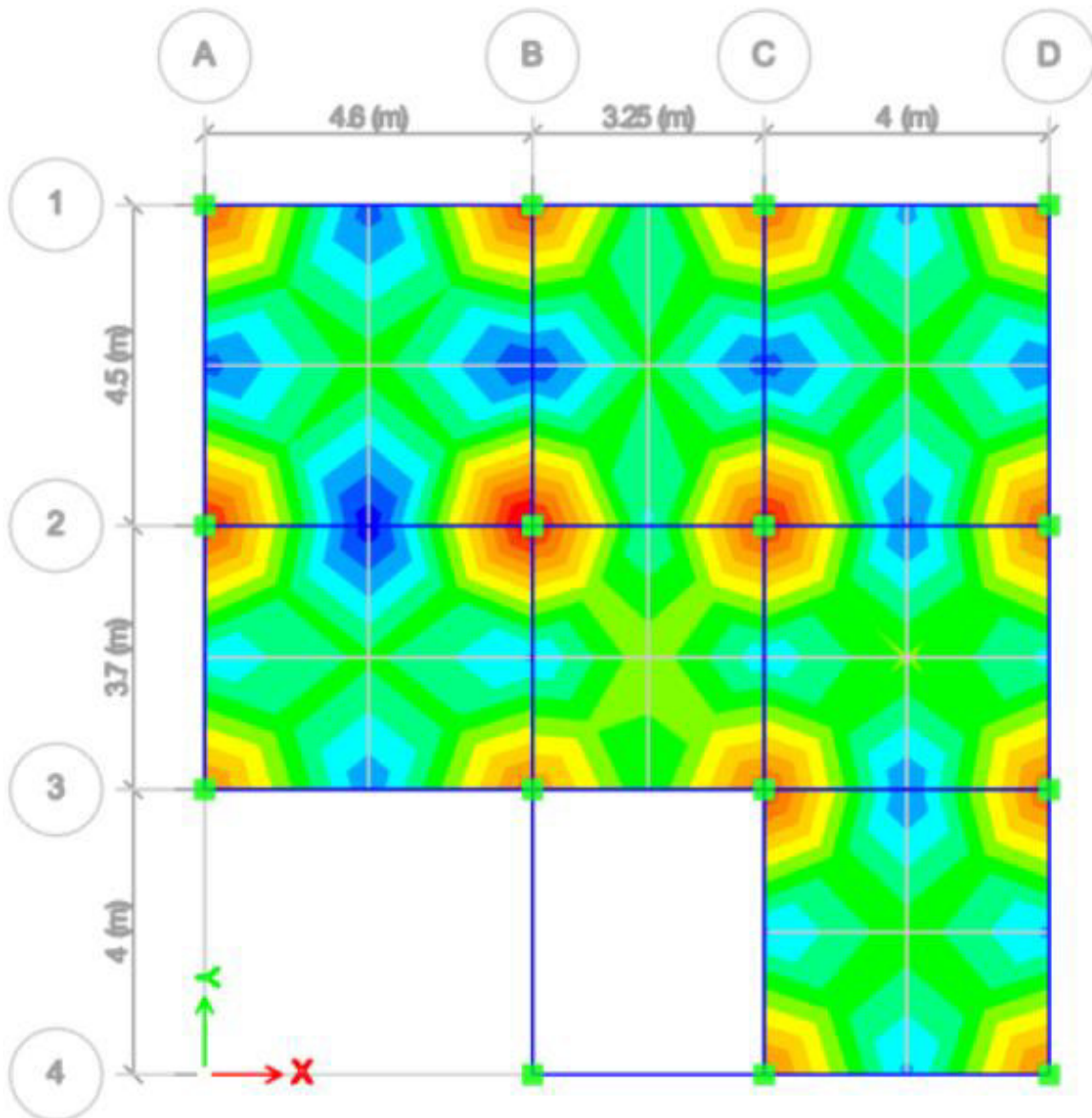
ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-64 Distribución de fuerzas axiales en columnas críticas interior y de borde, casa tres.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

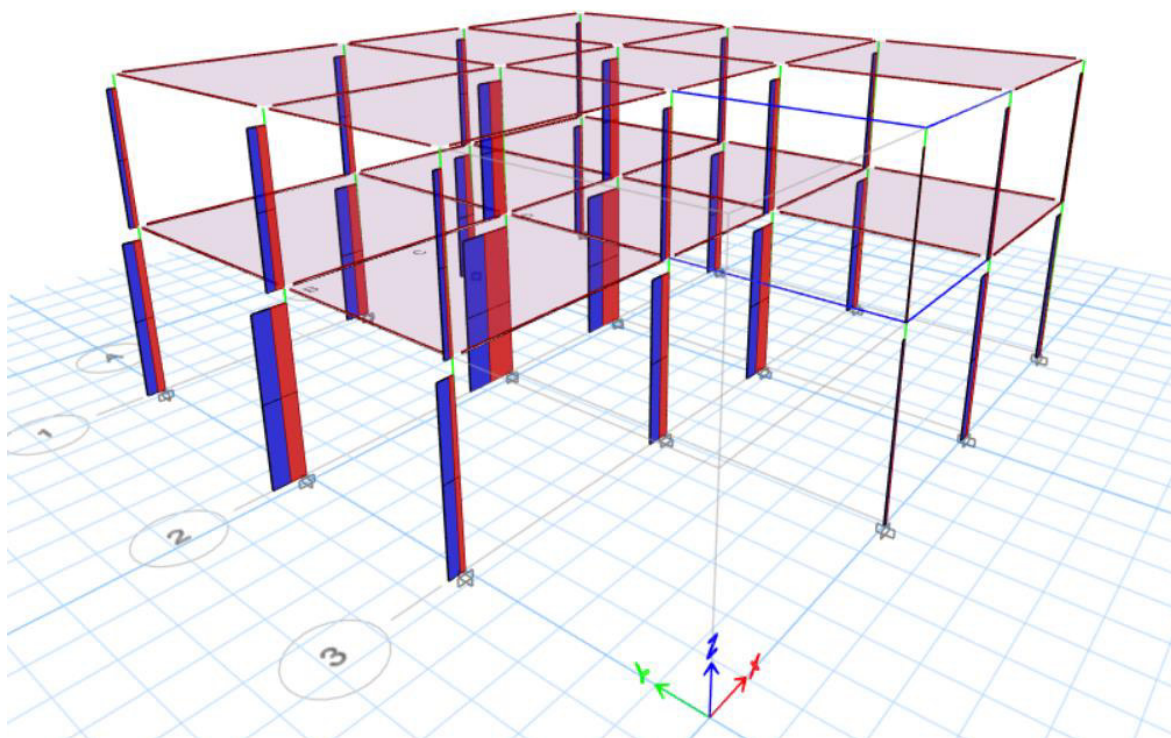
Figura 3-65 Distribución de momentos, casa cuatro.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Se observa que los momentos más críticos se encuentran para el caso de una columna interior en el eje B-2 y para el caso de columna de borde en el eje A-2, la localización de estos ejes la podemos comprobar observando las cargas axiales en dichas columnas.

Figura 3-66 Distribución fuerzas axiales de envoltura en columnas, casa cuatro.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

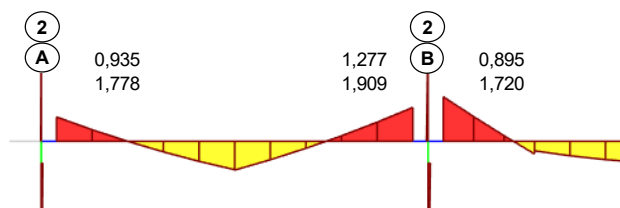
Figura 3-67 Distribución de momentos en vigas para ejes críticos interior y de borde, casa cuatro.

Momento Vigas [tonf·m]

Comb1 (Vertical) 1,2D+1,6L
 Envoltura (Vertical + Sismo)

Borde Perpendicular

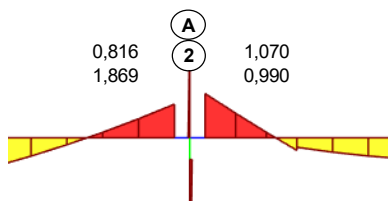
Interna



Momento Vigas [tonf·m]

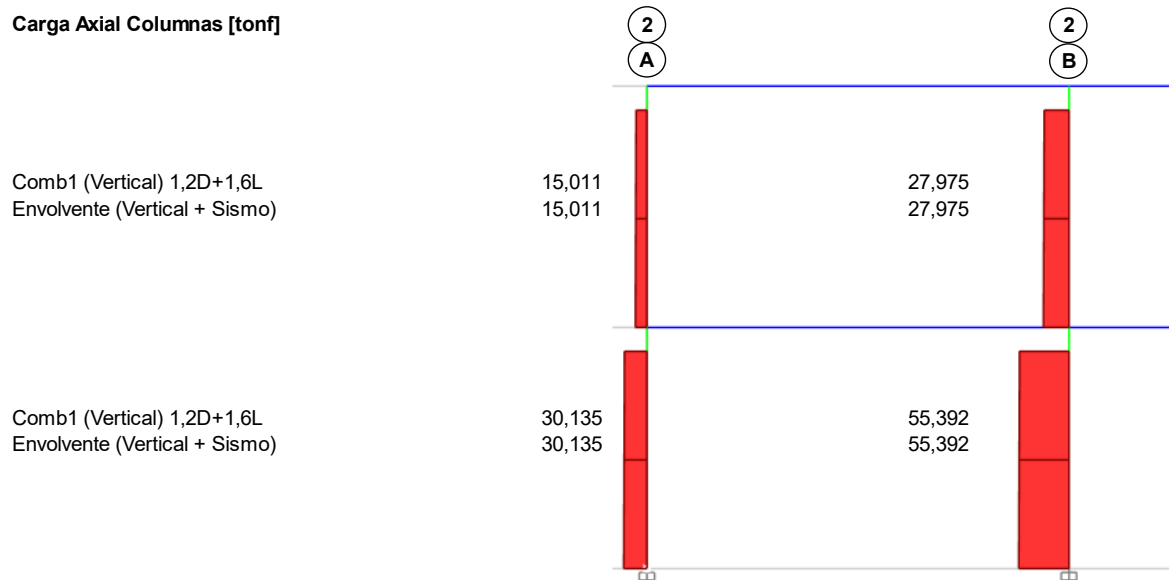
Comb1 (Vertical) 1,2D+1,6L
 Envoltura (Vertical + Sismo)

Borde Paralelo



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Figura 3-68 Distribución de fuerzas axiales en columnas críticas interior y de borde, casa cuatro.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

CAPITULO 4

4. ANALISIS DE RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. PROBLEMAS ESTRUCTURALES

La situación de las losas planas ante cargas sísmicas no es favorable, sobre todo si estas no han sido diseñadas para disipar energía en el rango inelástico. Los principales problemas que se presentan son el punzonamiento, alta flexibilidad lateral a lo que conlleva poca disponibilidad de ductilidad inmediata, daños no estructurales y en ciertos casos que la losa en general sea más fuerte que las columnas, lo cual en general podría tener resultados catastróficos.

