

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Análisis y Diseño Estructural de una Vivienda de Dos Pisos en
Hormigón Armado.**

Adrián Eduardo Gálvez Becerra

Ingeniería Civil

**Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
Ingeniero Civil**

Quito, 07 de diciembre de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**HOJA DE CALIFICACIÓN
DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA**

**Análisis y Diseño Estructural de una Vivienda de Dos Pisos en
Hormigón Armado.**

Adrián Eduardo Gálvez Becerra

Nombre del profesor, Título académico

Juan José Recalde, Ph.D.

Alejandra Estefanía Cervantes, MDI, MEng.

Quito, 07 de diciembre de 2021

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: Adrián Eduardo Gálvez Becerra.

Código: 00135077.

Cédula de identidad: 1717464430

Lugar y fecha: Quito, 07 de diciembre de 2021

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETheses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETheses>.

RESUMEN

Para el correcto funcionamiento de una estructura es fundamental diseñar cada uno de sus elementos basado en cálculos estructurales que tengan fundamentos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Dichos elementos corresponden a vigas, columnas, cimientos, conexiones, entre otros. Un inadecuado diseño puede generar problemas de magnitudes leves hasta graves pudiendo ser estas controlados al momento de diseñar. La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece recomendaciones a seguir para un correcto diseño según la ubicación donde se construirá, el tipo de estructura y las cargas a las que será sometida. Establece factores de seguridad, garantizando un correcto desempeño de la estructura y disminuyendo el riesgo de pérdidas humanas por problemas estructurales. En el presente proyecto se detalla el procedimiento seguido para el diseño de una vivienda de dos pisos construido en hormigón armado en la parroquia de Malchinguí.

ABSTRACT

For the proper functioning of a structure, it is essential to design each of its elements based on structural calculations that are based on the Ecuadorian Construction Standard. These elements correspond to beams, columns, foundations, connections, among others. An inadequate design can generate problems of mild to serious magnitudes and these can be controlled at the time of design. The Ecuadorian Construction Standard establishes recommendations to follow for a correct design according to the location where it will be built, the type of structure and the loads to which it will be subjected. It establishes safety factors, guaranteeing a correct performance of the structure and reducing the risk of human losses due to structural problems. This project details the procedure followed for the design of a two-story house built in reinforced concrete in the parish of Malchinguí.

Palabras clave: Estructura, cargas, NEC, ACI, prediseño, derivas de piso, acero.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1.	11
INTRODUCCIÓN:.....	11
1.1. ANTECEDENTES:	11
1.2. JUSTIFICACIÓN:.....	12
1.3. OBJETIVOS:	12
1.4. ACTIVIDADES A REALIZAR:.....	13
1.5. RESULTADOS ESPERADOS:.....	13
1.6. DEFINICIONES:.....	13
CAPÍTULO 2.	14
MARCO TEÓRICO:.....	14
2.1. PELIGRO SÍSMICO:	14
2.2. Diseño basado en fuerzas (DBF):	15
2.3. Factor de zona Z.	15
2.3.1. Coeficientes según el tipo de suelo F_a , F_D y F_s :.....	16
2.3.2. Relación de amplificación espectral (η).	17
2.3.3. Factor usado en el espectro de diseño elástico. (r).	18
2.3.4. Períodos límite de vibración. (T_C y T_L)......	18
CAPÍTULO 3.	19
3.1. Prediseño:.....	19
3.1.2 Losa:	20
3.1.3 Columna:	22
3.2 Modelación de la estructura.....	23
3.2.1 Geometría general:	24
3.2.2 Definición de materiales.....	25
3.2.3 Definición de secciones.	25
3.2.4 Asignación de cargas.	27
3.2.5 Análisis del modelado preliminar.	29
3.3 Diseño de los elementos estructurales:.....	31
3.3.1 Vigas	31
3.3.1.1 Diseño a corte en vigas.....	35
3.3.2 Columnas.....	37
3.3.3 Verificación conexión viga-columna.	43
Conclusiones	44
Recomendaciones y Bibliografía.....	45
ANEXOS	46

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores Factor Z	16
Tabla 2 Tipo de suelo.....	16
Tabla 3 Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de periodo corto (Fa).	16
Tabla 4 Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca. (Fd).....	17
Tabla 5 Comportamiento no lineal de los suelos. (Fs).....	17
Tabla 6 Altura mínima de vigas no preesforzadas.	19
Tabla 7 Tipos de apoyos.	19
Tabla 8 Pre-dimensionamiento de vigas.	20
Tabla 9 Vano corto.	21
Tabla 10 Vano largo.....	21
Tabla 11 Cálculo de la altura de la losa.	21
Tabla 12 Equivalencia de losa maciza a losa alivianada.....	21
Tabla 13 Datos iniciales prediseño de columnas.	22
Tabla 14 Cargas de entrepiso y cubierta.	22
Tabla 15 Área colaborante	23
Tabla 16 Prediseño de columnas.....	23
Tabla 17 Deriva de piso máxima.....	29
Tabla 18 Modos de rotación.....	30
Tabla 19 Longitud de vano.	31
Tabla 20 Momentos de carga viva.....	31
Tabla 21 Momentos de carga muerta.	32
Tabla 22 momentos de carga sísmica.....	33
Tabla 23 Combinaciones de carga.	33
Tabla 24 Envoltente de momento.	33
Tabla 25 Momentos últimos por vano.	34
Tabla 26 Acero requerido.....	34
Tabla 27 Acero mínimo.	34
Tabla 28 Acero en varillas comerciales.....	35
Tabla 29 Acero máximo.....	35
Tabla 30 Momento máximo.	35
Tabla 31 Mayoración del cortante.	35
Tabla 32 Cortante último.	36
Tabla 33 Capacidad de resistencia nominal del hormigón.	36
Tabla 34 Capacidad de resistencia nominal que aporta el acero.	36
Tabla 35 Verificación de capacidades nominales.	37
Tabla 36 Acero de cortante requerido.	37
Tabla 37 Parámetros de diseño para columnas.....	37
Tabla 38 Carga axial última y momento último.	38
Tabla 39 Acero mínimo.	39
Tabla 40 Acero máximo.....	39
Tabla 41 Acero propuesto.	40
Tabla 42 Espaciamiento entre barras.....	40
Tabla 43 Espaciamiento en zona no confinada.	41

Tabla 44 Longitud de colocación.	41
Tabla 45 Condición caso común.	41
Tabla 46 Cálculo Ash1, Ash2 y Ash3.	42
Tabla 47 Ash definido.	42

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Mapa de zona sísmica (NEC-15).....	16
Ilustración 2 Espectro de respuesta.	19
Ilustración 3 Esquema sistema viga-losa.	22
Ilustración 4 Vista en planta (ETABS).....	24
Ilustración 5 Vista en elevación (ETABS).....	24
Ilustración 6 Definición de material $f'c=280\text{kg/cm}^2$	25
Ilustración 7 Definición de viga 25*30.....	26
Ilustración 8 Definición de columna 30*30.	26
Ilustración 9 Definición de losa equivalente.....	27
Ilustración 10 Asignación de carga viva.	27
Ilustración 11 Asignación de carga muerta.	28
Ilustración 12 Cargas sísmicas.	28
Ilustración 13 Combinaciones de carga.	28
Ilustración 14 Derivas de piso EQx.	29
Ilustración 15 Derivas de piso EQy.	30
Ilustración 16 Grilla ETABS.	31
Ilustración 17 Momentos para carga viva (ETABS).	32
Ilustración 18 Momentos para carga muerta (ETABS).....	32
Ilustración 19 Momentos para carga sísmica (ETABS).....	33
Ilustración 20 Envolvente de momentos (ETABS).	34
Ilustración 21 Diagrama de interacción de columnas.....	38
Ilustración 22 Sección transversal de columnas.	39
Ilustración 23 Espaciamiento entre varillas (S1 y S2).	40
Ilustración 24 Sección transversal estribo y gancho.....	42
Ilustración 25 Espaciamiento en zona confinada y no confinada.	43
Ilustración 26 Capacidad columna/viga.....	43
Ilustración 27 Capacidad viga/columna.....	44
Ilustración 28 Detalle de armado de la viga.	46
Ilustración 29 Sección transversal de la viga.	46
Ilustración 30 Detalle de armado de la columna.	46
Ilustración 31 Sección transversal de la columna.....	47

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN:

En el presente trabajo, se diseñará los elementos estructurales para una vivienda de dos pisos ubicada en la parroquia de Malchinguí perteneciente al cantón Pedro Moncayo. Para empezar, se realizará el modelado estructural en ETABS y analizamos la estructura viendo su comportamiento y cumplimiento según le Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

Adicionalmente, se diseñará los elementos estructurales como son: columna, viga y conexión viga-columna de los elementos más críticos. Finalmente se realizarán los planos estructurales de los elementos.

1.1. ANTECEDENTES:

En el año 2016 el 16 de abril se produjo un terremoto de 7.1 en la provincia de Manabí siendo los cantones de Manta, Pedernales y Portoviejo los más afectados sumando un total de 646 fallecidos. (Breilh & Zamora, 2017). Todo debido a malas prácticas constructivas que de seguro esos números pudieron ser menores si se toma mejores decisiones, porque Ecuador se sitúa en el cinturón de fuego y su peligrosidad sísmica es muy alta por lo que tarde o temprano volverá a ocurrir otro sismo y las estructuras deberían estar preparadas para actuar de la mejor manera.

