

FACULTAD DE INGENIERÍA

Ingeniería Civil

“DETERMINACIÓN DEL GRADO DE INCLINACIÓN
MÁXIMO ACEPTABLE DE LAS COLUMNAS RECTAS
DE UNA EDIFICACIÓN DE 4 NIVELES A PARTIR DE
SU COMPORTAMIENTO SÍSMICO, CAJAMARCA,
2020”

Tesis para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Autores:

Felix Armando Huaman Pajares

Virgilio Rimarachin Mosquera

Asesor:

Ing. Neicer Campos Vasquez

<https://orcid.org/0000-0003-1508-6575>

Cajamarca - Perú

JURADO EVALUADOR

Jurado 1 Presidente(a)	Tulio Edgar Guillén Sheen	26676774
	Nombre y Apellidos	Nº DNI

Jurado 2	Kely Elizabeth Nuñez Vásquez	42679441
	Nombre y Apellidos	Nº DNI

Jurado 3	Lizbeth Milagros Merma Gallardo	40012838
	Nombre y Apellidos	Nº DNI

DEDICATORIA

Dedicamos este trabajo principalmente a Dios, por habernos dado la vida, por guiar nuestros caminos, darnos sabiduría y permitirnos llegar a este momento tan importante en nuestra formación profesional. A nuestros padres y hermanos por confiar en nosotros y estar en cada paso que damos. A nuestros amigos que nos dieron ánimos y apoyaron para lograr culminar nuestros estudios universitarios.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por no dejar que nos
rindiéramos y por brindarnos su
infinita sabiduría, a nuestros padres,
por darnos el apoyo necesario para
culminar nuestros estudios
universitarios, y cuidar de nosotros
cada día, y a todas las personas que
nos han apoyado y motivado en el
transcurso de nuestra vida
universitaria y en el desarrollo de esta
tesis.

ÍNDICE

JURADO EVALUADOR	2
DEDICATORIA	3
AGRADECIMIENTO	4
ÍNDICE DE TABLAS	6
ÍNDICE DE FIGURAS	8
ÍNDICE DE ECUACIONES	12
RESUMEN.....	13
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	14
CAPÍTULO II. MÉTODO	24
CAPÍTULO III. RESULTADOS	34
CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.....	75
REFERENCIAS	81
ANEXOS.....	83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Material predominante y límites para la distorsión del entrepiso	21
Tabla 2	Cortante Basal Total	34
Tabla 3	Fuerzas cortantes por piso en la dirección X	35
Tabla 4	Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y	35
Tabla 5	Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral	36
Tabla 6	Cortante Basal Total (1.9°)	39
Tabla 7	Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (1.9°)	40
Tabla 8	Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (1.9°)	40
Tabla 9	Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (1.9°)	41
Tabla 10	Cortante Basal Total (2°)	44
Tabla 11	Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (2°)	45
Tabla 12	Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (2°)	45
Tabla 13	Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (2°)	46
Tabla 14	Cortante Basal Total (4°)	49
Tabla 15	Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (4°)	50
Tabla 16	Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (4°)	50
Tabla 17	Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (4°)	51
Tabla 18	Cortante Basal Total (6°)	54
Tabla 19	Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (6°)	55
Tabla 20	Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (6°)	55
Tabla 21	Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (6°)	56
Tabla 22	Cortante Basal Total (8°)	59
Tabla 23	Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (8°)	60
Tabla 24	Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (8°)	60
Tabla 25	Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (8°)	61
Tabla 26	Cortante Basal Total (10°)	64
Tabla 27	Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (10°)	65
Tabla 28	Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (10°)	65
Tabla 29	Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (10°)	66
Tabla 30	Resumen de resultados de derivas máximas y cortantes máximas para cada grado de inclinación de las columnas (inclinación con respecto al eje vertical)	69
Tabla 31	Altura de piso	89
Tabla 32	Características de los Materiales	89

Tabla 33 <i>Espesor de losa aligerada y peso propio</i>	91
Tabla 34 Tabulación de valores de T, C, C/R y ZUCS/R	113
Tabla 35 Irregularidad por Piso Blando Sismo X	116
Tabla 36 Irregularidad por Piso Blando Sismo Y	117
Tabla 37 Irregularidad extrema por Piso Blando Sismo X	117
Tabla 38 Irregularidad extrema por Piso Blando Sismo Y	118
Tabla 39 Irregularidad de Masa o Peso	119
Tabla 40 Resultado de Análisis de la Regularidad en Altura	120
Tabla 41 Irregularidad Torsional Sismo X	121
Tabla 42 Irregularidad Torsional Sismo Y	123
Tabla 43 Irregularidad Torsional Sismo X	124
Tabla 44 Irregularidad Torsional Sismo Y	124
Tabla 45 Primera condición de Discontinuidad del Diafragma	125
Tabla 46 Segunda condición de Discontinuidad del Diafragma	126
Tabla 47 Resultado del Análisis de Regularidad en Planta (Ip)	126
Tabla 48 Parámetros Para Sismo Estático (Columnas Rectas)	129
Tabla 49 Parámetros de Sismo Estático (Columnas inclinadas a 2°)	140
Tabla 50 Tabulación de valores de T, C, C/R y ZUCS/R para el espectro de diseño de los modelos con columnas inclinadas en el software ETABS.	142

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Modelo de única masa	18
Figura 2 Modelo con tres grados de libertad	18
Figura 3 Estructuras con múltiples grados de libertad	18
Figura 4 Modos de vibración	19
Figura 5 Plano de ubicación de la unidad de estudio	25
Figura 6 Ficha de observación validada a partir de la cual se realizará la Ficha 1 anteriormente descrita.....	27
Figura 7 Ficha 1: Registros de derivas máximas para la edificación con columnas rectas o inclinadas, según sea el caso.	28
Figura 8 Ficha de observación a partir de la cual se realizará la Ficha 2 anteriormente descrita	29
Figura 9 Ficha 2: Resumen de resultados de las derivas máximas y cortantes máximas para cada grado de inclinación.....	30
Figura 10 Esquema del procedimiento realizado	32
Figura 11 Cortante basal total obtenido del Software ETABS	34
Figura 12 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X.....	37
Figura 13 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y	37
Figura 14 Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas rectas obtenido del Software ETABS	38
Figura 15 Cortante basal total obtenido del Software ETABS (1.9°).....	39
Figura 16 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (1.9°).....	42
Figura 17 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (1.9°).....	42
Figura 18 Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas inclinadas (1.9°) obtenido del Software ETABS.....	43
Figura 19 Cortante basal total obtenido del Software ETABS (2°).....	44
Figura 20 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (2°).....	47
Figura 21 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (2°).....	47
Figura 22 Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con	

columnas inclinadas (2°) obtenido del Software ETABS.....	48
Figura 23 Cortante basal total obtenido del Software ETABS (4°).....	49
Figura 24 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (4°).....	52
Figura 25 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (4°).....	52
Figura 26 Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas inclinadas (4°) obtenido del Software ETABS.....	53
Figura 27 Cortante basal total obtenido del Software ETABS (6°).....	54
Figura 28 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (6°).....	57
Figura 29 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (6°).....	57
Figura 30 Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas inclinadas (6°) obtenido del Software ETABS.....	58
Figura 31 Cortante basal total obtenido del Software ETABS (8°).....	59
Figura 32 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (8°).....	62
Figura 33 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (8°).....	62
Figura 34 Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas inclinadas (8°) obtenido del Software ETABS.....	63
Figura 35 Cortante basal total obtenido del Software ETABS (10°).....	64
Figura 36 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (10°).....	67
Figura 37 Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (10°).....	67
Figura 38 Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas inclinadas (10°) obtenido del Software ETABS.....	68
Figura 39 Gráfico de “ángulo de inclinación de las columnas” vs “derivadas máximas”	69
Figura 40 Gráfico de “Ángulo de inclinación de las columnas” vs “Cortantes basales”	70
Figura 42 Distribución de aceros para columnas perimetrales (0.60x0.45).....	71
Figura 41 Distribución de aceros para columnas esquineras y centrales	71
Figura 43 Distribución de aceros para columnas perimetrales (0.45x0.60).....	71
Figura 44 Distribución de aceros para vigas principales (edificación de columnas con 10° de inclinación).....	72
Figura 45 Distribución de aceros para vigas principales (edificación de columnas rectas)	72

