

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Análisis y diseño estructural en hormigón armado de un edificio
de 5 pisos**

Julio Ricardo Rodas Ulloa

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito

para la obtención del título de

Ingeniero Civil

Quito, 12 de diciembre de 2022

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN

DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

Análisis y diseño estructural en hormigón armado de un edificio

de 5 pisos

Julio Ricardo Rodas Ulloa

Tutor: Alejandra Estefanía Cervantes Puma, MDI

Co-tutor: Miguel Andrés Guerra Moscoso, PhD.

Quito, 12 de diciembre de 2022

© 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: Julio Ricardo Rodas Ulloa

Código: 00207888

Cédula de identidad: 11720674751

Lugar y fecha: Quito, 12 de diciembre de 2022

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UNPUBLISHED DOCUMENT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

El presente trabajo de fin de carrera para la obtención del título de Ingeniero Civil muestra el análisis y diseño estructural de un edificio en hormigón armado de 5 pisos ubicado en la ciudad de Quito, en base a la normativa vigente. El análisis y diseño estructural del edificio se realizó con ayuda del programa ETABS 2016. Se muestra una memoria de diseño en donde se detallan especificaciones técnicas, análisis de cargas, diseño sismorresistente, métodos de diseño, predimensionamiento de elementos, modelación y diseño en el programa, comprobación manual del diseño de los elementos, y dibujo de los planos estructurales en AutoCAD.

La estructura del presente trabajo se compone de cinco capítulos; el primer capítulo corresponde a la introducción del tema a realizar, el segundo capítulo menciona los antecedentes para realizar el diseño estructural, el tercer capítulo corresponde al desarrollo en donde se analiza y se toma decisiones para un diseño correcto, el cuarto capítulo corresponde a los resultados en donde se muestran los planos estructurales, y el último capítulo contiene recomendaciones y conclusiones sobre el tema en cuestión.

Palabras clave: análisis, diseño, sismo, cargas, vigas, columnas.

ABSTRACT

This final project for the degree of Civil Engineer shows the analysis and structural design of a 5-story reinforced concrete building located in the city of Quito, based on current regulations. The analysis and structural design of the building was carried out with the help of the ETABS 2016 program. A design report is shown detailing technical specifications, load analysis, seismic-resistant design, design methods, pre-dimensioning of elements, modeling and design in the program, manual checking of the design of the elements, and drawing of the structural plans in AutoCAD.

The structure of this work is composed of five chapters; the first chapter corresponds to the introduction of the subject to be carried out, the second chapter mentions the background to carry out the structural design, the third chapter corresponds to the development where decisions are analyzed and taken for a correct design, the fourth chapter corresponds to the results where the structural drawings are shown, and the last chapter contains recommendations and conclusions

Key words: analysis, design, earthquake, loads, beams, columns.

TABLA DE CONTENIDO

Resumen.....	5
Abstract.....	6
Introducción	15
Antecedentes	16
1. Normativa técnica	17
2. Análisis de carga	18
2.1. Carga muerta: peso de los materiales.....	18
2.2. Carga viva: ocupación.....	19
2.3. Combinaciones de carga	19
3. Peligro sísmico: Diseño sismo resistente.....	20
3.1. Bases del diseño	21
3.1.1. Requisitos mínimos de diseño	21
3.1.2. Límites permisibles de las derivas de pisos	22
3.2. Zonificación sísmica y factor de zona Z.....	22
3.3. Geología local	24
3.3.1. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs	25
a. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto: Fa.....	25
b. Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca: Fd	26
c. Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos: Fs	26
3.4. Espectro elástico de diseño	27
a. La relación de amplificación espectral (η).....	28

b.	El factor usado en el espectro de diseño elástico (r)	28
c.	Los límites para el período de vibración (T_c y T_L):	28
d.	Espectro elástico de diseño	29
4.	Metodología del diseño sismorresistente	30
a.	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	30
4.1.	Métodos de diseño	30
4.1.1.	Determinación de las fuerzas sísmicas laterales	30
b.	Configuración estructural.....	31
c.	Inercia de las secciones agrietadas.....	33
d.	Ductilidad y factor de reducción de demanda sísmica R	34
4.2.	Procedimiento de cálculo del Diseño Basado en Fuerzas.....	34
4.2.1.	Periodo de vibración fundamental (T)	34
a.	Método 1	35
a.	Método 2	36
4.2.2.	Cortante basal de diseño (V).....	36
Desarrollo.....		37
5.	Predimensionamiento.....	37
5.1.	Vigas	37
5.2.	Columnas	38
6.	Modelación de la estructura en ETABS.....	39
6.1.	Materiales.....	39
6.2.	Secciones transversales	40
6.2.1.	Vigas	40

6.2.2.	Columnas	42
6.2.3.	Losa.....	43
6.3.	Asignación de cargas	44
6.3.1.	Asignación carga viva y muerta.....	44
6.3.2.	Procedimiento dinámico de cálculo de fuerzas sísmicas	45
6.3.3.	Procedimiento estático de cálculo de fuerzas sísmicas.....	47
6.3.4.	Combinaciones de carga	48
6.4.	Modelo en ETABS.....	49
7.	Análisis para el DBF.....	49
7.1.	Ajuste del cortante basal de los resultados obtenidos.....	49
7.2.	Número de modos y torsión.....	51
7.3.	Derivas	52
8.	Diseño manual de los elementos estructurales.....	54
8.1.	Vigas	54
8.2.	Columna.....	60
	Resultados.....	64
	Conclusiones.....	65
	Recomendaciones	66
	Referencias bibliográficas.....	67
	Anexo A: Planos arquitectónicos.....	68
	Anexo B: Detalles de diseño (viga)	71
	Anexo C: Planos estructurales	72

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Carga muerta.....	18
Tabla 2 Carga viva	19
Tabla 3 Combinaciones de carga	20
Tabla 4 Valores de Δm máximos (MIDUVI, 2015).	22
Tabla 5 Valores del factor Z en base a la zona sísmica (MIDUVI, 2015).....	23
Tabla 6 Perfiles de suelo (MIDUVI, 2015).	24
Tabla 7 Factores de sitio F_a (MIDUVI, 2015).....	25
Tabla 8 Factores de sitio F_d (MIDUVI, 2015)	26
Tabla 9 Factores de sitio F_s (MIDUVI, 2015).....	26
Tabla 10 Componentes para el espectro elástico de diseño.....	29
Tabla 11 Coeficiente de importancia I (MIDUVI, 2015)	30
Tabla 12 Coeficientes irregularidad en planta (MIDUVI, 2015).....	31
Tabla 13 Diaphragm Max/Avg drifts.....	32
Tabla 14 Coeficientes irregularidad en elevación (MIDUVI, 2015)	33
Tabla 15 Coeficiente R (MIDUVI, 2015).....	34
Tabla 16 Coeficientes para período de vibración (MIDUVI, 2015).....	35
Tabla 17 Período T Método 1	35
Tabla 18 Cortante basal de diseño	37
Tabla 19 Peralte mínimo vigas (ACI 318-19,2019).....	37
Tabla 20 Peralte mínimo de viga	37
Tabla 21 P_u predimensionamiento.....	38
Tabla 22 Sección predimensionamiento columna	38

Tabla 23 Ajuste cortante basal	50
Tabla 24 Participación de la masa modal	52
Tabla 25 Valores de Δ_M máxima	52
Tabla 26 As longitudinal diseño manual	56

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Corte elevación frontal	16
Figura 2 Corte elevación lateral.....	17
Figura 3 Zonas sísmicas y valor del factor de zona Z (MIDUVI, 2015).....	23
Figura 4 Sismo de diseño (MIDUVI, 2015).	27
Figura 5 Variables sismo de diseño (MIDUVI, 2015).....	27
Figura 6 Espectro elástico de diseño en aceleraciones	29
Figura 7 Período de vibración método 1 (MIDUVI, 2015).	35
Figura 8 Período T Método 2.....	36
Figura 9 Cortante basal de diseño V (MIDUVI, 2015).	36
Figura 10 Definición hormigón $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$	39
Figura 11 Definición acero estructural $f_y=4200 \text{ kg/m}^2$	40
Figura 12 Definición viga 25x30 cm.	41
Figura 13 Definición viga 30x40 cm.	41
Figura 14 Definición columna 30x30 cm.	42
Figura 15 Definición columna 35x35 cm.	42
Figura 16 Definición columna 40x40 cm.	43
Figura 17 Definición losa tipo membrana	43
Figura 18 Definición carga muerta entrepiso.....	44
Figura 19 Definición carga muerta cubierta	44
Figura 20 Definición carga viva entrepiso.....	45
Figura 21 Definición carga viva cubierta.....	45
Figura 22 Definición espectro elástico de diseño en ETABS.....	46
Figura 23 SX dinámico	46

Figura 24 SY dinámico	47
Figura 25 Sx estático.....	47
Figura 26 Sy estático.....	48
Figura 27 Definición combinaciones de carga.....	48
Figura 28 Modelo ETABS	49
Figura 29 Ajuste cortante basal SX	50
Figura 30 Ajuste cortante basal SX	51
Figura 31 Derivas sismo X	53
Figura 32 Derivas sismo Y	53
Figura 33 Momentos de diseño.....	54
Figura 34 As longitudinal diseño ETABS (cm ²)	56
Figura 35 As longitudinal diseño manual (cm ²)	56
Figura 36 Cortante actuante ETABS	57
Figura 37 Zonas de confinamiento (MIDUVI, 2015).....	57
Figura 38 Diagrama de interacción	60
Figura 39 Diagrama de interacción ETABS	61
Figura 40 Longitud de confinamiento (MIDUVI, 2015).....	61
Figura 41 Secciones transversales finales.....	64
Figura 42 Plano arquitectónico: subsuelo	68
Figura 43 Plano arquitectónico: primer piso.....	68
Figura 44 Plano arquitectónico: segundo piso	69
Figura 45 Plano arquitectónico: tercer piso	69
Figura 46 Plano arquitectónico: cuarto piso	70
Figura 47 Plano arquitectónico: rooftop	70

Figura 48 Plano estructural: E1.....	73
Figura 49 Plano estructural: E2.....	74
Figura 50 Plano estructural: E3.....	75
Figura 51 Plano estructural: E4.....	76
Figura 52 Plano estructural: E5.....	77
Figura 53 Plano estructural: E6.....	78
Figura 54 Plano estructural: E7.....	79
Figura 55 Plano estructural: E8.....	80
Figura 56 Plano estructural: E9.....	81
Figura 57 Plano estructural: E10.....	82
Figura 58 Plano estructural: E11.....	83
Figura 59 Plano estructural: E12.....	84
Figura 60 Plano estructural: E13.....	85
Figura 61 Plano estructural: E14.....	86
Figura 62 Plano estructural: E15.....	87
Figura 63 Plano estructural: E16.....	88
Figura 64 Plano estructural: E17.....	89
Figura 65 Plano estructural: E18.....	90
Figura 66 Plano estructural: E19.....	91
Figura 67 Plano estructural: E20.....	92

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de titulación se realizó en conjunto con el estudiante Pablo Andrés Monge Zambrano con el código 00207186.

La idea del trabajo de titulación nace a partir de la clase de gerencia de proyecto impartida por el profesor Miguel Andrés Guerra, en donde se propuso realizar el diseño estructural en hormigón armado de un edificio de cinco pisos ubicado en la ciudad de Quito. El diseño estructural se realiza en base normativas nacionales (NEC) e internacionales (ACI) vigentes. El sistema estructural que se utiliza son pórticos resistentes a momento para resistir las fuerzas laterales.

El diseño estructural es una parte fundamental para conocer las solicitaciones del elemento y verificar si los elementos tienen la suficiente capacidad de soportar diferentes tipos de esfuerzos. Es indispensable conocer cómo va a actuar el edificio frente a un posible sismo para que en el caso de una posible falla de los elementos esta sea dúctil, mas no frágil para evitar colapsos y tener el suficiente tiempo de evacuar la edificación.

El programa ETABS es una herramienta útil en donde se puede conocer los esfuerzos a los cuales están sometidos los elementos, y con ayuda de la teoría impartida a lo largo de la carrera se verifica el correcto diseño de cada uno de los elementos.

ANTECEDENTES

El análisis y diseño se realizará de un edificio destinado a vivienda compuesto de cinco pisos y un subsuelo. Este se encuentra ubicado en la ciudad de Quito en la parroquia Cumbayá en el sector La Primavera II. En el sector se ha definido que en su mayoría predomina el suelo tipo D en base a características descritas en la NEC-2015.

A continuación, se muestra el corte de elevación frontal y lateral



CORTE A - A

Figura 1 Corte elevación frontal

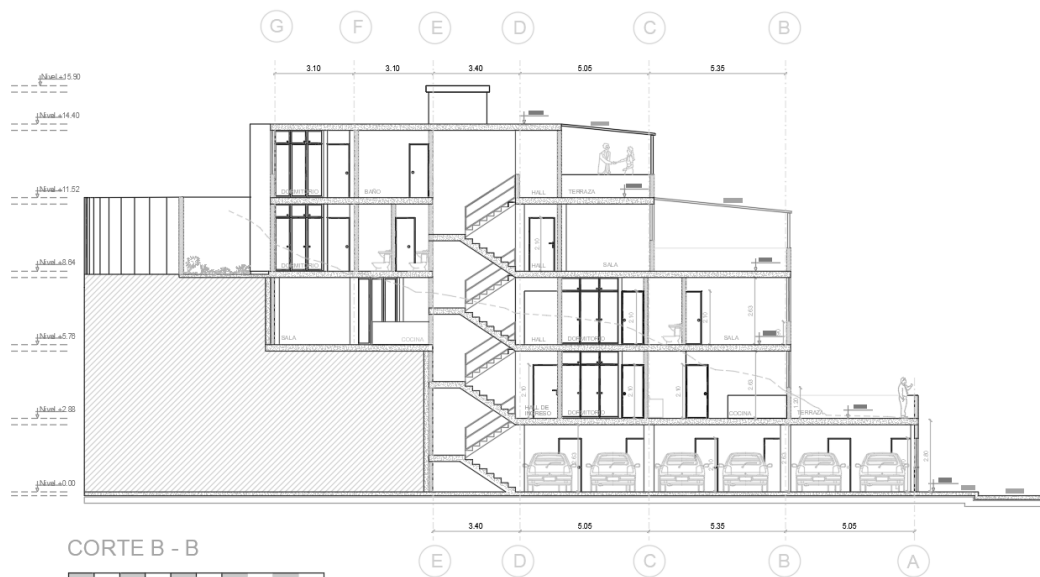


Figura 2 Corte elevación lateral

La modelación de la estructura se la realizará en base a los planos arquitectónicos que se muestran en el Anexo A:

En base en a los cortes de elevación se obtuvo que la altura de entrepiso es de 2.88 metros, y las longitudes de las vigas como se muestran en el Anexo A:

El análisis y diseño estructural del edificio se realizará en hormigón armado con el sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, conformado con un hormigón de $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ y acero estructural de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

1. Normativa técnica

El análisis y diseño se basará en la siguiente normativa:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 2015.
 - NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)
 - NEC-SE-DS: Peligro sísmico, diseño sismo resistente
 - NEC-SE-HM: Estructuras de hormigón armado

- Guía para estructuras de hormigón armado
- Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-19).

2. Análisis de carga

La norma ecuatoriana de la construcción (NEC-15) en su capítulo NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas) menciona diferentes tipos de carga como las permanentes que son básicamente debido al peso propio de la estructura (mampostería, paredes de mampostería, instalaciones sanitarias y eléctricas, y artefactos que ocupen un lugar permanente en la estructura), y de las cargas variables que corresponden a las cargas de ocupación (tipo de vivienda) y climáticas. De igual manera en dicho capítulo se menciona las posibles combinaciones de carga incluyendo el efecto sísmico.

2.1. Carga muerta: peso de los materiales

En base a los valores de pesos de distintos materiales de uso frecuente en la construcción que muestra la NEC-SE-CG, se definió los siguientes valores que serán los utilizados para la modelación de la estructura:

Tabla 1 Carga muerta

CARGA MUERTA		
<i>Entrepiso</i>		
Cielo Falso	15	kg/m ²
Instalaciones	10	kg/m ²
Acabado de piso	80	kg/m ²
Mampostería	200	kg/m ²
Losa	210	kg/m ²
CM _{total}	515	kg/m ²
<i>Cubierta</i>		
Cielo Falso	15	kg/m ²

Instalaciones	10	kg/m ²
Acabado de piso	80	kg/m ²
Mampostería	0	kg/m ²
Losa	210	kg/m ²
CM _{total}	315	kg/m ²

2.2. Carga viva: ocupación

Como se mencionó anteriormente el edificio está destinado para vivienda (unifamiliares y bifamiliares) y la norma NEC-SE-CG indica la siguiente carga para dicho caso:

Tabla 2 Carga viva

CARGA VIVA		
<i>Entrepiso</i>		
Vivienda	203.94	kg/m ²
<i>Cubierta</i>		
Cubiertas	152.96	kg/m ²

2.3. Combinaciones de carga

Las estructuras y sus componentes deben ser diseñadas tal que, la resistencia de diseño sea igual o exceda los efectos de las cargas mayoradas, con un factor de seguridad, la norma NEC-SE-CG indica las siguientes combinaciones:

Tabla 3 Combinaciones de carga

Combinaciones de carga	
Combinación 1	1.4D
Combinación 2	1.2D+1.6L
Combinación 3	1.2D+L+EX
Combinación 4	1.2D+L+EY
Combinación 5	0.9D+EX
Combinación 6	0.9D+EY
<i>Nomenclatura</i>	
D: carga muerta	
L: carga viva	
E: carga de sismo	

El diseño de los elementos estructurales se los realizará para la envolvente de todas las combinaciones de carga, es decir, para el caso más desfavorable al que se vería expuesta la estructura.

3. Peligro sísmico: Diseño sismo resistente

En el capítulo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS se encuentran los requisitos y la metodología que se deben seguir para el diseño sismo resistente de edificios.

El capítulo propone un grupo de requisitos mínimos para diseñar edificaciones que están expuestas a los efectos de sismos debido a la zona sísmica del Ecuador.

Los requisitos propuestos por la NEC son de carácter obligatorio a nivel nacional, por lo que todos los profesionales, e instituciones tienen la obligación del cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos.

3.1. Bases del diseño

La respuesta de una estructura civil a las solicitaciones sísmicas del suelo es caracterizada por desplazamientos, velocidades y aceleraciones de todos sus componentes.

La filosofía del diseño sismo resistente permite corroborar el nivel de seguridad de las edificaciones en caso de ocurrir un sismo. El análisis y diseño estructural se lo realiza para el sismo de diseño, el cuál es un sismo con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años, es decir, con un periodo de retorno de 475 años.

El sismo de diseño mencionado anteriormente se puede determinar a partir de un análisis de peligrosidad sísmica del sitio en donde va a estar la estructura, o en base al mapa de peligro sísmico.

3.1.1. Requisitos mínimos de diseño

Para las estructuras de ocupación normal en base a la NEC-SE-DS el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en los elementos no estructurales y en los estructurales, frente a sismos pequeños y frecuentes, que suelen ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales que sean graves y controlar daños en elementos no estructurales, frente a sismos moderados y poco frecuentes, que suelen ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso de la estructura ante sismos severos que pueden suceder rara vez en la vida útil de la estructura, salvaguardando la vida de los habitantes u ocupantes.

La filosofía de diseño mencionada se consigue al diseñar la estructura para:

- Tener la capacidad de resistir todas las fuerzas especificadas por la norma

- Que las derivas de piso, ante las cargas, sean menores que las admisibles.
- Disipar la energía de deformación inelástica, utilizando las técnicas de diseño por capacidad o utilizando dispositivos de control sísmico

3.1.2. Límites permisibles de las derivas de pisos

La deriva máxima de cualquiera de los pisos de un piso no debe exceder los límites de deriva inelástica que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4 Valores de Δ_m máximos (MIDUVI, 2015).

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

3.2. Zonificación sísmica y factor de zona Z

En el caso de edificaciones de uso normal, se utiliza el valor de Z, el que corresponde a una representación de la aceleración máxima en roca esperada para construir el sismo de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad.

La ubicación donde se construirá la estructura será la que determine una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, con un valor del factor de zona Z de acuerdo con la siguiente figura:

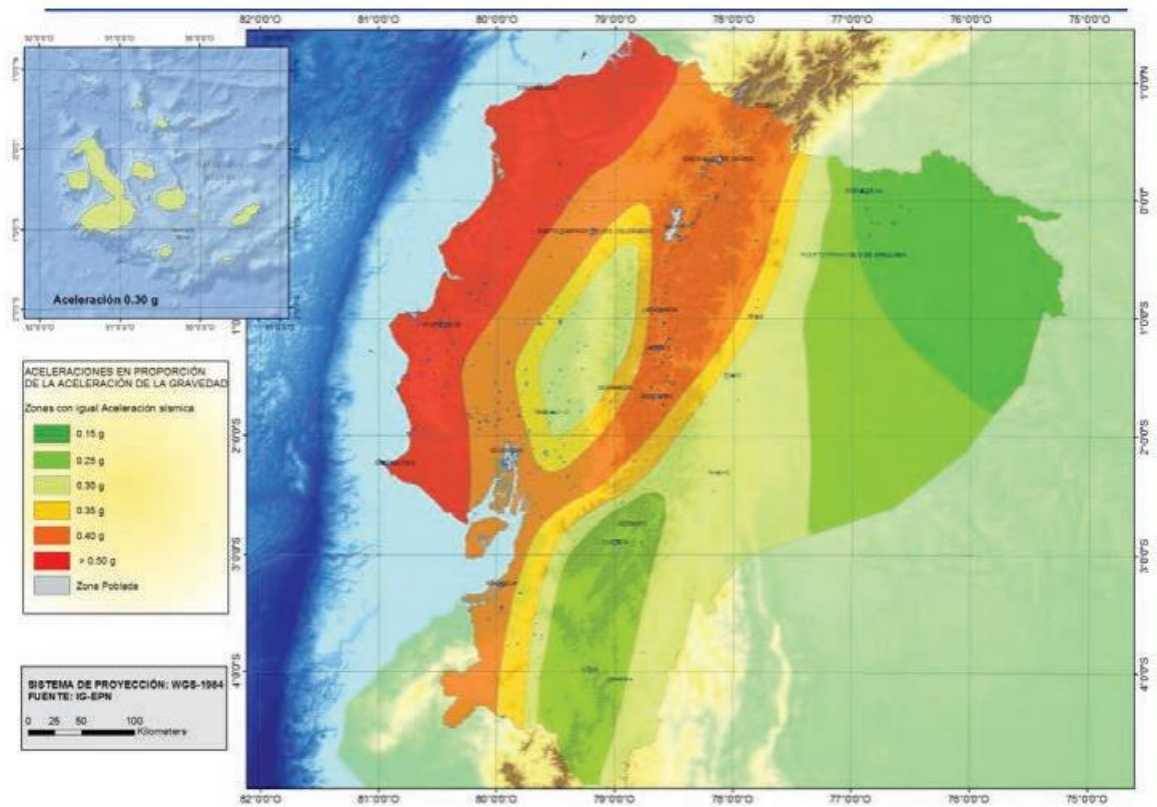


Figura 3 Zonas sísmicas y valor del factor de zona Z (MIDUVI, 2015).