En la ciudad de Quito, alrededor del 70% de las construcciones son informales, en el caso de que se presente un sismo de gran magnitud entre el 90% y el 70% de las construcciones sufrirán daños severos, la actividad de la construcción no se detiene a lo largo del año, se registra que 45 000 construcciones de realizan al año en Quito y Guayaquil, pero la gran mayoría no están diseñadas bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Colegio de arquitectos de Pichincha, INEC y Politécnica Nacional, s/f)

De acuerdo al informe elaborado por el Dr. Roberto Aguilar y Msc. Yordy Miele,

se expresa que las causas de tan desastrosa consecuencia fue no utilizar materiales de calidad para la construcción de las estructuras, así como también la zona el tipo de construcción. (Anguilar & Mieles, 2016). La informalidad es una costumbre ecuatoriana que hay que cambiar porque se habla de vidas que están dentro de una construcción que se puede desplomar en un terremoto.

1.2. JUSTIFICACIÓN:

En el presente trabajo se trabajará bajo la filosofía de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) para lo cual se determinará las fuerzas laterales producidas por un sismo para realizar el análisis estático y pseudo-dinámico, cumpliendo con todas las recomendaciones estipuladas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

La motivación por la cual se decidió trabajar sobre este proyecto es que en el Ecuador existe un peligro sísmico muy alto por su ubicación y sin embargo se prefiere construir sin especificaciones técnicas ni profesionales y los resultados se ven reflejados en las cifras de fallecidos en el último desastre natural ocurrido en el país, donde se determinó que la gran mayoría de edificaciones no estaban siguiendo lo estipulado en la NEC-15 donde se expresa que la estructura deberá:

- Tener la capacidad de resistir las fuerzas especificadas en sus códigos.
- Presentar derivas de piso inferiores a las admisibles.
- Disipar la energía de deformación inelástica.

(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

1.3. OBJETIVOS:

- Realizar un análisis estructural de una vivienda de dos pisos en hormigón armado.
- Realizar el diseño de elementos estructurales.
- Elaborar planos estructurales.

1.4. ACTIVIDADES A REALIZAR:

1. Realizar el modelamiento estructural en un software estructural (ETABS)
(Avance 1)
2. Realizar el análisis estructural (Avance 1)
3. Revisar el comportamiento de la estructura (Avance 1)
4. Diseñar columnas, vigas y conexión viga-columna. (Avance 2)
5. Elaborar planos estructurales (1) y especificaciones técnicas. (Avance 2)
6. Elaborar la memoria de cálculo. (Avance 2)

1.5. RESULTADOS ESPERADOS:

1. Modelado estructural
2. Set de planos estructurales
3. Especificaciones técnicas
4. Memoria de cálculo:
 - 4.1. Análisis sismorresistente
 - 4.2. Combinaciones de carga
 - 4.3. Memoria de diseño

1.6. DEFINICIONES:

D= Carga muerta

η = Razón entre la aceleración espectral (S_a) y el periodo estructural ($T=0.1s$)

F_a = Coeficiente de amplificación del suelo para periodo corto.

F_d = Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

F_s = Coeficiente comportamiento no lineal de los suelos.

g = Aceleración de la gravedad.

I = Factor de importancia.

L = Carga viva.

R = Factor de reducción sísmica.

T = Periodo fundamental de vibración.

Z = Aceleración máxima en roca en función de g .

CAPÍTULO 2.

MARCO TEÓRICO:

Como parte del análisis y diseño de la vivienda de dos pisos, ubicada en el cantón Malchinguí se deberá atravesar por varias fases cumpliendo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción y garantizando el correcto funcionamiento y desempeño de la estructura ante las cargas impuestas y ante cualquier tipo de fenómeno natural como es un sismo.

La construcción es un proceso multidisciplinario, donde trabajan varios tipos de ingenierías, arquitectura y más, procurando un trabajo responsable y garantizando la seguridad de los habitantes de la vivienda y sus alrededores.

Para empezar con el trabajo del presente proyecto de investigación se obtuvo previa autorización de autor de los planos arquitectónicos por parte del Arq. Fausto Suárez para realizar el diseño y análisis estructural con fines educativos iniciando con el prediseño de la estructura como se detalla a continuación:

2.1. PELIGRO SÍSMICO:

La Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC-15” en su tomo de peligro sísmico busca disminuir los riesgos sísmicos mediante un correcto análisis y diseño de los elementos estructurales según la realidad nacional y su contexto. El peligro sísmico está definido según la NEC-15, como la probabilidad de excedencia de un valor de intensidad de movimiento en un lugar específico y en un periodo de tiempo. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

La NEC-15 en su apartado 2.2 Bases de diseño, especifica los parámetros que se deberán tomar en cuenta para el diseño de las estructuras en base a su desempeño; por lo que para cualquier estructura ubicada en el territorio nacional

se determinará:

- Factor de zona “Z”.
- Uso que se le dará a la edificación.
- Tipo de suelo.
- Configuración estructural
- Coeficiente de importancia. “I”
- Factor de resistencia sísmica. “R”
- Coeficiente de amplificación según el tipo de suelo. “Fa”
- Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico. “Fd”
- Factor de irregularidad.

2.2. Diseño basado en fuerzas (DBF):

Para el presente caso de estudio, se lo realizará según el diseño basado en fuerzas que según la sección 6.2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, donde se determinará las fuerzas laterales producidas por un sismo para realizar el análisis estático y pseudo-dinámico, ya que son obligatorias para cualquier tipo de estructura. Para lo cual, se determinará:

1. Espectro de diseño. $S_a(T)$.
2. Periodo fundamental de vibración. (T_a) .
3. Cortante basal (V)
4. Aplicación de fuerzas sísmicas y verificación de derivas.

2.3. Factor de zona Z.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción presenta un mapa de zonificación para determinar el factor de zona Z para un periodo de retorno de 475 años, como se muestra a continuación:

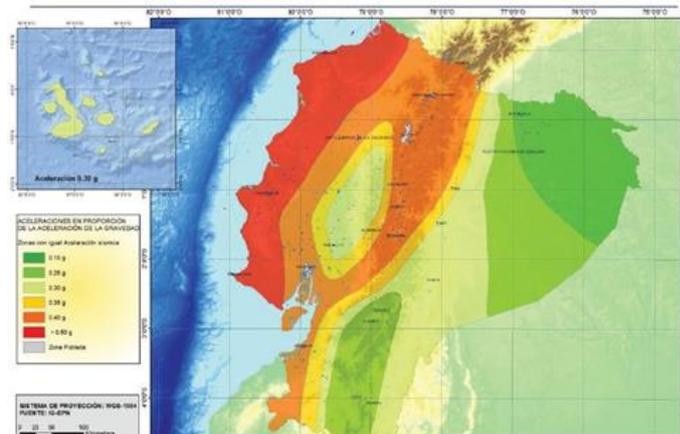


Ilustración 1 Mapa de zona sísmica (NEC-15).

Tabla 1: Valores Factor Z

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	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

La parroquia Malchinguí pertenece al Cantón Pedro Moncayo, provincia de Pichincha, sierra ecuatoriana, por lo que su valor factor Z es 0.40g.

2.3.1. Coeficientes según el tipo de suelo Fa, FD y Fs:

Para la zona especificada el tipo de suelo es de tipo D que significa que la velocidad de onda cortante puede estar entre 180 m/s y 360m/s.

Tabla 2 Tipo de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Tabla 3 Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de periodo corto (Fa).

Tipo de suelo y factores de sitio, Fa						
Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Z_{Suelo}	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85

Tabla 4 Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca. (Fd)

Tipo de suelo y factores de sitio, Fd						
Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Z_{Suelo}	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Tabla 5 Comportamiento no lineal de los suelos. (Fs).

Tipo de suelo y factores de sitio, Fs						
Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Z_{Suelo}	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

2.3.2. Relación de amplificación espectral (η).

La relación de amplificación espectral depende la región y se la

define como la razón entre la aceleración espectral (S_a) y el PGA y un determinado periodo de retorno.

Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas). $\eta=1.80$

Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos. $\eta=2.48$

Provincias del Oriente. $\eta=2.60$

2.3.3. Factor usado en el espectro de diseño elástico. (r).

Depende de la ubicación geográfica donde se construirá la estructura.

Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E. $r=1$

Para tipo de suelo E. $r=1.5$

2.3.4. Períodos límite de vibración. (T_C y T_L).

Los periodos límites son necesarios para determinar el espectro de aceleración y se los calcula de la siguiente manera:

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

$$T_L = 2.4F_d$$

Donde:

T_C = *Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico.*

T_L = *Periodo límite de vibración del espectro de respuesta en desplazamiento*

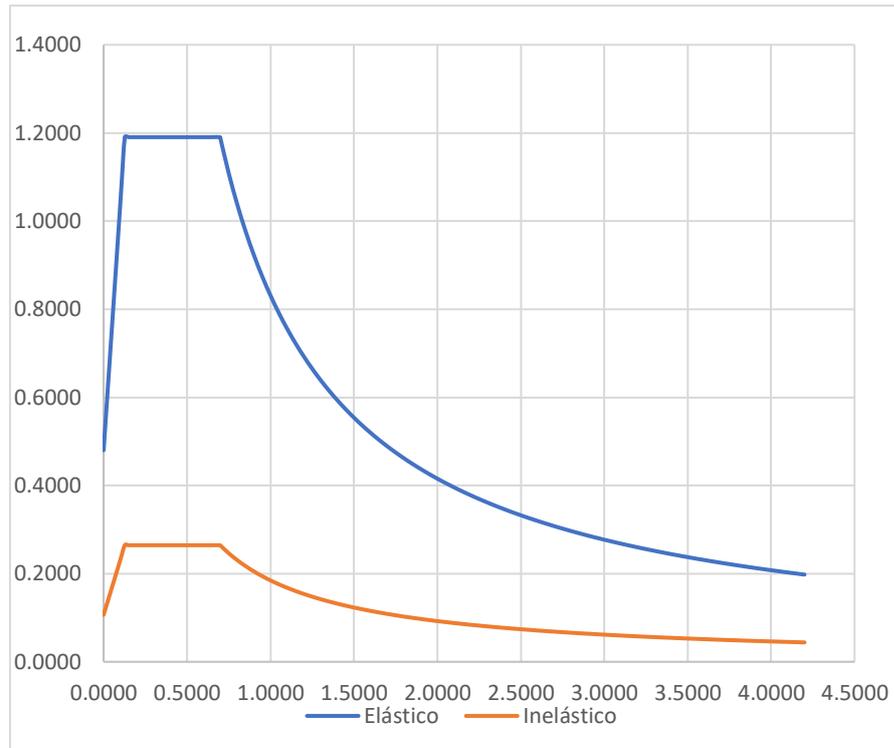


Ilustración 2 Espectro de respuesta.

CAPÍTULO 3.

3.1. Prediseño:

3.1.1 Vigas: Para el prediseño de los elementos horizontales, se tomó las recomendaciones que se expresan en la norma ACI 318-19, más específicamente en la tabla 9.3.1.1.

Tabla 6 Altura mínima de vigas no preesforzadas.

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

Con la finalidad de facilitar y agilizar el análisis se establece la siguiente tabla de tipos de apoyos en la siguiente tabla:

Tabla 7 Tipos de apoyos.

TIPOS DE APOYOS	
Simplemente Apoyada	1
Con un extremo continuo	2
Ambos extremos Continuos	3
En Voladizo	4

ara la presente estructura corresponde a un tipo de apoyo con ambos extremos continuos por lo que se deberá usar un coeficiente de 21.

Para realizar los diferentes cálculos se utilizó el software Excel y en la tabla adjuntada en la parte inferior se muestra los resultados obtenidos una vez determinado el número de pisos, los tipos de apoyo y las longitudes críticas de la estructura.

Tabla 8 Pre-dimensionamiento de vigas.

Cálculo con fórmulas de la Tabla 9.3.1.1 del ACI 318S-19.						
PISO	Tipo de Apoyo	Longitud crítica	h viga calculado	b	h viga - Adoptada	b viga - Adoptada
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
2	3	5.87	0.30	0.25	0.30	0.25
		5.60	0.25	0.25	0.25	0.25
1	3	5.87	0.30	0.25	0.30	0.25
		5.60	0.25	0.25	0.25	0.25

Como se expresa en la tabla de pre-dimensionamiento el valor para altura será de 0.25m y base de 0.30m. Se seleccionan esas dimensiones porque son las mayores y se busca ser conservador con el diseño.

3.1.2 Losa: Para el prediseño de la losa, se tomó las recomendaciones que expresadas en la norma ACI 318-19, tabla 8.3.1.2, donde se expone las siguientes consideraciones:

- $\alpha_m > 2.0$
- $\alpha_f \geq 0.8$
- $\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s}$

Tabla 9 Vano corto.

Procedimiento de cálculo		
1) Cálculo de $\alpha f1$ para el vano corto		
L1	560.00	cm
Is	71,281.86	cm ⁴
Ib	240,679.11	cm ⁴
$\alpha f1$	3.38	
$\alpha f1 \geq 0,8$		
OK		

Tabla 10 Vano largo.

2) Cálculo de $\alpha f2$ para el vano largo		
L2	587.00	cm
Is	74,718.66	cm ⁴
Ib	240,679.11	cm ⁴
$\alpha f2$	3.22	
$\alpha f2 \geq 0,8$		
OK		

Tabla 11 Cálculo de la altura de la losa.

4) Cálculo de la altura de la losa		
αfm	3.299	
β	1.051	
h calculada	13.36	cm
h eq. maciza asumida	14.51	cm
OK		

Una vez obtenido el valor de la losa maciza se determina su equivalencia para la losa alivianada como se muestra en la tabla adjuntada en la parte inferior.

Tabla 12 Equivalencia de losa maciza a losa alivianada.

Altura h (cm)	
Eq. Losa Maciza	Eq. Losa Alivianada
<i>h eq. Maciza</i>	<i>h eq. Alivianada</i>
10.88	15.00
14.51	20.00
18.06	25.00
21.50	30.00
24.96	35.00

El esquema del sistema adoptado viga-losa es el siguiente:

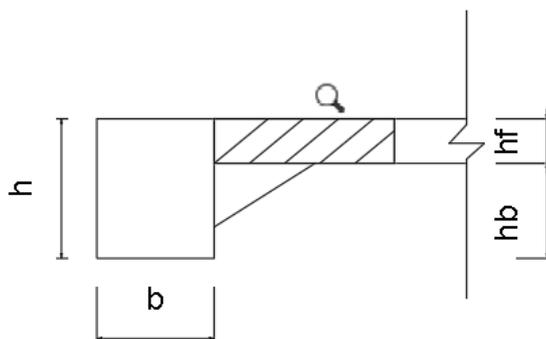


Ilustración 3 Esquema sistema viga-losa.

3.1.3 Columna: Una vez obtenidas las pre-dimensiones de los elementos horizontales, se puede continuar con los elementos verticales como son columnas, para lo cual se utilizará el área transversal del elemento y la carga última como se muestra a continuación:

$$A_g = 12 \cdot P_u$$

Los datos iniciales son:

Tabla 13 Datos iniciales prediseño de columnas.

DATOS INICIALES		Valor	Unidad
Resistencia específica del hormigón	f_c	0.21	Tonf/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y	4.2	Tonf/cm ²
Número de pisos		2	

Mientras que las cargas de entrepiso y de cubierta utilizadas para el modelado se expresan a continuación:

Tabla 14 Cargas de entrepiso y cubierta.

CARGAS - ENTREPISO	Parámetros	Valor	Unidad	Observación
	Losa	0.41	Tonf/m ²	Tonf/m ²
	Vigas	0.1224	Tonf/m ²	30% del peso de la losa
	Columnas	0.1	Tonf/m ²	Promedio tentativo
	Paredes	0.15	Tonf/m ²	Promedio tentativo
	Acabados	0.1	Tonf/m ²	Promedio tentativo
	Carga Muerta Superpuesta	0.102	Tonf/m ²	Valor dado por el enunciado
	Carga Viva	0.200	Tonf/m ²	Valor dado por el enunciado

CARGAS - CUBIERTA	Parámetros	Valor	Unidad	Observación
	Losa	0.41	Tonf/m2	Tonf/m2
	Vigas	0.1224	Tonf/m2	30% del peso de la losa
	Columnas	0	Tonf/m2	Promedio tentativo
	Paredes	0	Tonf/m2	Promedio tentativo
	Acabados	0.1	Tonf/m2	Promedio tentativo
	Carga Muerta Superpuesta	0.122	Tonf/m2	Valor dado por el enunciado
	Carga Viva	0.153	Tonf/m2	Valor dado por el enunciado

Una vez determinadas las cargas y los datos generales se calcula la carga última, según se expresa en la Norma ACI 318-19.

$$P_u = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$$

Obteniendo los siguientes resultados.

Tabla 15 Área colaborante

CARGA AXIAL ÚLTIMA (Pu)	Piso	Lados		Área	Pu (tonf/m ²)	Pu total	Σ Pu	Ag
	#	L1 (m)	L2 (m)	m2	1.3(PP+A+ Dsup)+1.6*T	Tonf	Tonf*m2	cm2
	2	4.80	5.87	28.18	1.22	34.46	34.46	413.58
1	5.60	5.87	32.87	1.60	52.50	86.96	1043.55	

El área colaborante debe guardar relación con la geometría específica de las columnas, para de esta manera optimizar la distribución de esfuerzos. Por lo tanto, las columnas deben responder a la siguiente razón:

$$r = \frac{l_{menor}}{l_{mayor}} = \frac{5.6m}{5.87m} = 0.954$$

A partir de determinar la relación entre el área de la sección transversal requerida y los lados de la columna se determina las dimensiones siguientes:

Tabla 16 Prediseño de columnas.

Ag	Ag > 900cm ²	Lado Mayor calculado	Lado Menor calculado	Lado Mayor definido	Lado Menor definido	Lado Mayor Adoptado	Lado Menor Adoptado
cm2	cm3	cm	cm	cm	cm	cm	cm
388.12	900.00	30.71	29.30	30.00	30.00	30.00	30.00
979.35	979.35	32.04	30.57	30.00	30.00	30.00	30.00

3.2 Modelación de la estructura.

Para realizar el modelamiento de la estructura se basó en los planos dibujados por el Arq. Fausto Suarez obteniendo previamente su autorización para realizar el trabajo. Con la ayuda del software ETABS, se determinan valores de momentos, cortantes y cargas sísmicas que servirán para el posterior diseño de los elementos

tanto de viga, columna y verificación de la conexión viga-columna y adicional las derivas máximas se verificarán que cumplan de acuerdo a lo estipulado en Norma Ecuatoriana de la Construcción.