Figura 46 Distribución de aceros para vigas secundarias (edificación de columnas con 10° de inclinación).....	73
Figura 47 Distribución de aceros para vigas principales (edificación de columnas rectas)	74
Figura 48 Plano de ubicación de la unidad de estudio.	83
Figura 49 Plano arquitectónico (vista en planta del primer nivel) de la unidad de estudio.....	84
Figura 50 Plano arquitectónico (vista en planta del segundo y tercer nivel) de la unidad de estudio	85
Figura 51 Plano arquitectónico (vista en planta del cuarto nivel) de la unidad de estudio	86
Figura 52 Plano estructural (vista en planta de columnas, vigas y losas) de la unidad de estudio.....	87
Figura 53 Plano estructural (especificaciones y detalles) de la unidad de estudio.....	88
Figura 54 Cargas equivalentes en kg/m ² según el peso de los tabiques en kg/m.....	90
Figura 55 Esquema de losa aligerada en una dirección.....	90
Figura 56 Factor Zona "Z" según la ubicación.....	92
Figura 57 Factores De Zona "Z"	92
Figura 58 Factor De Uso "U".....	92
Figura 59 Factor de Suelo "S".....	93
Figura 60 Períodos "TP" Y "TL"	93
Figura 61 Paso 1	95
Figura 62 Paso 2	95
Figura 63 Paso 3	96
Figura 64 Paso 4	97
Figura 65 Paso 5	98
Figura 66 Paso 6	99
Figura 67 Paso 7	100
Figura 68 Paso 8	101
Figura 69 Dibujo de Vigas.....	101
Figura 70 Dibujo de Losas.....	102
Figura 71 Paso 9	102
Figura 72 Paso 10	103
Figura 73 Paso 11	104
Figura 74 Paso 12	105
Figura 75 Paso 13	106
Figura 76 Paso 14	107
Figura 77 Paso 15	108
Figura 78 Paso 16	109
Figura 79 Paso 17	110
Figura 80 Mapa de Zonificación Sísmica	112
Figura 81 Selección del tipo de función a utilizar	114

Figura 82	Importación de los datos del espectro de diseño	114
Figura 83	Ingreso del caso de carga correspondiente al espectro de diseño	115
Figura 84	Desplazamientos por piso producidos por el sismo en la dirección X	116
Figura 85	Desplazamientos por piso producidos por el sismo en la dirección Y	117
Figura 86	Pesos calculados por pisos en el Software ETABS.....	118
Figura 87	Representación de los extremos continuos de la edificación.....	121
Figura 88	Derivas en el punto A obtenidas del Software ETABS (Sismo en X).....	122
Figura 89	Derivas en el punto B obtenidas del Software ETABS (Sismo en X).....	122
Figura 90	Derivas máximas para el sismo en la dirección X.....	122
Figura 91	Derivas en el punto B obtenidas del Software ETABS (Sismo en Y).....	123
Figura 92	Derivas en el punto C obtenidas del Software ETABS (Sismo en Y).....	123
Figura 93	Derivas máximas para el sismo en la dirección Y.....	123
Figura 94	Periodos de los Modos de Vibración (Columnas Rectas)	128
Figura 95	Dibujo de columnas inclinadas	130
Figura 96	Discontinuidad de un elemento por desalineamiento en su eje vertical, excentricidad “e”	131
Figura 97	Desalineamiento de una columna inclinada a 2° y a 1.9° de la edificación analizada	132
Figura 98	Periodos de los Modos de Vibración (1.9°)	134
Figura 99	Periodos de los Modos de Vibración (2°)	135
Figura 100	Periodos de los Modos de Vibración (4°)	136
Figura 101	Periodos de los Modos de Vibración (6°)	137
Figura 102	Periodos de los Modos de Vibración (8°)	138
Figura 103	Periodos de los Modos de Vibración (10°)	139
Figura 104	Distribución de aceros para columnas perimetrales (0.45x0.60).....	143
Figura 105	Distribución de aceros para columnas esquineras	143
Figura 106	Distribución de aceros para columnas perimetrales (0.60x0.45).....	143
Figura 107	Diagrama de interacción para las columnas esquineras (0.55x0.55).....	144
Figura 108	Diagrama de interacción para las columnas perimetrales (0.60x0.45)	144
Figura 109	Diagrama de interacción para las columnas perimetrales (0.45x0.60)	145
Figura 110	Diagramas de momentos en el eje crítico de las vigas principales (eje B)	146
Figura 111	Diagramas de momentos en el eje crítico de las vigas secundarias (eje 2).....	147
Figura 112	Diagramas de fuerzas cortantes en el eje crítico de las vigas principales (eje B)	148
Figura 113	Diagramas de momentos en el eje crítico de las vigas secundarias (eje 2).....	149
Figura 114	CARTA DE AUTORIZACIÓN PARA LA UTILIZACIÓN DE LOS PLANOS USADOS PARA LA INVESTIGACIÓN	154

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Determinación de la aceleración espectral	21
Ecuación 2. Combinación cuadrática completa.....	22
Ecuación 3 Volumen de C°	91
Ecuación 4. Coeficiente de Reducción (R).....	94

RESUMEN

En la Ingeniería Civil, se han presentado retos en cuanto al diseño estructural de edificaciones debido a diseños arquitectónicos o por cuestiones de iluminación; originándose por ejemplo el uso de columnas inclinadas, esta es la razón principal por la que el presente estudio tuvo como propósito determinar el grado de inclinación máximo de las columnas rectas de una edificación, partiendo de su comportamiento sísmico sin alterar el diseño de los elementos estructurales, para lo cual se utilizaron los planos arquitectónicos y estructurales de una edificación de 4 niveles destinada a hotel, ubicada en la ciudad de Cajamarca, cuyo sistema resistente es de pórticos de concreto armado. Esta edificación fue plasmada en un modelo estructural utilizando el software ETABS, inclinando las columnas exteriores desde 0° a 10° partiendo de la base hacia adentro, siguiendo el procedimiento del análisis modal espectral que indica la norma peruana E.030 para determinar el cumplimiento de las derivas máximas y de esta forma calcular el grado de inclinación máximo. Los resultados mostraron que cuando las columnas son inclinadas en un ángulo mayor o igual a 2° se producirá una irregularidad en altura catalogada como “Discontinuidad en los Sistemas Resistentes”, ocasionando un aumento en las fuerzas cortantes basales y consigo un nuevo diseño de los elementos estructurales, a pesar de que las derivas originadas fueron menores a las obtenidas en la edificación con columnas rectas. Por lo tanto, se concluye que el grado de inclinación máximo de las columnas rectas de la edificación en análisis, será cuando no se origine la mencionada irregularidad, siendo este valor de 1.9° , con lo cual se acepta la hipótesis planteada, verificándose que con dicha inclinación se cumple con el límite para la distorsión del entrepiso (deriva) de 0.007 que indica la norma peruana E.030.

Palabras clave: columnas inclinadas, comportamiento sísmico, fuerzas cortantes basales, derivas

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

En la ingeniería civil es de vital importancia conocer el comportamiento sísmico que tendrá cualquier construcción ante las fuerzas internas y externas, dicho comportamiento presenta mayor estabilidad en edificaciones regulares y simétricas tanto en planta como en altura; sin embargo, debido a los diferentes diseños arquitectónicos, por la propia forma del terreno o por cuestiones de iluminación, muchas veces se diseñan construcciones con una arquitectura irregular que implica el diseño de estructuras irregulares.

Con respecto al comportamiento sísmico Durand et al. (2018), consideran que los parámetros para dicho comportamiento pueden ser los siguientes: configuración en planta y elevación, cargas muertas y de uso, demanda sísmica por ubicación y niveles de peligro correspondientes. En esta investigación nos centraremos en los parámetros de la configuración en planta y altura puesto que se analizará la inclinación de las columnas de una edificación de 4 niveles, determinándose el grado máximo de inclinación. Una investigación similar realizó De Freitas y Renaud (2016) la cual tuvo como objetivo evaluar la ductilidad de pórticos de concreto armado con columnas inclinadas utilizando el método de análisis estático no lineal (Pushover), obteniendo como resultado que el rango del comportamiento inelástico de la estructura disminuye a mayor razón entre los ángulos de cero grados (0°) a quince grados (15°) que entre los ángulos de veinte grados (20°) a veinticinco grados (25°).