Hasta el momento no existe un método de diseño que pueda indicar claramente todos los parámetros necesarios para lograr que las estructuras con losas planas sean sismorresistentes, las fuerzas del marco losa-columna pueden ser calculadas utilizando el método del pórtico equivalente como lo indica el ACI en el capítulo 8 y también se menciona algo la transferencia de momentos de la losa a la columna tanto para flexión como para corte, como se indicó en el capítulo anterior, sin embargo esto no es suficiente. Hay muchos requisitos que no se toman en cuenta y la tendencia es calcular estas estructuras como pórticos con vigas descolgadas, ignorando fundamentalmente el punzonamiento que es crítico, además el acero de refuerzo transversal es obtenido en base a las fuerzas de cálculo y no en base a la capacidad de los elementos. (Placencia, 1997, pág. 4)

Por lo que ciertos autores recomiendan no utilizar losas planas como parte del principal sistema estructural resistente, haciendo que este sistema se encuentre proscrito en la mayoría de códigos y por tanto no exista un procedimiento claro en los mismos.

Pero esto no quiere decir que no se puedan diseñar y construir estructuras con losa plana en zonas sísmicas, en Ecuador es el sistema más utilizado debido a su excelente comportamiento para resistir carga vertical, y su facilidad de

construcción, lo que conlleva a que sea impracticable prohibirlo, sin embargo, se puede seguir un procedimiento que evite los peligros anotados, y por lo tanto su uso es limitado. (Placencia, 1997)

En las XI jornadas de Ingeniería estructural en Guayaquil, oct 97 el Ing. Patricio Placencia presentó un proceso de diseño para tales sistemas, con base en el código ACI, pero incluyendo criterios de capacidad el mismo que es auto limitante, es decir que, si no pasa en cierto punto del proceso, no se insiste, sino que hay que reestructurar el edificio. El proceso comprende el diseño de estribos para punzonamiento. El punzonamiento se lo encuentra en base a la capacidad a flexión de las vigas banda.

4.1.1. CONSIDERACIONES EN LOSAS PLANAS

En el caso de las vigas banda no se han encontrado problemas dentro del nudo, sino más bien fuera de él, en la losa. Por lo tanto, no hace falta revisar la conexión viga-columna, si no la conexión losa-columna.

La losa no se apoya sobre las vigas banda pues ambas son del mismo peralte, sino que se apoya sobre columnas, y por lo tanto aparece una tendencia a punzonarse.

Los momentos desbalanceados no pueden transmitirse enteramente por flexión desde las vigas banda hacia las columnas, o viceversa, sino que parte de dichos momentos se transmiten por corte excéntrico en la losa, y esto es lo que origina un incremento muy importante de esfuerzos de punzonamiento, respecto de los ya existentes ocasionados por carga vertical directa. (Placencia, 1997, pág. 6)

4.1.2. PROPUESTA DE DISEÑO

La propuesta de diseño incluye:

- Proceso de diseño sismoresistente
- Determinación del objetivo
- Conformación de la estructura resistente

- Análisis y diseño del refuerzo longitudinal de las vigas banda y de la losa
- Diseño de las conexiones losa-columna (Placencia, 1997)

4.1.2.1. Proceso de diseño sismoresistente

El proceso de diseño sismoresistente consta de dos etapas, la de diseño y la de revisión de comportamiento inelástico, basada en el refuerzo obtenido en la primera etapa.

4.1.2.1.1. Etapa de diseño

- Predimensionamiento
- Conformación de la estructura
- Cargas verticales y laterales
- Análisis de la estructura
- Revisión de desplazamientos
- Diseño de elementos: columnas, losas y vigas banda (Placencia, 1997)

Al ser los casos de estudio tomados estructuras ya construidas esta etapa se asume realizada y simplemente se procederá a comprobar parámetros básicos de diseño y tomar directamente los datos de los elementos (columnas, losas y vigas banda) para continuar con la siguiente etapa.

4.1.2.1.2. Etapa de revisión de comportamiento inelástico

- Columna fuerte – viga equivalente débil
- Losa fuerte en punzonamiento – débil en flexión

4.1.2.2. Determinación del objetivo

En zonas de alto riesgo sísmico, además de resistir cargas verticales, una estructura debe poseer un sistema resistente a carga lateral, confiable, capaz de permitir deformaciones en el rango inelástico a fin de poder disipar la energía en caso de un sismo severo.

La manera de disipar energía es a través de la formación de las rotulas plásticas en las zonas que no comprometan la estabilidad global de la estructura. En el caso presente ellas deben poder presentarse en la viga banda y en parte de la losa aledaña.

Entonces el objetivo es justamente verificar que el comportamiento inelástico pueda tener lugar en las vigas banda y no en las columnas, ni peor aún que al intentar fluir el refuerzo de las vigas banda se produzca el punzonamiento de la losa. En otras palabras, el diseño y revisión de la conexión losa - columna. está basado en la filosofía: (Placencia, 1997)

Columna fuerte – Losa débil

Objetivo: que la capacidad a flexión de las columnas sea mayor que la de las vigas banda + cierto ancho de la losa que llega al nudo.

Losa fuerte en punzonamiento – losa débil en flexión

Objetivo: que la capacidad a punzonamiento de la losa sea mayor que el punzonamiento actuante en base a la carga vertical directa y al momento producido con la fluencia del refuerzo existente en las vigas banda + nervios aledaños, en un ancho $C + 1,5h$, a cada lado de la columna. (Placencia, 1997)

C = ancho de la columna

h = peralte de la losa

4.1.2.3. Conformación de la estructura resistente

La estructura se comporta de manera diferente para resistir cargas verticales que, para cargas laterales, para las primeras el ancho colaborante es todo el ancho del pórtico, pero para las segundas solo se toma una fracción del mismo.

Aunque existen múltiples criterios respecto al ancho del pórtico que soporta carga sísmica, la presente propuesta acoge el criterio de utilizar 1/3 del ancho del pórtico para la conformación del pórtico resistente a carga vertical. (Placencia, 1997)

4.1.2.4. Análisis de la estructura y diseño del refuerzo longitudinal

Este se puede realizar mediante un análisis espacial de los pórticos, utilizando 1/3 del ancho del pórtico, trabajando de esta manera con una sola estructura en los cuales las cargas verticales y laterales se las trataría como dos estados de carga, facilitando el problema y obteniendo resultados aceptables.

Para la colocación del refuerzo longitudinal para carga vertical, la norma ACI-318 recomienda distribuir los momentos del pórtico equivale, en franjas de columna y de tramo y colocar allí el refuerzo correspondiente.

Para la carga lateral se recomienda colocar el refuerzo en un ancho $C + 1.5h$ a cada lado de la columna donde C es el ancho de la columna y h es el espesor de la losa.

Para poder contar con el efecto de membrana en la losa el refuerzo inferior debe ser continuo, de esta manera se reducen los colapsos progresivos. (Placencia, 1997)

4.1.2.5. Diseño de la conexión losa columna

4.1.2.5.1. Losa fuerte en punzonamiento – losa débil en flexión

El procedimiento general es el mismo recomendado por la norma ACI.318 y revisado en el presente en el capítulo 3.5.2, el aporte de la propuesta de Placencia consiste en primer lugar en utilizar como momento desbalanceado M_d , la capacidad de la viga banda y nervios aledaños y en segundo lugar en la forma de obtener los estribos requeridos para punzonamiento.

La transferencia del momento desbalanceado se da por flexión en un porcentaje γ_f y por corte excéntrico en un porcentaje complementario γ_v .

En lo que respecta al corte excéntrico, el momento desbalanceado puede obtenerse en base a la carga vertical, a las fuerzas laterales o a la capacidad de la viga banda con el refuerzo en un ancho $C+1,5h$ a cada lado de la columna. Este último caso

es el que debe ser revisado, para asegurar que el refuerzo colocado pueda fluir, antes de que se produzca punzonamiento.

El esfuerzo de punzonamiento actuante debe ser no mayor que el esfuerzo de punzonamiento resistente.

$$v_u \leq \phi v_n$$

Los parámetros están definidos en el mismo código; únicamente M_c merece ser obtenido como se indicó en los párrafos anteriores.

$$\phi v_n \leq 1.59 \sqrt{f'_c}$$

cuando se usan estribos f'_c en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$

Esto quiere decir que, si v_u supera este valor, no se puede solucionar el problema con estribos, sino que hay que modificar la situación. El cumplimiento de este condicionante constituye el limitante de edificios con vigas banda.

Las formas de modificar la situación pueden apuntar a rebajar el esfuerzo actuante o a aumentar el resistente o a ambos simultáneamente.

- Rigidizar lateralmente la estructura. Probablemente ya no habría M_d por capacidad, sino solo por calculo y en todo caso momentos sísmicos más bajos.
- Ampliar la columna: aumentan A_c y J/c
- Aumentar el peralte de la losa: Aumenta A_c y J/c pero requiere recalcular la estructura con más peso.
- En columnas exteriores y esquineras, incluir un volado pequeño se incrementa A_c y J/c . Tener presente que no se convierte en una conexión interior. Únicamente los lados de la sección crítica se extiende hasta el borde de la losa.
- Incluir un volado grande: Se incrementa A_c y J/c . Utilizar el menor valor de J/c obtenido para la conexión interior y para exterior.
- Aumentar la resistencia del hormigón f'_c (Placencia, 1997)

Si la relación $\phi vn \leq 1.59\sqrt{f'c}$ se cumple, entonces se puede pasar a obtener los estribos:

El esfuerzo resistente $\phi \cdot vn = \phi \cdot vc + \phi \cdot vs$ $\phi \cdot vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c}$

Si $Vu = vu \cdot Ac$ y $Vc = vc \cdot Ac$

$$\phi \cdot Vs = Vu - \phi \cdot Vc$$

$$Av = \frac{Vs \cdot s}{fy \cdot d}$$

Av es el área total de estribos que rodean a la columna, colocados @ s.