En base al mapa de zonificación sísmica mostrado en la figura 3, se identifica que la zona sísmica en donde se encuentra el edificio es V. Y el valor del factor Z se define en la siguiente tabla:

Tabla 5 Valores del factor Z en base a la zona sísmica (MIDUVI, 2015).

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

3.3. Geología local

En base a la NEC-SE-DC se definieron seis tipos de perfiles de suelo los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 6 Perfiles de suelo (MIDUVI, 2015).

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

En base a datos históricos del sector en donde se ubica el edificio, se selecciona para el diseño un perfil de suelo rígido tipo D, es decir con las siguientes características:

$$360 \frac{m}{s} > V_s \geq 180 \frac{m}{s}$$

$$50 > N \geq 15$$

$$100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$$

3.3.1. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Para determinar los coeficientes Fa, Fd, y Fs se utilizan el tipo de perfil del suelo, la zona sísmica, y el factor de zona definidos anteriormente. La NEC-SE-DS propone las siguientes tablas para cada coeficiente

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

Tabla 7 Factores de sitio Fa (MIDUVI, 2015)

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

b. Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca: F_d

Tabla 8 Factores de sitio F_d (MIDUVI, 2015)

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

c. Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos: F_s

Tabla 9 Factores de sitio F_s (MIDUVI, 2015)

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

3.4. Espectro elástico de diseño

Para graficar el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , se necesita el factor de zona sísmica Z , el tipo de perfil de suelo, los coeficientes F_a, F_d, F_s . En base a la siguiente figura:

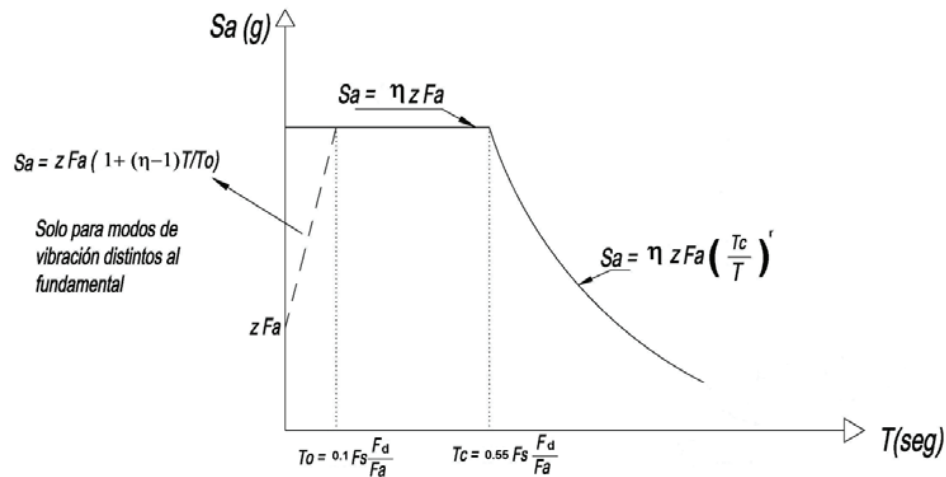


Figura 4 Sismo de diseño (MIDUVI, 2015).

En donde:

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

Figura 5 Variables sismo de diseño (MIDUVI, 2015).

El espectro mencionado anteriormente obedece a una fracción de 5%, y se construye con las siguientes ecuaciones para dos rangos de períodos estructural T como se muestra a continuación:

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

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

En donde,

a. La relación de amplificación espectral (η)

Varía dependiendo de la región del Ecuador como se muestra a continuación:

$$\eta = 1.8 \quad \text{Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)}$$

$$\eta = 2.48 \quad \text{Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos}$$

$$\eta = 2.6 \quad \text{Provincias del Oriente}$$

b. El factor usado en el espectro de diseño elástico (r)

Depende de la ubicación geográfica de la edificación, por lo tanto, del tipo de suelo como se muestra a continuación:

$$r = 1 \quad \text{para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E}$$

$$r = 1.5 \quad \text{para tipo de suelo E}$$

c. Los límites para el período de vibración (T_c y T_L):

Se obtienen de las siguientes ecuaciones:

$$T_c = 0.55 F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 * F_d$$

d. Espectro elástico de diseño

A continuación, se resumen todas las componentes consideradas para construir el espectro elástico de diseño:

Tabla 10 Componentes para el espectro elástico de diseño

Z	0.4
F_s	1.28
F_d	1.19
F_a	1.2
η	2.48
r	1
T_o	0.13
T_c	0.70

En base a las ecuaciones de S_a , T_c , junto con todas sus variables se construye el espectro elástico de diseño y se obtiene:

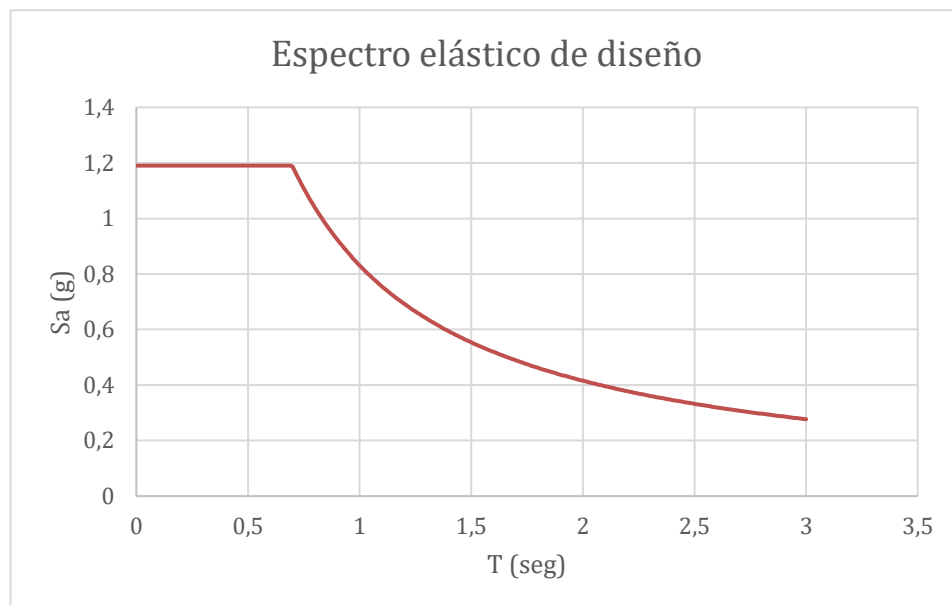


Figura 6 Espectro elástico de diseño en aceleraciones

4. Metodología del diseño sismorresistente

a. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

La estructura civil por construirse se clasificará en base a las categorías que presenta la NEC-SE-DS en la siguiente tabla:

Tabla 11 Coeficiente de importancia I (MIDUVI, 2015)

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

El coeficiente de importancia I tiene como efecto incrementar la demanda sísmica de diseño para las estructuras civiles, que según sus características de uso deben permanecer operativas o sufrir menos daño durante un sismo.

4.1. Métodos de diseño

4.1.1. Determinación de las fuerzas sísmicas laterales

Una estructura civil puede ser diseñada mediante procesos de obtención de fuerzas laterales, estáticos o dinámicos. El procedimiento por escoger dependerá de la configuración estructural en planta y en elevación. Para todas las estructuras se considerará como mínimo el método estático basado en fuerzas.

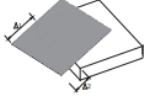

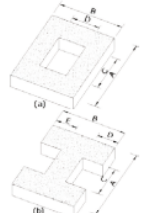
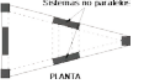
El diseño basado en fuerzas (DBF) es el método que describe la NEC-SE-DS para cualquier estructura. En este método el sistema es sustituido por un sistema elástico con 5% de amortiguamiento y la rigidez K y período T se estiman asumiendo cierta reducción de inercia por agrietamiento de las secciones. Al momento en que el sistema se comete a las acciones sísmicas de diseño, se genera una cortante basal que se reduce mediante el factor de reducción R .

b. Configuración estructural

De ser el caso de estructuras irregulares en planta y elevación, se utilizarán unos coeficientes de configuración estructural menores con el fin de tomar en cuenta las irregularidades.

Según la NEC-SE-DS se tienen diferentes tipos de irregularidades en planta y en elevación como presenta las siguientes tablas:

Tabla 12 Coeficientes irregularidad en planta (MIDUVI, 2015)

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

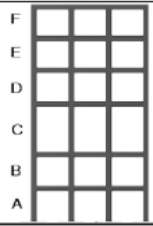
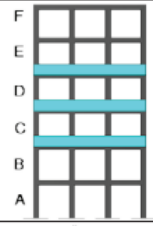
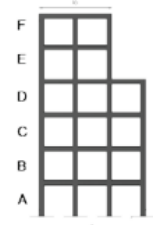
De forma general se puede observar que la presente edificación no muestra irregularidad en planta tipo 2,3,4. Para comprobar la irregularidad en planta tipo 1 se obtiene la tabla Diaphragm Max/Avg Drifts del programa *ETABS* para determinar el valor de Δ

Tabla 13 Diaphragm Max/Avg drifts

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Tercer piso	SX Max	Diaph D1 Y	0.000567	0.000313	1.814
Segundo piso	SX Max	Diaph D1 Y	0.000633	0.000351	1.806
Primer piso	SX Max	Diaph D1 Y	0.000452	0.000263	1.72
Segundo piso	SY Max	Diaph D1 X	0.000246	0.000148	1.66
Cuarto piso	SX Max	Diaph D1 Y	0.000428	0.000268	1.597
Primer piso	SY Max	Diaph D1 X	0.000127	0.000086	1.466
Segundo piso	SX Max	Diaph D1 X	0.001278	0.000907	1.409
Cuarto piso	SY Max	Diaph D1 X	0.000181	0.00013	1.388
Rooftop	SY Max	Diaph D1 X	0.000199	0.000148	1.342
Cuarto piso	SX Max	Diaph D1 X	0.001215	0.000942	1.29
Rooftop	SX Max	Diaph D1 Y	0.000337	0.000263	1.284
Primer piso	SY Max	Diaph D1 Y	0.000691	0.00055	1.258
Tercer piso	SX Max	Diaph D1 X	0.001386	0.001154	1.201
Primer piso	SX Max	Diaph D1 X	0.000496	0.000419	1.182
Segundo piso	SY Max	Diaph D1 Y	0.000948	0.000806	1.176
Rooftop	SX Max	Diaph D1 X	0.000825	0.000757	1.089
Rooftop	SY Max	Diaph D1 Y	0.000871	0.000813	1.072
Tercer piso	SY Max	Diaph D1 Y	0.001133	0.001059	1.071
Cuarto piso	SY Max	Diaph D1 Y	0.000917	0.000895	1.024

De la tabla 13 se obtiene que el valor máximo de Δ es 1.814, por lo que la estructura tiene irregularidad en planta tipo 1 y su coeficiente es $\phi_p = 0.9$

Tabla 14 Coeficientes irregularidad en elevación (MIDUVI, 2015)

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_n < 0.70$ Rigidez K_0 $Rigidez < 0.80 \frac{(K_n + K_{n-1} + K_{n-2})}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_n > 1.50 m_c$ ó $m_n > 1.50 m_c$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

De forma general se puede observar que no existe irregularidad en elevación de tipo 1 o 2. Para comprobar la irregularidad geométrica se aplica la siguiente ecuación $a > 1.3b$ en donde $a=15.88$ m, $b=9.65$ m por lo tanto 15.88 m $>$ 12.55 m. Por lo que el coeficiente es $\phi_E = 0.9$.

c. Inercia de las secciones agrietadas

En estructuras de hormigón armado se deberá utilizar los valores de inercias agrietadas de los elementos como se muestra a continuación:

- 0.5 I_g para vigas
- 0.8 I_g para columnas
- 0.6 I_g para muros estructurales

En donde I_g es el valor de la inercia de la sección transversal del elemento en cuestión.

d. Ductilidad y factor de reducción de demanda sísmica R

El coeficiente R realiza una reducción de la demanda de las fuerzas sísmicas de diseño, y esto es permitido para aquellas estructuras civiles con una adecuada ductilidad, en donde el daño se centraliza en secciones diseñadas como rótulas plásticas. La NEC-SE-DS presenta la siguiente tabla la asignación de dicho factor:

Tabla 15 Coeficiente R (MIDUVI, 2015)

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

4.2. Procedimiento de cálculo del Diseño Basado en Fuerzas

4.2.1. Periodo de vibración fundamental (T)

El período de vibración T de la estructura en cada dirección se puede determinar en base a cualquiera de los dos métodos que describe la NEC-SE-DS.

a. Método 1

Se propone utilizar la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T Período de vibración

Figura 7 Período de vibración método 1 (MIDUVI, 2015).

En donde los coeficientes se definen en base al tipo de estructura en la siguiente tabla:

Tabla 16 Coeficientes para período de vibración (MIDUVI, 2015).

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

El período de vibración T en base al método 1, en base a los coeficientes del tipo de estructura pórticos especiales de hormigón armado es:

Tabla 17 Período T Método 1

Método 1	
C_t	0.055
α	0.9
h (m)	14
T (s)	0.59

a. Método 2

Para obtener el período de vibración del método 2 la NEC propone obtenerlo por medio de un análisis modal. Para ello se ocupó el programa ETABS y se obtuvo:

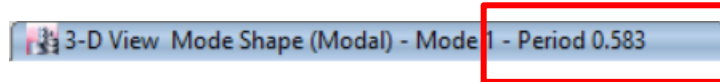


Figura 8 Período T Método 2

La norma menciona que el período obtenido en el segundo método no puede ser mayor en un 30% al valor calculado según el método 1.

De cumplirse lo mencionado anteriormente se selecciona el período menor obtenido entre ambos métodos.

Por lo tanto, el período fundamental de la estructura es de 0.583 segundos.

4.2.2. Cortante basal de diseño (V)

El cortante basal de diseño que se aplicará a la estructura se determina en base a la siguiente expresión que menciona la NEC:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

Dónde

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
ϕ_p y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T_a	Período de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Figura 9 Cortante basal de diseño V (MIDUVI, 2015).

Las variables para calcular el cortante basal de diseño se determinaron anteriormente por lo que V es:

Tabla 18 Cortante basal de diseño

Cortante basal de diseño	
T_a (s)	0.4
S_a (g)	1.1904
I	1
R	8
ϕ_P	0.9
ϕ_E	0.9
V (W)	18.37%

DESARROLLO

5. Predimensionamiento

5.1. Vigas

La normativa ACI 318-19 proporciona una tabla en donde se analiza el peralte mínimo para vigas no prees forzadas:

Tabla 19 Peralte mínimo vigas (ACI 318-19,2019).

Condición de apoyo	h
Simplemente apoyada	1/16
Con un extremo continuo	1/18.5
Ambos extremos continuos	1/21
En voladizo	1/8

De donde se estima que:

Tabla 20 Peralte mínimo de viga

l (m)	4.5
hmin (cm)	28.13

La NEC indica utilizar un ancho mínimo de 25 centímetros para vigas, por lo que se propone utilizar una sección transversal de 25x30 centímetros.

5.2. Columnas

Para predimensionar la sección de las columnas se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_g = \frac{3P_u}{0.8(0.85f'_c + \rho f_y)}$$

Para obtener P_u se utiliza los valores de carga muerta y viva definidos anteriormente:

Tabla 21 P_u predimensionamiento

Cmuerta	0.52	ton/m ²
Cviva	0.20	ton/m ²
Wu	0.94	ton/m ²
l1	3.07	m
l2	5.35	m
Pisos	5.00	
P_u	77.52	ton

Se obtiene el valor de A_g con la P_u obtenido y las propiedades de los materiales definidas anteriormente y se obtiene:

Tabla 22 Sección predimensionamiento columna

A_g	1009.42	cm ²
b	31.77	cm

Por lo que se propone utilizar columnas cuadradas de sección transversal de 30x30.

6. Modelación de la estructura en ETABS

Se utilizará el programa ETABS para modelar la estructura del edificio, en donde se identificará los esfuerzos a los cuáles están sometidos los elementos estructurales por las combinaciones de cargas, posterior realizar el análisis estructural y finalmente el diseño.

6.1. Materiales

Tal como se mencionó en los antecedentes para la modelación de la estructura en hormigón armado se utilizará hormigón de $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de elasticidad se calcula con la siguiente fórmula que expresa la NEC-SE-HM

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'c}$$

De donde,

$$E_c = 4.7 * \sqrt{24} * 1000 = 23025.2 \text{ [MPa]}$$

En el programa ETABS el material se observa de la siguiente manera:

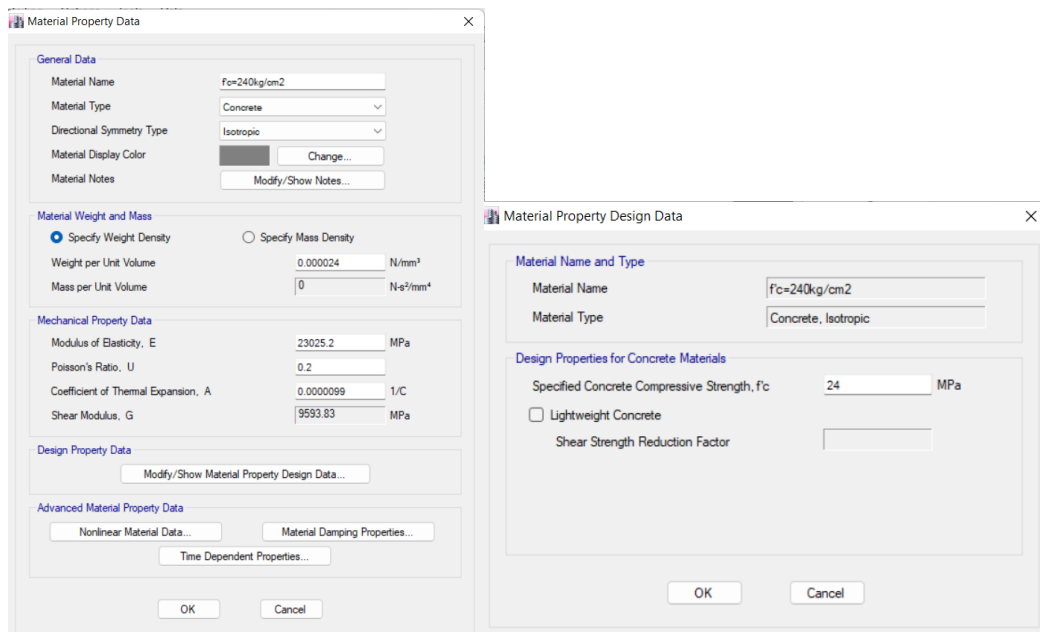


Figura 10 Definición hormigón $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$

El acero estructural que se utilizará tiene como propiedad mecánica $f_y=4200 \text{ kg/m}^2$.

La definición del acero estructural en el programa se observa de la siguiente manera:

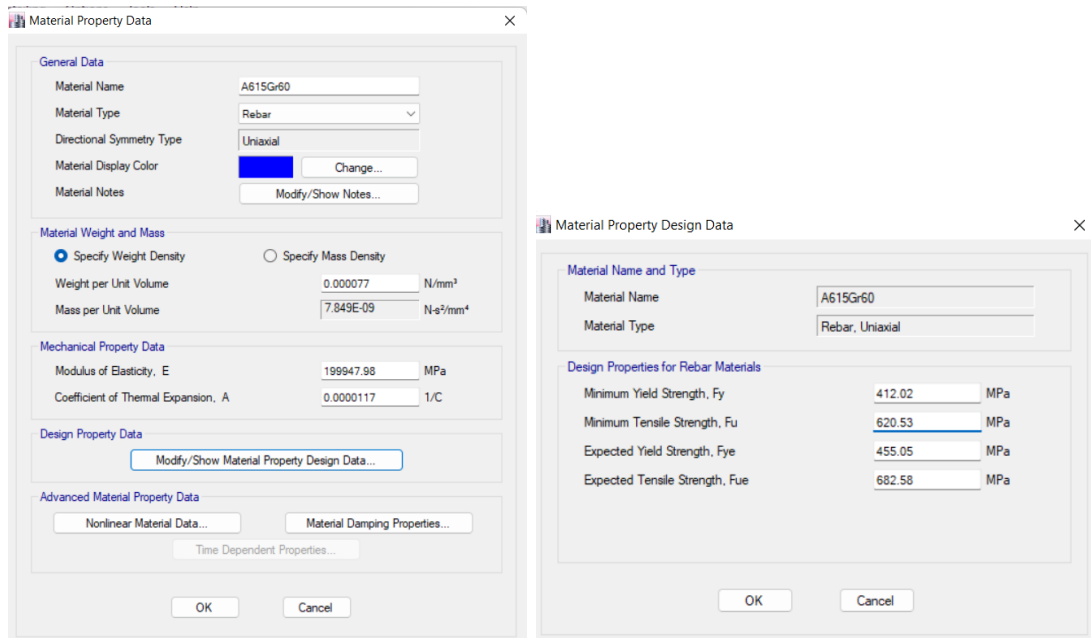


Figura 11 Definición acero estructural $f_y=4200 \text{ kg/m}^2$

6.2. Secciones transversales

6.2.1. Vigas

Como se mencionó en el predimensionamiento de vigas la sección para empezar con la modelación de la estructura corresponde a una viga de 25x30 centímetros. De igual manera en el programa ETABS se debe incluir los factores de agrietamiento y tal como se mencionó en las inercias de las secciones agrietadas el factor para vigas es de 0.5.