En los siguientes párrafos se menciona los antecedentes principales sobre el tema en cuestión:

Rouzmehr y Saleh Jalali (2014) en su artículo denominado: “Respuesta de edificaciones con columnas inclinadas en la primera planta a los movimientos de suelo cercanos a una falla”, tuvieron como objetivo investigar el efecto del ángulo de inclinación de las columnas del primer piso en la deriva máxima de un edificio simple de tres plantas, para lo cual determinaron la respuesta estructural suponiendo que los pisos eran rígidos y estaban conectados a las

columnas de masa axialmente rígida mediante resortes rotacionales elasto-plásticos y amortiguadores rotacionales lineales, para posteriormente resolver las ecuaciones de movimiento no lineal de la edificación utilizando el método de Runge-Kutta. Por último, mediante un análisis tiempo-historia sometieron el modelo analizado a los datos del acelerograma del terremoto “El Centro”, con lo cual determinaron las derivas de entrepiso en cada nivel de la edificación; encontrando como resultados que al aumentar el ángulo de inclinación de las columnas del primer piso, la deriva de dicho piso disminuye, excepto para un ángulo de inclinación mayor a 10° , mientras que las derivas de los pisos superiores aumentan, concluyendo que las columnas inclinadas del primer piso juegan un papel importante en la disminución de su respectiva deriva. Sin embargo, conducen a aumentar la deriva de los pisos superiores. Esta solución sería útil en el diseño antisísmico de edificios con limitaciones arquitectónicas en el primer piso.

De Freitas y Renaud (2016) en su tesis denominada: “Evaluación de la ductilidad de pórticos de concreto armado con columnas inclinadas, utilizando el método de análisis Estático no Lineal (pushover)”, tuvieron como objetivo evaluar la ductilidad de pórticos de concreto armado con columnas inclinadas utilizando el método de análisis estático no lineal (Pushover), realizaron una evaluación de dos modelos de pórticos, utilizando un software de cálculo estructural (SAP2000), cuyas diferencias se basaban en cuales de las columnas se dispondrían a inclinar, además de probar con distintos grados de inclinación hasta alcanzar los 25° respecto al eje vertical. Haciendo uso de los criterios normativos establecidos y con la aplicación del análisis no lineal se obtuvieron por cada pórtico analizado curvas de capacidad, formación y niveles de daño de rotulas plásticas, puntos de desempeño, encontrando como resultados los valores de ductilidad de cada pórtico y comparando como varían a medida que aumenta la inclinación de sus columnas, concluyendo que el uso de columnas inclinadas en los modelos evaluados, no altera el patrón de la formación de rotulas plásticas y que el rango del

comportamiento inelástico de la estructura disminuye a mayor razón entre los ángulos de cero grados (0°) a quince grados (15°) que entre los ángulos de veinte grados (20°) a veinticinco grados (25°), esto debido a la forma en la que incide la carga sobre las columnas inclinadas, generando una componente horizontal (corte) que aumentará a mayor grado de inclinación.

Por lo cual en la presente investigación formulamos la siguiente pregunta: ¿Cuál será el grado de inclinación máximo aceptable de las columnas rectas de un edificio de 4 niveles a partir de la comparación de su comportamiento sísmico sin alterar el diseño de los elementos estructurales? Por lo tanto, para responder dicha pregunta, tuvimos como objetivo principal determinar el grado de inclinación máximo aceptable de las columnas rectas de una edificación de 4 niveles a partir de la comparación de su comportamiento sísmico, así como los siguientes objetivos específicos: Determinar, analizar y comparar las derivas máximas a partir de un análisis modal de respuesta espectral según la combinación cuadrática completa de la norma E.030 tanto para la edificación con columnas inclinadas (cada 2° en sentido horizontal y vertical) y la edificación con columnas rectas; determinar, analizar y comparar las fuerzas cortantes basales obtenidas a partir del comportamiento sísmico de la edificación con columnas inclinadas (cada 2° en sentido horizontal y vertical) y de la edificación con columnas rectas; determinar el ángulo de inclinación máximo aceptable de las columnas rectas de la edificación en análisis, determinar la distribución de aceros para las vigas y columnas de la edificación con la finalidad de aumentar el máximo grado de inclinación calculado y elaborar una guía presentada como un procedimiento y procesamiento de datos para el uso del software ETABS, centrada principalmente en el modelado estructural de la edificación analizada. Finalmente formulamos la siguiente hipótesis: El grado de inclinación máximo aceptable de las columnas rectas de un edificio de 4 niveles a partir de la comparación de su comportamiento sísmico será menor a 10° .

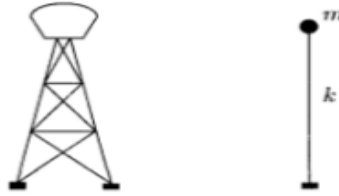
Con respecto a las definiciones conceptuales que servirán como sustento teórico tenemos las siguientes:

Sismos, “son ocasionados por deslizamientos de sectores de corteza terrestre en la ruptura que presenta en las fallas geológicas y zonas de subducción de placas tectónicas. La energía liberada ocasiona en algunas de las partes de la corteza, irradiación de energía, la cual se transforma en energía acumulada, liberándose en varias direcciones del espacio. Las ondas se van manifestando de forma desordenada, tal que al tiempo se van reflejando y retractándose en forma de movimientos de suelo, la aceleración que presenta se debe a diferentes frecuencias en las ondas, ya que se superponen unas a otras de manera caótica” (Guzmán y Ramírez, 2017, pág. 17)

Grados de libertad, “son consideradas todas las partículas de masa del sistema, que se definen la posición en el tiempo y espacio con número mínimo de coordenadas. En sistemas rígidos, que no existe desplazamiento relativo entre las partículas de masa, las propiedades de esta se describen referidas a su centro de masa. Sin embargo, puede establecerse un número infinito de grados de libertad cuando la masa es parte de un elemento flexible, ya que, el sistema de masa se encuentra distribuida. Los grados de libertad pueden establecerse para la masa de un nivel en una estructura un modelo dinámico discreto, por ello, a pesar de contar con un elevado número de grados de libertad, se puede calcular con precisión como un sistema sencillo; los sistemas no pueden ser caracterizados como simples, a estos se los denomina sistema de varios grados de libertad o sistemas múltiples”. (Guzmán y Ramírez, 2017, pág. 20).

Figura 1

Modelo de única masa



Fuente: Guzmán y Ramírez (2017)

Figura 2

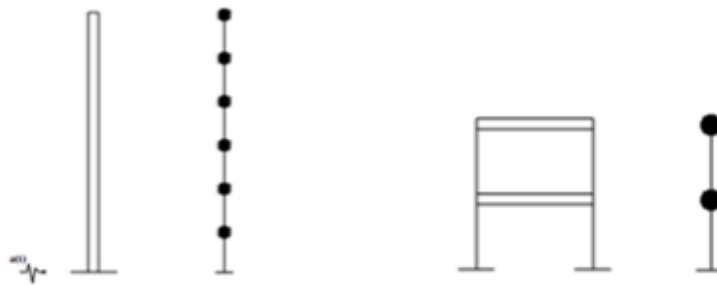
Modelo con tres grados de libertad



Fuente: Guzmán y Ramírez (2017)

Figura 3

Estructuras con múltiples grados de libertad



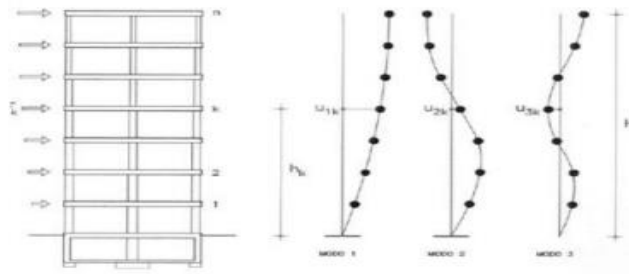
Fuente: Guzmán y Ramírez (2017)

Análisis modal, “es un punto de partida para calcular las fuerzas actuantes sobre plantas de la estructura, que son consideradas aplicadas en el centro de masas de cada una de las plantas; además, estima las tensiones y esfuerzos en elementos de un sistema estructural, permite también, el cálculo de valores máximos de desplazamientos y aceleraciones, en cada vibración, esto es permitido al momento de tener un espectro de diseño; de acuerdo a la acción

dinámica específica, la estructura puede vibrar u oscilar de diferentes modos o formas. Así mismo, se puede obtener el desplazamiento de cada planta de la estructura con respecto al modo de vibración obtenido por la inducción del sismo. Para el dimensionamiento de elementos estructurales se tiene en cuenta, la combinación de fuerzas sísmicas para cada vibración, con la finalidad de calcular la estructura correctamente”. (Guzmán y Ramírez, 2017, pág. 21).