$Av_{rama} = Av / \text{número total de ramas @ s}$, en el caso de que se trate de punzonamiento directo.

El caso general, que se incluya el momento desbalanceado y cuando este es dominante las ramas de los estribos no trabajan por igual todas, sino que los estribos que estén poniendo el momento estarán trabajando a tensión por corte y los paralelos al momento a tensión por torsión. De estos últimos, solo son efectivas las ramas exteriores. En las primeras todas ramas tienen la misma tensión.

Se recomienda usar en lo posible al menos doble estribo, cuando el ancho de la viga banda es mayor que dos veces el peralte de la losa de suerte que al menos dos ramas estén cerca del eje de la columna. Además de esta forma se evitaría usar estribos muy gruesos que por el poco peralte de la losa no alcanzarían a desarrollar su resistencia. (Placencia, 1997)

El espaciamiento s máximo debería ser $d/4$, como en vigas descolgadas, aunque sobre esto el código no es explícito.

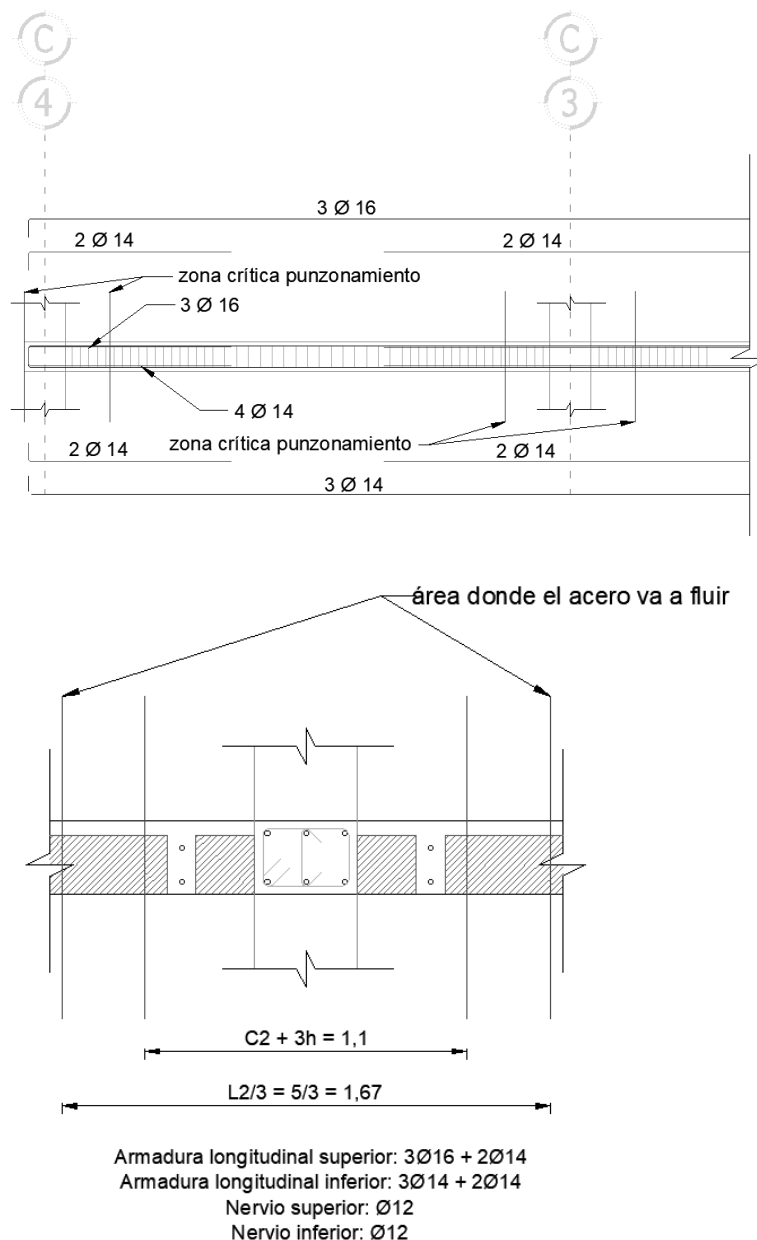
4.1.2.5.2. Columna fuerte – losa débil

Siguiendo el criterio indicado en el capítulo 18.7.3.2 del ACI 318-19, se calcula la capacidad a flexión de la losa, usando el refuerzo ubicado en $C+1,5h$ a cada lado

de la columna, como la suma de las capacidades negativa a un lado de la columna más positiva al otro lado. Utilizar como esfuerzo del acero a f_y .

En el caso de las columnas, se refiere a la capacidad uniaxial, correspondiente a la más baja de las cargas axiales, es decir carga muerta – carga por sismo. (Placencia, 1997)

Figura 4-1 Ubicación de zona crítica de punzonamiento caso uno.



ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 4.1 Calculo de momento resultante de sismo por capacidad para losa plana, para cada casa.

Acero superior en losa plana casa uno							
Acero longitudinal			Acero nervios			Acero transversal As ₁ [cm ²]	Momento por Capacidad M ₁ [tonf•m]
n varillas	φ [mm]	As [cm ²]	n varillas	φ [mm]	As [cm ²]		
1	14	7,57	2	12	2,26	9,83	9,00
3	16						
Acero inferior en losa plana casa uno							
Acero longitudinal			Acero nervios			Acero transversal As ₂ [cm ²]	Momento por Capacidad M ₂ [tonf•m]
n varillas	φ [mm]	As [cm ²]	n varillas	φ [mm]	As [cm ²]		
5	14	7,7	2	12	2,26	9,96	9,11
Acero superior en losa plana casa dos							
Acero longitudinal			Acero nervios			Acero transversal As ₁ [cm ²]	Momento por Capacidad M ₁ [tonf•m]
n varillas	φ [mm]	As [cm ²]	n varillas	φ [mm]	As [cm ²]		
3	12	5,65	2	12	2,26	7,92	7,56
2	12						
Acero inferior en losa plana casa dos							
Acero longitudinal			Acero nervios			Acero transversal As ₂ [cm ²]	Momento por Capacidad M ₂ [tonf•m]
n varillas	φ [mm]	As [cm ²]	n varillas	φ [mm]	As [cm ²]		
3	12	3,39	2	12	2,26	5,65	5,4
Acero superior en losa plana casa tres							
Acero longitudinal			Acero nervios			Acero transversal As ₁ [cm ²]	Momento por Capacidad M ₁ [tonf•m]
n varillas	φ [mm]	As [cm ²]	n varillas	φ [mm]	As [cm ²]		
4	14	6,16	2	12	2,26	8,42	5,71
Acero inferior en losa plana casa tres							
Acero longitudinal			Acero nervios			Acero transversal As ₂ [cm ²]	Momento por Capacidad M ₂ [tonf•m]
n varillas	φ [mm]	As [cm ²]	n varillas	φ [mm]	As [cm ²]		
4	14	6,16	2	12	2,26	8,42	5,71

Acero superior en losa plana casa cuatro							
Acero longitudinal			Acero nervios			Acero transversal As ₁ [cm ²]	Momento por Capacidad M ₁ [tonf·m]
n varillas	φ [mm]	As [cm ²]	n varillas	φ [mm]	As [cm ²]		
3	14	4,62	2	12	2,26	6,88	6,39

Acero inferior en losa plana casa cuatro							
Acero longitudinal			Acero nervios			Acero transversal As ₂ [cm ²]	Momento por Capacidad M ₂ [tonf·m]
n varillas	φ [mm]	As [cm ²]	n varillas	φ [mm]	As [cm ²]		
3	14	4,62	2	12	2,26	6,88	6,39

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 4.2 Traslado de momento por flexión columna interior, para cada casa.

Traslado de momento desbalanceado por flexión columna interior casa uno						
Combinaciones	Yf	Msc [tonf·m]	Yf·Msc [tonf·m]	As _{real} [cm ²]	φMn [tonf·m]	φMn ≥ Yf·Msc
Comb 1 (Vertical)	0,60	0,477	0,286	19,792	14,425	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,60	0,595	0,357	19,792	14,425	OK
Sismo Capacidad	0,60	18,107	10,864	19,792	14,425	OK

Traslado de momento desbalanceado por flexión columna interior casa dos						
Combinaciones	Yf	Msc [tonf·m]	Yf·Msc [tonf·m]	As _{real} [cm ²]	φMn [tonf·m]	φMn ≥ Yf·Msc
Comb 1 (Vertical)	0,63	0,301	0,18	13,572	10,121	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,63	0,15	0,09	13,572	10,121	OK
Sismo Capacidad	0,63	12,955	7,773	13,572	10,121	OK

Traslado de momento desbalanceado por flexión columna interior casa tres						
Combinaciones	Yf	Msc [tonf·m]	Yf·Msc [tonf·m]	As _{real} [cm ²]	φMn [tonf·m]	φMn ≥ Yf·Msc
Comb 1 (Vertical)	0,60	0,059	0,035	16,839	9,704	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,60	0,034	0,02	16,839	9,704	OK
Sismo Capacidad	0,60	11,414	6,848	16,839	9,704	OK

Traslado de momento desbalanceado por flexión columna interior casa cuatro						
Combinaciones	Yf	Msc [tonf·m]	Yf·Msc [tonf·m]	As _{real} [cm ²]	φMn [tonf·m]	φMn ≥ Yf·Msc
Comb 1 (Vertical)	0,60	0,382	0,229	13,76	9,795	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,60	0,189	0,113	13,76	9,795	OK
Sismo Capacidad	0,60	12,779	7,668	13,76	9,795	OK

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

El comportamiento de las vigas y su momento soportado por flexión es adecuado en todos los casos y bajo todas las circunstancias en las columnas interiores.

Tabla 4.3 Transferencia de Momento por corte excéntrico columna interior, para cada casa.

Transferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna interior casa uno									
Combinaciones	Yv	Vuv [tonf]	Vuv [kgf/cm ²]	Yv•Msc [tonf•m]	VU _{máx} [kgf/cm ²]	VU _{mín} [kgf/cm ²]	φvn [kgf/cm ²]	φvn≥vumax	φVn≥vumín
Comb 1 (Vertical)	0,40	28,336	5,83	0,191	6,03	5,63	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,40	28,336	5,83	0,238	6,08	5,58	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,40	28,336	5,83	7,243	13,47	-1,81	13,06	COLOCAR ESTRIBOS	OK

Transferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna interior casa dos									
Combinaciones	Yv	Vuv [tonf]	Vuv [kgf/cm ²]	Yv•Msc [tonf•m]	VU _{máx} [kgf/cm ²]	VU _{mín} [kgf/cm ²]	φvn [kgf/cm ²]	φvn≥vumax	φVn≥vumín
Comb 1 (Vertical)	0,37	18,394	6,24	0,29	6,82	4,92	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,37	18,394	6,24	0,17	6,58	5,47	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,37	18,394	6,24	2,81	11,93	-6,66	13,06	OK	OK

Transferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna interior casa tres									
Combinaciones	Yv	Vuv [tonf]	Vuv [kgf/cm ²]	Yv•Msc [tonf•m]	VU _{máx} [kgf/cm ²]	VU _{mín} [kgf/cm ²]	φvn [kgf/cm ²]	φvn≥vumax	φVn≥vumín
Comb 1 (Vertical)	0,40	16,747	5,24	0,024	5,29	5,19	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,40	16,747	5,24	0,014	5,27	5,21	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,40	16,747	5,24	4,566	14,07	-3,59	13,06	COLOCAR ESTRIBOS	OK

Transferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna interior casa cuatro									
Combinaciones	Yv	Vuv [tonf]	Vuv [kgf/cm ²]	Yv•Msc [tonf•m]	VU _{máx} [kgf/cm ²]	VU _{mín} [kgf/cm ²]	φvn [kgf/cm ²]	φvn≥vumax	φVn≥vumín
Comb 1 (Vertical)	0,40	27,416	6,40	0,15	6,60	6,20	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,40	27,416	6,40	0,08	6,50	6,30	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,40	27,416	6,40	5,11	13,13	-0,33	13,06	COLOCAR ESTRIBOS	OK

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Los casos de estudio uno, tres y cuatro requieren un reforzamiento de estribos debido a una transferencia de momento por corte excéntrico muy alta en el sismo por capacidad lo que podría convertirse en punzonamiento.

Tabla 4.4 Diseño de estribos columna interior, para cada casa.

Diseño de los estribos en viga interior casa uno										
Combinación	φvn _{máx} [kgf/cm ²]	Vc [kgf]	Vs [kgf]	s [cm]	Av [cm ²]	# Ramales Corte	# Ramales Torsion	# Ramales Totales	Av [cm ² /Rama]	Estribos
Sismo Capacidad	19,59	24439,13	58814,09	5,00	3,24	3,00	4,00	7,00	0,46	φ 8 @ 5 [cm]

Diseño de los estribos en viga interior casa tres										
Combinación	ϕv_n^{\max} [kgf/cm ²]	Vc [kgf]	Vs [kgf]	s [cm]	Av [cm ²]	# Ramales Corte	# Ramales Torsion	# Ramales Totales	Av [cm ² /Rama]	Estribos
Sismo Capacidad	19,59	16190,35	45274,34	5,00	3,16	3,00	4,00	7,00	0,45	ϕ 8 @ 5 [cm]

Diseño de los estribos en viga interior casa cuatro										
Combinación	ϕv_n^{\max} [kgf/cm ²]	Vc [kgf]	Vs [kgf]	s [cm]	Av [cm ²]	# Ramales Corte	# Ramales Torsion	# Ramales Totales	Av [cm ² /Rama]	Estribos
Sismo Capacidad	19,59	21290,15	37050,33	5,00	2,09	3,00	4,00	7,00	0,30	ϕ 8 @ 5 [cm]

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

En estos casos evidenciamos que hace falta una mayor cantidad de estribos, aproximadamente el doble de la cantidad actualmente colocada.

Tabla 4.5 Comprobación de rotula plástica columna interior, para cada casa.

Ubicación de la rotula plástica columna interior casa uno							
Mnc _{inf} [tonf·m]	Mnc _{sup} [tonf·m]	$\Sigma Mnc =$ Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	Mnb1 [tonf·m]	Mnb2 [tonf·m]	$\Sigma Mnb =$ Mnb1+Mnb2	$\Sigma Mnc / \Sigma Mnb$	$\Sigma Mnc \geq 1.2 \Sigma Mnb$
16,93	15,59	32,52	6,79	6,86	13,64	2,38	OK

Ubicación de la rotula plástica columna interior casa dos							
Mnc _{inf} [tonf·m]	Mnc _{sup} [tonf·m]	$\Sigma Mnc =$ Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	Mnb1 [tonf·m]	Mnb2 [tonf·m]	$\Sigma Mnb =$ Mnb1+Mnb2	$\Sigma Mnc / \Sigma Mnb$	$\Sigma Mnc \geq 1.2 \Sigma Mnb$
8,45	0	8,45	5,68	4,25	9,92	0,85	INSUFICIENTE

Ubicación de la rotula plástica columna interior casa tres							
Mnc _{inf} [tonf·m]	Mnc _{sup} [tonf·m]	$\Sigma Mnc =$ Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	Mnb1 [tonf·m]	Mnb2 [tonf·m]	$\Sigma Mnb =$ Mnb1+Mnb2	$\Sigma Mnc / \Sigma Mnb$	$\Sigma Mnc \geq 1.2 \Sigma Mnb$
7,5	0	7,5	4,37	4,37	8,75	0,86	INSUFICIENTE

Ubicación de la rotula plástica columna interior casa cuatro							
Mnc _{inf} [tonf·m]	Mnc _{sup} [tonf·m]	$\Sigma Mnc =$ Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	Mnb1 [tonf·m]	Mnb2 [tonf·m]	$\Sigma Mnb =$ Mnb1+Mnb2	$\Sigma Mnc / \Sigma Mnb$	$\Sigma Mnc \geq 1.2 \Sigma Mnb$
8,92	7,07	15,99	4,78	4,78	9,56	1,67	OK

Para los casos de estudio uno y cuatro se determina que la columna interior estudiada es más fuerte que la losa, por su parte en los casos dos y tres la columna resulta ser más débil, lo que podría producir fluencia por flexión ocasionando un mecanismo de falla de columna que puede conducir al colapso, antes que la losa presente fallas por punzonamiento.

Tabla 4.6 Transferencia de Momento por corte excéntrico columna exterior paralela al borde, para cada casa.

Transferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna exterior paralela al borde casa uno									
Combinaciones	γ_v	Vuv [tonf]	v_{uv} [kgf/cm ²]	$\gamma_v \cdot M_{sc}$ [tonf·m]	$v_{u_{m\acute{a}x}}$ [kgf/cm ²]	$v_{u_{m\acute{i}n}}$ [kgf/cm ²]	ϕ_{vn} [kgf/cm ²]	$\phi_{vn} \geq v_{um\ ax}$	$\phi_{Vn} \geq v_{um\ in}$
Comb 1 (Vertical)	0,37	13,3432	4,19	0,01	4,21	4,15	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,37	13,3432	4,19	0,0895033	4,35	3,84	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,37	13,3432	4,19	6,7895933	16,02	-22,24	13,06	COLOCAR ESTRIBOS	REDISEÑAR

Transferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna exterior paralela al borde casa dos									
Combinaciones	γ_v	Vuv [tonf]	v_{uv} [kgf/cm ²]	$\gamma_v \cdot M_{sc}$ [tonf·m]	$v_{u_{m\acute{a}x}}$ [kgf/cm ²]	$v_{u_{m\acute{i}n}}$ [kgf/cm ²]	ϕ_{vn} [kgf/cm ²]	$\phi_{vn} \geq v_{um\ ax}$	$\phi_{Vn} \geq v_{um\ in}$
Comb 1 (Vertical)	0,37	18,39412	6,24	0,29	6,82	4,92	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,37	18,39412	6,24	0,1675171	6,58	5,47	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,37	18,39412	6,24	4,8171362	15,99	-15,88	13,06	COLOCAR ESTRIBOS	COLOCAR ESTRIBOS

Transferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna exterior paralela al borde casa tres									
Combinaciones	γ_v	Vuv [tonf]	v_{uv} [kgf/cm ²]	$\gamma_v \cdot M_{sc}$ [tonf·m]	$v_{u_{m\acute{a}x}}$ [kgf/cm ²]	$v_{u_{m\acute{i}n}}$ [kgf/cm ²]	ϕ_{vn} [kgf/cm ²]	$\phi_{vn} \geq v_{um\ ax}$	$\phi_{Vn} \geq v_{um\ in}$
Comb 1 (Vertical)	0,38	11,49984	5,46	0,08	5,7	4,9	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,38	11,49984	5,46	0,0422228	5,59	5,16	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,38	11,49984	5,46	4,2952726	19,07	-24,78	13,06	COLOCAR ESTRIBOS	REDISEÑAR

Transferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna exterior paralela al borde casa cuatro									
Combinaciones	γ_v	Vuv [tonf]	v_{uv} [kgf/cm ²]	$\gamma_v \cdot M_{sc}$ [tonf·m]	$v_{u_{m\acute{a}x}}$ [kgf/cm ²]	$v_{u_{m\acute{i}n}}$ [kgf/cm ²]	ϕ_{vn} [kgf/cm ²]	$\phi_{vn} \geq v_{um\ ax}$	$\phi_{Vn} \geq v_{um\ in}$
Comb 1 (Vertical)	0,37	16,0657	5,8	0,09	6	5,32	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,37	16,0657	5,8	0,3272896	6,52	4,17	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,37	16,0657	5,8	4,7626254	16,28	-17,89	13,06	COLOCAR ESTRIBOS	COLOCAR ESTRIBOS

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Se observa en este caso que la solución de colocar estribos adicionales en los casos uno y tres no es aplicable así que no se puede solucionar el problema de punzonamiento, a no ser que se empleen otras soluciones como incluir un volado, incluir una viga de borde con mayor peralte o el mejor de los casos sería rigidizar la estructura limitando el desplazamiento por medio de la aplicación de muros pudiendo enchapar algunas paredes para el caso de estructuras existente.

Tabla 4.7 Diseño de estribos columna exterior paralela al borde, para cada casa.

Diseño de los estribos en viga exterior paralela al borde casa dos										
Combinación	$\phi v n_{\max}$ [kgf/cm ²]	Vc [kgf]	Vs [kgf]	s [cm]	Av [cm ²]	# Ramales Corte	# Ramales Torsion	# Ramales Totales	Av [cm ² /Rama]	Estribos
Sismo Capacidad	19,59	22641,91	32820,19	5,00	1,77	3,00	4,00	7,00	0,25	ϕ 8 @ 5 [cm]

Diseño de los estribos en viga exterior paralela al borde casa cuatro										
Combinación	$\phi v n_{\max}$ [kgf/cm ²]	Vc [kgf]	Vs [kgf]	s [cm]	Av [cm ²]	# Ramales Corte	# Ramales Torsion	# Ramales Totales	Av [cm ² /Rama]	Estribos
Sismo Capacidad	19,59	21290,15	37050,33	5,00	2,09	3,00	4,00	7,00	0,30	ϕ 8 @ 5 [cm]

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 4.8 Comprobación de rotula plástica columna exterior paralela al borde, para cada casa.