3.2.1 Geometría general:

La geometría de la estructura se presenta a continuación, las imágenes fueron extraídas del software ETABS tomando como base los planos arquitectónicos:

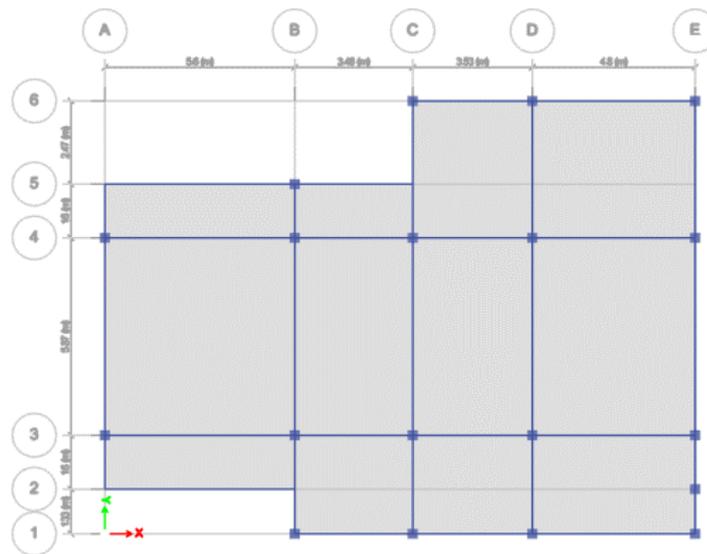


Ilustración 4 Vista en planta (ETABS)

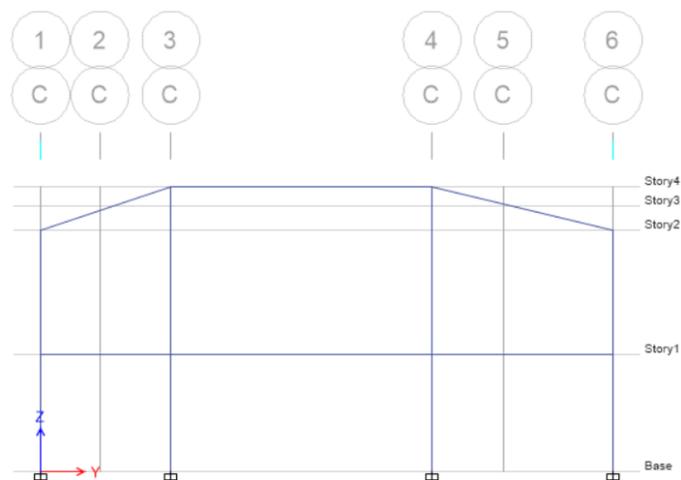


Ilustración 5 Vista en elevación (ETABS).

3.2.2 Definición de materiales.

El módulo de elasticidad está definido como: $E \approx 13500\sqrt{f'c}$, siendo las unidades de la resistencia del hormigón “f’c” MPa, definido así por el tipo de materiales y sus propiedades.

Ilustración 6 Definición de material $f'c=280\text{kg/cm}^2$

3.2.3 Definición de secciones.

Viga.

De acuerdo al prediseño de los elementos se definió que las vigas tendrán una sección de 0.25 m x 0.30 m. El factor de agrietamiento especificado en la NEC-15 es de 0.5.

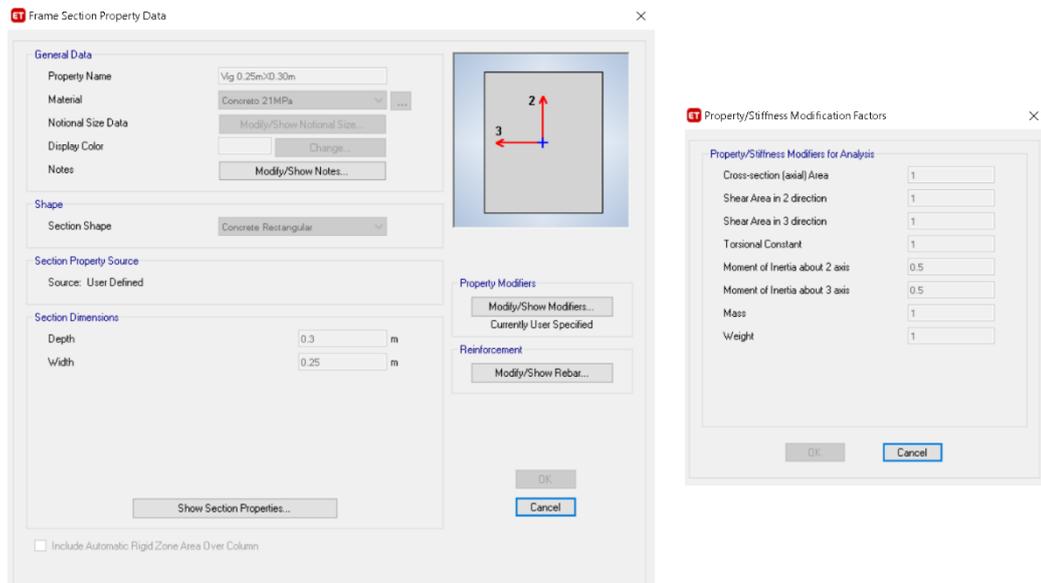


Ilustración 7 Definición de viga 25*30.

Columnas

Para las columnas el prediseño arrojó que es necesario una sección de 0.30m x 0.30m. Siendo el factor de agrietamiento 0.8 de acuerdo a lo que indica la NEC-15.

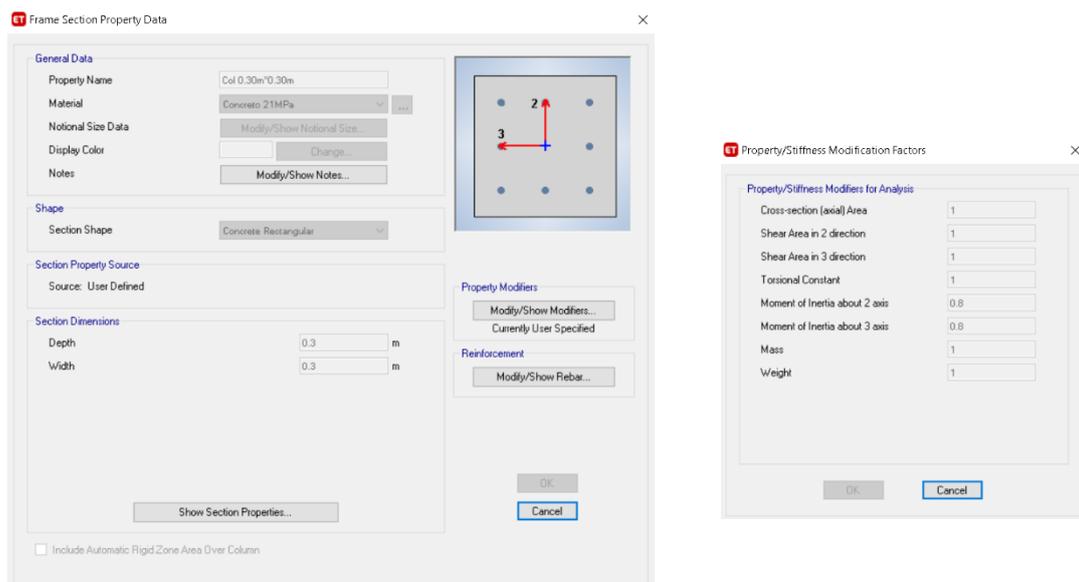


Ilustración 8 Definición de columna 30*30.

Losa

Se define para la losa como un elemento alivianado de 20cm de espesor siendo este equivalente a una losa maciza de 14.51cm.

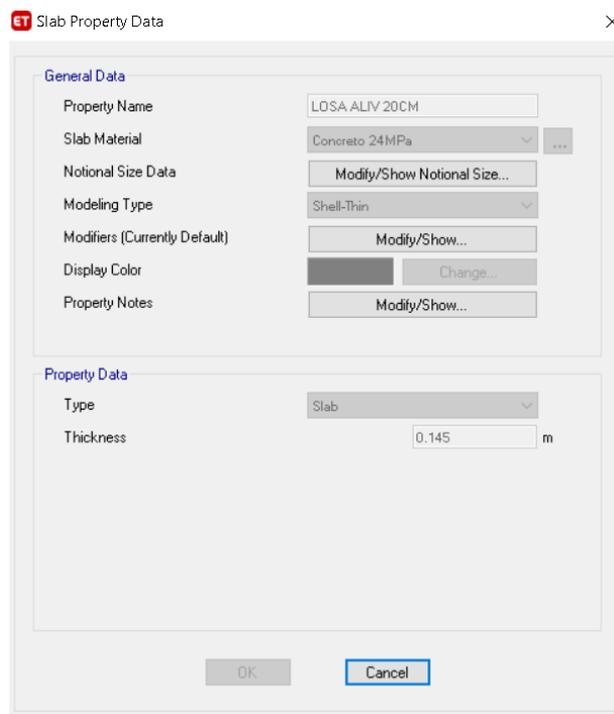


Ilustración 9 Definición de losa equivalente.