Figura 4

Modos de vibración



Fuente: Guzmán y Ramírez (2017)

Requisitos de resistencia y servicio, según la norma técnica peruana E.060, la resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

Si en el diseño se tuvieron que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado anteriormente, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Deformaciones en estructuras “En la mayoría de los casos las deformaciones son imperceptibles, y deben ser medidas con el auxilio de instrumentos, dichas deformaciones son producidas por la acción de cargas externas (cargas de servicio, sismos, vientos, nieve, etc.) o internas (peso propio) y además la magnitud y el sentido de las mismas depende de las dimensiones del elemento y del material usado; éstas deformaciones pueden ser elásticas

cuando desaparece al cesar la acción que lo produce, por lo que las partículas elementales del cuerpo vuelven a su posición inicial o plástica cuando la deformación persiste después de desaparecer la causa que lo ha producido” (Morales, 2013).

“En el ámbito real no se producen deformaciones exclusivamente elásticas o exclusivamente plásticas puesto que cualquier cuerpo estructural luego de ser deformado y al cesar la fuerza, no vuelve nunca a las condiciones iniciales; por lo tanto, al aplicar un esfuerzo pequeño a un cuerpo poco elástico, la deformación tiende a anularse al menos en parte. En la práctica diremos que el cuerpo se comporta elásticamente cuando la deformación permanente que sufre es casi imperceptible” (Morales, 2013).

Generalmente las deformaciones presentan las siguientes relaciones:

- a mayor carga, mayor deformación
- a mayor dimensión longitudinal (luz), mayor deformación
- a mayor sección resistente, menor deformación
- a mejor material (mayor módulo E), menor deformación

Por otro lado, la norma técnica peruana de diseño sismo-resistente E.030 establece algunos límites permisibles para las deformaciones o desplazamientos horizontales entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de edificaciones, la cual es llamada deriva (Δ_i). Dichas derivas se dividen entre la altura del entrepiso (h_{ei}) para de esta forma obtener los límites para la distorsión del entrepiso tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1

Material predominante y límites para la distorsión del entrepiso

Material Predominante	Distorsión del entrepiso en metros (Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Tabla N°11 norma técnica peruana E.030 (2018)

Análisis dinámico modal espectral según norma técnica E.030, para el fin de la presente investigación, se centrará en el Análisis dinámico modal espectral el cual puede ser utilizado para cualquier estructura usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según el artículo 29 de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. Por otro lado, los modos de vibración pueden determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Aceleración Espectral; para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

Ecuación 1. *Determinación de la aceleración espectral*

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Donde:

Z: Factor de zona

U: Factor de uso

C: Coeficiente de amplificación sísmica

S: Factor de suelo

g: Aceleración de la gravedad

R: Coeficiente de reducción

Criterios de Combinación, mediante los criterios de combinación que se indican, se puede obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

Para el presente estudio se utilizará la combinación alternativa, la cual está dada por la siguiente expresión:

Ecuación 2. *Combinación cuadrática completa*

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde

r : Respuestas modales, desplazamientos o fuerzas.

Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1 + \lambda)\lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1 + \lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

Donde β es una fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante igual a 0.05; ω_i, ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j .

Con relación a lo anteriormente descrito, se sabe que casi la mayoría de las estructuras diseñadas presentan algún tipo de irregularidad, ya sea en planta o altura, o bien de manera combinada al utilizar columnas inclinadas; las cuales mientras mayor sea el grado de inclinación generan un mayor cortante basal, afectan la respuesta ante acciones sísmicas y generan una pérdida de ductilidad, dependiendo de la configuración del modelo.

Debido a los problemas sísmicos, antes mencionados, que presentan el uso de columnas inclinadas, a los diferentes diseños arquitectónicos, por cuestiones de iluminación y a los antecedentes presentados, se hace necesario que en esta investigación se determine el ángulo de inclinación máximo de las columnas de un pórtico de 4 niveles a través de un análisis dinámico modal espectral que permitirá evaluar las deformaciones máximas para que dichas columnas inclinadas tengan un comportamiento similar al de las columnas rectas sin alterar el diseño de los elementos estructurales.

En relación con la delimitación de la presente investigación, podemos resaltar lo siguiente:

Esta investigación se basa únicamente en la comparación del comportamiento sísmico de una edificación con columnas rectas y otra con columnas inclinadas mediante un análisis modal de respuesta espectral utilizando la combinación CQC (Complete Quadratic Combination) según la norma técnica peruana E.030 – 2018.

El análisis mencionado anteriormente se realizó exclusivamente en el software ETABS v16.2.1.

El diseño de los elementos estructurales no forma parte de la presente investigación, puesto que partió de los planos de una edificación ya diseñada.

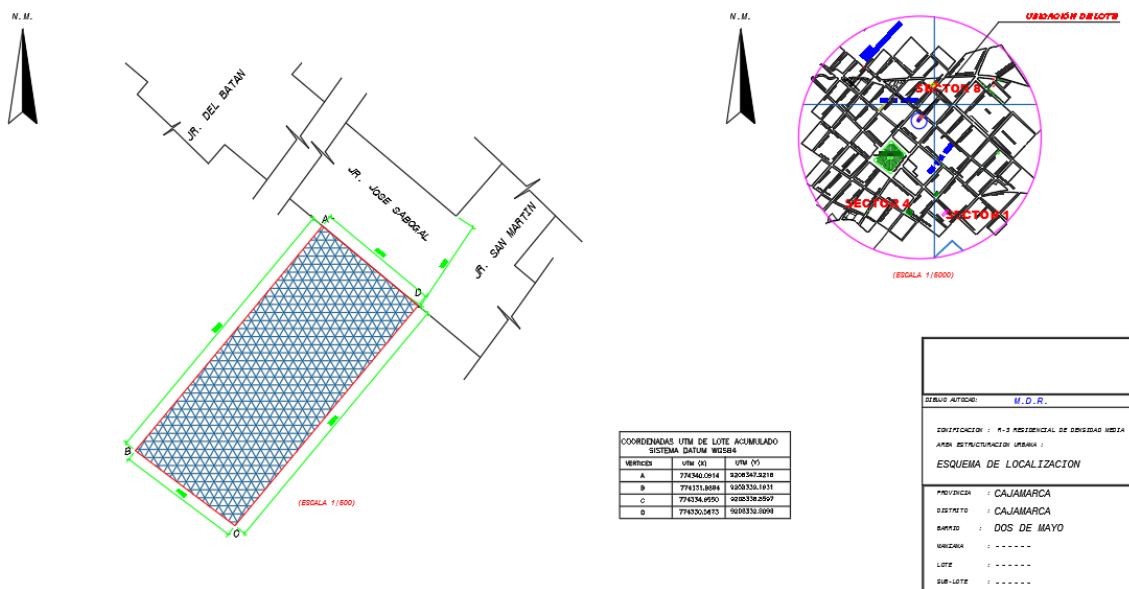
CAPÍTULO II. MÉTODO

La presente investigación es aplicada con enfoque cuantitativo, puesto que se partió de una idea que fue acotándose y una vez delimitada se plantearon objetivos y preguntas de investigación, reflejando la necesidad de medir y estimar magnitudes, las cuales nos permitieron definir el grado de inclinación máximo de las columnas a partir de un modelamiento estructural. Según Hernández (2014), en este tipo de investigación se pretende confirmar y predecir los fenómenos investigados, buscando regularidades y relaciones causales entre elementos, por lo que se orienta a probar teorías, hipótesis y/o explicaciones, así como a evaluar los efectos de unas variables sobre otras (como es el caso del comportamiento sísmico con respecto al grado de inclinación de columnas); esta investigación tendrá un alcance correlacional debido a que busca conocer la relación que existe entre el comportamiento sísmico de columnas inclinadas y de columnas rectas en un pórtico de 4 niveles para determinar el grado de inclinación máximo. Además, según Hernández (2014) encontramos que los antecedentes nos proporcionan generalizaciones que vinculan variables (hipótesis) sobre las cuales se trabajarán, como es el caso del grado de inclinación en columnas; así mismo la presente investigación es de diseño no experimental, puesto que no se manipulan las variables “grado de inclinación máximo aceptable” y “comportamiento sísmico” y los datos obtenidos del modelamiento estructural se observarán en un ambiente natural sin modificaciones (secciones de vigas, columnas y diámetros de aceros tal como muestran los planos estructurales). Finalmente, esta investigación dentro de la clasificación del diseño no experimental es del tipo transversal correlacional-causal, puesto que se describieron relaciones entre dos o más categorías como es el caso de la relación que existe entre el comportamiento sísmico de dos estructuras para determinar el grado de inclinación máximo de las columnas en un momento determinado.