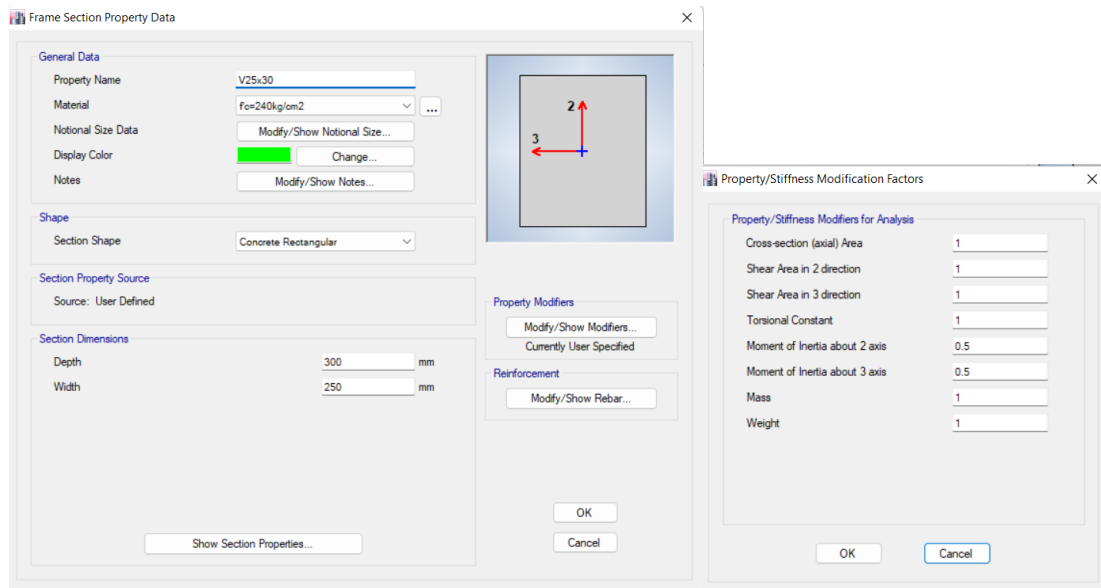


Figura 12 Definición viga 25x30 cm.

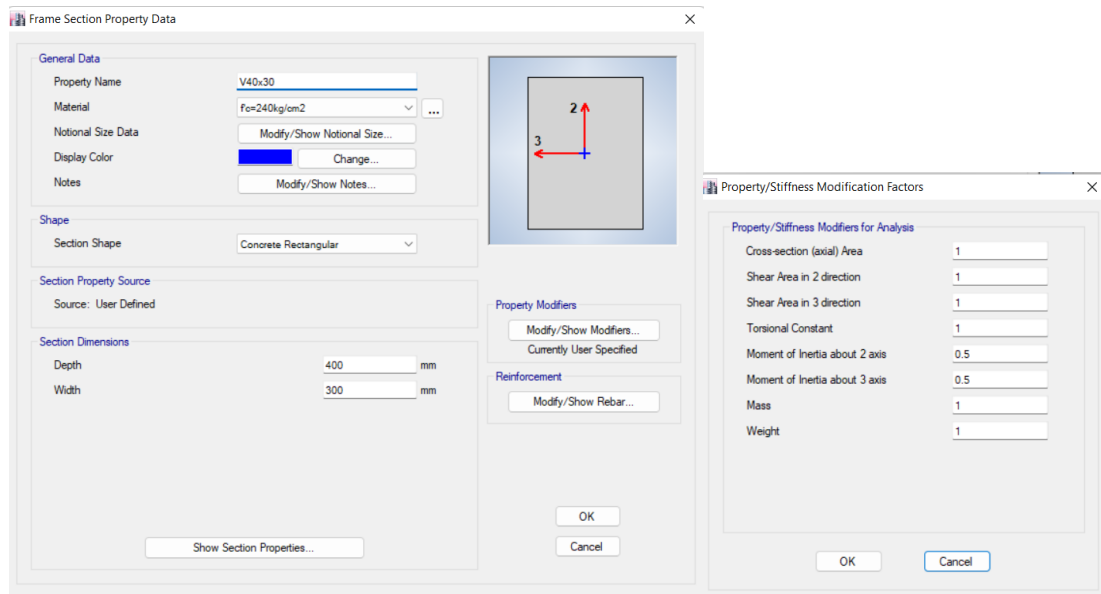


Figura 13 Definición viga 30x40 cm.

6.2.2. Columnas

Como se mencionó en el predimensionamiento de columnas la sección para empezar con la modelación de la estructura corresponde a una columna de 30x30 centímetros. De igual manera en el programa ETABS se debe incluir los factores de agrietamiento y tal como se mencionó en las inercias de las secciones agrietadas el factor para columnas es de 0.8.

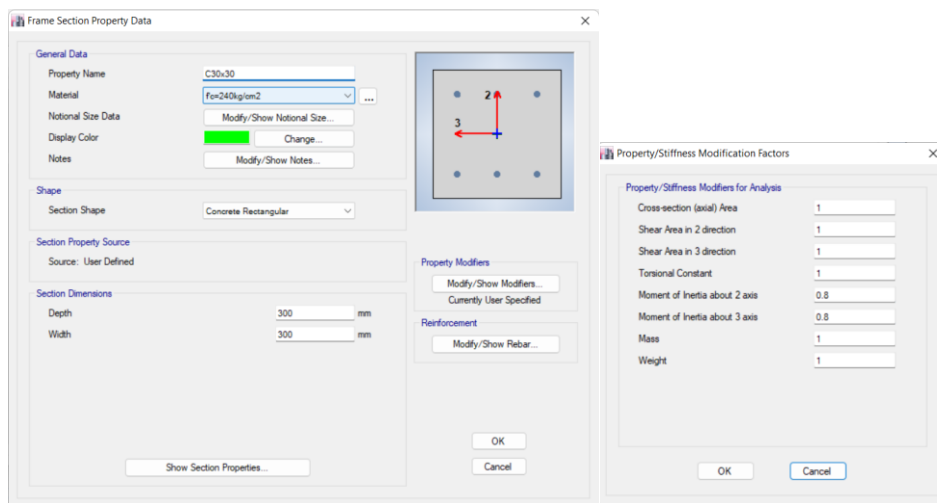


Figura 14 Definición columna 30x30 cm.

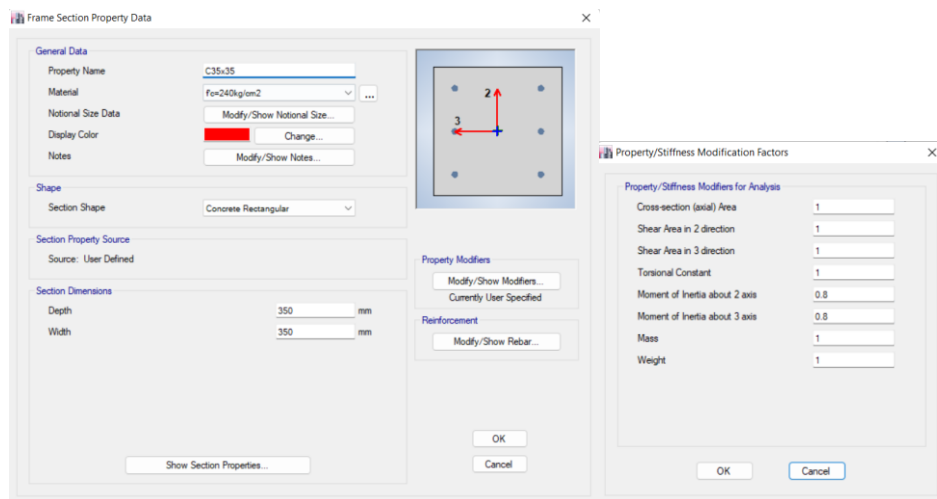


Figura 15 Definición columna 35x35 cm.

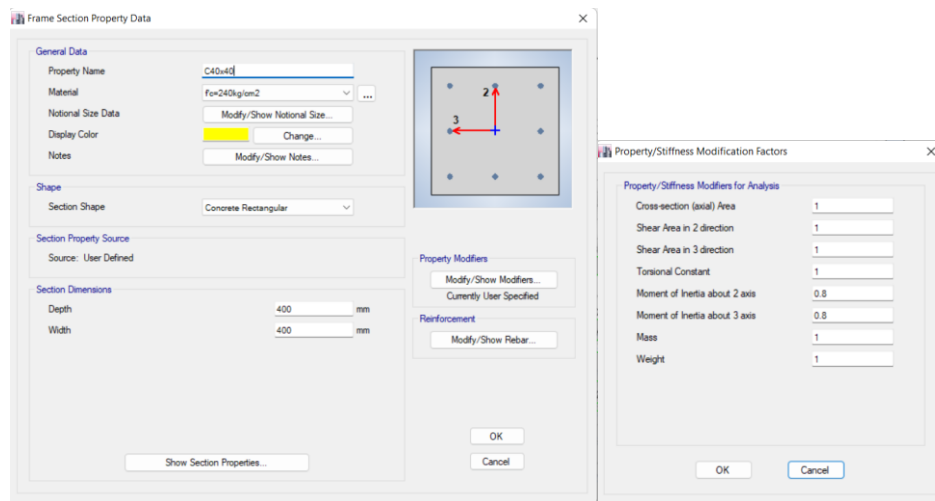


Figura 16 Definición columna 40x40 cm.

6.2.3. Losa

Se definirá una losa tipo membrana con un factor de peso cero para que el programa no considere el peso propio del elemento, ya que se consideró la carga muerta de la losa en la sección de cargas.

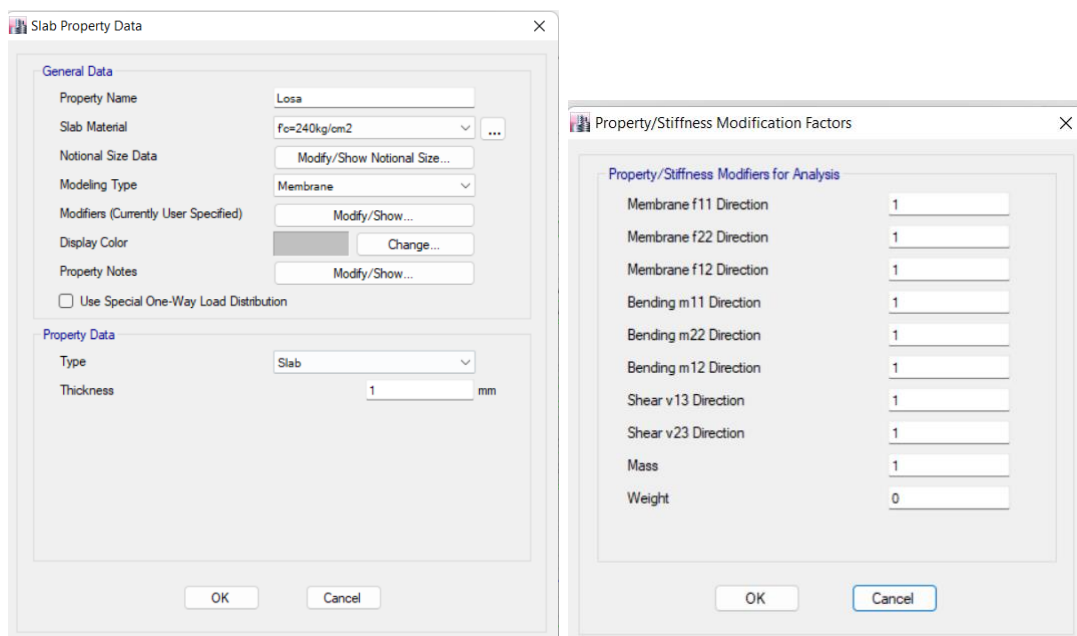
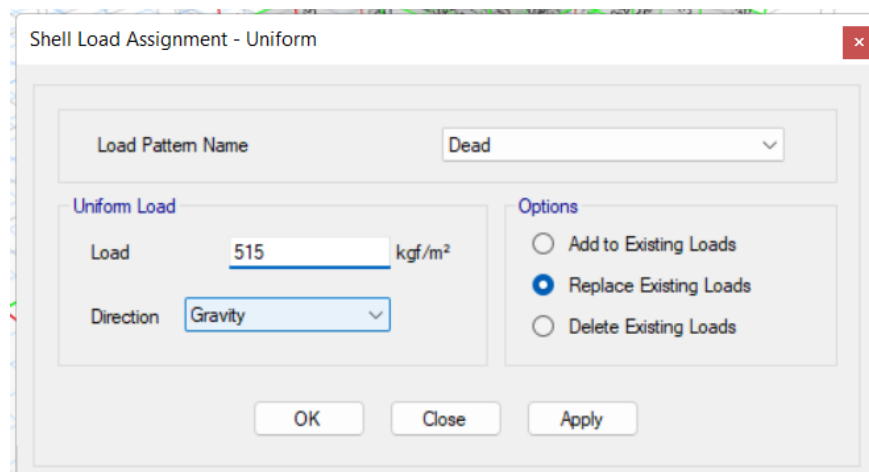


Figura 17 Definición losa tipo membrana

6.3. Asignación de cargas

6.3.1. Asignación carga viva y muerta

Las cargas se asignarán de manera uniforme en la losa en base a los valores de carga viva y muerta mencionadas en el apartado 2.1. con las diferencias de entrepiso y cubierta según corresponda.



Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: Dead

Uniform Load

Load: 515 kgf/m²

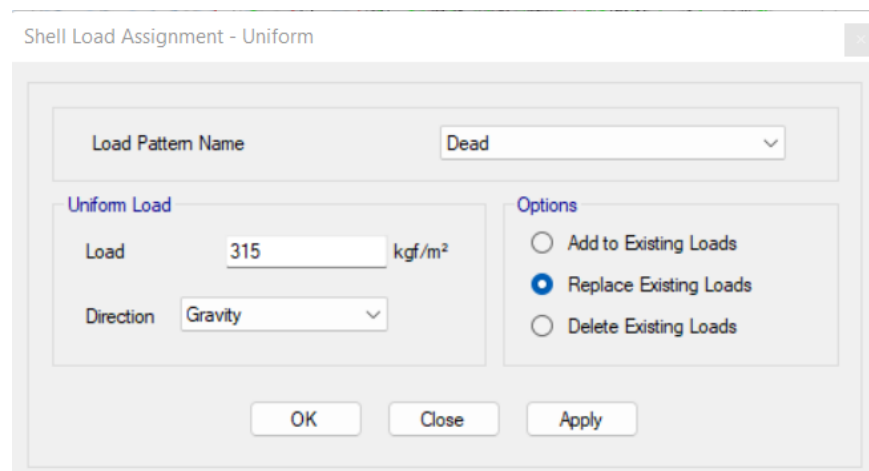
Direction: Gravity

Options

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Close Apply

Figura 18 Definición carga muerta entrepiso



Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: Dead

Uniform Load

Load: 315 kgf/m²

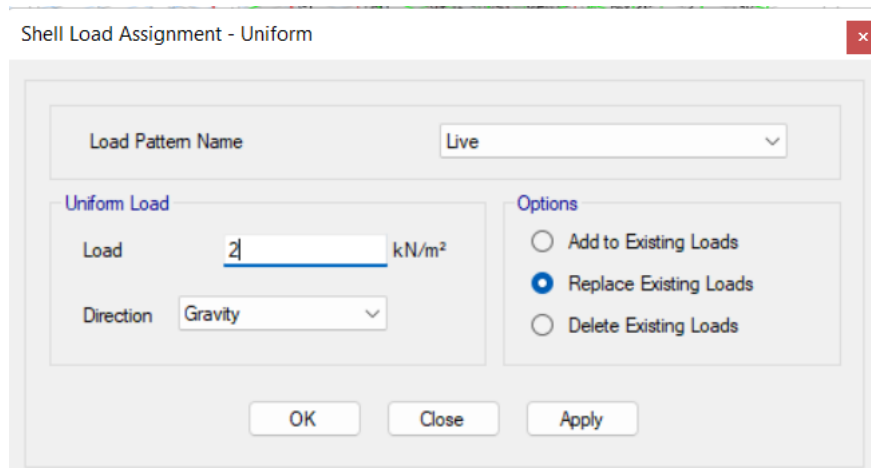
Direction: Gravity

Options

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Close Apply

Figura 19 Definición carga muerta cubierta



Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: Live

Uniform Load

Load: 2 kN/m²

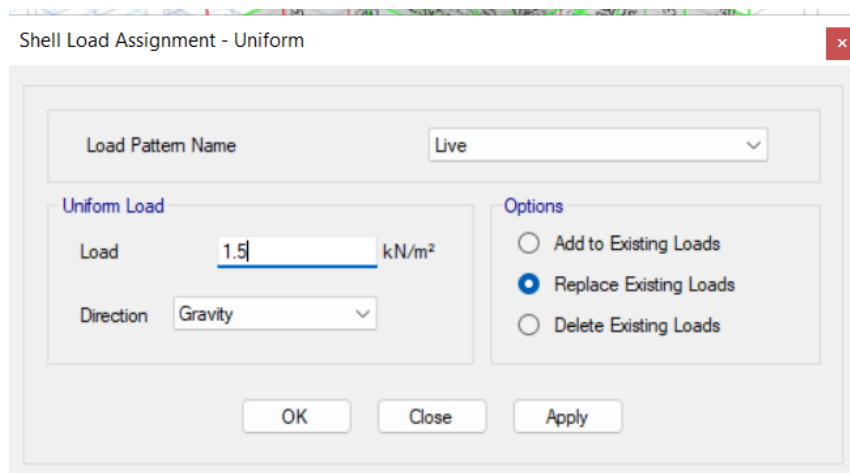
Direction: Gravity

Options

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Close Apply

Figura 20 Definición carga viva entrepiso



Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: Live

Uniform Load

Load: 1.5 kN/m²

Direction: Gravity

Options

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Close Apply

Figura 21 Definición carga viva cubierta

6.3.2. Procedimiento dinámico de cálculo de fuerzas sísmicas

Se exporta el espectro elástico de diseño que se creó en el apartado 3.4 al programa

ETABS

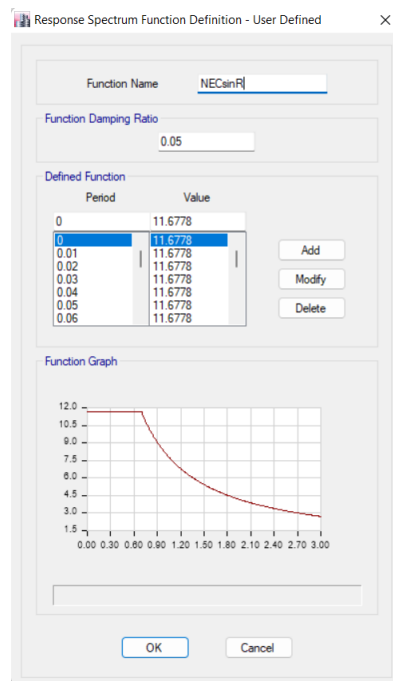


Figura 22 Definición espectro elástico de diseño en ETABS

Una vez exportado el espectro elástico de diseño se procede a reducir la demanda sísmica de diseño con el factor R definido en el apartado 4.1.

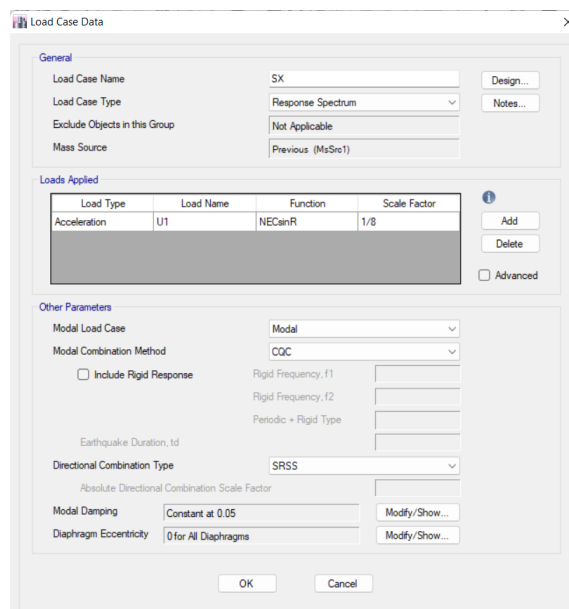


Figura 23 SX dinámico

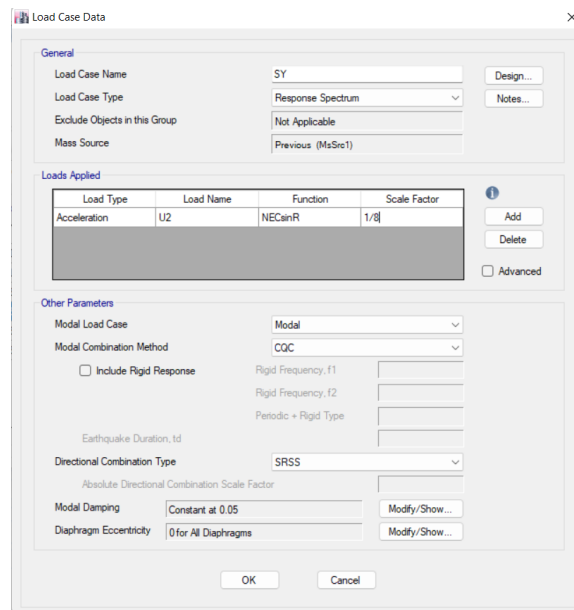


Figura 24 SY dinámico

6.3.3. Procedimiento estático de cálculo de fuerzas sísmicas

En el apartado 4.2.2 se definió el cortante basal de diseño que será aplicado a la base como coeficiente C en un patrón de carga sísmico en ETABS.