Ubicación de la rotula plástica columna exterior paralela al borde casa uno							
Mnc _{inf} [tonf·m]	Mnc _{sup} [tonf·m]	$\Sigma Mnc =$ Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	Mnb1 [tonf·m]	Mnb2 [tonf·m]	$\Sigma Mnb =$ Mnb1+Mnb2	$\Sigma Mnc / \Sigma Mnb$	$\Sigma Mnc \geq 1.2 \Sigma Mnb$
15,57	14,84	30,41	6,787	6,858	13,645	2,229	OK

Ubicación de la rotula plástica columna exterior paralela al borde casa dos							
Mnc _{inf} [tonf·m]	Mnc _{sup} [tonf·m]	$\Sigma Mnc =$ Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	Mnb1 [tonf·m]	Mnb2 [tonf·m]	$\Sigma Mnb =$ Mnb1+Mnb2	$\Sigma Mnc / \Sigma Mnb$	$\Sigma Mnc \geq 1.2 \Sigma Mnb$
7,36	0	7,36	5,675	4,245	9,920	0,742	INSUFICIENTE

Ubicación de la rotula plástica columna exterior paralela al borde casa tres							
Mnc _{inf} [tonf·m]	Mnc _{sup} [tonf·m]	$\Sigma Mnc =$ Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	Mnb1 [tonf·m]	Mnb2 [tonf·m]	$\Sigma Mnb =$ Mnb1+Mnb2	$\Sigma Mnc / \Sigma Mnb$	$\Sigma Mnc \geq 1.2 \Sigma Mnb$
7,17	0	7,17	4,374	4,374	8,748	0,820	INSUFICIENTE

Ubicación de la rotula plástica columna exterior paralela al borde casa cuatro							
Mnc _{inf} [tonf·m]	Mnc _{sup} [tonf·m]	$\Sigma Mnc =$ Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	Mnb1 [tonf·m]	Mnb2 [tonf·m]	$\Sigma Mnb =$ Mnb1+Mnb2	$\Sigma Mnc / \Sigma Mnb$	$\Sigma Mnc \geq 1.2 \Sigma Mnb$
7,93	7,07	15,00	4,778	4,778	9,555	1,570	OK

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 4.9 Tránsferencia de Momento por corte excéntrico columna exterior perpendicular al borde, para cada casa.

Tránsferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna exterior perpendicular al borde casa uno									
Combinaciones	γ_v	Vuv [tonf]	v _{uv} [kgf/cm ²]	$\gamma_v \cdot M_{sc}$ [tonf·m]	v _{u,max} [kgf/cm ²]	v _{u,min} [kgf/cm ²]	$\phi v n$ [kgf/cm ²]	$\phi v n \geq v_{u,max}$	$\phi v n \geq v_{u,min}$
Comb 1 (Vertical)	0,37	13,343	4,19	0,35	4,81	2,82	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,37	13,343	4,19	0,853	5,68	0,87	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,37	13,343	4,19	3,373	10,07	-8,94	13,06	OK	OK

Transferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna exterior perpendicular al borde casa dos									
Combinaciones	Yv	Vuv [tonf]	Vuv [kgf/cm ²]	Yv•Msc [tonf•m]	VU _{máx} [kgf/cm ²]	VU _{mín} [kgf/cm ²]	φvn [kgf/cm ²]	φvn≥vumax	φVn≥vumín
Comb 1 (Vertical)	0,37	18,394	6,24	0,29	6,82	4,92	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,37	18,394	6,24	0,168	6,58	5,47	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,37	18,394	6,24	2,810	11,93	-6,66	13,06	OK	OK

Transferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna exterior perpendicular al borde casa tres									
Combinaciones	Yv	Vuv [tonf]	Vuv [kgf/cm ²]	Yv•Msc [tonf•m]	VU _{máx} [kgf/cm ²]	VU _{mín} [kgf/cm ²]	φvn [kgf/cm ²]	φvn≥vumax	φVn≥vumín
Comb 1 (Vertical)	0,38	11,500	5,46	0,22	6,14	3,93	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,38	11,500	5,46	0,382	6,67	2,76	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,38	11,500	5,46	2,148	12,26	-9,66	13,06	OK	OK

Transferencia de momento desbalanceado por corte excéntrico columna exterior perpendicular al borde casa cuatro									
Combinaciones	Yv	Vuv [tonf]	Vuv [kgf/cm ²]	Yv•Msc [tonf•m]	VU _{máx} [kgf/cm ²]	VU _{mín} [kgf/cm ²]	φvn [kgf/cm ²]	φvn≥vumax	φVn≥vumín
Comb 1 (Vertical)	0,37	16,066	5,8	0,35	6,56	4,06	13,06	OK	OK
Envolvente (Vert + Sismo Calculo)	0,37	16,066	5,8	0,662	7,25	2,5	13,06	OK	OK
Sismo Capacidad	0,37	16,066	5,8	2,381	11,04	-6,05	13,06	OK	OK

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Tabla 4.10 Comprobación de rotula plástica columna de borde perpendicular al eje de borde, para cada casa.

Ubicación de la rotula plástica columna exterior perpendicular al borde casa uno							
Mnc _{inf} [tonf•m]	Mnc _{sup} [tonf•m]	ΣMnc = Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	M1 [tonf•m]	M2 [tonf•m]	ΣMnb = (M1+M2)/1,25	ΣMnc / ΣMnb	ΣMnc ≥ 1.2ΣMnb
15,28	14,83	30,11	6,787	0	6,787	4,436	OK

Ubicación de la rotula plástica columna exterior perpendicular al borde casa dos							
Mnc _{inf} [tonf•m]	Mnc _{sup} [tonf•m]	ΣMnc = Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	Mnb1 [tonf•m]	Mnb2 [tonf•m]	ΣMnb = Mnb1+Mnb2	ΣMnc / ΣMnb	ΣMnc ≥ 1.2ΣMnb
7,51	0	7,51	5,675	0	5,675	1,323	OK

Ubicación de la rotula plástica columna exterior perpendicular al borde casa tres							
Mnc _{inf} [tonf•m]	Mnc _{sup} [tonf•m]	ΣMnc = Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	Mnb1 [tonf•m]	Mnb2 [tonf•m]	ΣMnb = Mnb1+Mnb2	ΣMnc / ΣMnb	ΣMnc ≥ 1.2ΣMnb
7,04	0	7,04	4,374	0	4,374	1,609	OK

Ubicación de la rotula plástica columna exterior perpendicular al borde casa cuatro							
Mnc _{inf} [tonf•m]	Mnc _{sup} [tonf•m]	ΣMnc = Mnc _{sup} +Mnc _{inf}	Mnb1 [tonf•m]	Mnb2 [tonf•m]	ΣMnb = Mnb1+Mnb2	ΣMnc / ΣMnb	ΣMnc ≥ 1.2ΣMnb
7,76	7,06	14,82	4,778	0	4,778	3,102	OK

ELABORADO POR: Domínguez y Zambrano

Para el caso del comportamiento de la losa en la orientación perpendicular al borde observamos que no presenta problemas de punzonamiento y las columnas son suficientemente fuertes.

CAPITULO 5

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Actualmente no existe mayor diferencia entre el sistema con vigas banda y el sistema de losa plana debido a que sus comportamientos son similares.

Debido a la naturaleza de las estructuras que presentan losa plana y por falta de un proceso oficial se debe realizar la comprobación de punzonamiento con el método propuesto por el Ingeniero Patricio Placencia.

En el estudio de conexiones el primer punto a tomar en cuenta debe ser que la columna sea más fuerte que la losa evitando de esta manera fluencia por flexión, que podría ocasionar un mecanismo de falla de columna que puede conducir al colapso, antes que la losa presente fallas por punzonamiento.

En los casos de estudio dos y tres se establece debilidad de columna frente a la losa, en este caso la alternativa debe ser reforzar las columnas.

Como segundo punto en el estudio de conexiones se debe comprobar el punzonamiento provocado por la transmisión de momento excéntrico de corte causado por el sismo a capacidad.

En el diseño por punzonamiento para columna interior en los casos uno, tres y cuatro se ve la necesidad de reforzar los estribos existentes para resistir de mejor manera el cortante extra generado.

La cantidad de estribos diseñados para punzonamiento en los casos seleccionados es mayor y tiende a ser el doble que la obtenida como viga dúctil de un pórtico. (Placencia, 1997)

Cuando el esfuerzo admisible por punzonamiento es superado por el esfuerzo actuante de punzonamiento ya no se podría aplicar el reforzamiento de estribos en su lugar, las alternativas van desde incluir una viga de borde con mayor peralte o el mejor de los casos sería rigidizar la estructura limitando el desplazamiento por

medio de la aplicación de muros pudiendo enchapar algunas paredes para el caso de estructuras existentes.

Se observa que el esfuerzo actuante de punzonamiento supera al admisible en los casos uno y tres en columnas externas paralelas al borde.

Los resultados obtenidos para combinación de cargas verticales y de sismo de cálculo no representan el real comportamiento de la estructura en el rango inelástico, es decir sismo por capacidad

Las construcciones informales con losas planas son sistemas muy vulnerables ante sismos debido a que generan problemas como: punzonamiento, excesiva flexibilidad lateral y baja disponibilidad inmediata de ductilidad. (Placencia, 1997)

En general las losas planas presentan un buen comportamiento ante carga vertical, sin embargo, ante carga lateral no es bueno debido a su falta de ductilidad.

No existen las condiciones para lograr un buen diseño de estos tipos de sistemas a pesar de seguir el procedimiento planteado por el ingeniero Patricio Placencia, no se garantiza por completo un adecuado desempeño por cargas laterales y además de la falta de investigación para el diseño sismorresistente de losas planas.

5.2. RECOMENDACIONES PARA MITIGACION DE CASOS EXISTENTES Y POSIBLES REFORMAS

Como alternativa para poder mitigar la situación actual ante construcciones informales se sugiere a las autoridades realizar un censo para determinar de manera puntual cuáles son las viviendas con patologías y deficiencias estructurales ya que de esta manera se podrán intervenir de acuerdo con el grado de vulnerabilidad sísmica que posean.