Para la presente investigación se tomó como muestra la unidad de estudio constituida por: los planos arquitectónicos y estructurales de una edificación ubicada en el Jr. José Sabogal cuadra 5, en la ciudad de Cajamarca. Dicha edificación será destinada para hotel, tiene un área construida de 434.36 m², consta de 4 niveles, el primer nivel tiene una altura de 3.075m y los 3 niveles siguientes una altura de 3.425m. Así mismo, se trata de una edificación cuyo sistema estructural son pórticos de concreto armado tanto para la dirección horizontal y vertical. A continuación, se muestran los planos de ubicación de la edificación mencionada.

Figura 5

Plano de ubicación de la unidad de estudio



Fuente: Planos obtenidos por carta de autorización (ver anexos)

El tipo de muestreo utilizado es el no probabilístico por conveniencia, puesto que la elección del edificio a analizar no depende de la probabilidad, sino de las características de la investigación y del propósito de la misma, la cual se basó en determinar el grado de inclinación máximo aceptable de las columnas inclinadas. Así mismo se decidió utilizar dicha edificación puesto que se nos facilitaron la autorización para usar los planos, además de que cumple con las características requeridas para el análisis propuesto.


En la presente investigación se recolectaron los datos pertinentes sobre los atributos, conceptos o variables de las unidades de muestreo/análisis o casos, dicha recolección de datos se dio mediante la técnica de observación realizando un registro visual de los resultados obtenidos en el software ETABS v16.2.1.

Los instrumentos de recolección de datos que se utilizaron fueron fichas de observación, cuyo contenido se detalla a continuación:

- Ficha 1: En esta ficha se registraron las derivas máximas obtenidas del software ETABS v16.2.1 para la edificación sin inclinar las columnas. Dicha ficha fue una adaptación del Anexo N°02 de la investigación titulada “Comparación de la respuesta estructural de una edificación aporticada con zapatas aisladas considerando y sin considerar interacción suelo estructura en la Urbanización San Isidro II Etapa, Trujillo – 2020” elaborada por Reátegui R, 2020 y validada por Ph.D. Genner Alvarito Villareal Castro, 2020.

Figura 6


Ficha de observación validada a partir de la cual se realizará la Ficha 1 anteriormente descrita

FICHA DE OBSERVACIÓN DEL ANÁLISIS EN SAP 2000 V.20 - 2020				
Título de la investigación:	Comparación de la respuesta estructural de una edificación aporticada con zapatas aisladas considerando y sin considerar interacción suelo estructura en la Urbanización San Isidro II Etapa, Trujillo – 2020			
Apellidos y nombres del observador:	Reátegui Fasabi, René	Ficha N°:	1	
Fecha de observación:	12/04/2020			
Periodo de vibración por la forma (s)				
	Periodo de vibración por la forma (s)	Empotrado	Modelo Dinámico	
			Barkan	Norma Rusa
	1			
	2			
	3			
	4			
	5			
	6			
	7			
	8			
	9			
	10			
	11			
	12			
Frecuencia angular por la forma (rad/s)				
	Frecuencia angular por la forma (rad/s)	Empotrado	Modelo Dinámico	
			Barkan	Norma Rusa
	1			
	2			
	3			
	4			
	5			
	6			
	7			
	8			
	9			
	10			
	11			
	12			
Firma de experto validando el instrumento a utilizar en la recolección de datos				
				
<hr style="width: 20%; margin: auto;"/> PhD. Villarreal Castro, Genner				

Fuente: Reátegui (2020)

Figura 7

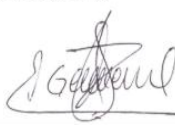
Ficha 1: Registros de derivas máximas para la edificación con columnas rectas o inclinadas, según sea el caso.

 <p>UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE</p>	FICHA 1 - DERIVAS OBTENIDAS PARA LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS RECTAS/INCLINADAS			
	FICHA 1			
	NORMA:	NORMA TÉCNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES		
TESIS:	DETERMINACIÓN DEL GRADO DE INCLINACIÓN MÁXIMO ACEPTABLE DE LAS COLUMNAS RECTAS DE UNA EDIFICACIÓN DE 4 NIVELES A PARTIR DE SU COMPORTAMIENTO SÍSMICO, CAJAMARCA, 2020			
<p>Para la obtención de la respuesta máxima elástica se ha utilizado la combinación modal CQC tal como indica la norma E.030-2018 en el artículo 29.3.2</p> <p>Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis lineal y elástico se multiplicarán por 0.75 R. Para el caso de estructuras Irregulares deberá emplearse el valor de 0.85 R.</p>				
Piso	EQ-XX		EQ-YY	
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
Techo				
Piso 3				
Piso 2				
Piso 1				
Derivas	$\Delta_{\text{máx X}}=$		$\Delta_{\text{máx Y}}=$	
$\Delta_{\text{límite}}=$	0.007		$\Delta_{\text{límite}}=$ 0.007	
OBSERVACIONES:				
ASESOR				
ING. NEICER CAMPOS VÁSQUEZ				

- Ficha 2: En esta ficha se registraron los diferentes grados de inclinación que se dieron en las columnas y la correspondiente deriva máxima obtenida del software ETABS v16.2.1 para cada grado de inclinación. Dicha ficha fue una adaptación del Anexo N°03 de la investigación titulada “Comparación de la respuesta estructural de una edificación aporricada con zapatas aisladas considerando y sin considerar interacción suelo estructura en la Urbanización San Isidro II Etapa, Trujillo – 2020” elaborada por Reátegui R, 2020 y validada por Ph.D. Genner Alvarito Villareal Castro, 2020.

Figura 8


Ficha de observación a partir de la cual se realizará la Ficha 2 anteriormente descrita

FICHA DE OBSERVACIÓN DEL ANÁLISIS EN SAP 2000 V.20 - 2020																					
Título de la investigación:	Comparación de la respuesta estructural de una edificación aporricada con zapatas aisladas considerando y sin considerar interacción suelo estructura en la Urbanización San Isidro II Etapa, Trujillo – 2020																				
Apellidos y nombres del observador:	Reátegui Fasabi, René	Ficha N°:	2																		
Fecha de observación:	12/04/2020																				
Desplazamiento máximo (mm) en dirección "X" y "Y"																					
		<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">N</th> <th rowspan="2">Modelo Dinámico</th> <th colspan="2">Desplazamiento máximo (mm)</th> </tr> <tr> <th>X_{máx}</th> <th>Y_{máx}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>Empotrado</td> <td>()</td> <td>()</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>Barkan</td> <td>()</td> <td>()</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>Norma Rusa</td> <td>()</td> <td>()</td> </tr> </tbody> </table>		N	Modelo Dinámico	Desplazamiento máximo (mm)		X _{máx}	Y _{máx}	1	Empotrado	()	()	2	Barkan	()	()	3	Norma Rusa	()	()
N	Modelo Dinámico	Desplazamiento máximo (mm)																			
		X _{máx}	Y _{máx}																		
1	Empotrado	()	()																		
2	Barkan	()	()																		
3	Norma Rusa	()	()																		
* () se indican los elementos donde surgen los valores máximos de desplazamientos laterales.																					
Firma de experto validando el instrumento a utilizar en la recolección de datos																					
 <hr/> Ph.D. Villareal Castro, Genner																					

Fuente: Reátegui (2020)

Figura 9

Ficha 2: Resumen de resultados de las derivas máximas y cortantes máximas para cada grado de inclinación.