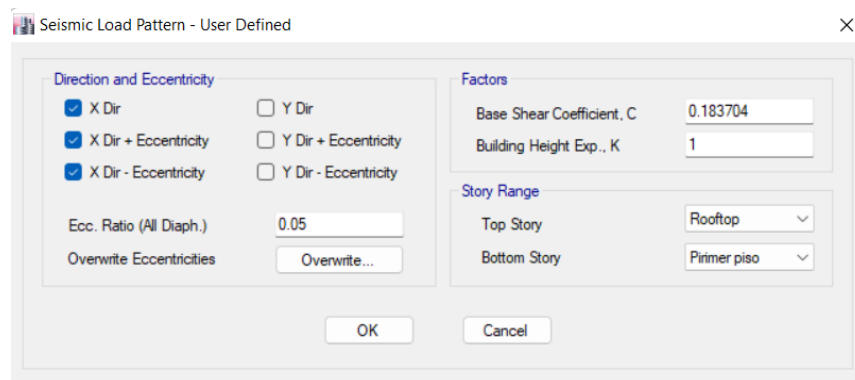


Figura 25 Sx estático

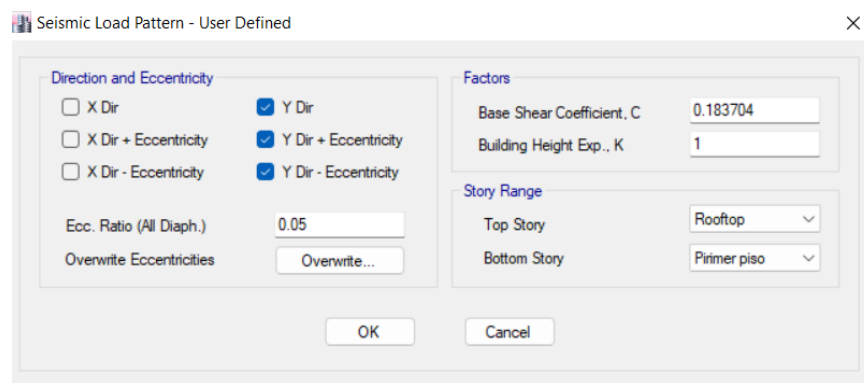


Figura 26 Sy estático

6.3.4. Combinaciones de carga

Se definen en ETABS las combinaciones de carga establecidas en el apartado 2.3

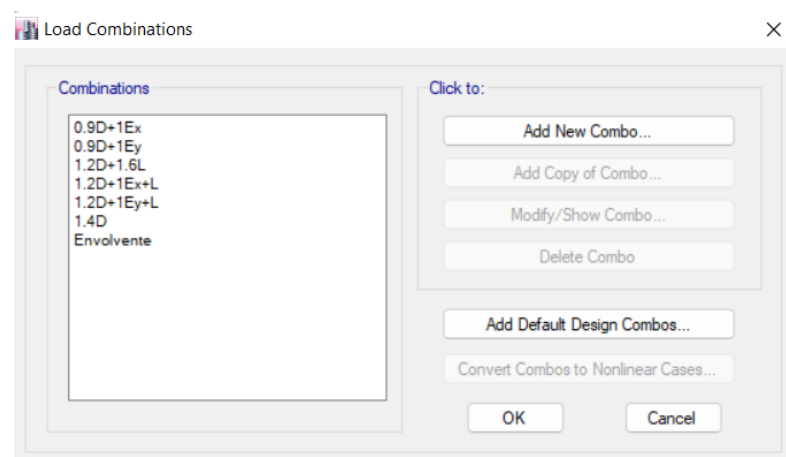


Figura 27 Definición combinaciones de carga

6.4. Modelo en ETABS

Se dibujo la edificación en base a las secciones creadas y en base su configuración estructural.

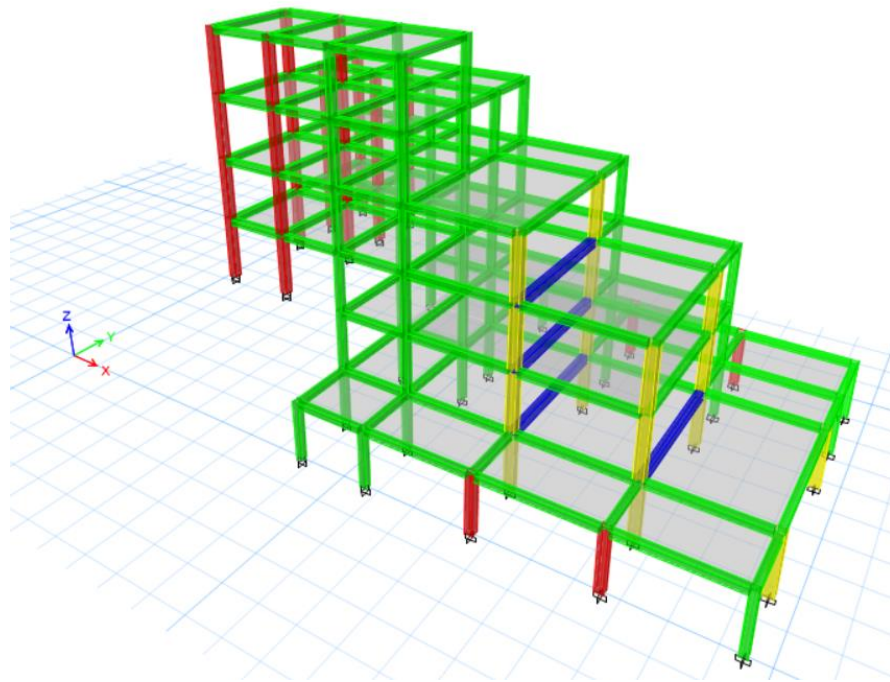


Figura 28 Modelo ETABS

7. Análisis para el DBF

7.1. Ajuste del cortante basal de los resultados obtenidos

La NEC-SE-DS indica que el valor obtenido de cortante basal dinámico no debe ser <80% del cortante basal estático para estructuras regulares y no debe ser <85% del cortante basal estático en el caso de estructuras irregulares.

Del programa ETABS se obtuvo los valores mencionados y se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 23 Ajuste cortante basal

Cortante basal estático	
V _x (tonf)	18.20
V _x *0.85	15.47
V _y (tonf)	18.20
V _y *0.85	15.47
Cortante basal dinámico	
V _x (tonf)	11.66
V _y (tonf)	13.1
Ajuste cortante basal	
V _x	AJUSTAR
Factor V _x	1.33
V _y	AJUSTAR
Factor V _y	1.18

Como se puede observar se debe realizar un ajuste al cortante basal, y este factor de ajuste se lo incluye en la reducción de la demanda sísmica en el caso de carga dinámica correspondiente:

Figura 29 Ajuste cortante basal SX

Load Case Data

General

Load Case Name: SY [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NECsinR	1/8*1.18

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 30 Ajuste cortante basal SX

7.2. Número de modos y torsión

La NEC-SE-DS menciona que se debe considerar que todos los modos de vibración contribuyan de manera significativa a la respuesta de la edificación, es decir, que todos los modos de vibración incluyan la participación de una masa modal acumulada de mínimo 90% en cada dirección considerada. Para verificar el efecto de torsión en la estructura se verifica que en los primeros dos modos de vibración se asemeje a 0. Se obtiene la siguiente tabla de ETABS en donde se puede observar la participación de la masa modal:

Tabla 24 Participación de la masa modal

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1.00	0.40	0.613	0.026	0.000	0.613	0.026	0.00	0.008	0.765	0.037	0.008	0.765	0.037
Modal	2.00	0.39	0.015	0.722	0.000	0.628	0.748	0.00	0.807	0.018	0.178	0.815	0.784	0.215
Modal	3.00	0.32	0.096	0.012	0.000	0.724	0.760	0.00	0.029	0.059	0.515	0.845	0.842	0.730
Modal	4.00	0.18	0.024	0.087	0.000	0.748	0.846	0.00	0.071	0.008	0.017	0.916	0.850	0.747
Modal	5.00	0.15	0.124	0.022	0.000	0.872	0.868	0.00	0.011	0.077	0.015	0.926	0.927	0.762
Modal	6.00	0.13	0.021	0.013	0.000	0.893	0.882	0.00	0.003	0.014	0.115	0.929	0.941	0.877
Modal	7.00	0.11	0.002	0.054	0.000	0.894	0.935	0.00	0.034	0.001	0.001	0.963	0.942	0.878
Modal	8.00	0.09	0.086	0.006	0.000	0.980	0.941	0.00	0.003	0.032	0.001	0.966	0.974	0.879
Modal	9.00	0.08	0.002	0.029	0.000	0.982	0.971	0.00	0.006	0.001	0.094	0.972	0.975	0.973
Modal	10.00	0.07	0.007	0.009	0.000	0.989	0.980	0.00	0.012	0.005	0.003	0.984	0.979	0.976
Modal	11.00	0.07	0.008	0.000	0.000	0.997	0.980	0.00	0.001	0.012	0.002	0.985	0.991	0.978
Modal	12.00	0.06	0.003	0.005	0.000	1.000	0.985	0.00	0.002	0.007	0.004	0.987	0.998	0.982
Modal	13.00	0.06	0.000	0.010	0.000	1.000	0.995	0.00	0.013	0.000	0.010	1.000	0.998	0.992
Modal	14.00	0.05	0.000	0.000	0.000	1.000	0.995	0.00	0.000	0.002	0.001	1.000	1.000	0.992
Modal	15.00	0.05	0.000	0.005	0.000	1.000	1.000	0.00	0.000	0.000	0.008	1.000	1.000	1.000

7.3. Derivas

La NEC-SE-DS menciona que la deriva máxima en cualquier piso no debe exceder los siguientes límites de deriva inelástica:

Tabla 25 Valores de Δ_M máxima

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

El programa ETABS da como resultados la deriva elástica, por lo que el límite en deriva elástica se expresa de la siguiente manera:

$$\Delta_M \text{máxima} = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_E = \frac{0.02}{0.75 * 8} = 0.0033$$

Se obtienen las siguientes figuras de derivas elásticas del sismo en sentido X,Y:

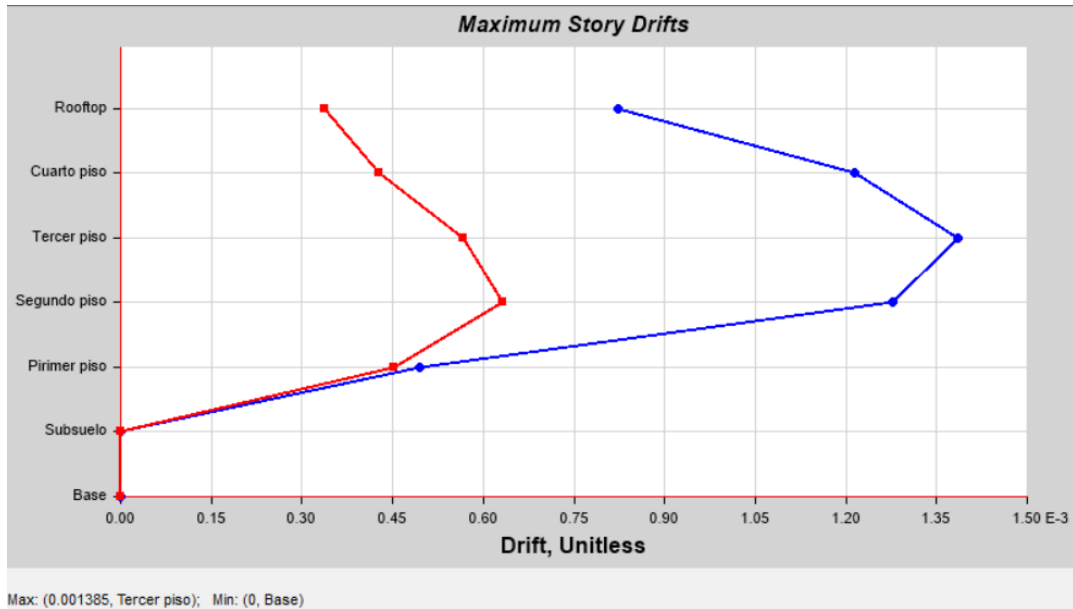


Figura 31 Derivas sismo X

$$0.001385 < 0.00333$$

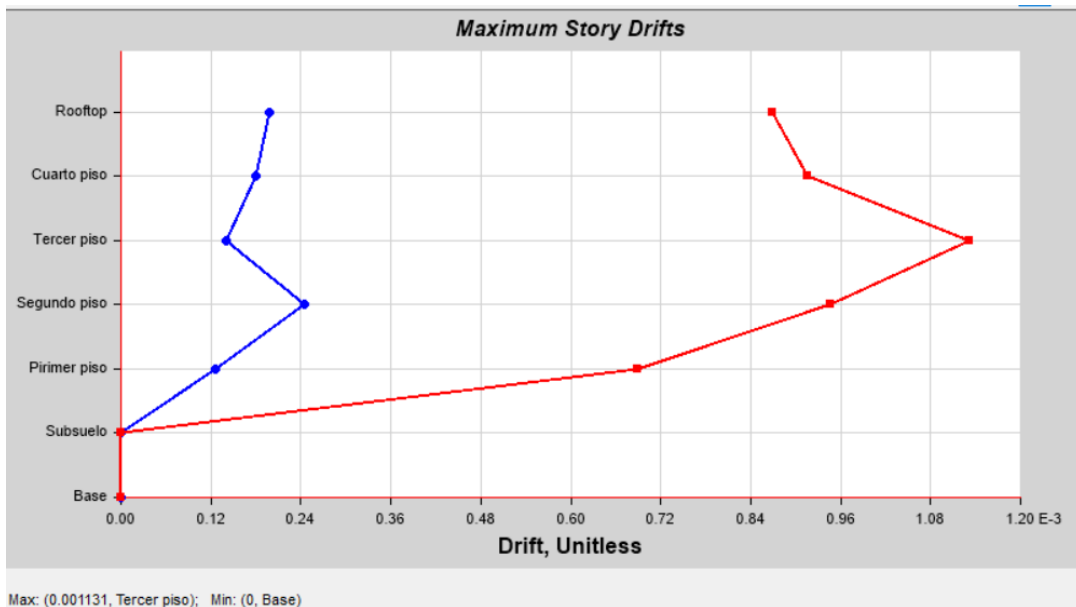


Figura 32 Derivas sismo Y

$$0.001131 < 0.00333$$

8. Diseño manual de los elementos estructurales

8.1. Vigas

Luego de analizar los resultados se procede a diseñar los elementos tipo viga del elemento más cargado de la estructura. Para ello se obtienen los detalles de diseño del programa ETABS como se puede observar en el ANEXO B: DETALLES DE DISEÑO VIGA. Para el diseño a flexión de la viga seleccionada es necesario conocer los momentos de diseño:

Flexural Design Moment, M_{u3}						
	End-I Design M_u tonf-m	End-I Station Loc m	Middle Design M_u tonf-m	Middle Station Loc m	End-J Design M_u tonf-m	End-J Station Loc m
Top (+2 Axis)	-13.8903	0.2	-3.4726	4.96	-13.7922	6.8
Combo	Envolvente		Envolvente		Envolvente	
Bot (-2 Axis)	6.9452	0.2	12.76	3.54444	6.8961	6.8
Combo	Envolvente		1.2D+1.6L		Envolvente	

Figura 33 Momentos de diseño

Para calcular el acero requerido por flexión se utilizarán las siguientes ecuaciones obtenidas de la NEC-SE-HM para el acero longitudinal requerido y sus requerimientos mínimos y máximos:

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * k * d * f_y}} \right)$$

$$k = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d \quad A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 * \rho_b * b * d$$

Se realizan los cálculos correspondientes con las ecuaciones mencionada para la zona 1 con momento actuante de $M_u = 13.89$ [ton*m] como se muestra a continuación:

Datos geometría:

b	0.3	m
h	0.4	m
rec	0.04	m
d	0.36	m

Datos de materiales:

f'_c	24	MPa
f_y	413.64	MPa
E_s	199947.98	MPa

1. Momento ultimo**ETABS**

M_u 13.8903 ton*m

2. Acero requerido

k 0.005 m²
 A_s 11.380 cm²

3. Comprobación de requerimiento de aceroAcero mínimo

$A_{s_{min1}}$ 3.655 cm²
 $A_{s_{min2}}$ 3.198 cm²
 $A_{s_{min}}$ 3.655 cm²

$A_s > A_{s_{min}}$ OK

A_s 11.380 cm²
 ρ 0.011

Acero máximo

ρ_b 0.025
 ρ_{max} 0.012

$\rho < \rho_{max}$ OK

Acero por temperatura

ρ_{temp} 0.0018

$\rho > \rho_{temp}$ OK

4. Resultados acero

A_s 11.380 cm²

Se repite el mismo procedimiento para las demás 5 zonas y se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 26 As longitudinal diseño manual

M (ton*m)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	ρ	ρ _{max}	ρ _{temp}	As (cm ²)
13.89	11.38	3.66	0.011	0.012	0.0018	11.38
3.47	2.60	3.66	0.003	0.012	0.0018	3.47
13.79	11.29	3.66	0.010	0.012	0.0018	11.29
6.95	5.35	3.66	0.005	0.012	0.0018	5.35
12.76	10.34	3.66	0.010	0.012	0.0018	10.34
6.89	5.31	3.66	0.005	0.012	0.0018	5.31

Se compara los resultados obtenidos con los resultados de diseño que arroja el programa ETABS:

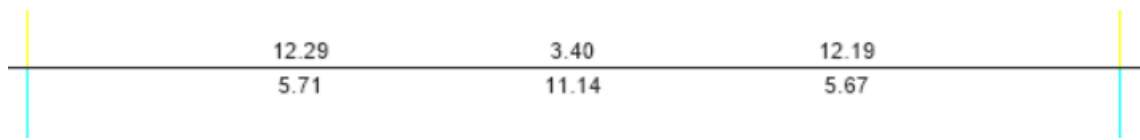


Figura 34 As longitudinal diseño ETABS (cm²)

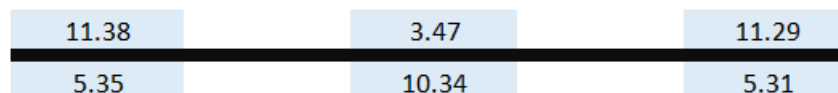


Figura 35 As longitudinal diseño manual (cm²)

Se puede observar que los resultados obtenidos manualmente son similares a los que se obtuvieron del diseño en ETABS. Por lo que se puede decir que los resultados son coherentes y se puede tomar los datos de ETABS para el diseño.