Se sugiere que mientras en la normativa no se establezcan condiciones necesarias para un diseño sismorresistente de estructuras con losas planas, se recomienda que se siga el procedimiento realizado por el Ingeniero Patricio Placencia optado para este estudio.

Tomando en cuenta las recomendaciones de la norma ASCE se sugiere castigar aún más el factor de reducción sísmico R , tomando como referencia el valor mínimo de R para pórticos no dúctiles con R igual a tres.

Se recomienda utilizar el mínimo espaciamiento de estribos dispuestos en las distintas normativas, a fin de alcanzar una cantidad adecuada de los mismos en las zonas más críticas.

En caso de construcciones con losas planas ya ejecutadas se sugiere limitar el desplazamiento lo mínimo posible y esto se podría lograr con el reforzamiento a través de enchapado de paredes.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

- Alcocer, S. (1995). *Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado : Losas y sismos*. México, D.F: Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería.
- Alejandro, H. (2014). *Módulo de Elasticidad de Hormigones de Peso Normal Empleados en el Ecuador $f'c:21,24,28,35$ MPa*. Quito: Escuela Politécnica Nacional .
- American Society of Civil Engineers, A. (2001). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.
- Barros, L., & Peñafiel, M. (2015). *Análisis comparativo económico – estructural entre un sistema aporticado, un sistema aporticado con muros estructurales y un sistema de paredes portantes, en un edificio de 10 pisos*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificaciones: Aplicación a Entornos Urbanos - Zonas de amenaza alta y moderada*. Catalunya: Est de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos.
- Chicaiza, M. (2017). *Modelo de Exposición y Mapa de Vulnerabilidad del Distrito Metropolitano de Quito*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Consortio de Evaluacion de Riesgos Naturales de America Latina . (2011). *Vulnerabilidad de Edificaciones e Infraestructura*. Bogotá,D.C.: ERN América Latina .
- Gobierno Autónomo Descentralizado de la parroquia rural Calderón. (2012). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la parroquia rural Calderón 2012-2025 (PDOT Calderón)*. Quito: GAD Calderón.
- Hibsich, C., Alvarado, A., Yepes, H., Sébrier, M., & Pérez, V. H. (1996). *Falla Activa de Quito y Fuentes sismogeneticas regionales: un estudio de riesgo sísmico*

de Quito (Ecuador) con el análisis de los sedimentos cuaternarios. Quito: Bull. Inst. Fr. Etudes Andines.

INEN, N. (1983). *Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización.* Quito.

Loachamín, A. (2017). *Análisis del cambio de uso de suelo de la parroquia rural Calderón del Distrito Metropolitano de Quito entre los años 2005 y 2015 como aporte a la actualización del PDOT de Calderón.* Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Camara de la Industria de la Construcción. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No Sísmicas).* Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Camara de la Industria de la Construcción. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas Sísmicas Diseño Sismoresistente.* Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Camara de la Industria de la Construcción. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m.* Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

Naranjo, M., & Peñaherrera, A. (2018). *Diseño del refuerzo estructural sismoresistente con enchapado de mampostería de una vivienda con acentamientos diferenciales.* Quito: Escuela Politécnica Nacional.

Naya, A. (2010). *El Riesgo Sísmico en Quito: Análisis y Simulaciones.* Quito: PREFALC.

Ochoa, J., & Ulcuango, F. (2014). *Estudio de la seguridad sísmica y diseño del reforzamiento estructural de una vivienda de tres pisos.* Quito: Escuela Politécnica Nacional.

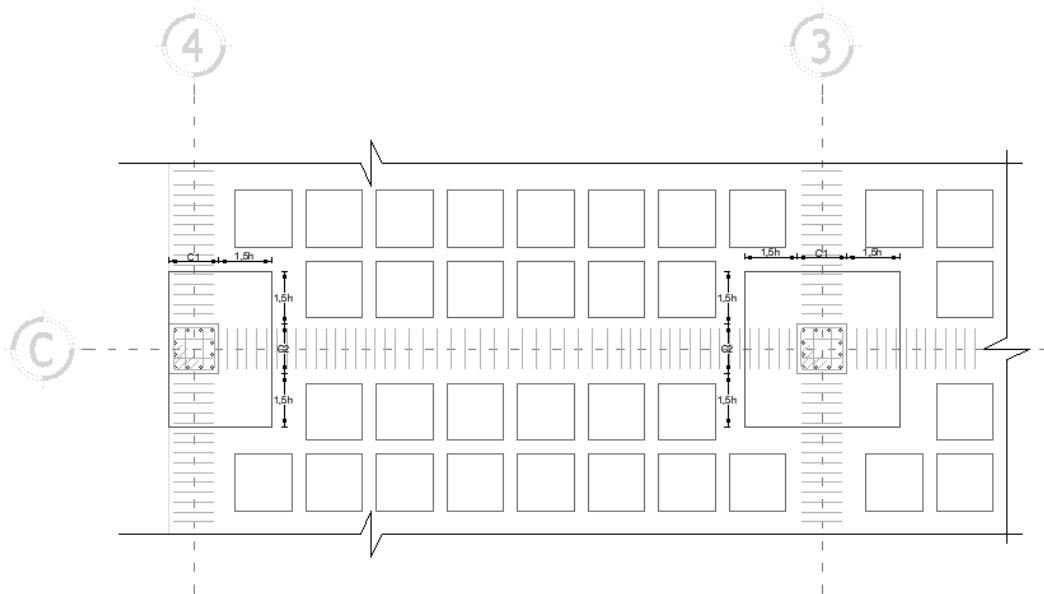
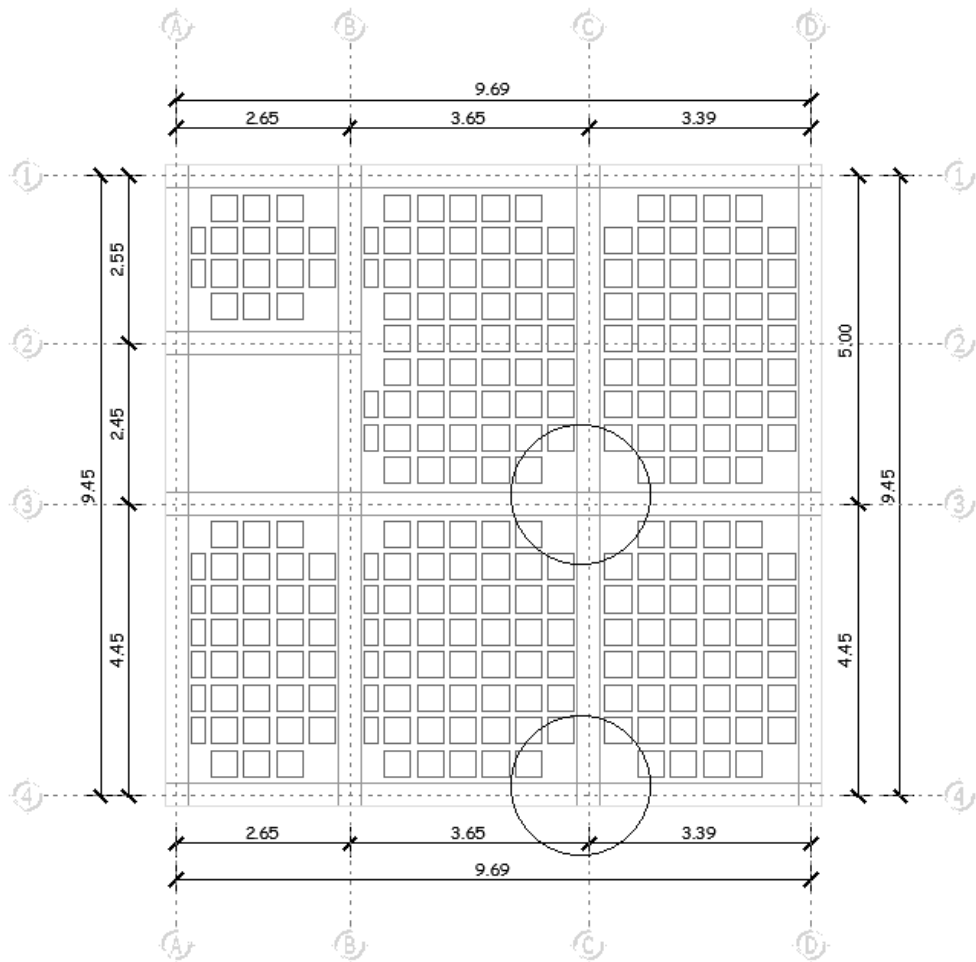
Placencia, P. (1997). *Diseño Sismoresistente de Edificios con Vigas Banda.* XI Jornadas de Ingeniería Estructural. Guayaquil: Universidad Católica Santiago de Guayaquil.