3.2.4 Asignación de cargas.

De acuerdo al análisis de cargas se determinó que para carga viva de entre piso se asignará una carga de 200kg/m^2 y para la cubierta una carga de 70kg/m^2 , de acuerdo a lo que indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción para una vivienda unifamiliar y bifamiliar.

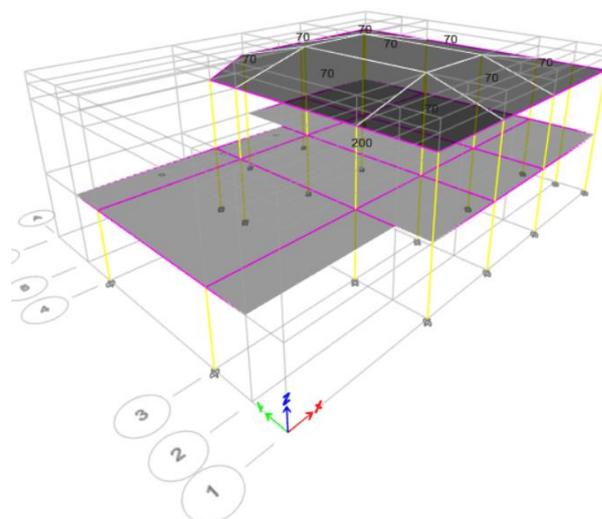


Ilustración 10 Asignación de carga viva.

Mientras que para carga muerta se establece un valor de entrepiso igual

a 305 kg/m^2 , tomando en cuenta (mampostería, acabados, instalaciones, cielo raso) y para la cubierta una carga de 40 kg/m^2 .

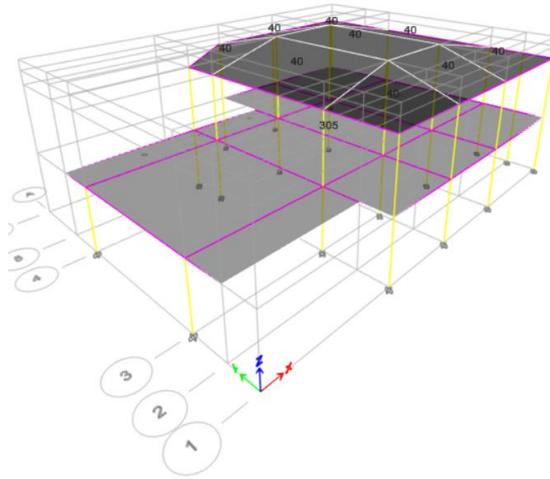


Ilustración 11 Asignación de carga muerta.

Para la carga sísmica se determina el cálculo para cada sistema siendo estos los siguientes:

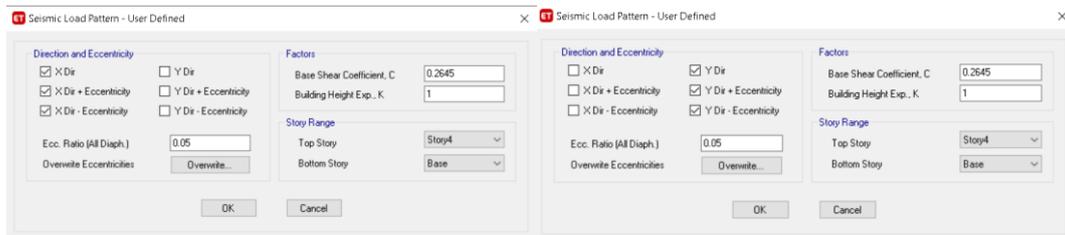


Ilustración 12 Cargas sísmicas.

Una vez determinadas las cargas se puede ingresar en ETABS las combinaciones de cargas que se expresan en la NEC-15.

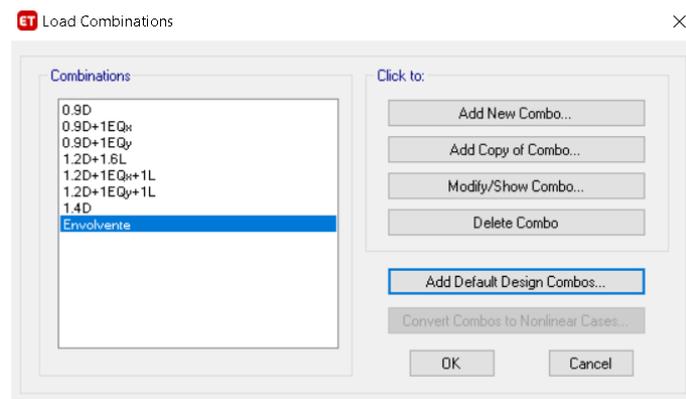


Ilustración 13 Combinaciones de carga.

3.2.5 Análisis del modelado preliminar.

Para realizar el análisis preliminar, se verificará que se cumpla con el establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción

Tabla 17 Deriva de piso máxima.

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera.	0.02
De mampostería	0.01

La deriva que arroja el programa es de tipo elástica, por lo que la norma indica que se incluyen factores para realiza una combinación. La misma que es:

$$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$$

$$0.02 = 0.75 \cdot 5 \cdot \Delta E$$

$$\Delta E = 0.0053$$

$$EQ_x = 0.0011$$

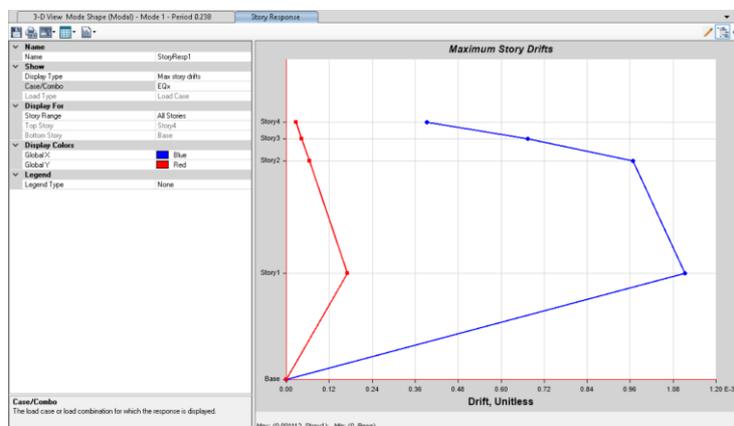


Ilustración 14 Derivas de piso EQx.

$$EQ_y = 0.0013$$

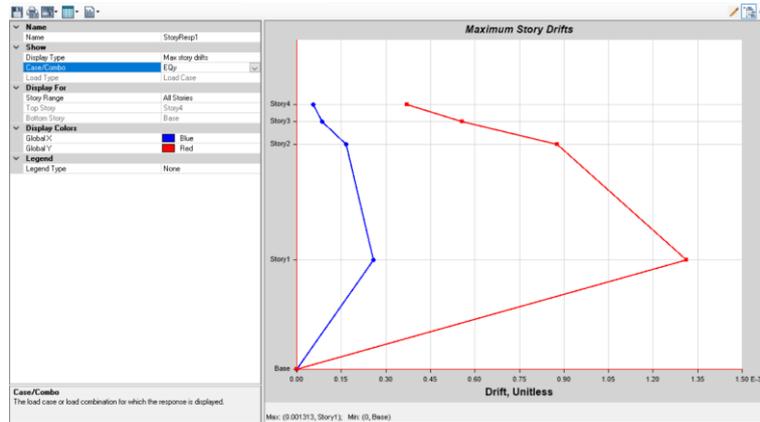


Ilustración 15 Derivas de piso EQy.

Como se observa en las ilustraciones:

$$\Delta M_{EQx} < \Delta E$$

$$0.0011 < 0.0053$$

$$\Delta M_{EQy} < \Delta E$$

$$0.0013 < 0.0053$$

Se determina que el sistema cumple con los requerimientos de la NEC por lo que las dimensiones prediseñadas para los elementos de la estructura son adecuadas ya que el comportamiento de la estructura es correcta y admitida.

Tabla 18 Modos de rotación.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.287	0.9134	0.012	0	0.9134	0.012	0	0.0001	0.0921	0.0146	0.0001	0.0921	0.0146
Modal	2	0.281	0.0156	0.9134	0	0.929	0.9254	0	0.066	0.0016	0.0225	0.0662	0.0937	0.0371
Modal	3	0.245	0.0101	0.0211	0	0.9391	0.9465	0	0.0476	0.0008	0.9144	0.1138	0.0945	0.9515
Modal	4	0.14	0.0319	0.0083	0	0.971	0.9547	0	0.1367	0.4376	0.0029	0.2505	0.5321	0.9544
Modal	5	0.137	0.0096	0.0392	0	0.9806	0.994	0	0.5598	0.1387	0.0032	0.8102	0.6709	0.9576
Modal	6	0.128	0.0181	0.0003	0	0.9987	0.9943	0	0.0007	0.2884	0.0114	0.811	0.9593	0.969
Modal	7	0.109	8.614E-07	0.0002	0	0.9987	0.9945	0	0	0.0001	0.025	0.811	0.9595	0.994
Modal	8	0.097	0.0002	0.0053	0	0.999	0.9998	0	0.1705	0.0047	0.0042	0.9814	0.9641	0.9982
Modal	9	0.093	0.0007	0.0002	0	0.9997	1	0	0.0043	0.0147	0.0013	0.9857	0.9788	0.9995
Modal	10	0.08	0.0001	8.958E-07	0	0.9997	1	0	0.0001	0.0016	0.0003	0.9858	0.9804	0.9998
Modal	11	0.075	0.0002	8.297E-07	0	1	1	0	0.000007657	0.0048	0.0001	0.9858	0.9852	1
Modal	12	0.06	0.000004914	0.00000815	0	1	1	0	0.00002527	0.000007695	0.000004664	0.9858	0.9852	1

Se verifica que los dos primeros modos son de traslación debido a sus valores muy bajos (0.0146, 0.0371) a comparación del tercer valor (0.9515) por lo que se comprueba que el tercer modo es de rotación y la estructura se comporta de manera correcta.