Una vez diseñado el acero longitudinal de la viga se procederá a calcular el acero transversal de la misma para la resistencia a corte, para ello se obtiene el cortante actuante en la viga a través del programa ETABS:

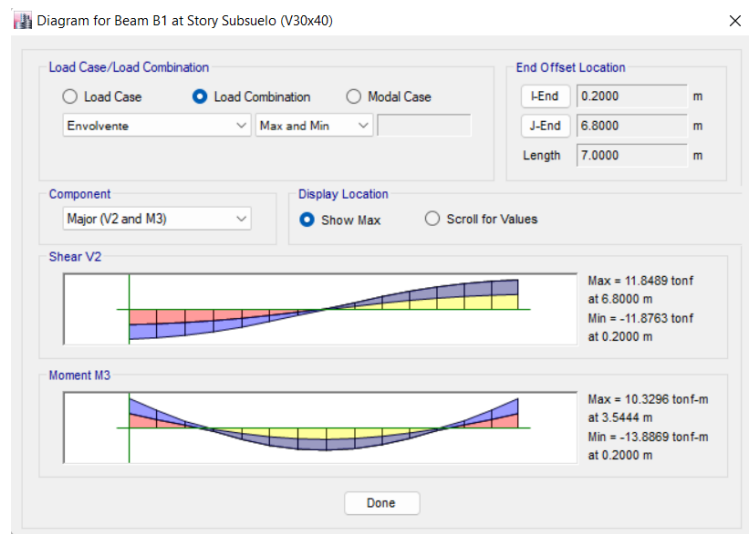


Figura 36 Cortante actuante ETABS

Se definen las zonas de confinamiento en base la norma NEC-SE-HM que indica la siguiente figura:

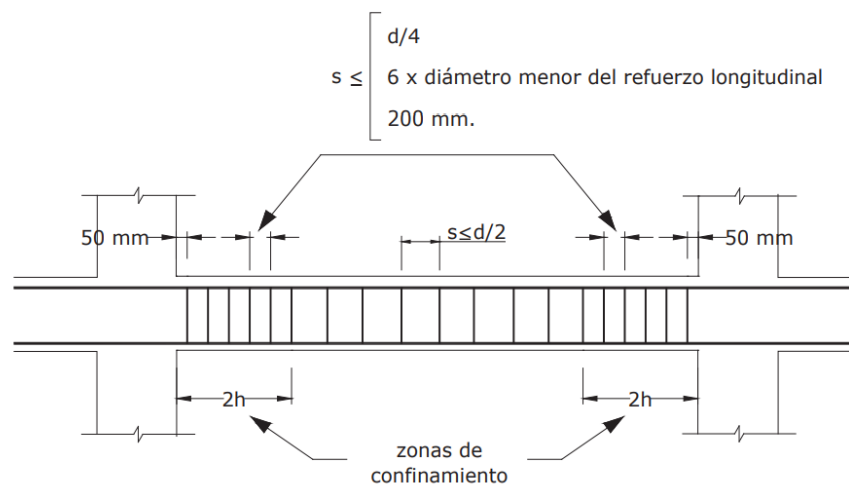


Figura 37 Zonas de confinamiento (MIDUVI, 2015)

Una vez identificado el cortante y las zonas de confinamiento actuante se procede a utilizar las siguientes ecuaciones utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$M_{pr} = \frac{1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02 * 10^6}$$

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

$$V_u = V_a + V_p$$

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L} \right)$$

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

De donde se obtiene el valor de acero necesario para que la viga resista los esfuerzos cortantes y se verifica los espaciamientos necesarios en las distintas zonas de confinamiento y se obtiene:

Datos geometría:

b	0.3	m
h	0.4	m
rec	0.04	m
d	0.36	m

Datos de materiales:

f _c	24	MPa
f _y	413.64	MPa
E _s	199947.98	MPa

α	1.25	
L	7	m

V _{muerta}	11.87	ton	ETABS
---------------------	-------	-----	-------

1. Momento probable

a[m]	0.096	0.095
	0.045	0.045
M _{pr} [ton*m]	18.348	18.224
	9.332	9.267

2. Cálculo de corte hiperestático y vertical

V _p	3.945	ton
V _a	6.170	ton
V _u	10.115	ton
V _p > 0.5V _u	V _c	

Vc 8.868 ton *f'c en kg/cm²

3. Area de refuerzo (l<2h)

2h 0.8 m
Vs 10.64 ton
Av 0.071 cm *espaciamiento

Espaciamiento

φlon 01-ene cm
φestribo 1 cm
S 9 cm
S 10 cm

Av 0.714 cm²

Acero minimo

Av min 0.225 cm²
0.254 cm²
Av min 0.254 cm²
Av 0.714 cm²

5. Area de refuerzo (l>2h)

2h 0.8 m
Vs 10.636 ton
Av 0.071 cm *espaciamiento

Espaciamiento

φlon 1.6 cm
φestribo 1.0 cm
S 18.0 cm
S 20.0 cm

Av 1.429 cm²

Acero minimo

Av min 0.449 cm²

Av	0.71	cm ²
# ramas	2	
φ	10	mm
S	10	cm
Av colocado	1.57	cm ²
OK		

Av	1.43	cm ²
# ramas	2	
φ	10	mm
S	20.0	cm
Av colocado	1.57	cm ²
OK		

	0.508 cm ²
Av min	0.508 cm ²
Av	1.429 cm ²

8.2. Columna

Se verificará el diseño a flexo compresión de la columna más cargada, frente a las sollicitaciones de carga axial última y momentos en sentido x,y. Se realiza el diagrama de interacción de la columna para verificar el diseño:

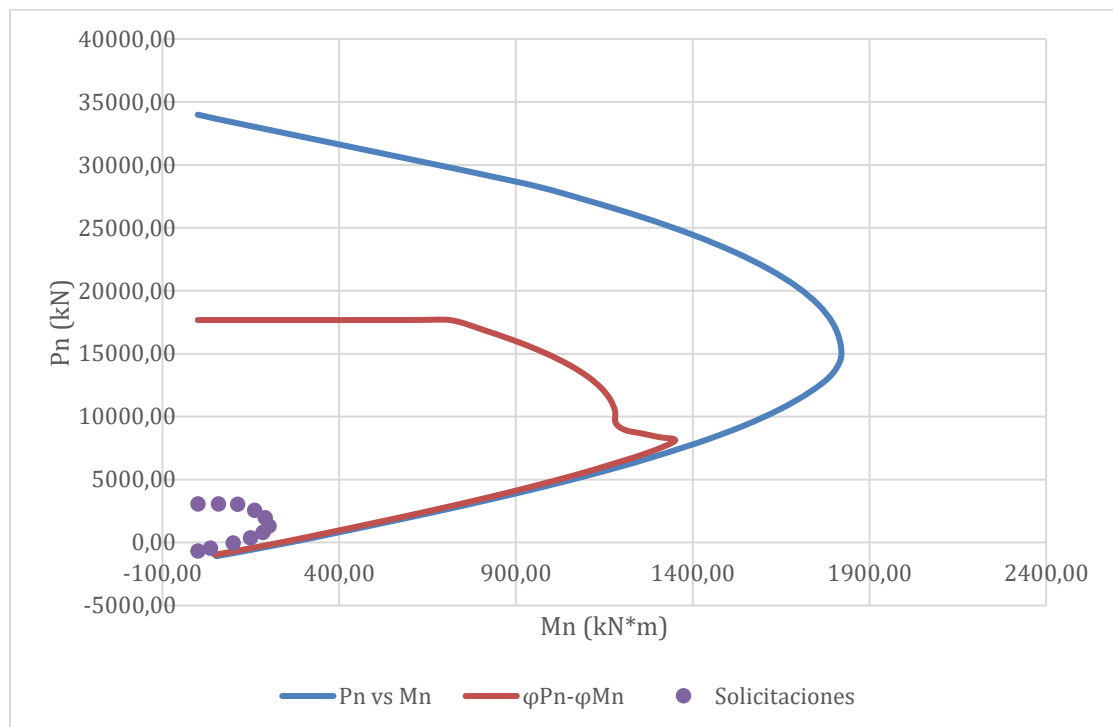


Figura 38 Diagrama de interacción .

Como se puede observar las sollicitaciones obtenidas del diseño en ETABS se encuentran dentro del diagrama de interacción por lo que la columna resiste flexo compresión y el acero transversal colocado es el correcto

Se compara con el diagrama que resulta del diseño en ETABS y se observa que todas las solicitaciones de igual manera están dentro del diagrama.

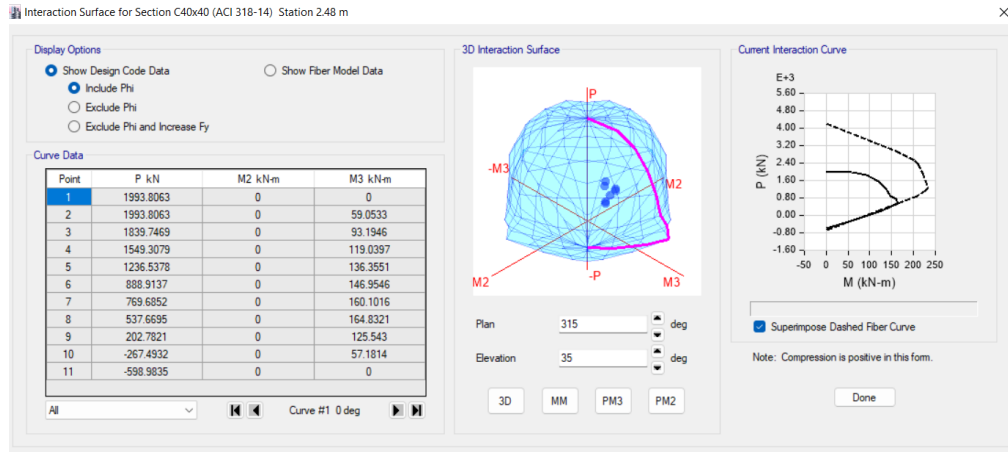


Figura 39 Diagrama de interacción ETABS

Para el diseño de los estribos de la columna dependerá de la longitud de confinamiento como se muestra a continuación:

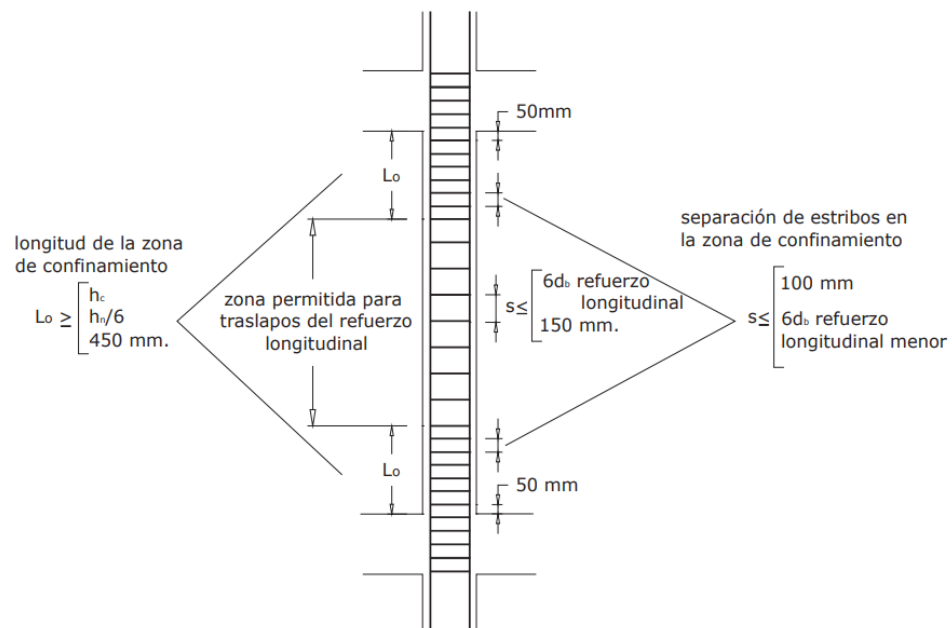


Figura 40 Longitud de confinamiento (MIDUVI, 2015)

Se realiza el diseño del espaciamiento según la longitud de confinamiento en base a la sección de la columna y con las propiedades de los materiales se obtiene a través a MathCad como se muestra a continuación:

a) Por confinamiento

$$dst := 1 \text{ cm} \quad Ast := 4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot dst^2 = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$bc1 := hc - 2 \text{ recub} = 32 \text{ cm}$$

$$xi := \frac{hc - 2 \text{ recub} - 2 \text{ dst} - dbc}{2} = 14.1 \text{ cm}$$

$$\text{if}(xi \leq 14 \text{ in}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

-En la otra dirección

$$bc2 := bc - 2 \text{ recub} = 32 \text{ cm}$$

$$xi2 := \frac{bc - 2 \text{ recub} - 2 \text{ dst} - dbc}{2} = 14.1 \text{ cm}$$

$$hx := \max(xi, xi2) = 14.1 \text{ cm}$$

-Espaciamientos

a)

$$s1 := \frac{1}{4} \cdot bc = 10 \text{ cm} \quad s2 := \frac{1}{4} \cdot hc = 10 \text{ cm}$$

b)

$$s3 := 6 \text{ dbc} = 10.8 \text{ cm}$$

c)

$$So := 15 \text{ cm}$$

$$s := \min(s1, s2, s3, So) = 10 \text{ cm}$$

$$s := 10 \text{ cm} \quad So := 15 \text{ cm}$$

-Refuerzo transversal

Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
A_w/b_s for rectangular hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 10,000$ psi	Greater of (a) and (b)	$0.3 \left(\frac{A_w}{A_s} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 10,000$ psi	Greatest of (a), (b), and (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_y}$ (b) $0.2k_s k_d \frac{P_u}{f_y A_s}$ (c)
ρ_s for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 10,000$ psi	Greater of (d) and (e)	$0.45 \left(\frac{A_w}{A_s} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 10,000$ psi	Greatest of (d), (e), and (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_y}$ (e) $0.35k_s k_d \frac{P_u}{f_y A_s}$ (f)

$$P_u = 461.37 \text{ kN}$$

$$0.3 \cdot hc \cdot bc \cdot f'_c = (1.152 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$f'_c = 24 \text{ MPa}$$

$$10000 \text{ psi} = 68.948 \text{ MPa}$$

if($P_u \leq 0.3 \cdot bc \cdot hc \cdot f'_c$, "1ra Condición", "2da Condición") = "1ra Condición"

if($f'_c \leq 10000 \cdot \text{psi}$, "1ra Condición", "2da Condición") = "1ra Condición"

$$0.3 \left(\frac{hc \cdot bc}{bc1 \cdot bc2} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.01 \quad 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_{max} := \max \left(0.3 \left(\frac{hc \cdot bc}{bc1 \cdot bc2} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y}, 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) = 0.01$$

$$Ast2 := \rho_{max} \cdot s \cdot bc1 = 3.086 \text{ cm}^2$$

if($Ast2 \leq Ast$, "Ok", "Revisar") = "Ok"

RESULTADOS

Una vez modelada la edificación en el programa ETABS con las secciones de vigas y columnas iniciales, se realizó el análisis que indica el diseño basado en fuerzas en donde las derivas no cumplían con los planteado al igual que el cortante basal; por lo que se procedió a modificar las secciones de los elementos como se muestra a continuación:

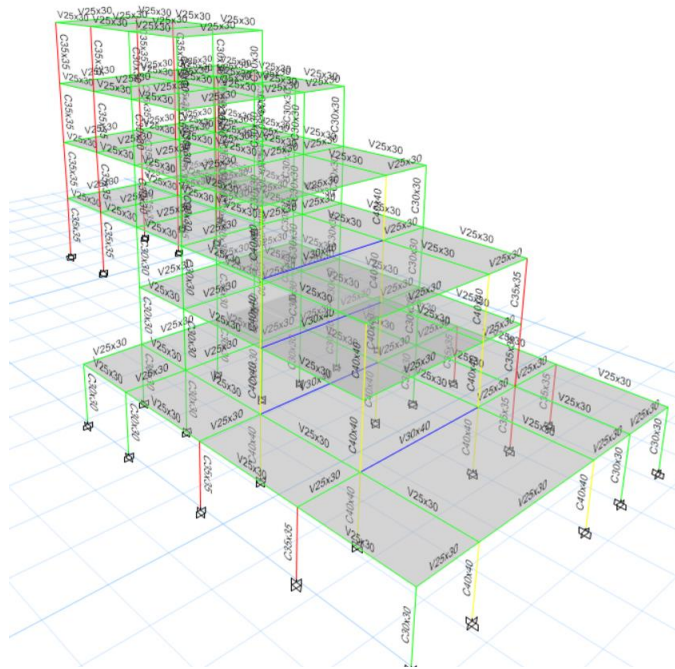


Figura 41 Secciones transversales finales

De igual manera se volvió a comprobar lo que menciona el diseño basado en fuerzas mencionado en el apartado 7; en donde todos los parámetros se cumplen. Finalmente se utiliza el programa AutoCAD 2D para proceder a dibujar los planos estructurales de las vigas, columnas y vistas en planta con cada uno de sus ejes.

Los planos estructurales mencionados se pueden observar en el ANEXO C: PLANOS ESTRUCTURALES.

CONCLUSIONES

Una vez que se modela la edificación, es indispensable comprobar el diseño primeramente con los parámetros que indica la norma, en este caso como los parámetros de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el diseño basado en fuerzas. En donde se debe verificar los límites establecidos de derivas, el ajuste de cortante basal y la participación modal.

Debido a la zona sísmica que se encuentra Quito es indispensable verificar dimensiones mínimas y parámetros que menciona la normativa vigente del país (NEC-SE-DS) para que los elementos estructurales sean sismos resistentes.

Al comparar el diseño realizado en el programa ETABS con el diseño manual realizado en Excel se observó similitud en resultados de diseño, por lo que se concluye que los resultados son congruentes y son utilizados para el dibujo de los planos estructurales.

Se puede decir que el sistema estructural utilizado (pórticos resistentes a momento) es el adecuado ya que los elementos resisten todas las cargas impuestas en el modelo y la sección transversal de los elementos es concordante, en caso de que no resistan se puede optar por cambiar a un sistema estructural con muros estructurales para brindar más rigidez a la edificación.

RECOMENDACIONES

Como recomendación se puede decir que antes de realizar un análisis y diseño estructural de cualquier edificación se considera importante conocer cuál es la normativa vigente, para conocer limitaciones, parámetros específicos, y en general cómo se realiza el diseño en el país.

Asimismo, una vez realizado el modelo virtual de la estructura se considera importante analizar con detenimiento los datos que arroja el programa para observar y entender si los resultados tienen sentido. De igual manera se recomienda verificar el diseño del programa con un diseño manual para encontrar semejanzas o analizar la razón de diferencias

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Concrete Institute. (2019). *ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete*. Farmington Hills, MI : American Concrete Institute.

doi:10.14359/51716937

Cervantes, E. (2021). *Diseño en acero y hormigón armado y análisis de ciclo de vida de un edificio de mediana altura en la ciudad de Quito*. Repositorio USFQ

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social. MIDUVI.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Cargas (No sísmicas)*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social. MIDUVI.

Peñaherrera, A. (2021). *Análisis y diseño de alternativas para edificios de hormigón armado*. Repositorio USFQ

PLANOS PRINCIPALES
SEGUNDO PISO - DEP 2A Y 2B

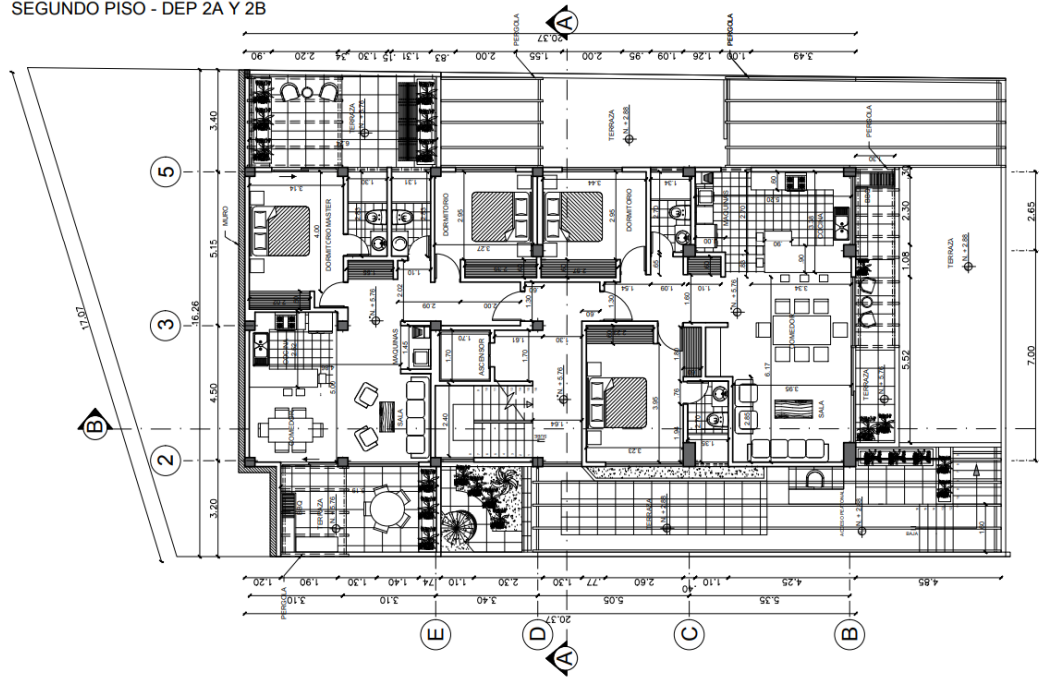


Figura 44 Plano arquitectónico: segundo piso

PLANOS PRINCIPALES
TERCER PISO - DEP 3A

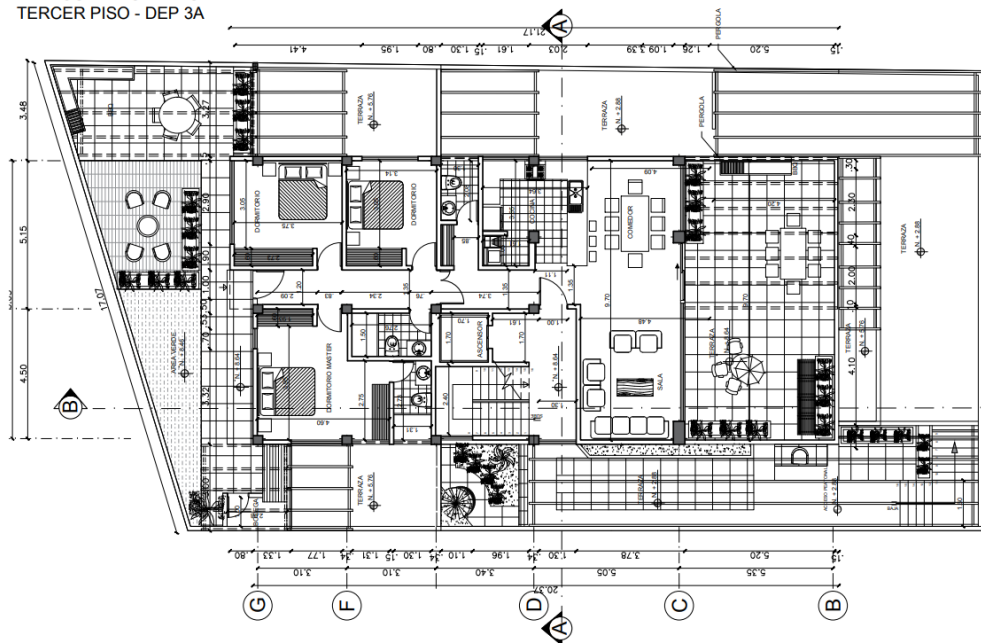


Figura 45 Plano arquitectónico: tercer piso

ANEXO B: DETALLES DE DISEÑO (VIGA)

ETABS 2016 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (m)	LLRF	Type
Subsuelo	B1	1602	V40x30	7	0.926	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	b _f (m)	d _s (m)	d _{ct} (m)	d _{cb} (m)
0.3	0.4	0.3	0	0.06	0.06

Material Properties

E _c (tonf/m ²)	f' _c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (tonf/m ²)	f _{ys} (tonf/m ²)
2347917.29	2400	1	42184.18	42184.18

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area m ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area m ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area m ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	0.001229	1.02	0.00034	0.28	0.001219	1.02
Bot (-2 Axis)	0.000571	0.48	0.001114	0.93	0.000567	0.47