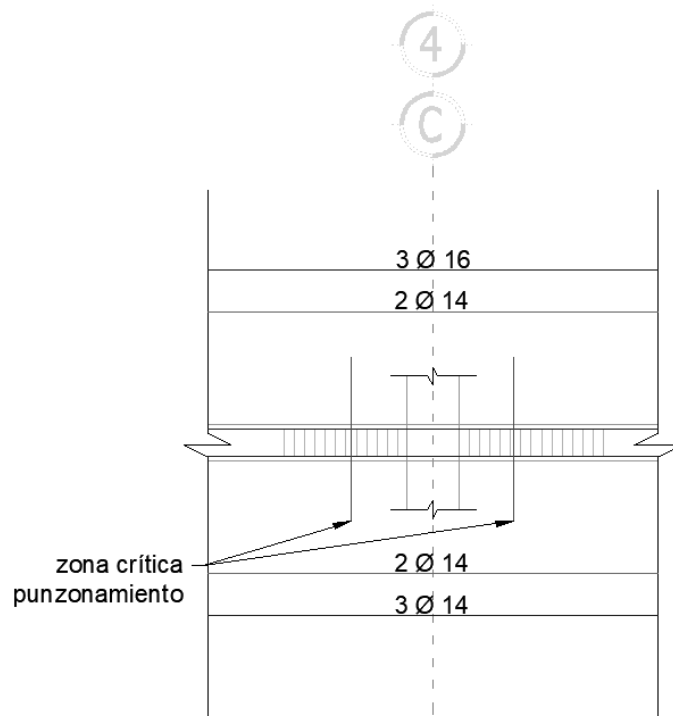
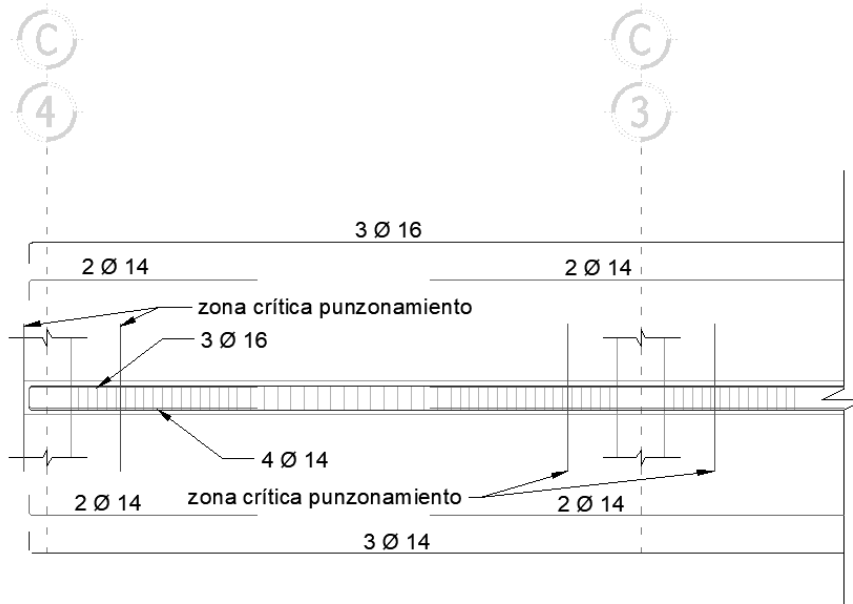
- Regalado, F. (2002). *Cortante y Punzonamiento: Teoría y Práctica (Propuestas Alternativas a la EHE)*. Alicante: CYPE Ingenieros.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Quito: Corporación Editora Nacional.
- Valverde, J., Fernández, J., Jiménez, E., Vaca, T., & Alárcon, F. (2001). *Microzonificación Sísmica de los Suelos del Distrito Metropolitano de la Ciudad de Quito*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Yépez, F. (2001). Últimos avances en la evaluación del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigación. *Gestión de riesgos y prevención de desastres* (págs. 16-28). Quito: FLACSO, COOPI.

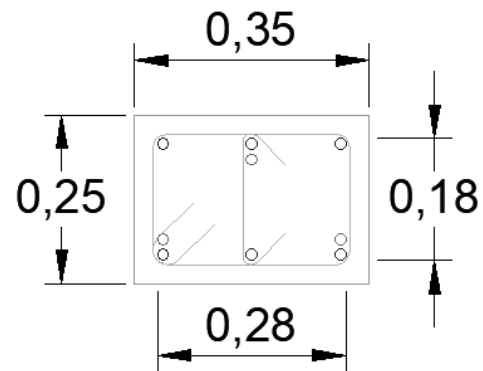
ANEXOS

ANEXO 1

DETALLES Y CORTES DE PLANOS ESTRUCTURALES CASA UNO.







Armadura longitudinal superior: $3\text{Ø}16 + 1\text{Ø}14$

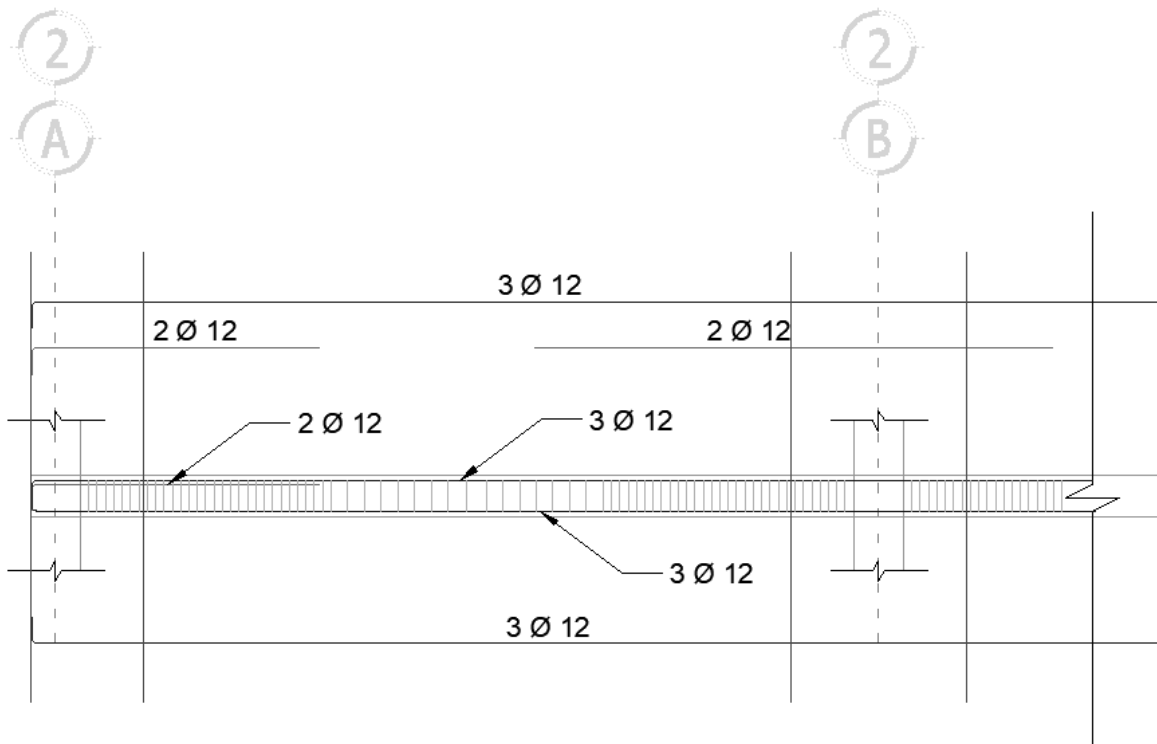
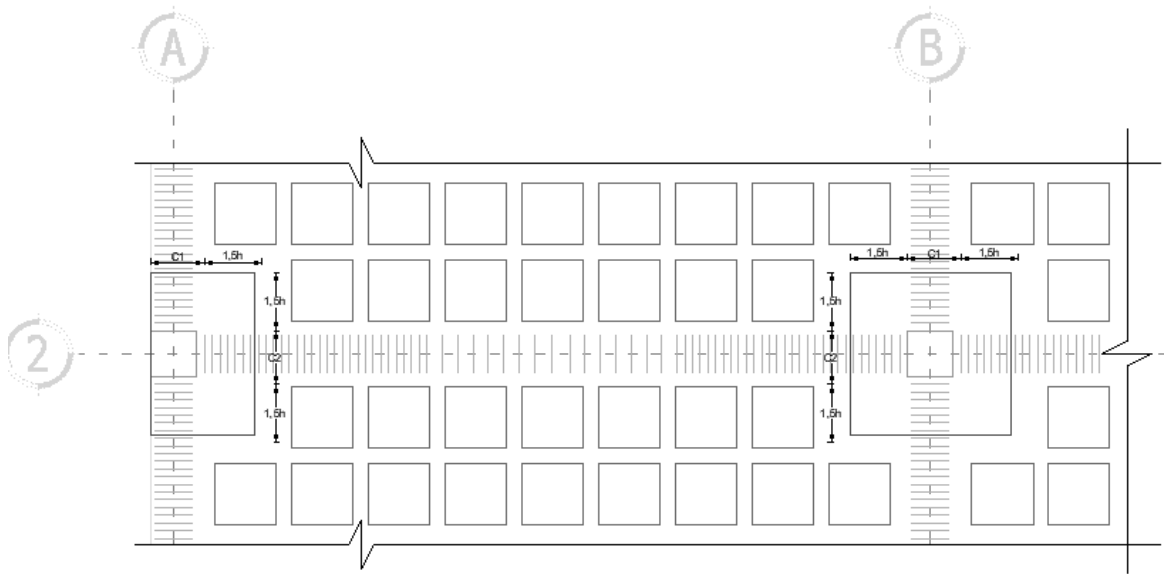
Armadura longitudinal inferior: $3\text{Ø}14 + 2\text{Ø}14$

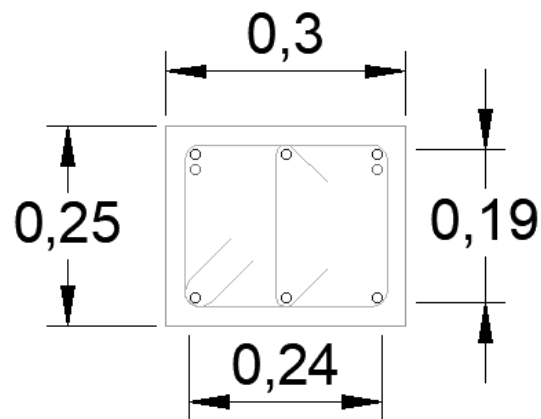
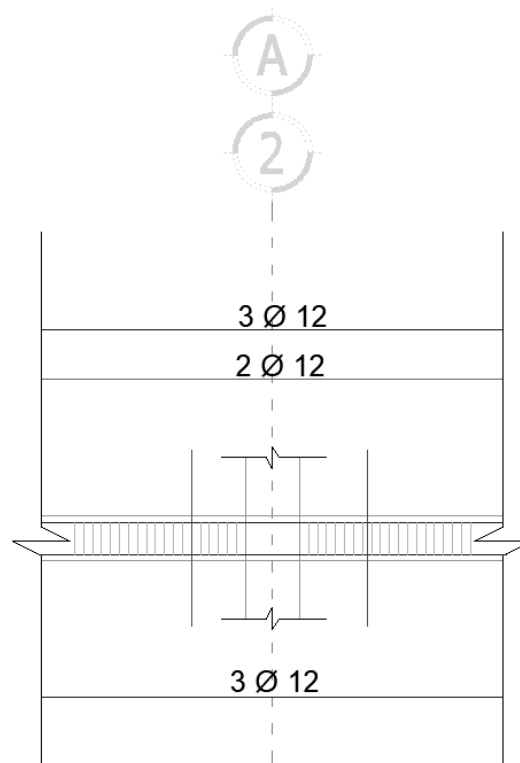
Estribos: $\text{Ø}10@7\text{cm}$ en $L/3$, $@10\text{cm}$ en $2L/3$

Gancho: $\text{Ø}10@7\text{cm}$ en $L/3$, $@10\text{cm}$ en $2L/3$

ANEXO 2

DETALLES Y CORTES DE PLANOS ESTRUCTURALES CASA DOS.