3.3 Diseño de los elementos estructurales:

3.3.1 Vigas

En lo que respecta al diseño a flexión se planteó las longitudes de los vanos.

Tabla 19 Longitud de vano.

LONGITUDES				
(m)	5.6	3.48	3.53	4.8

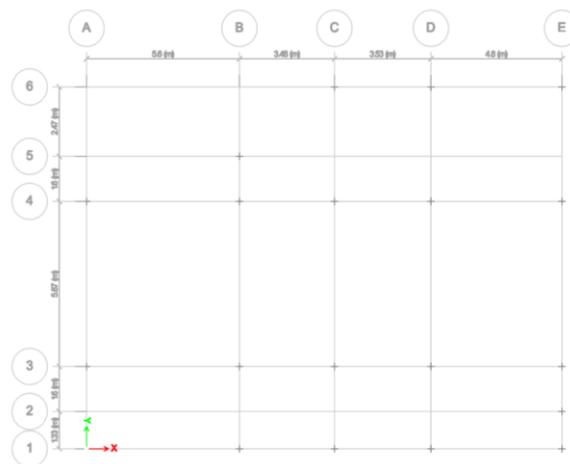


Ilustración 16 Grilla ETABS.

De ETABS se obtuvieron los momentos para carga viva de cada vano divididos estos en extremo izquierdo, zona media y extremo derecho.

Como se observa en la imagen en el extremo derecho se obtuvo un momento igual a $-0.5204 \text{ tonf}\cdot\text{m}$.

Tabla 20 Momentos de carga viva.

MOMENTOS CARGA VIVA									
Mu-	-0.3092	-0.5204	-0.3289	-0.1440	-0.1817	-0.2644	-0.4034		-0.2576
Mu+		0.3071		0.0918		0.1121		0.2616	

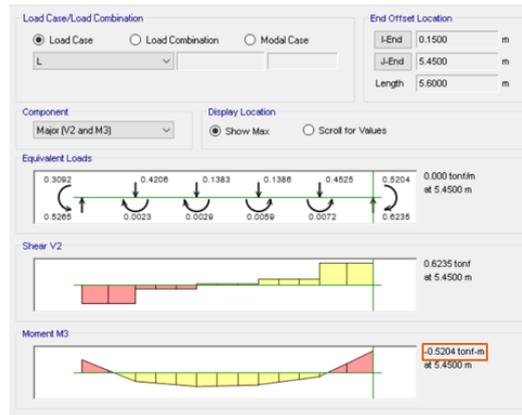


Ilustración 17 Momentos para carga viva (ETABS).

De igual manera se realizó el mismo procedimiento para los momentos generados por carga muerta.

Como se observa en la imagen en el extremo derecho se obtuvo un momento igual a -1.9121 tonf*m.

Tabla 21 Momentos de carga muerta.

MOMENTOS CARGA MUERTA									
Mu-	-1.1629	-1.9121	-1.2168	-0.5180	-0.6628	-0.9454	-1.4479		-0.9398
Mu+		1.1430		0.3279		0.4152		0.8984	

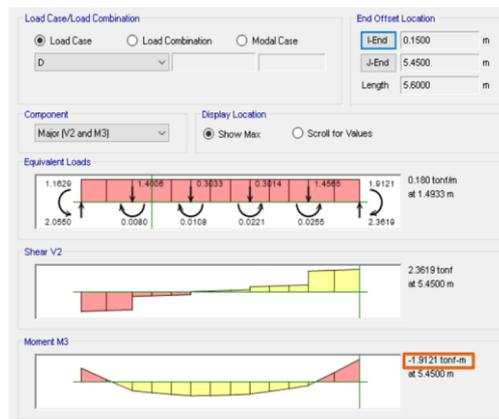


Ilustración 18 Momentos para carga muerta (ETABS).

El mismo procedimiento se realizó para cargas sísmicas, tomando en cuenta que existen en sentido X y sentido Y, seleccionando el mayor de los dos que sería el que produce el efecto más crítico.

Como se observa en la imagen en el extremo derecho se obtuvo un momento igual a 0.7913 tonf*m.

Tabla 22 momentos de carga sísmica.

MOMENTOS CARGA SÍSMICA												
Mu-	0.7913	0.0215	0.7479	0.8404	0.0405	0.7792	0.7363	0.0360	0.7304	0.7955	0.0798	0.8757
Mu+	0.7913	0.0215	0.7479	0.8404	0.0405	0.7792	0.7363	0.0360	0.7304	0.7955	0.0798	0.8757

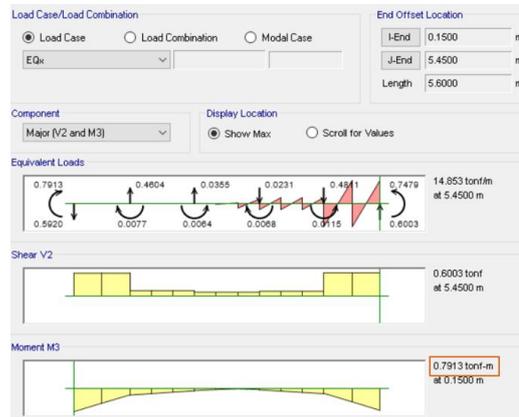


Ilustración 19 Momentos para carga sísmica (ETABS).

Una vez obtenidos todos los datos de ETABS, se calculó las combinaciones de cargas según la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Para la envolvente de momentos se selecciona el mayor y el menor de cada combinación.

Tabla 23 Combinaciones de carga.

COMBINACIONES DE CARGA												
1,4D	-1.628	1.600	-2.677	-1.704	0.459	-0.725	-0.928	0.581	-1.324	-2.027	1.258	-1.316
1,2D+1,βL	-1.890	1.863	-3.127	-1.986	0.540	-0.852	-1.086	0.678	-1.568	-2.383	1.497	-1.540
1,2D+L+Ey	-0.913	1.700	-2.067	-0.949	0.526	0.014	-0.241	0.646	-0.668	-1.345	1.419	-0.510
1,2D+L-Ey	-2.496	1.657	-3.563	-2.629	0.445	-1.545	-1.713	0.574	-2.129	-2.936	1.260	-2.261
0,9D+Ey	-0.255	1.050	-0.973	-0.255	0.336	0.313	0.140	0.410	-0.120	-0.508	0.888	0.030
0,9D-Ey	-1.838	1.007	-2.469	-1.936	0.255	-1.245	-1.333	0.338	-1.581	-2.099	0.729	-1.722

Con ETABS se comprueba que la envolvente de momentos esté bien calculada porque debe dar el mismo como se observa en la imagen para el vano 1.

Tabla 24 Envolvente de momento.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS												
Mu-	2.496	0.000	3.563	2.629	0.000	1.545	1.713	0.000	2.129	2.936	0.000	2.261
Mu+	0.255	1.863	0.973	0.255	0.540	0.313	0.140	0.678	0.120	0.508	1.497	0.030

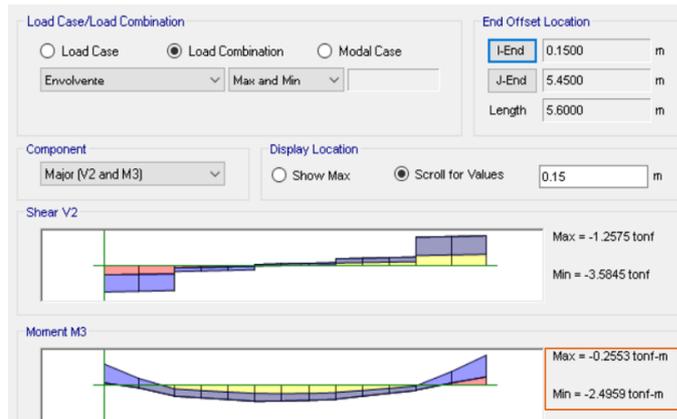


Ilustración 20 Envolverte de momentos (ETABS).

Los momentos últimos son los mismos valores que se obtuvieron en la envolverte de cargas, porque son los casos más críticos.

Tabla 25 Momentos últimos por vano.

		MOMENTOS ÚLTIMOS											
Mu-	2.50	0.00	3.56	2.63	0.00	1.54	1.71	0.00	2.13	2.94	0.00	2.26	
Mu+	0.26	1.86	0.97	0.25	0.54	0.31	0.14	0.68	0.12	0.51	1.50	0.030	

Para calcular el Acero requerido se utilizó la ecuación que se muestra a continuación y es una simplificación de la ecuación que está ubicada a la derecha.

$$As_{req} = \frac{30 * Mu}{d} \quad \longrightarrow \quad As_{req} = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}} \right)$$

Tabla 26 Acero requerido.