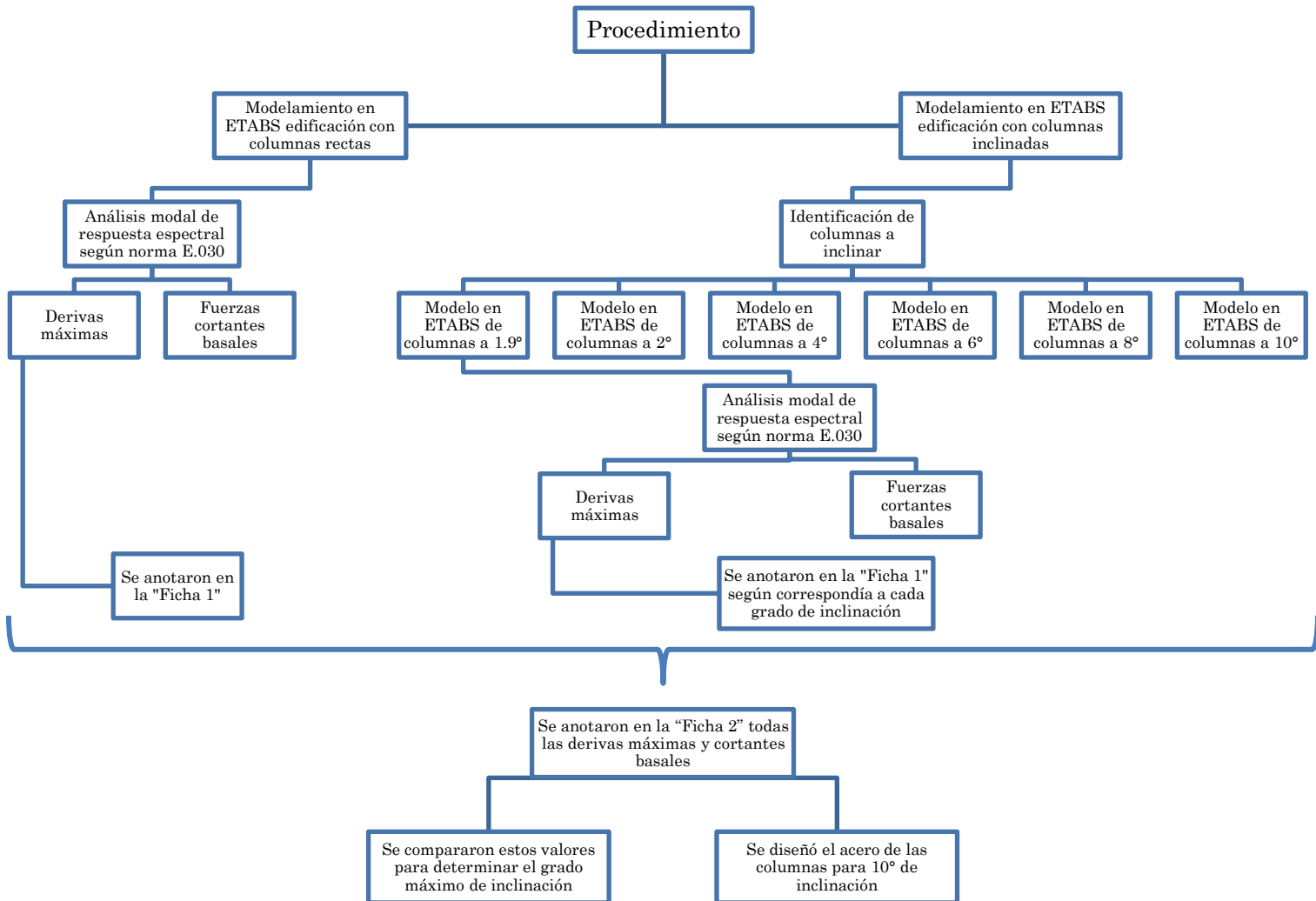
 UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE	FICHA 2 - RESUMEN DE RESULTADOS DE DERIVAS MÁXIMAS Y CORTANTES MÁXIMAS PARA CADA GRADO DE INCLINACIÓN DE LAS COLUMNAS (INCLINACIÓN CON RESPECTO AL EJE VERTICAL DE LAS COLUMNAS)			
	FICHA 2			
	NORMA:	NORMA TÉCNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES		
TESIS:	DETERMINACIÓN DEL GRADO DE INCLINACIÓN MÁXIMO ACEPTABLE DE LAS COLUMNAS RECTAS DE UNA EDIFICACIÓN DE 4 NIVELES A PARTIR DE SU COMPORTAMIENTO SÍSMICO, CAJAMARCA, 2020			
INCLINACIÓN DE COLUMNAS	ANÁLISIS EN EL EJE X-X		ANÁLISIS EN EL EJE Y-Y	
	Deriva máxima	Cortante basal máximo (Tn)	Deriva máxima	Cortante basal máximo (Tn)
RECTAS (0°)				
1.9 GRADOS (1.9°)				
2 GRADOS (2°)				
4 GRADOS (4°)				
6 GRADOS (6°)				
8 GRADOS (8°)				
10 GRADOS (10°)				
OBSERVACIONES:				
ASESOR				
ING. NEICER CAMPOS VÁSQUEZ				

Una vez que se registraron los datos del modelamiento en las fichas mencionadas y se organizaron los mismos en el software Microsoft Excel 2019, se realizó un análisis comparativo entre las derivas máximas y las cortantes basales de la edificación con columnas inclinadas y de la edificación con columnas rectas, para finalmente determinar en qué grado de inclinación las derivas y cortantes basales son similares. Todo este procedimiento se realizó siguiendo los criterios de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.

La investigación inició con la identificación de las columnas a inclinar a partir de la visualización de los planos estructurales obtenidos según la sección de aspectos éticos. Posteriormente se realizó el modelamiento en el software ETABS v16.2.1 de los planos estructurales de la edificación sin inclinar las columnas, para obtener mediante un análisis modal de respuesta espectral las derivas máximas y fuerzas cortantes basales según lo indicado en el artículo 29 de la norma E.030 Diseño Sismorresistente, dichas derivas se anotaron en la “Ficha 1”. A continuación, se procedió a modelar la estructura con columnas inclinadas en el software ETABS v16.2.1 y de igual forma se realizó un análisis modal de respuesta espectral según lo indicado en el artículo 29 de la norma E.030 Diseño Sismorresistente para obtener las derivas y cortantes basales para los siguientes grados de inclinación: 1.9°, 2°, 4°, 6°, 8° y 10°, dichas derivas se anotaron en la “Ficha 1” según correspondía a cada grado de inclinación. Seguidamente se corroboró que las derivas obtenidas de la edificación con columnas rectas cumplan con el límite establecido en la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. Finalmente se anotaron en la “Ficha 2” todas las derivas máximas y cortantes basales de cada modelo realizado comparando dichos valores para posteriormente determinar en qué grado de inclinación los mencionados resultados son similares y no alterarían el diseño de vigas, columnas y diámetros de acero. El anterior procedimiento explicado se resume en el siguiente esquema:

Figura 10

Esquema del procedimiento realizado



Fuente: Elaboración propia

Con respecto a los aspectos éticos, se citaron todas las fuentes que fueron consultadas y consideradas en esta investigación, también contamos con la carta de autorización de la empresa que proporcionó los planos estructurales, dicha información fue usada solo con fines académicos, basándonos en el método científico y sin dejar de lado valores que un investigador debe observar; todos los resultados se presentan sin alterar datos reales.