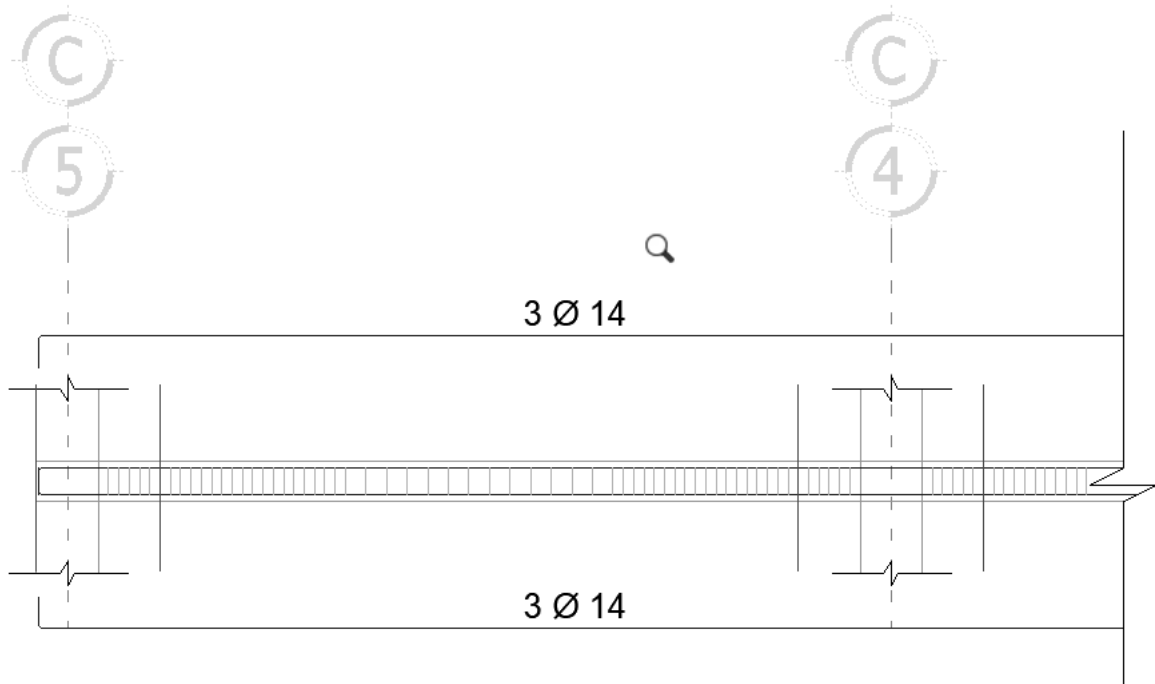
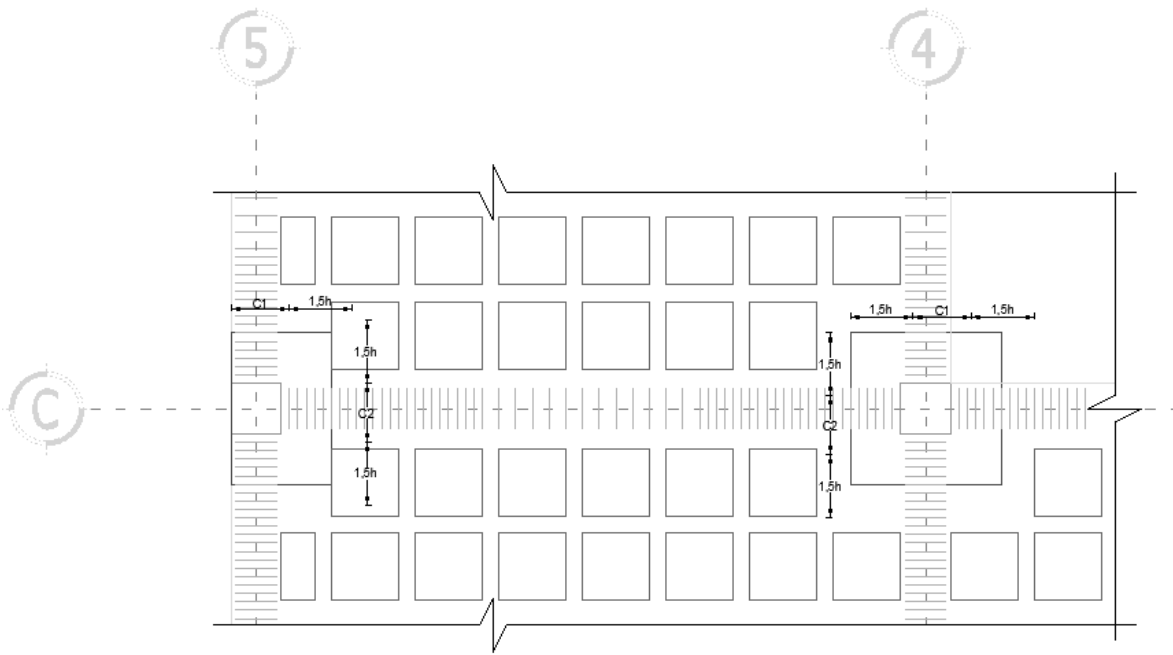


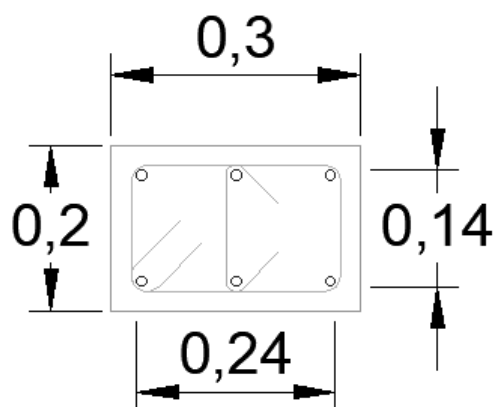
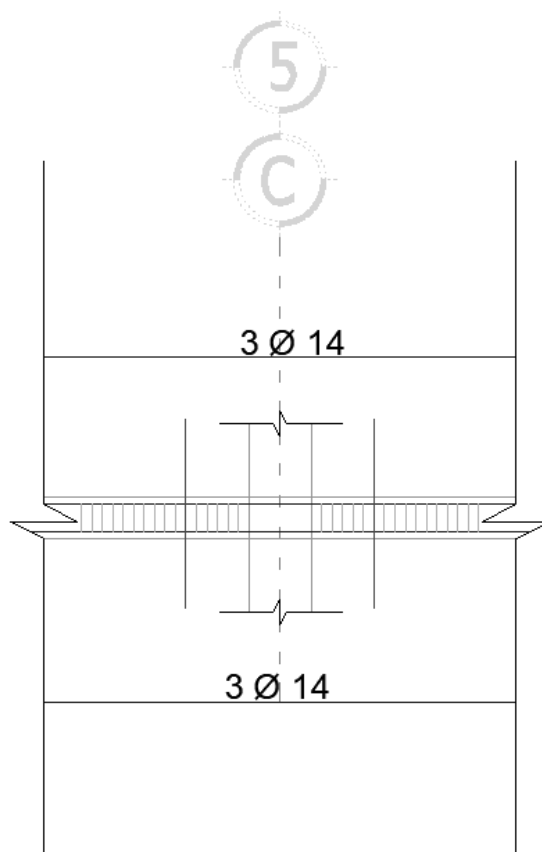


Armadura Longitudinal: 8Ø12
 Estribos: Ø10@5cm en L/3, @10cm en 2L/3
 Gancho: Ø8@5cm en L/3, @10cm en 2L/3

ANEXO 3

DETALLES Y CORTES DE PLANOS ESTRUCTURALES CASA TRES.





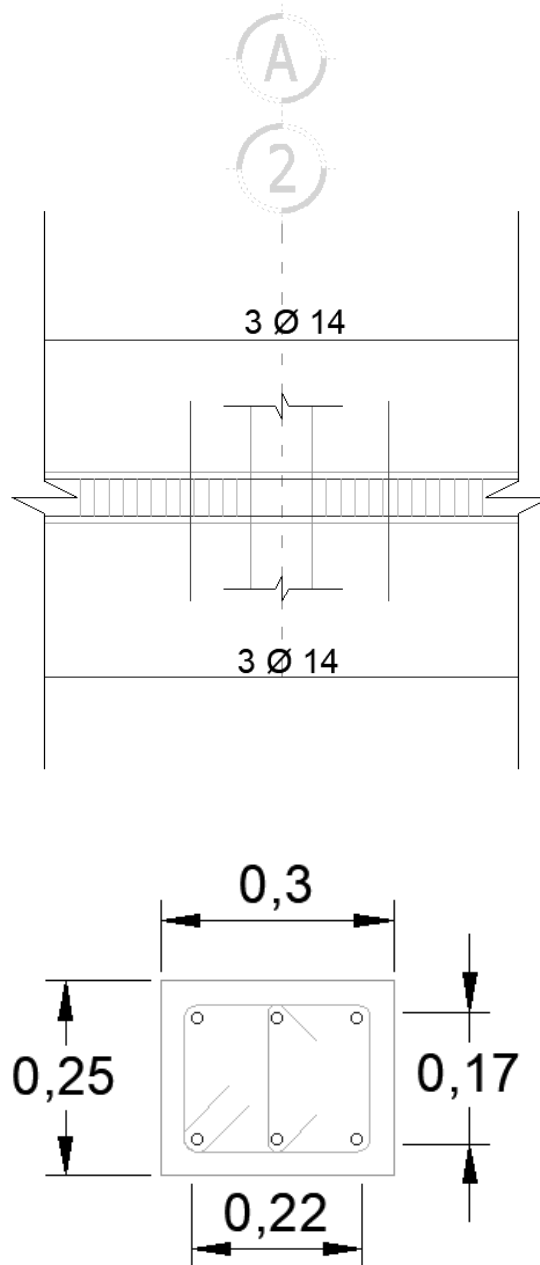
Armadura Longitudinal: $6\varnothing 12$

Estribos: $\varnothing 10 @ 5\text{cm}$ en $L/3$, $@ 10\text{cm}$ en $2L/3$

Gancho: $\varnothing 10 @ 5\text{cm}$ en $L/3$, $@ 10\text{cm}$ en $2L/3$

ANEXO 4

DETALLES Y CORTES DE PLANOS ESTRUCTURALES CASA CUATRO.



Armadura Longitudinal: 6Ø14

Estribos: Ø10@7cm en L/3, @14cm en 2L/3

Gancho: Ø10@7cm en L/3, @14cm en 2L/3