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M _u tonf-m	End-I Station Loc m	Middle Design M _u tonf-m	Middle Station Loc m	End-J Design M _u tonf-m	End-J Station Loc m
Top (+2 Axis)	-13.8903	0.2	-3.4726	4.96	-13.7922	6.8
Combo	Envolvente		Envolvente		Envolvente	
Bot (-2 Axis)	6.9452	0.2	12.76	3.54444	6.8961	6.8
Combo	Envolvente		1.2D+1.6L		Envolvente	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v /s m^2/m	Middle Rebar A_v /s m^2/m	End-J Rebar A_v /s m^2/m
0.00091	0.00049	0.00091

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u tonf	End-I Station Loc m	Middle Design V_u tonf	Middle Station Loc m	End-J Design V_u tonf	End-J Station Loc m
16.1256	0.2	0.0116	4.96	16.0958	6.8
Envolvente		Envolvente		Envolvente	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t /s m^2/m	Longitudinal Rebar A_l m^2
0	0

Design Torsion Force

Design T_u tonf-m	Station Loc m	Design T_u tonf-m	Station Loc m
0.013	4.5	0.013	4.5
Envolvente		Envolvente	

ANEXO C: PLANOS ESTRUCTURALES

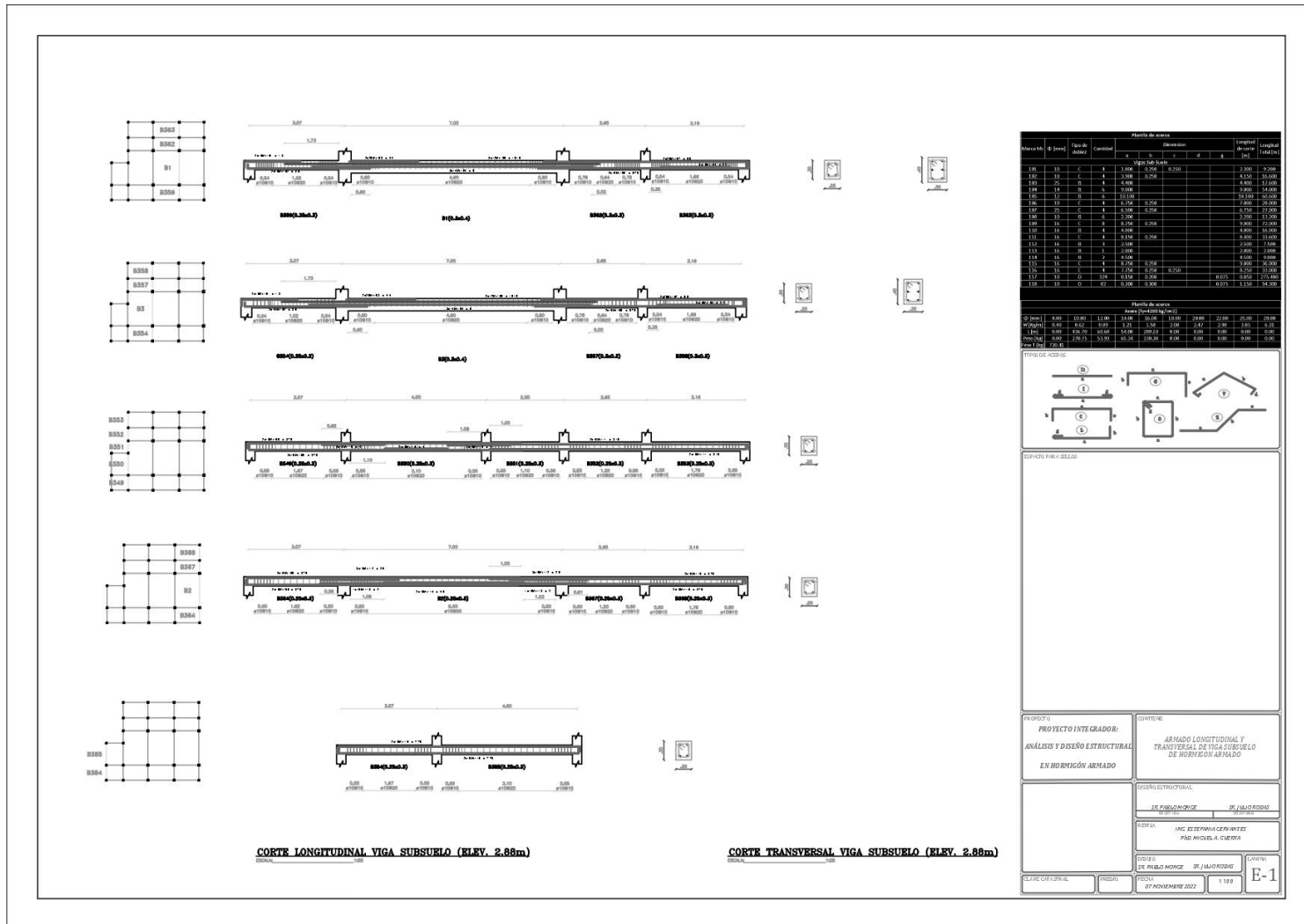


Figura 48 Plano estructural: E1

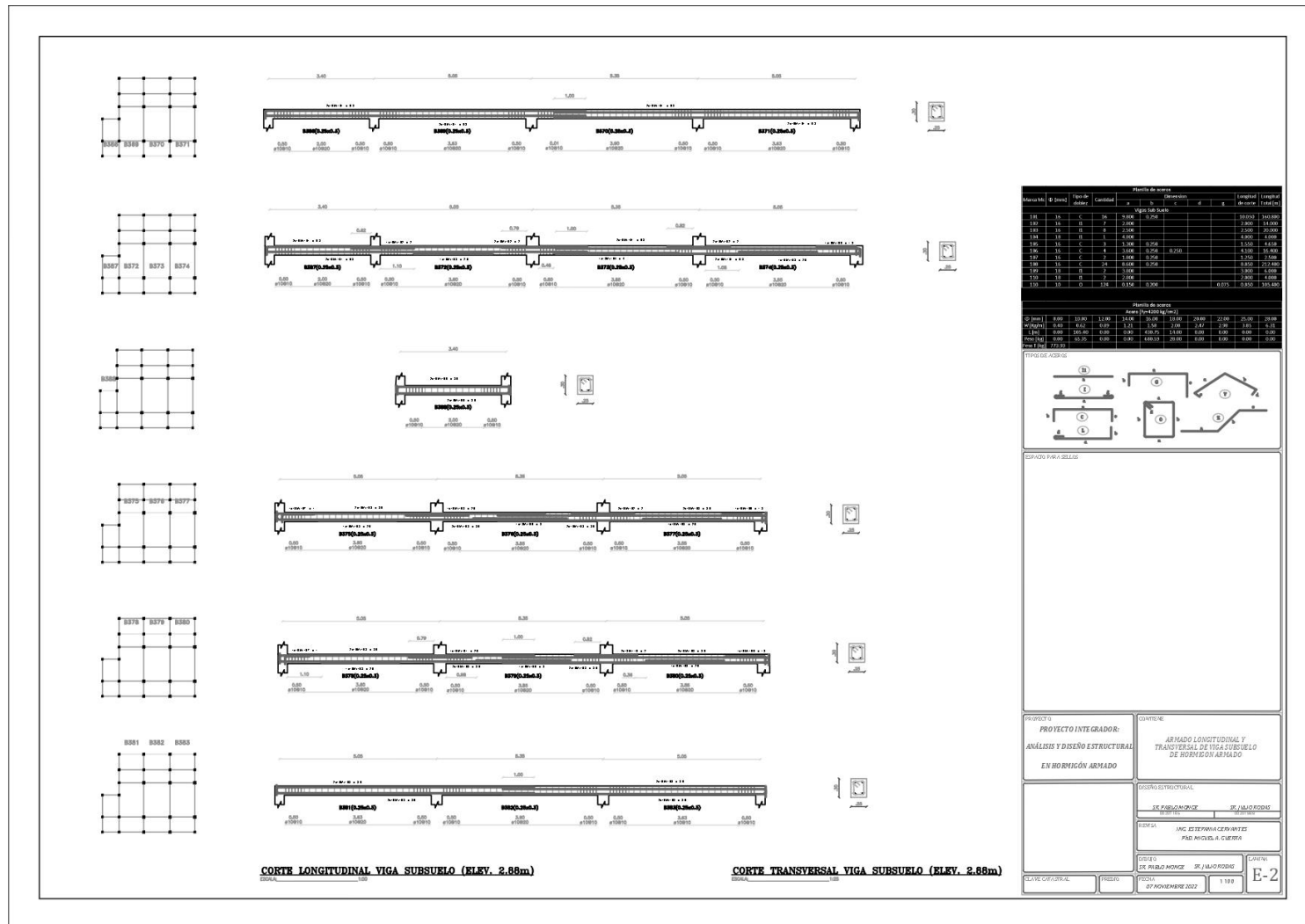


Figura 49 Plano estructural: E2

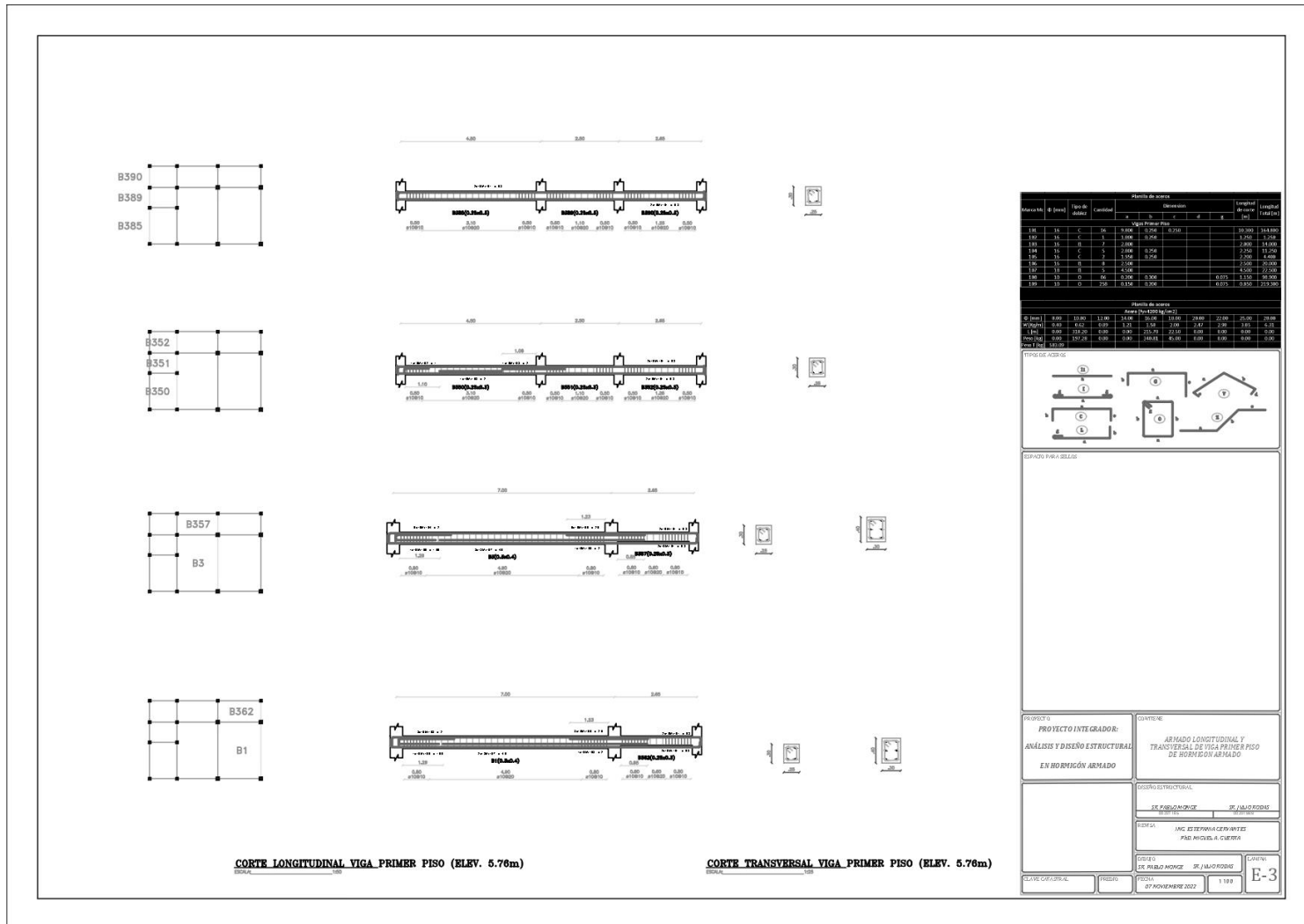


Figura 50 Plano estructural: E3

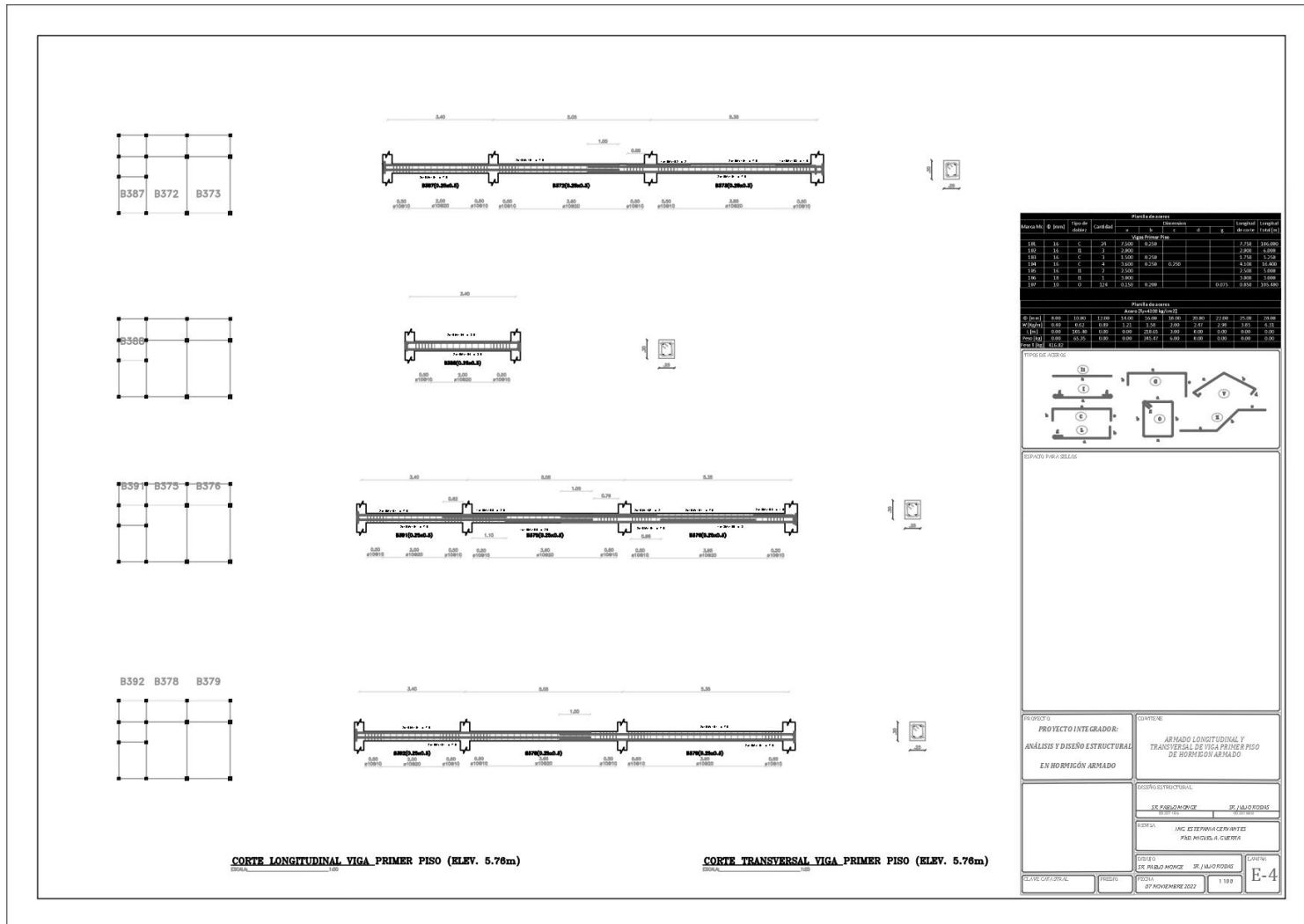


Figura 51 Plano estructural: E4

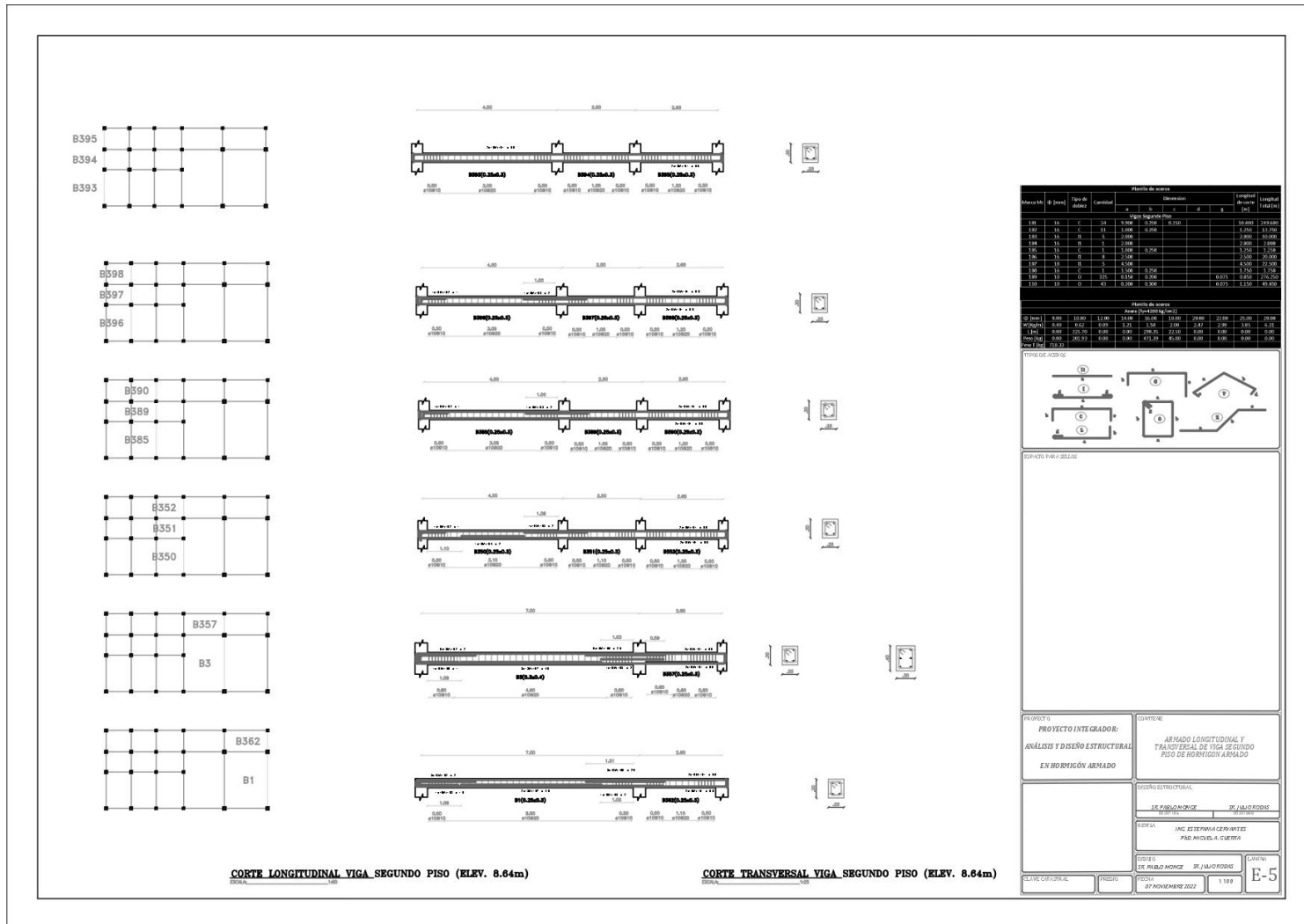


Figura 52 Plano estructural: E5

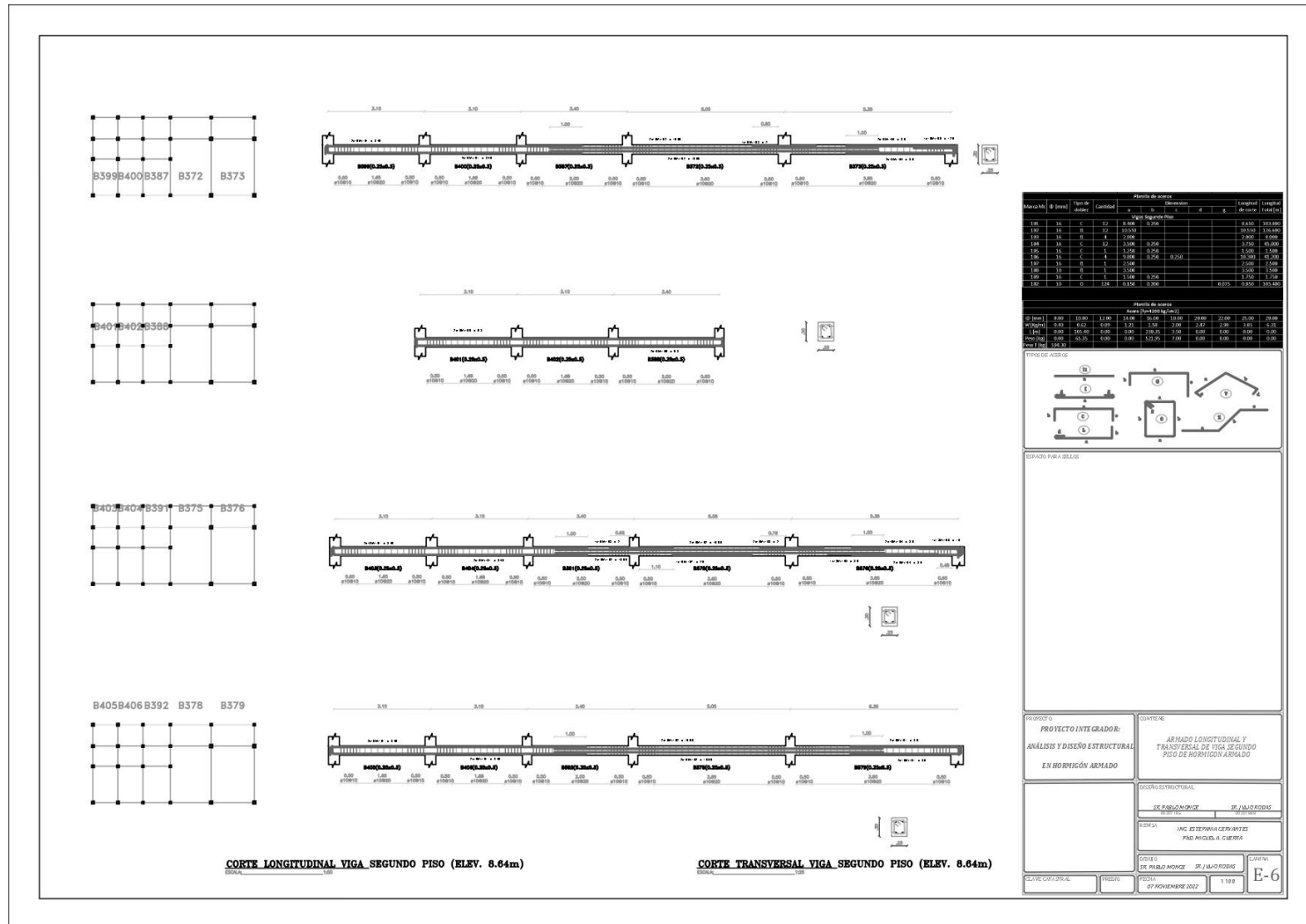


Figura 53 Plano estructural: E6

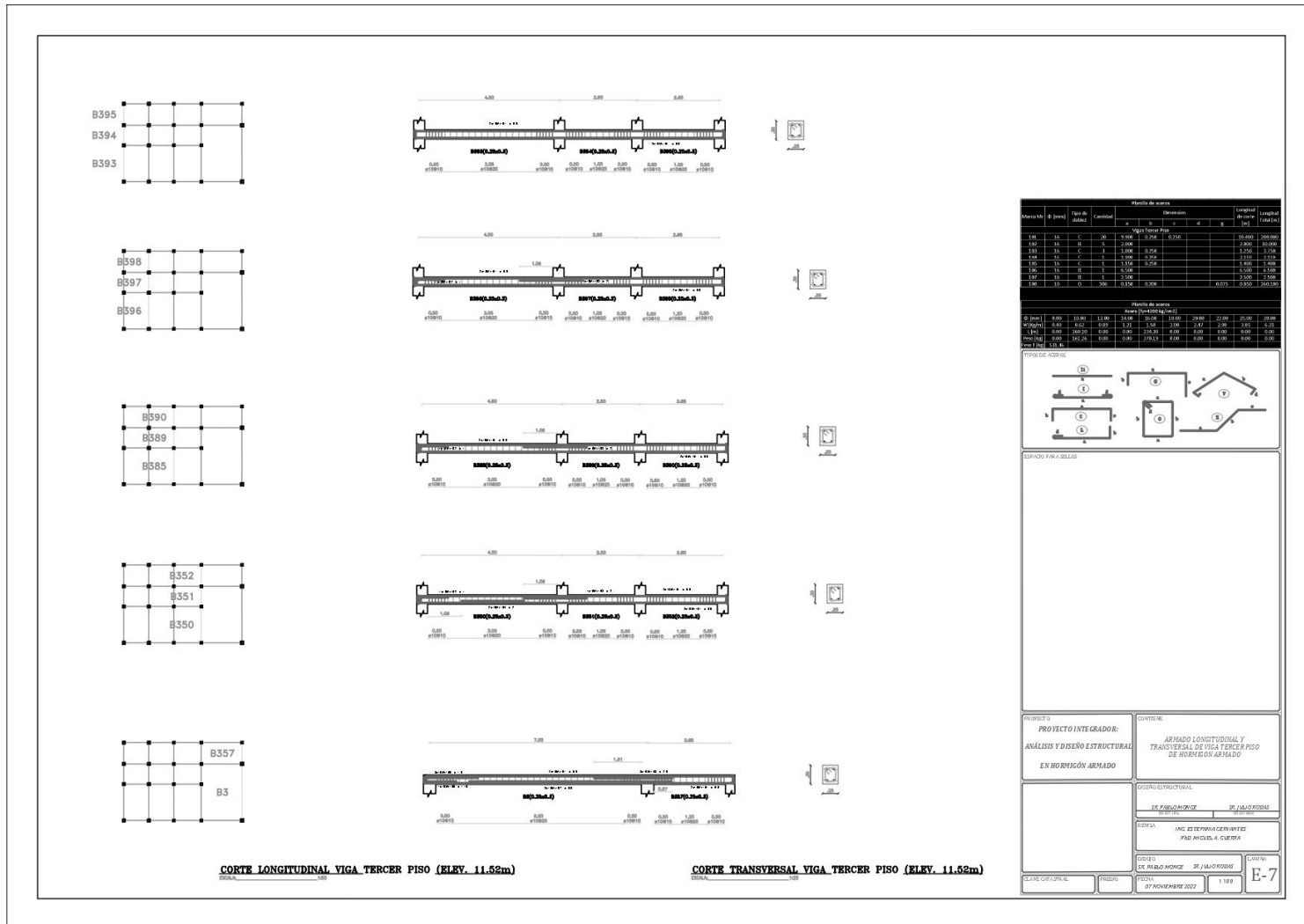


Figura 54 Plano estructural: E7