CAPÍTULO III. RESULTADOS

A. RESULTADOS DEL SOFTWARE ETABS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS RECTAS

Luego de realizar el modelo (ver anexos), determinamos el resultado del Análisis Estático, obteniendo lo siguiente:

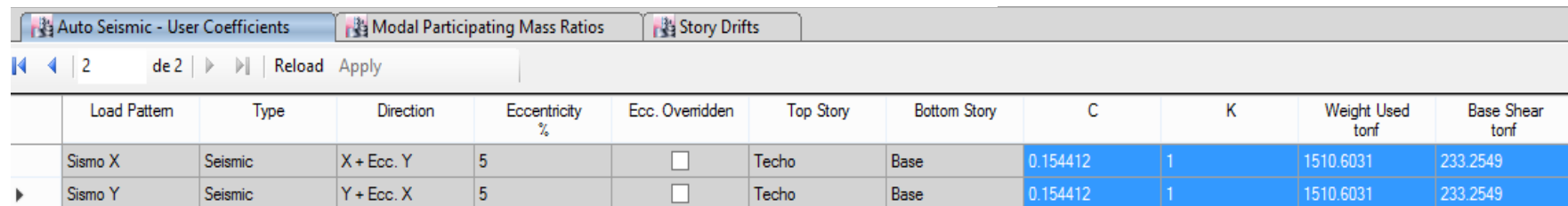
Tabla 2

Cortante Basal Total

<u>CORTANTE BASAL TOTAL</u>				
Dirección del Sismo	C	K	Peso Total Calculado (Tn)	Cortante en la Base (Tn)
Sismo X	0.154412	1	1510.6031	233.2549
Sismo Y	0.154412	1	1510.6031	233.2549

Figura 11

Cortante basal total obtenido del Software ETABS



Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.154412	1	1510.6031	233.2549
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.154412	1	1510.6031	233.2549

Fuente: Resultados del Software ETABS

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA LATERAL SÍSMICA

Tabla 3

Fuerzas cortantes por piso en la dirección X

SISMO EN X		Story Forces								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-71.1311	Techo	Sismo X	Bottom	0	-71.1311	0	519.8621	0	-243.6242
Piso 3	-153.7375	Piso 3	Sismo X	Bottom	0	-153.7375	0	1123.2493	0	-770.1752
Piso 2	-207.8374	Piso 2	Sismo X	Bottom	0	-207.8374	0	1518.4147	0	-1482.0183
Piso 1	-233.2549	Piso 1	Sismo X	Bottom	0	-233.2549	0	1704.0398	0	-2199.2771

Tabla 4

Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y

SISMO EN Y		Story Forces								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-71.1311	Techo	Sismo Y	Bottom	0	0	-71.1311	-1080.1464	243.6242	0
Piso 3	-153.7375	Piso 3	Sismo Y	Bottom	0	0	-153.7375	-2336.69	770.1752	0
Piso 2	-207.8374	Piso 2	Sismo Y	Bottom	0	0	-207.8374	-3159.6153	1482.0183	0
Piso 1	-233.2549	Piso 1	Sismo Y	Bottom	0	0	-233.2549	-3546.2351	2199.2771	0

RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL - COLUMNAS RECTAS

a.1 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO

Para la obtención de la respuesta máxima elástica se ha utilizado la combinación modal CQC tal como indica la norma E.030-2018 en el artículo 29.3.2.

Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis lineal y elástico se multiplicarán por 0.75 R. Para el caso de estructuras Irregulares deberá emplearse el valor de 0.85 R.

Por lo tanto, el factor a emplear de acuerdo con lo anteriormente descrito será:

Para X: R= 6.80; 0.85 R = 5.78

Para Y: R= 6.80; 0.85 R = 5.78

Tabla 5

Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral

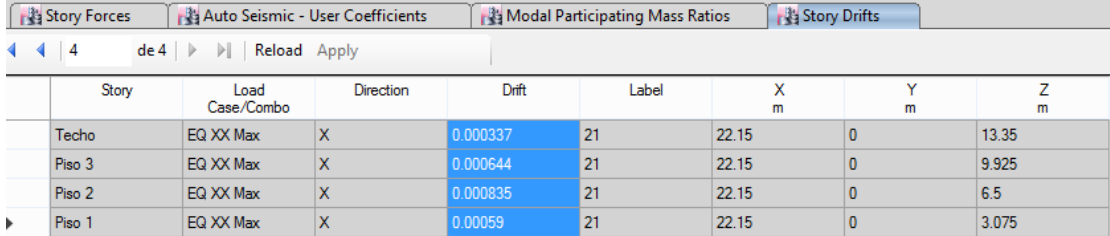
Piso	EQ-XX		EQ-YY	
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
Techo	0.0003370	0.19%	0.0004560	0.26%
Piso 3	0.0006440	0.37%	0.0008760	0.51%
Piso 2	0.0008350	0.48%	0.0011400	0.66%
Piso 1	0.0005900	0.34%	0.0008020	0.46%
Derivas	$\Delta_{\text{máx X}}=$	0.48%	$\Delta_{\text{máx Y}}=$	0.66%
$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	OK

Nota. Para obtener la deriva inelástica, se multiplica las derivas elásticas obtenidas del Software ETABS por $0.85 \cdot R = 5.78$, puesto que se trata de una estructura irregular.

Como se puede observar, la deriva máxima fue de 0.0066, la cual es menor al límite de 0.007 que indica la norma E.030.

Figura 12

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X

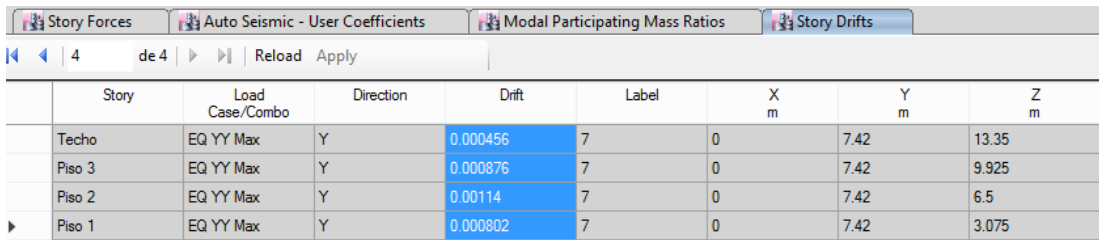


Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Techo	EQ XX Max	X	0.000337	21	22.15	0	13.35
Piso 3	EQ XX Max	X	0.000644	21	22.15	0	9.925
Piso 2	EQ XX Max	X	0.000835	21	22.15	0	6.5
Piso 1	EQ XX Max	X	0.00059	21	22.15	0	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 13