		ACERO REQUERIDO											
As-	2.37	0.00	3.44	2.50	0.00	1.44	1.60	0.00	2.01	2.81	0.00	2.14	
As+	0.23	1.75	0.90	0.23	0.50	0.29	0.13	0.62	0.11	0.47	1.40	0.03	

Para el acero mínimo se utilizó la ecuación:

$$As_{min} = 14 * b * \left(\frac{d}{fy} \right)$$

Tabla 27 Acero mínimo.

ACERO MINIMO					
As min=	2.42	cm ²	2Ø14	3.08	cm ²

Por lo que se puede elegir acero en diámetros comerciales como se muestra en la tabla.

Tabla 28 Acero en varillas comerciales.

ACERO EN VARILLAS											
As-	2Ø14		2Ø16	2Ø16		2Ø14	2Ø14		2Ø14	2Ø14	2Ø14
As+	2Ø14										

De igual manera se calcula el acero máximo que se puede ubicar en la sección. Calculándolo como se muestra en la ecuación.

$$A_{s_{\max}} = 0.5 * \rho_b * b * d \quad \rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

Tabla 29 Acero máximo.

ACERO MAXIMO		
As max=	4.68	cm ²

3.3.1.1 Diseño a corte en vigas

Se calcula el momento máximo probable el cual está en función del área de acero colocado, resistencia a fluencia del acero, la sección de la viga y el ángulo que define la orientación del refuerzo que tiene un valor de 1.25 según el ACI 318-19.

$$M_{pr} = \alpha * A_s * F_y \left(d - \frac{\alpha * A_s * F_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad \alpha = 1.25$$

Tabla 30 Momento máximo.

Mpr-	4.40		5.62	5.62		4.40	4.40		4.40	4.40	4.40
Mpr+	4.40		4.40	4.40		4.40	4.40		4.40	4.40	4.40

Se realiza la mayoración del cortante para carga muerta y carga viva.

$$V_{cu} = 1.2D + 1.6L$$

Tabla 31 Mayoración del cortante.

Vcu			3.83			1.59			2.17		2.59
Vcu	3.31			2.40			1.87			3.14	

Para el cortante último se realiza la suma del cortante hiperestático y la mayoración del cortante. Para determinar el cortante

hiperestático se realiza la sumatoria de la mayoración del cortante dividido para la longitud del vano.

$$V_u = V_p + V_{cu}$$

Tabla 32 Cortante último.

V _u		5.40			4.47			4.66		4.42
V _u		5.10			4.93			4.36		4.97

En la capacidad resistente nominal que aporta el hormigón se considera la resistencia específica del hormigón y la sección de la viga, como se observa en la ecuación.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$$

Tabla 33 Capacidad de resistencia nominal del hormigón.

V _c		5.57			5.57			5.57		5.57
V _c		5.57			5.57			5.57		5.57

Si el cortante hiperestático es menor a 0.5 veces el cortante último se debe calcular la capacidad resistente nominal que aporta el hormigón. Caso contrario se considera igual a cero.

Para la capacidad de resistencia nominal que aporta el acero se considera el cortante último y la capacidad resistente nominal que aporta el hormigón considerando el factor de reducción de resistencia.

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

Tabla 34 Capacidad de resistencia nominal que aporta el acero.

V _s		1.63			0.39			0.64		0.33
V _s		1.23			1.00			0.24		1.06

En la comprobación se verifica que la capacidad de resistencia nominal que aporta el acero sea menor o igual que cuatro veces la capacidad de resistencia nominal que aporta el hormigón.

$$V_s \leq 4V_c$$

Tabla 35 Verificación de capacidades nominales.

Vs <= 4Vc	OK	OK	OK	OK
-----------	----	----	----	----

En el caso de que Vs sea mayor que cuatro veces Vc, se deberá tomar en cuenta la capacidad de resistencia nominal del hormigón para determinar el acero de acero del cortante requerido por el elemento.

Por lo que se tiene:

Tabla 36 Acero de cortante requerido.

ZONA CONFINADA											
Av	0.14	0.03	0.06	0.03							
$\phi=10$	0.1834	0.04	0.07	0.04							
0.79	0.2000	0.1000	0.1000	0.1000							
ZONA MEDIA DE LA VIGA											
Av	0.03	0.01	0.01	0.01							
$\phi=10$	0.04	0.01	0.02	0.01							
0.79	0.10	0.10	0.10	0.10							

Cada 10 cm en zona confinada y cada 20 cm en la zona media de la viga $\emptyset=10\text{mm}$.

3.3.2 Columnas

Para el diseño de columnas lo primero que se establece son los parámetros siendo el diámetro del estribo 10mm, el diámetro de la barra 14mm y se utilizará 8 barras.

Tabla 37 Parámetros de diseño para columnas.

Parámetro		Valor	Unidad
Resistencia del hormigón	$f_c =$	210	kgf/cm ²
Resistencia del acero	$F_y =$	4200	kgf/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	$E_y =$	218819.79	kgf/cm ²
recubrimiento	Recubrimiento	40	mm
Diámetro del estribo	$\emptyset =$	10.00	mm
Diámetro de la barra	$\emptyset =$	14.00	mm
Área de la barra	Área barra:	154	mm ²
Número de Barras	# de Barras	8	-

Ahora se procede a extraer el valor de la carga axial última y del momento último del ETABS los cuales fueron 309,5 kN y 52,8 kN respectivamente.

Tabla 38 Carga axial última y momento último.

Datos		
f'c	21	MPa
fy	420	MPa
b	0.3	m
h	0.3	m
As	6.16	cm ²
As'	6.16	cm ²
Rec eje	0.04	m
β_1	0.85	-
Es	200000	MPa
d'	0.04	m
d	0.26	m
Pu	309.5	kN
Mu	52.8	kN*m

Posteriormente se realiza el diagrama de interacción que está en función del momento nominal, y de la carga axial nominal, que representa la máxima resistencia que puede soportar el elemento. Y de la resistencia de diseño que son las resistencias nominales afectadas por un factor de reducción de resistencia o también conocido como factor de seguridad. En este caso se utiliza 0.65 debido a que es una columna con estribos.

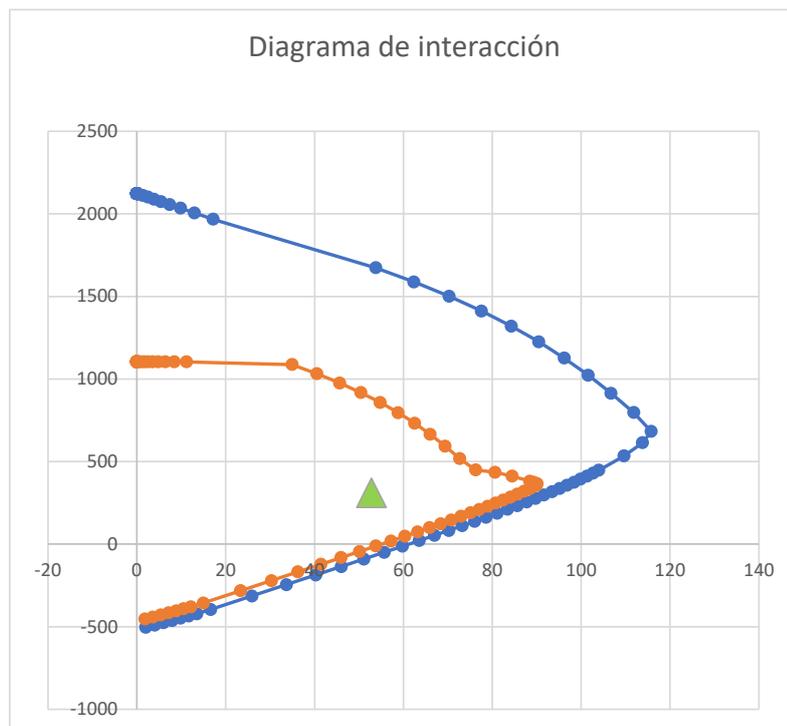


Ilustración 21 Diagrama de interacción de columnas.

En lo referente a la sección de la columna se estableció una sección de 30x30cm con la cual se tiene un área gruesa de 900 cm².

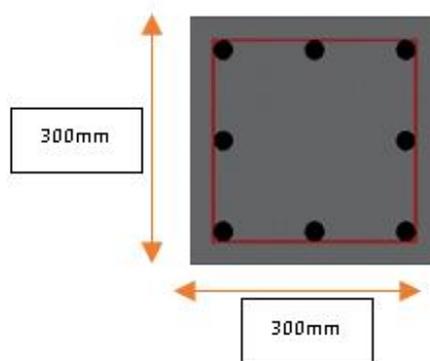


Ilustración 22 Sección transversal de columnas.

El acero longitudinal mínimo se obtiene de la multiplicación de la sección de la columna por la cuantía de acero, misma que se supone un valor de 1%. Por otro lado, el acero máximo difiere que la cuantía se supone un valor del 3%.

Tabla 39 Acero mínimo.

ACERO MÍNIMO	
As mín = 1%	
As mín =	900 mm ²
Cantidad de acero suponiendo cuantía de 0,01	

Tabla 40 Acero máximo.

ACERO MÁXIMO	
As máx = 3%	
As máx =	2700 mm ²
Cantidad de acero suponiendo cuantía de 0,03. En caso de realizar traslapes de todas las varillas.	

Para el acero propuesto se calcula la cuantía longitudinal que debe estar en un rango de 1 y 3%, en este caso se colocó 8 varillas phi de 14, con lo

cual se obtuvo una cuantía de 1.3683% y se establece que se cumple la condición.

Tabla 41 Acero propuesto.