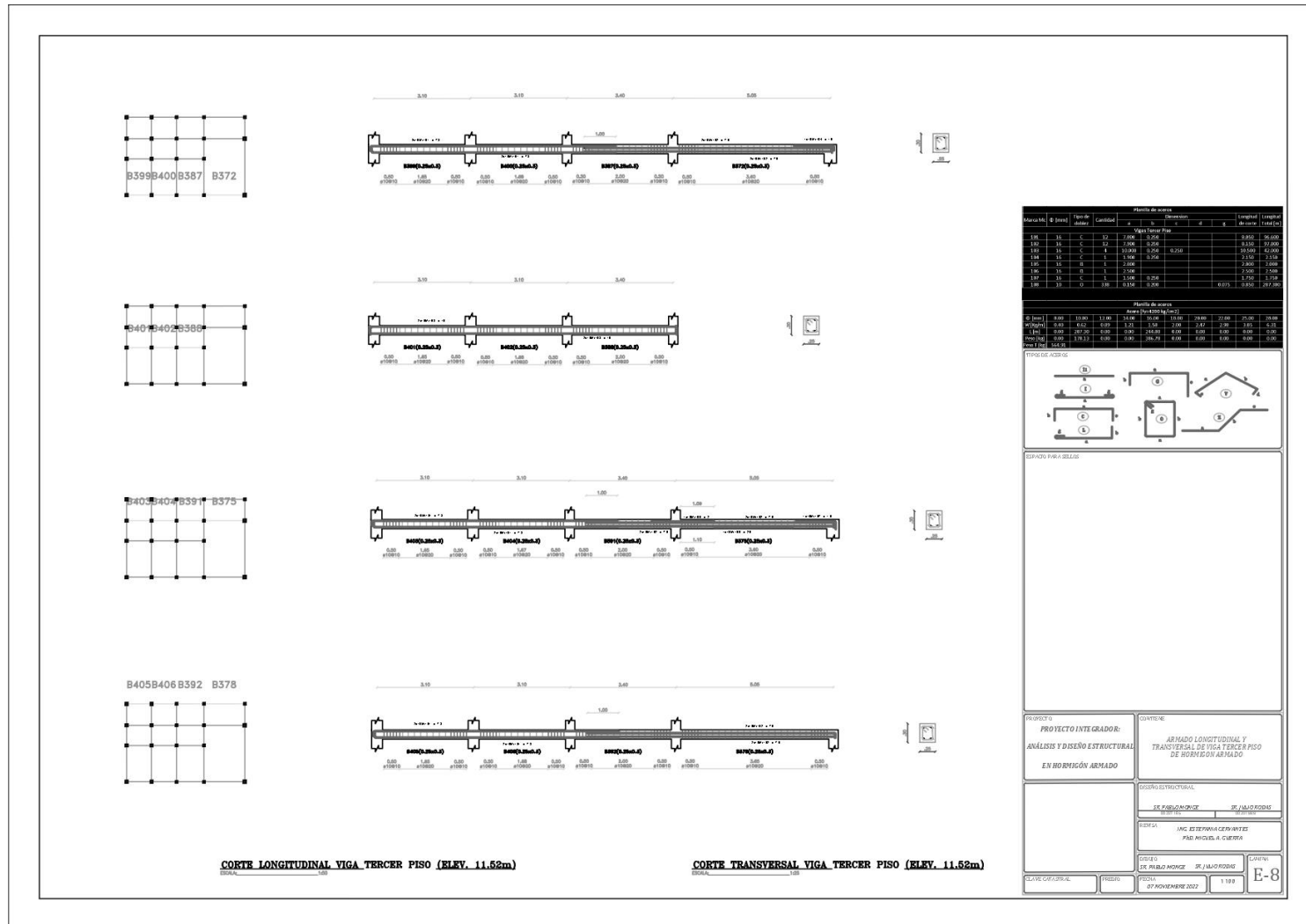


Figura 55 Plano estructural: E8

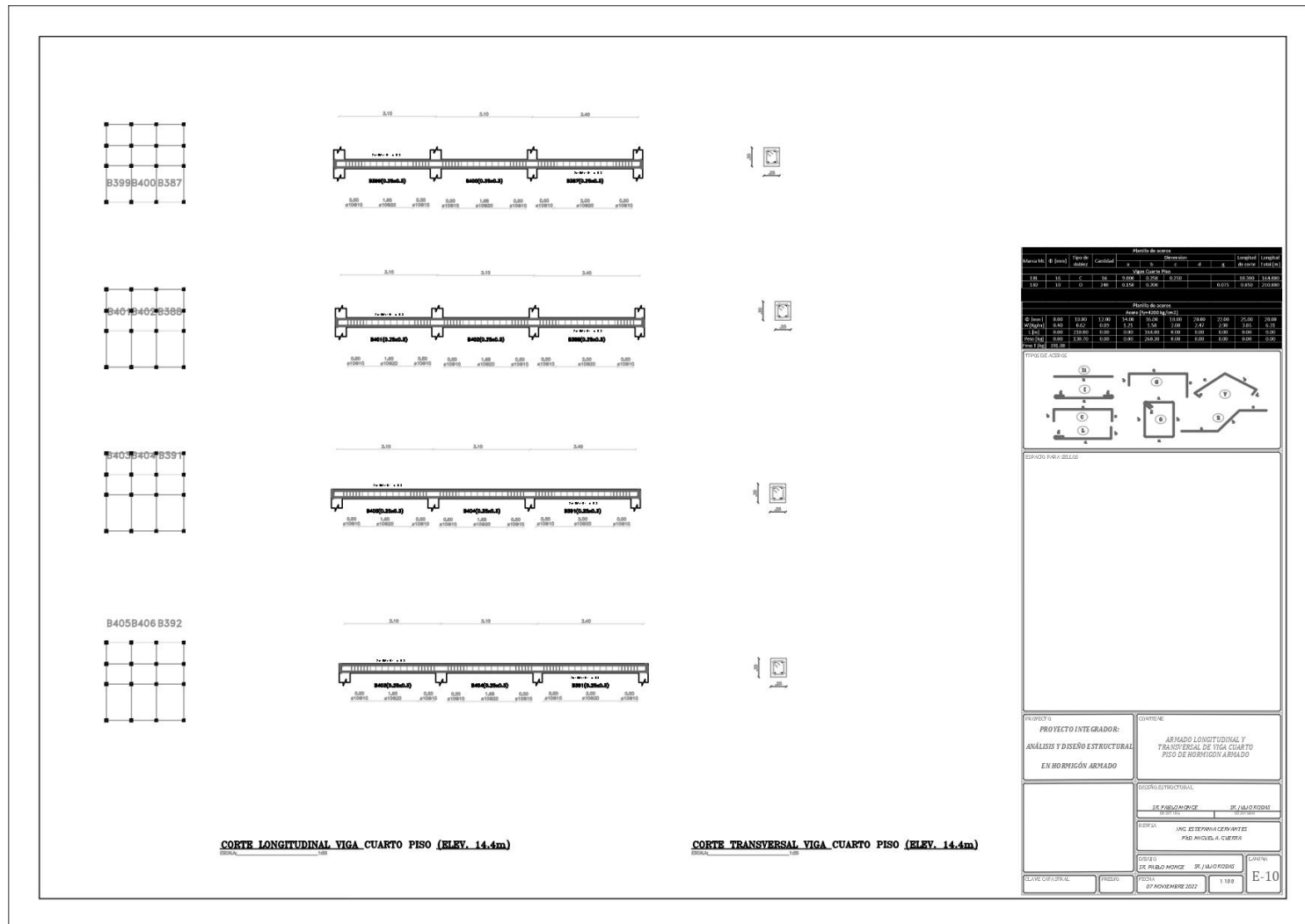


Figura 57 Plano estructural: E10

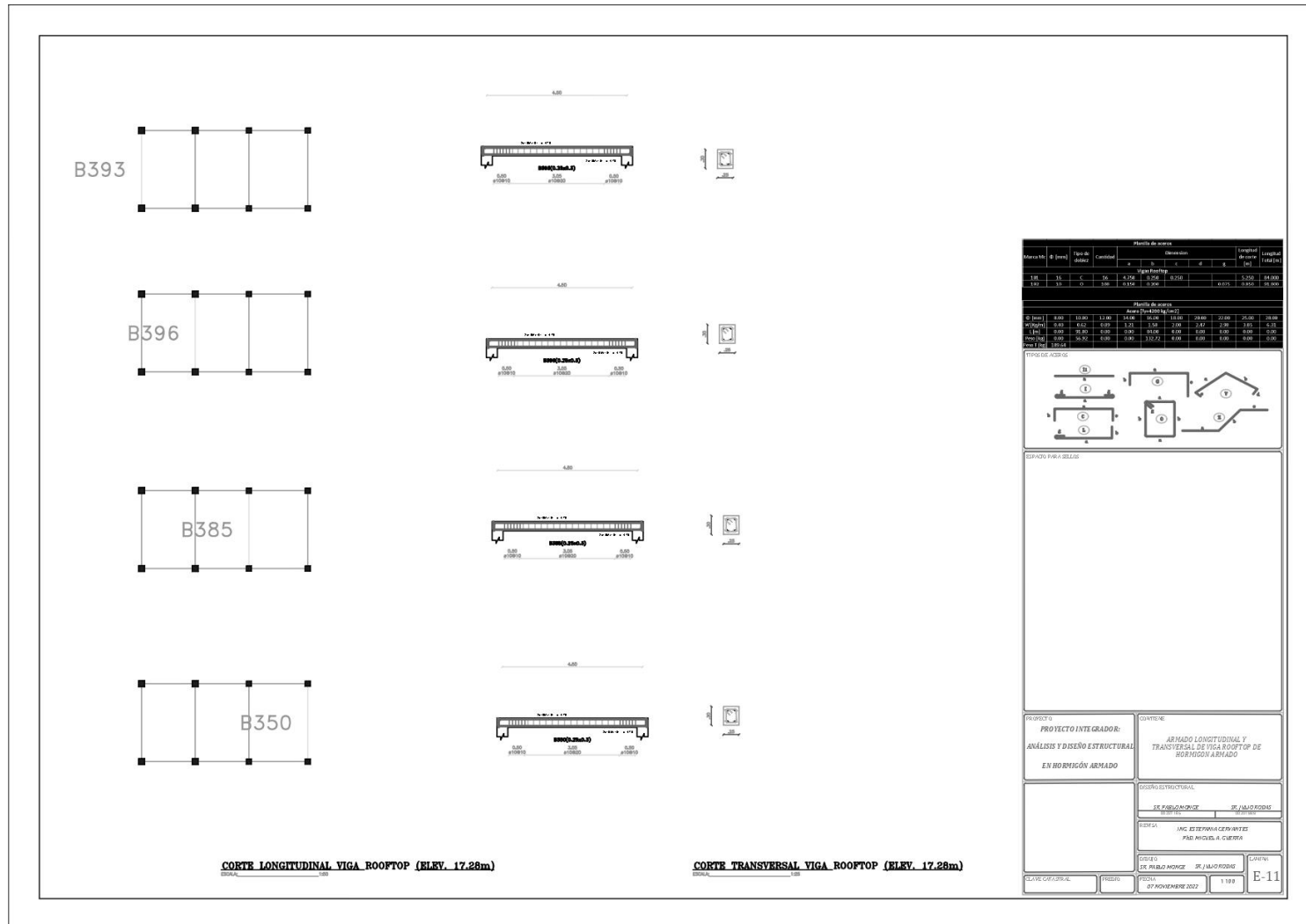


Figura 58 Plano estructural: E11

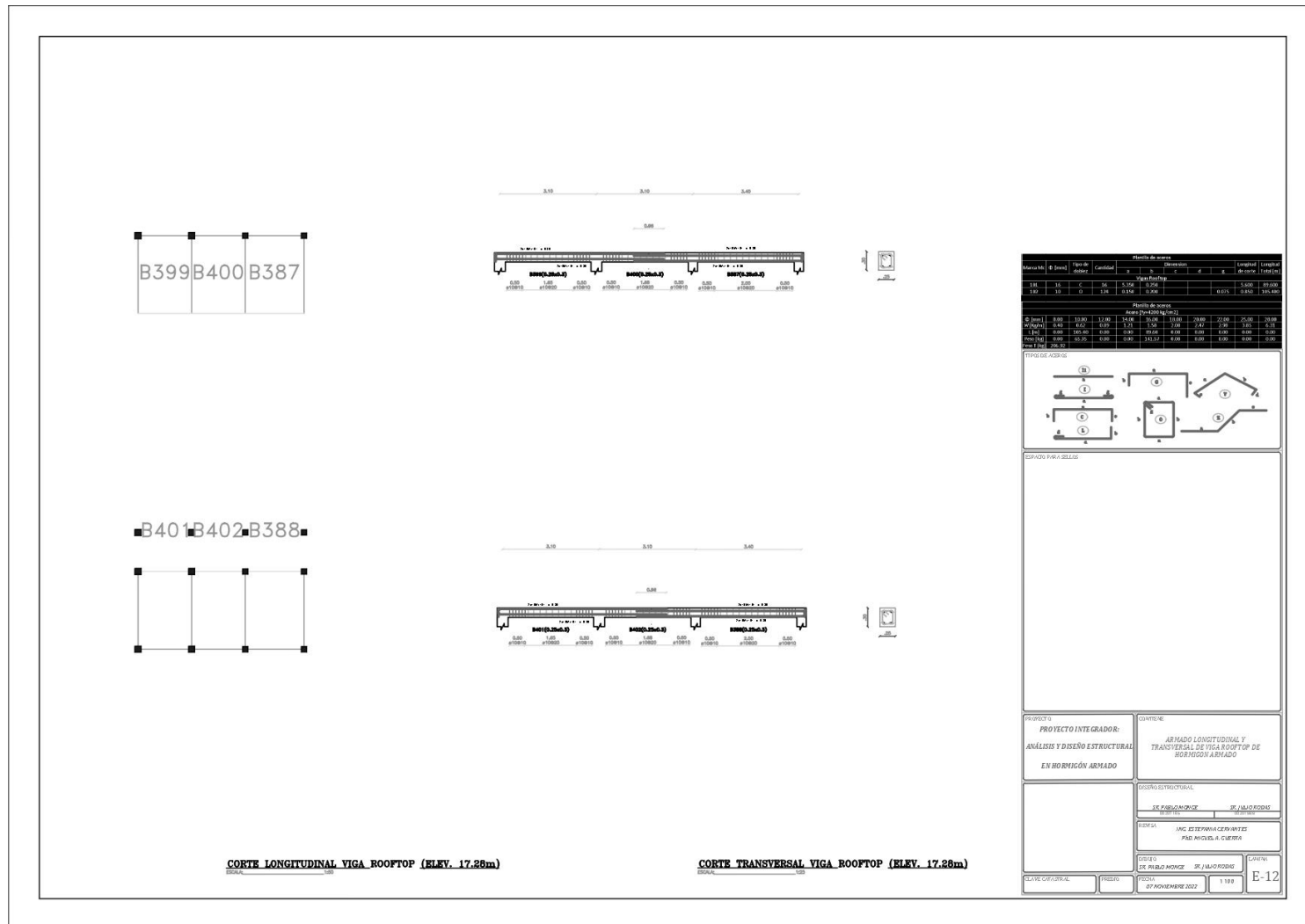


Figura 59 Plano estructural: E12

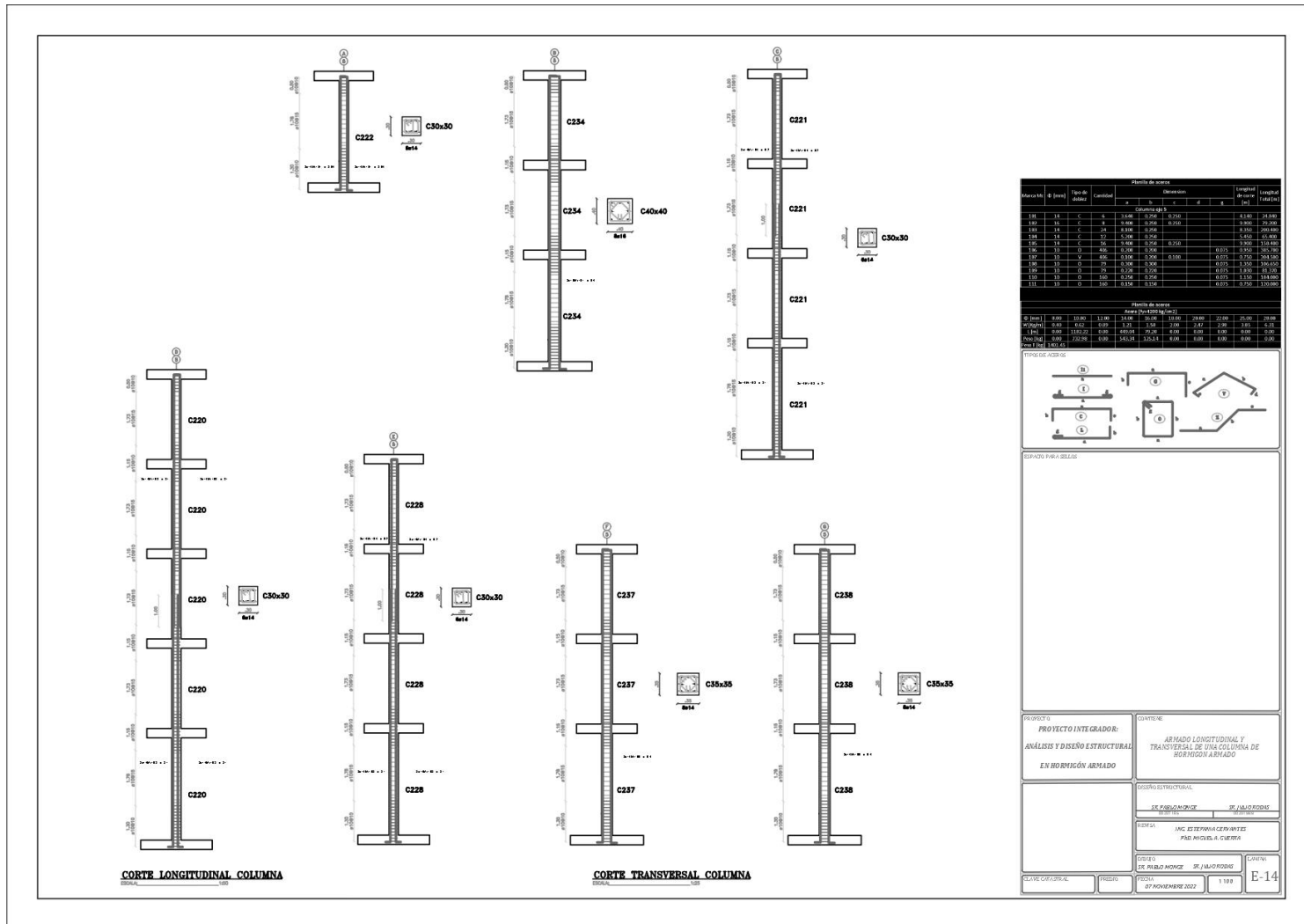


Figura 61 Plano estructural: E14

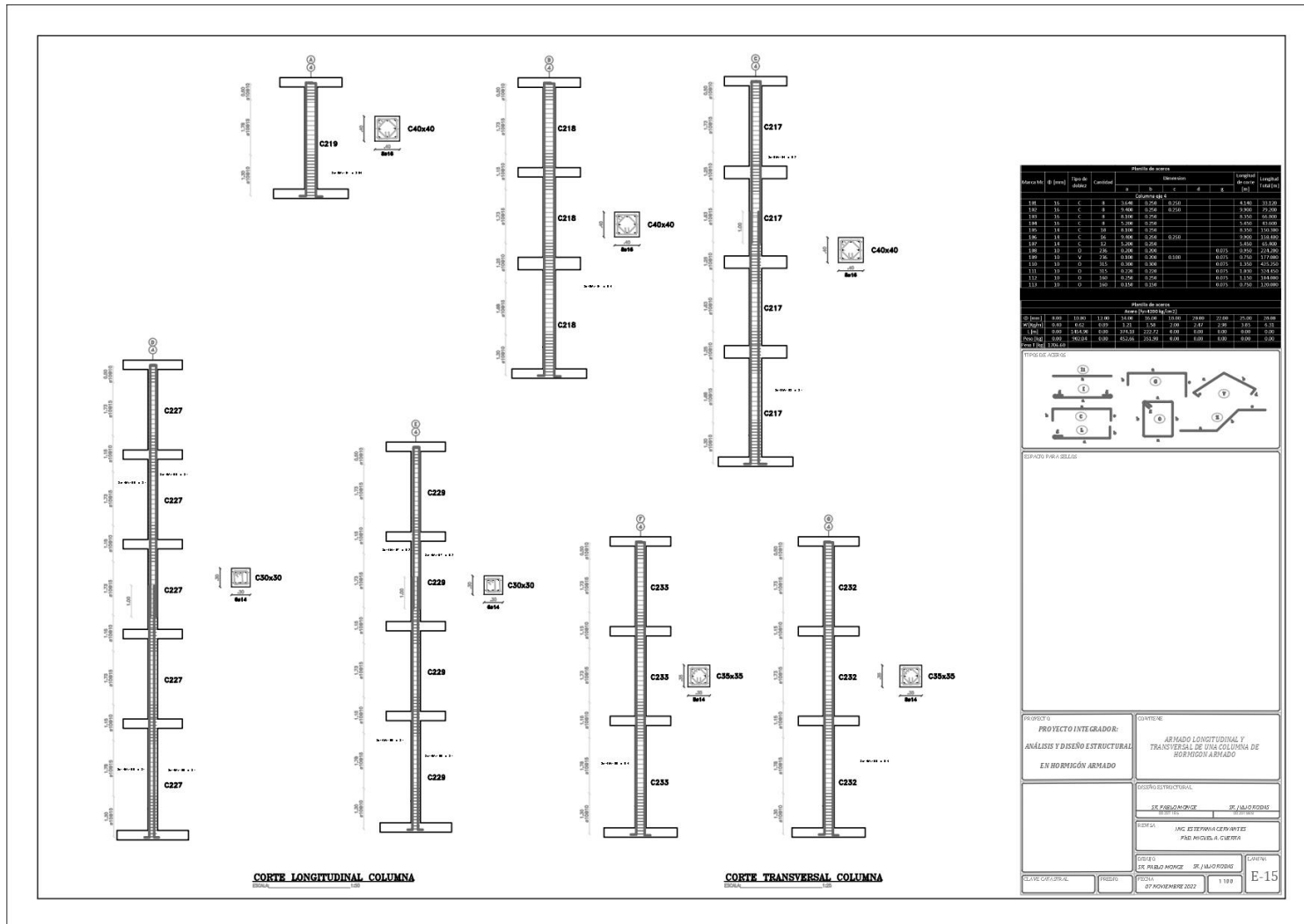


Figura 62 Plano estructural: E15

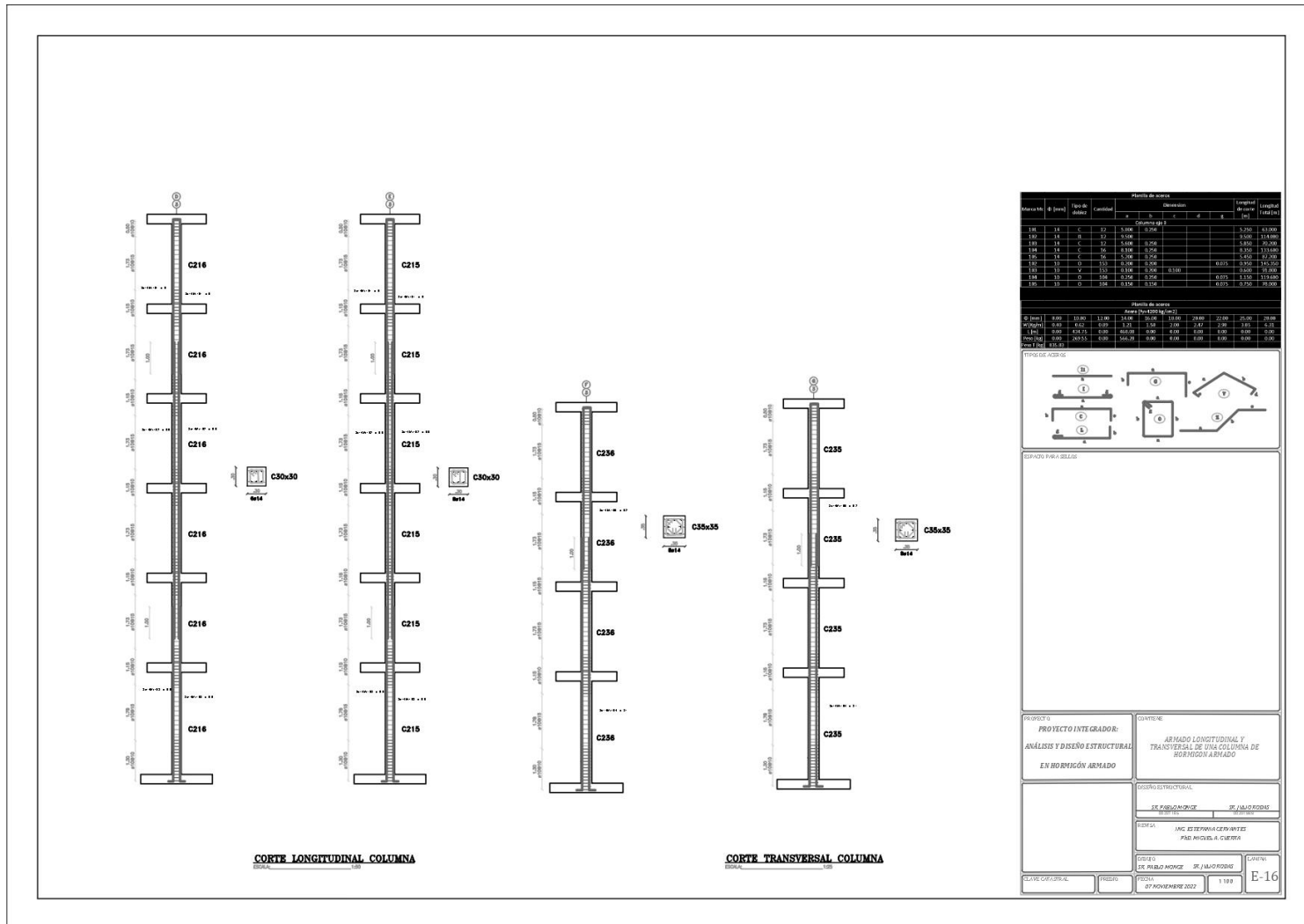


Figura 63 Plano estructural: E16

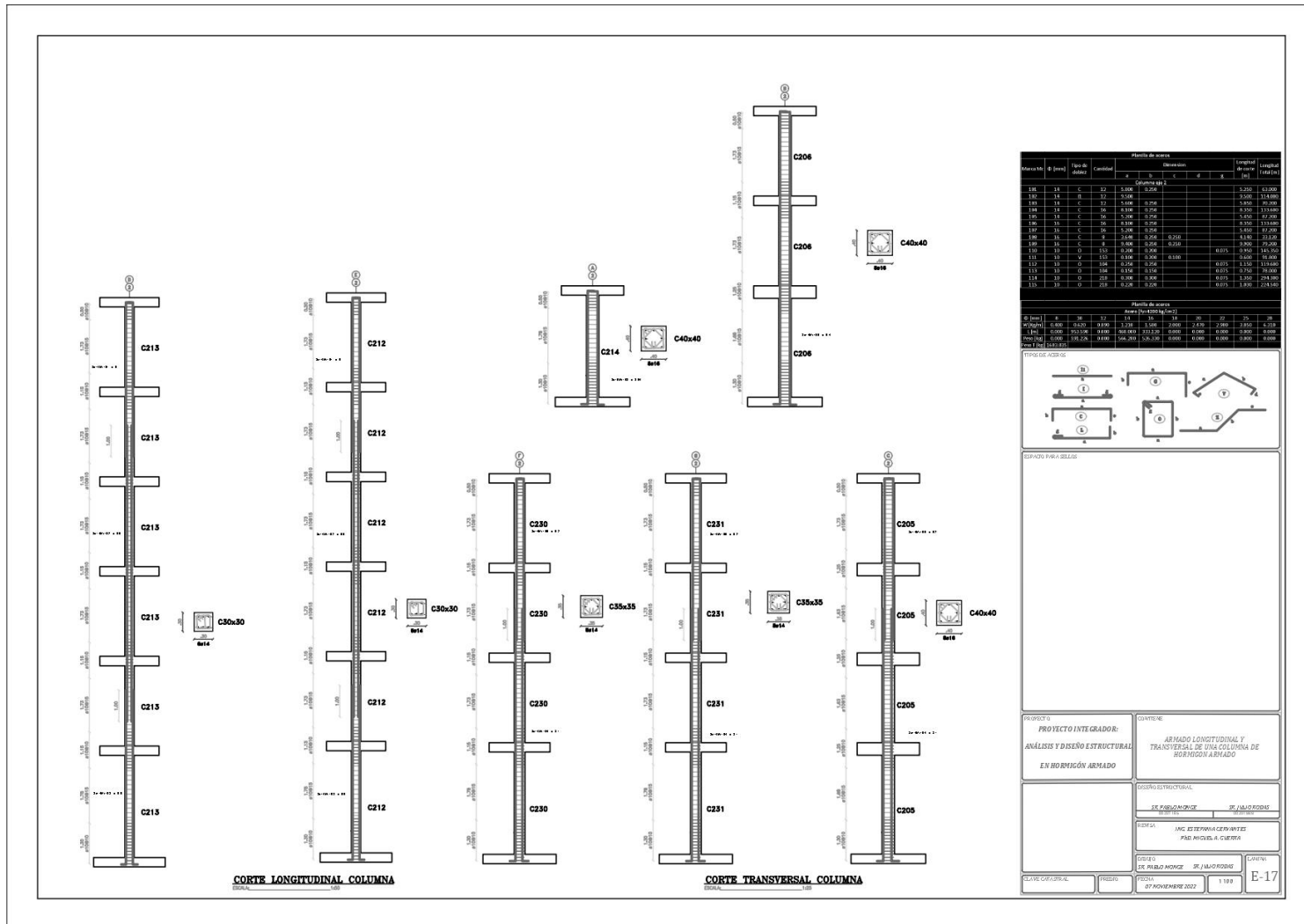


Figura 64 Plano estructural: E17

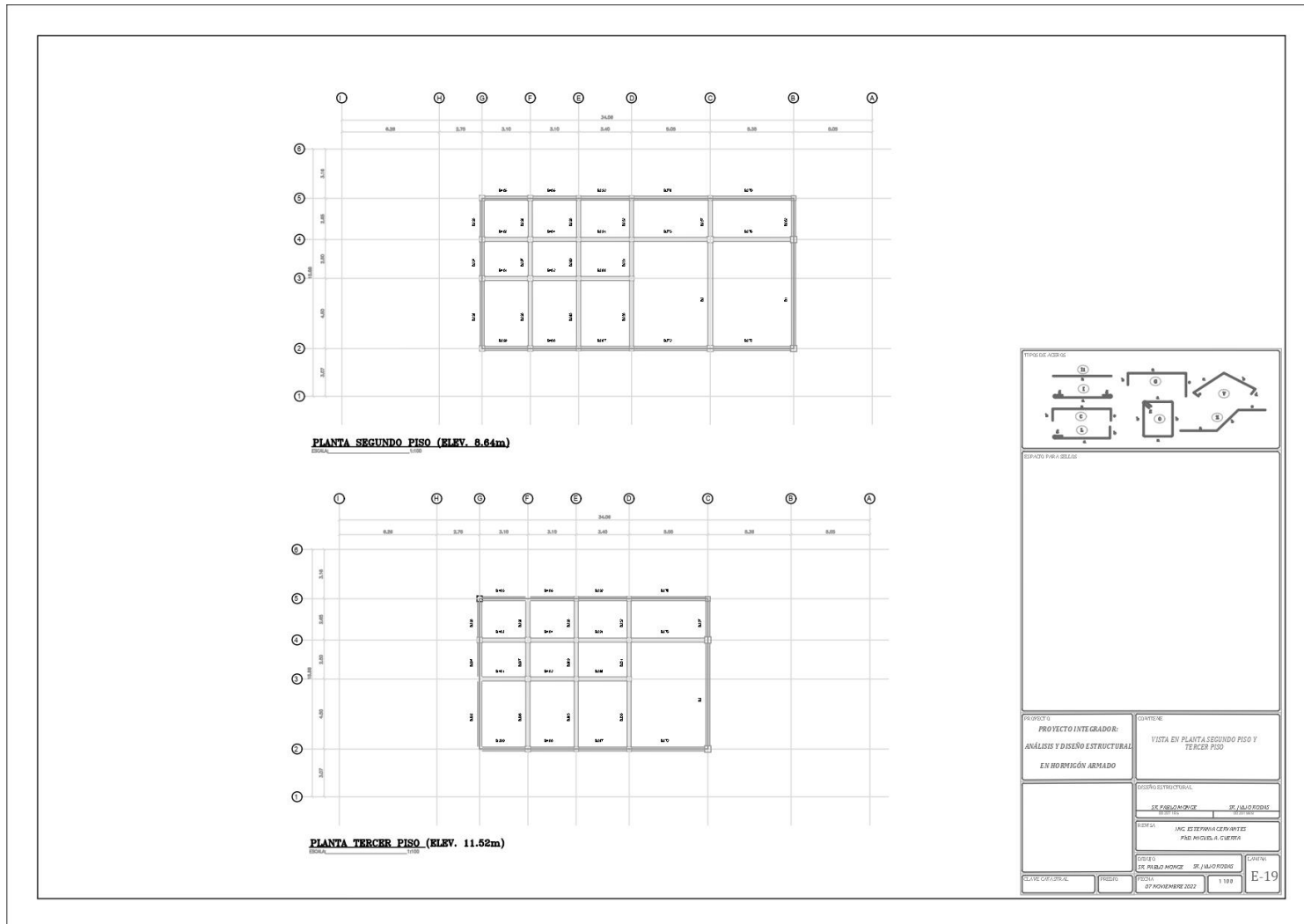


Figura 66 Plano estructural: E19

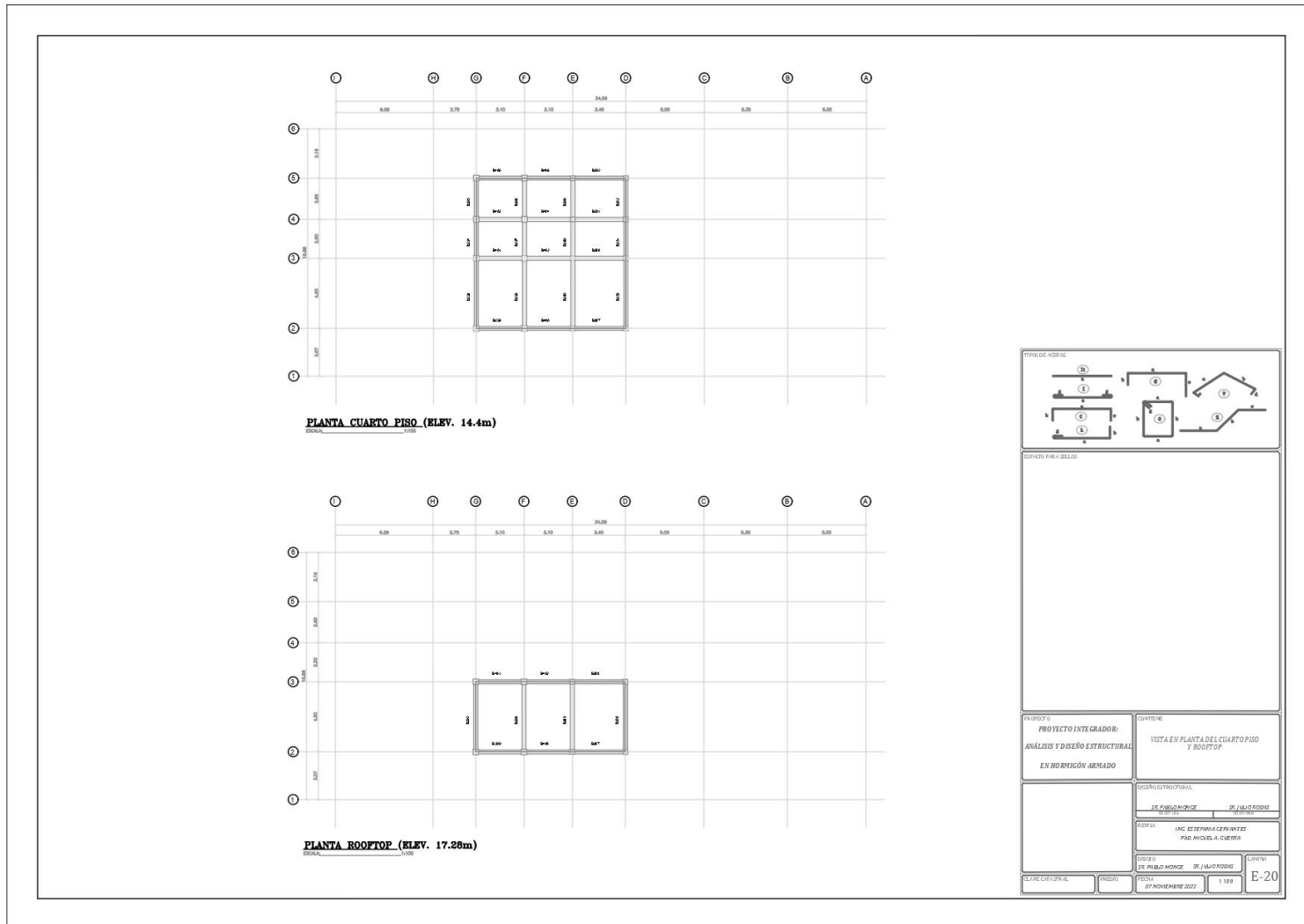


Figura 67 Plano estructural: E20