ACERO PROPUESTO	
# de Barras	8
As =	1231.50432
As =	1231.50 mm ²
Multiplica el número de barras por su respectiva área nominal, se debe comparar el resultado de As con el acero mínimo y acero máximo. Si el valor se encuentra dentro, se procede a revisar espaciamiento entre barras.	
Cuantía longitudinal =	$\rho = \frac{A_s}{Ag}$
Cuantía longitudinal =	1.3683 %
Chequeo =	OK

El espaciamiento entre barras se calcula tomando en cuenta el recubrimiento, el estribo.

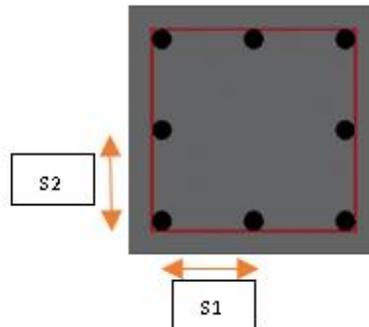


Ilustración 23 Espaciamiento entre varillas (S1 y S2).

Tabla 42 Espaciamiento entre barras.

ESPACIAMIENTO ENTRE BARRAS	
S1 =	79.0 mm
S2 =	79.0 mm
S1 y S2, se calculan restando al lado respectivo de la columna, los valores de recubrimiento, diámetro de estribo y número de barras. Posteriormente se divide el resultado para el número de espacios.	
1.5 ϕ_b	21.00 cm
4/3 T.M.A	0.00 mm
	4.00 cm
} $\leq S1, S2$	

Se verifica que el espaciamiento S1 y S2 sean mayores que el mínimo propuesto por el ACI.

Para el acero transversal se determina el espaciamiento de acuerdo a las ecuaciones de la tabla, que para este caso es 75mm porque es el menor.

Tabla 43 Espaciamiento en zona no confinada.

ESPACIAMIENTO		
bmin =	300 mm	Dimensión menor de la columna
db =	14.0 mm	Diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal
hx1 =	93.0 mm	Espacio máximo medido centro a centro en mm entre barras longitudinales soportados por estribos o ganchos
hx2 =	93.0 mm	Espacio máximo medido centro a centro en mm entre barras longitudinales soportados por estribos o ganchos
hx	93.0 mm	
S ≤	bmin/4	75.0 mm
	6db	84.0 mm
	$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right)$	150.0 mm
S =		75 mm

La longitud de colocación se lo calcula como el máximo entre 3 condiciones que son las siguientes:

Tabla 44 Longitud de colocación.

$L_o \geq$	h	300.0 mm
	$l_l/6$	416.7 mm
	450.0 mm	450.0 mm
Lo =	450.0 mm	

Para el cálculo del área de acero transversal se determina primero las condiciones de caso común, como se observa no se cumple la primera condición por lo que es necesario calcular un Ash 1, 2 y 3 que representan las cuantías mínimas para estribos de confinamiento y se ocupa el mayor para cada dirección obteniendo como resultado una cuantía mínima de 2.36cm² que representa la suma de 1 estribo phi de 10 y una bincha phi de 10.

Tabla 45 Condición caso común.

Condiciones caso común	$P_u \leq 0,3A_g f'_c$	56.7 tn	No cumple
	$f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	70 MPa	Ok

Tabla 46 Cálculo Ash1, Ash2 y Ash3.

Ecuación 1	Dirección X	$A_{sh1} \geq$	$0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * S * b_{c2}$	2.13 cm ²
	Dirección y		$0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * S * b_{c2}$	2.13 cm ²
Ecuación 2	Dirección X	$A_{sh2} \geq$	$0,09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_{c2}$	0.74 cm ²
	Dirección y		$0,09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_{c2}$	0.74 cm ²
Ecuación 3	Dirección X	$A_{sh3} \geq$	$0,2 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_y * A_c} * b * d$	1.18 cm ²
	Dirección y		$0,2 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_y * A_c} * b * d$	1.18 cm ²

Tabla 47 Ash definido.

Ashmax =	2.13 cm ²
# de ramas	3
Ash1 Def. =	2.36 cm ²
Check	OK

Ashmax =	2.13 cm ²
# de ramas	3
Ash2 Def. =	2.36 cm ²
Check	OK

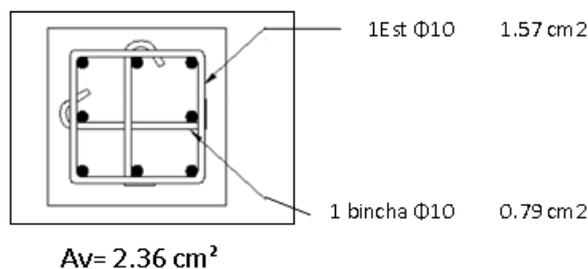


Ilustración 24 Sección transversal estribo y gancho.

Para finalizar se calcula el espaciamiento en zona confinada o no confinada con las ecuaciones que se observan.

A la derecha del gráfico se observa que el espaciamiento será de 84mm debido a que es el menor de los dos. Así como también en la zona no confinada.

Con todos los datos necesario como son cantidad de acero, longitud de los elementos y dimensiones; se logró elaborar planos estructurales donde se detalla con precisión la ubicación y cantidad de acero necesario para viga y columna, los mismo que se adjuntaron en el apartado de anexos.

Recomendaciones

Se recomienda seguir las sugerencias establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción para así tener un comportamiento seguro de una estructura cuando sea sometida a las cargas para las cuales fue diseñada y para cargas accidentales.

Adicionalmente, Ecuador es un país altamente sísmico por su ubicación geográfica por lo que, es importante realizar construcciones que tengan un diseño estructural profesional para de este modo disminuir la posibilidad de catástrofes relacionadas con fallas estructurales.

Bibliografía

- Anguilar, R., & Mieles, Y. (2016). *Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016*. Portoviejo.
- Breilh, J., & Zamora, G. (2017). *El terremoto de abril, y la determinación social de la vulnerabilidad1*. Universidad Andina Simón Bolívar .
- Colegio de arquitectos de Pichincha, INEC y Politécnica Nacional. (s/f). *El riesgo de las estructuras*. Quito .
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente*. Quito, Ecuador.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vvienda. (2016). *Gu'ia pr'actica para diseño de estructuras de hormigón aramado*. Quito.
- Torre, M. F. (2015). *Diseño sismo resistente de edificios de hormigón armado (cálculo de periodos de vibración y niveles de agrietamiento)*. Quito.

ANEXOS

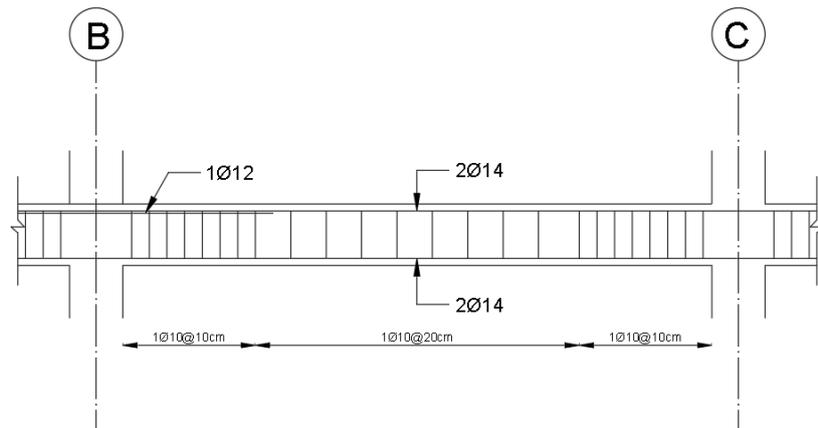


Ilustración 28 Detalle de armado de la viga.

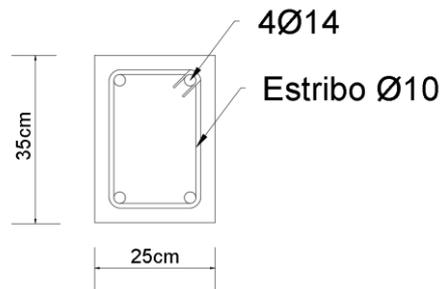


Ilustración 29 Sección transversal de la viga.

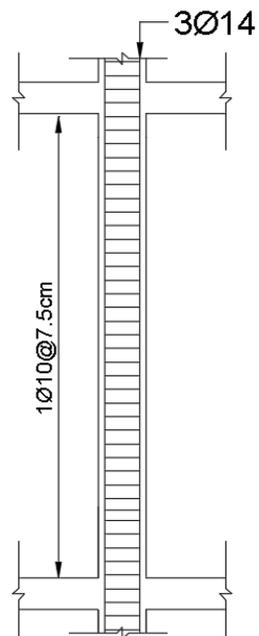


Ilustración 30 Detalle de armado de la columna.

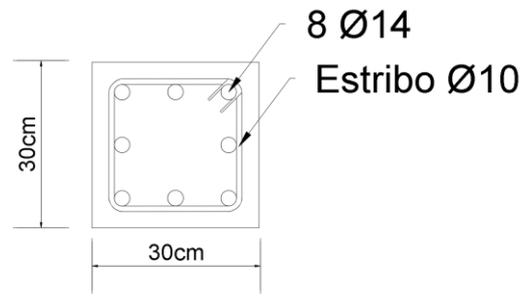


Ilustración 31 Sección transversal de la columna.