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y

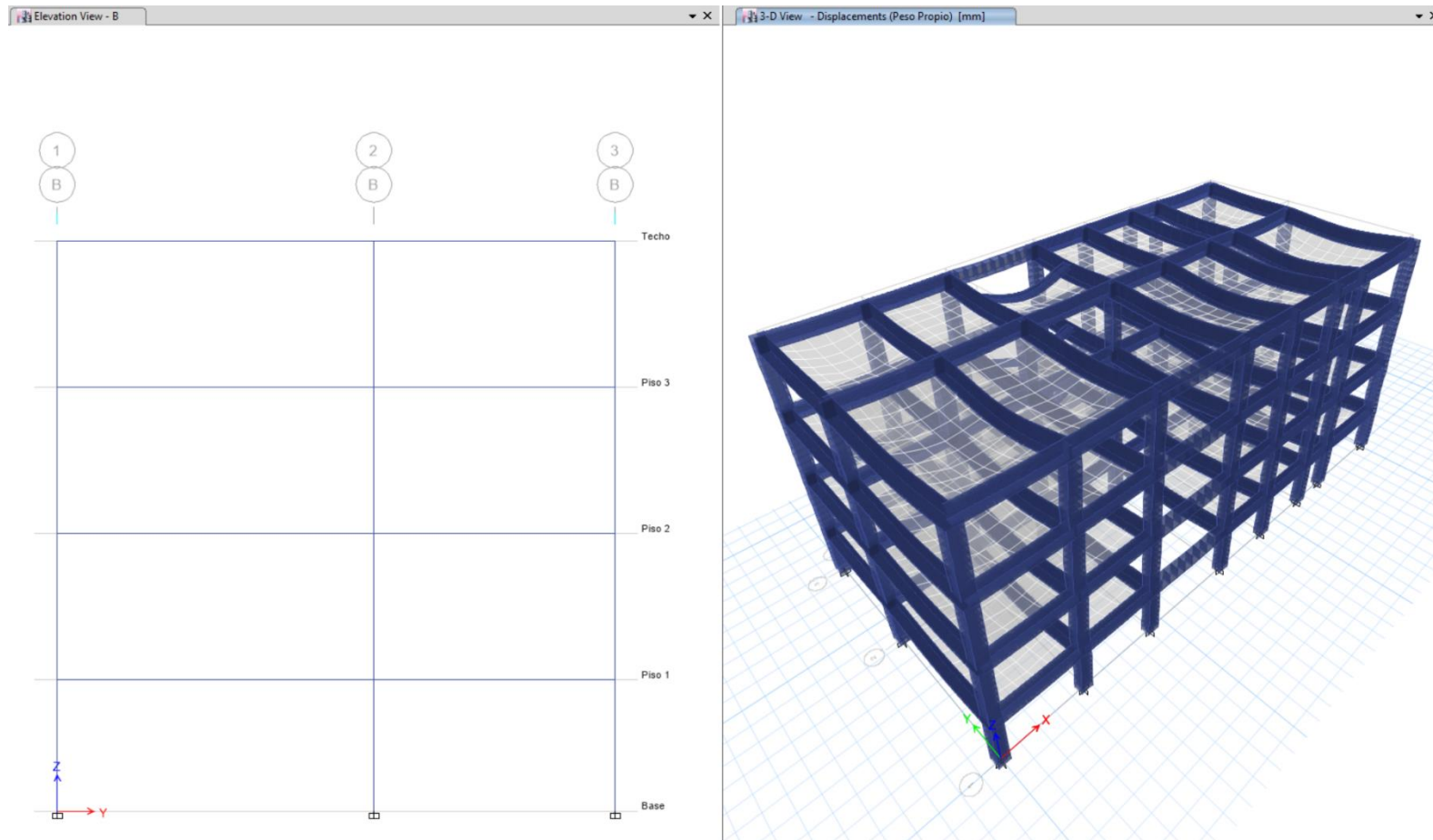


Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Techo	EQ YY Max	Y	0.000456	7	0	7.42	13.35
Piso 3	EQ YY Max	Y	0.000876	7	0	7.42	9.925
Piso 2	EQ YY Max	Y	0.00114	7	0	7.42	6.5
Piso 1	EQ YY Max	Y	0.000802	7	0	7.42	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 14

Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas rectas obtenido del Software ETABS



Fuente: Resultados del Software ETABS

B. RESULTADOS DEL SOFTWARE ETABS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS INCLINADAS (1.9°)

Luego de realizar el modelo (ver anexos), determinamos el resultado del Análisis Estático, obteniendo lo siguiente:

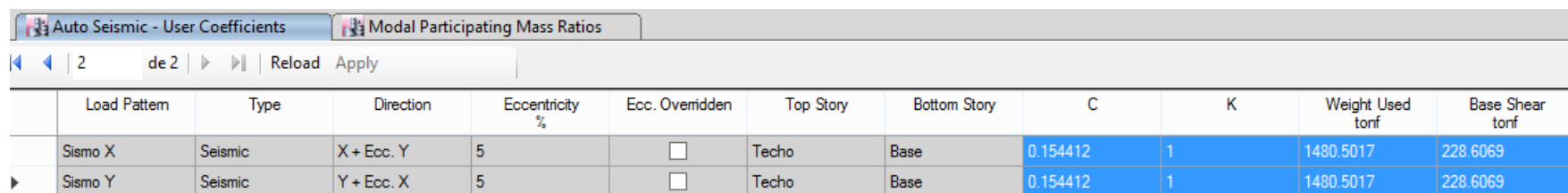
Tabla 6

Cortante Basal Total (1.9°)

<u>CORTANTE BASAL TOTAL</u>				
Dirección del Sismo	C	K	Peso Total Calculado (Tn)	Cortante en la Base (Tn)
Sismo X	0.154412	1	1480.5017	228.6069
Sismo Y	0.154412	1	1480.5017	228.6069

Figura 15

Cortante basal total obtenido del Software ETABS (1.9°)



Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.154412	1	1480.5017	228.6069
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.154412	1	1480.5017	228.6069

Fuente: Resultados del Software ETABS

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA LATERAL SÍSMICA

Tabla 7

Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (1.9°)

SISMO EN X		Story Forces								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-68.8768	Techo	Sismo X	Bottom	0	-68.8768	0	501.7314	0	-235.903
Piso 3	-149.2313	Piso 3	Sismo X	Bottom	0	-149.2313	0	1087.4088	0	-747.0204
Piso 2	-202.9008	Piso 2	Sismo X	Bottom	0	-202.9008	0	1478.9098	0	-1441.9556
Piso 1	-228.6069	Piso 1	Sismo X	Bottom	0	-228.6069	0	1666.5503	0	-2144.9218

Tabla 8

Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (1.9°)

SISMO EN Y		Story Forces								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-68.8768	Techo	Sismo Y	Bottom	0	0	-68.8768	-1043.4604	235.903	0
Piso 3	-149.2313	Piso 3	Sismo Y	Bottom	0	0	-149.2313	-2263.7817	747.0204	0
Piso 2	-202.9008	Piso 2	Sismo Y	Bottom	0	0	-202.9008	-3079.3134	1441.9556	0
Piso 1	-228.6069	Piso 1	Sismo Y	Bottom	0	0	-228.6069	-3470.1415	2144.9218	0

RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL – COLUMNAS

1.9°

a.1 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO

Para la obtención de la respuesta máxima elástica se ha utilizado la combinación modal CQC tal como indica la norma E.030-2018 en el artículo 29.3.2

Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis lineal y elástico se multiplicarán por 0.75 R. Para el caso de estructuras Irregulares deberá emplearse el valor de 0.85 R.

Por lo tanto, el factor a emplear de acuerdo con lo descrito será:

Para X: R= 6.80; 0.85 R = 5.78

Para Y: R= 6.80; 0.85 R = 5.78

Tabla 9

Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (1.9°)

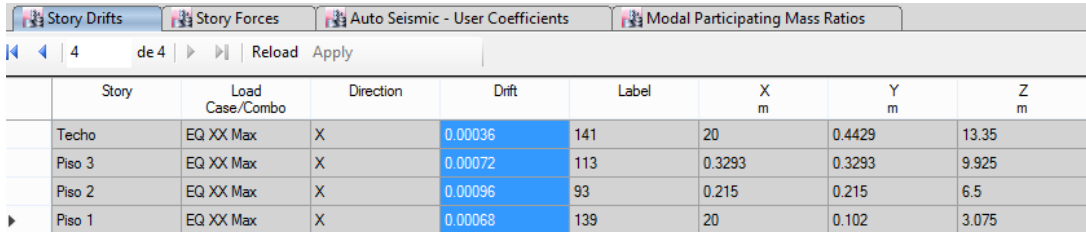
Piso	EQ-XX		EQ-YY	
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
Techo	0.0003600	0.208%	0.0004300	0.249%
Piso 3	0.0007200	0.416%	0.0009000	0.520%
Piso 2	0.0009600	0.555%	0.0012100	0.699%
Piso 1	0.0006800	0.393%	0.0008600	0.497%
Derivas	$\Delta_{\text{máx X}}=$	0.555%	$\Delta_{\text{máx Y}}=$	0.699%
$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	OK

Nota. Para obtener la deriva inelástica, se multiplica las derivas elásticas obtenidas del Software ETABs por $0.85 \cdot R = 5.78$, puesto que se trata de una estructura irregular.

Como se puede observar, la deriva máxima fue de 0.00699, la cual es menor al límite de 0.007 que indica la norma E.030.

Figura 16

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (1.9°)

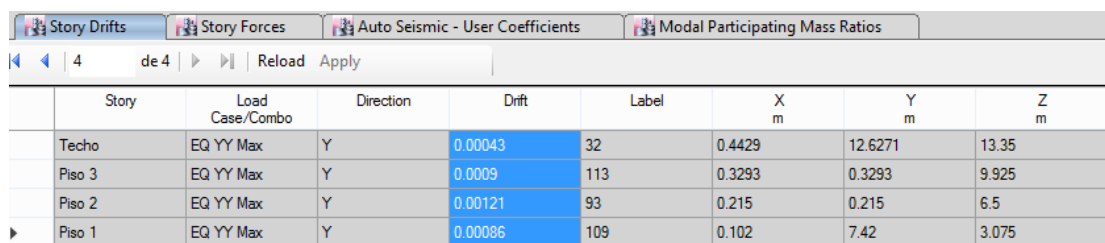


Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Techo	EQ XX Max	X	0.00036	141	20	0.4429	13.35
Piso 3	EQ XX Max	X	0.00072	113	0.3293	0.3293	9.925
Piso 2	EQ XX Max	X	0.00096	93	0.215	0.215	6.5
Piso 1	EQ XX Max	X	0.00068	139	20	0.102	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 17

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (1.9°)



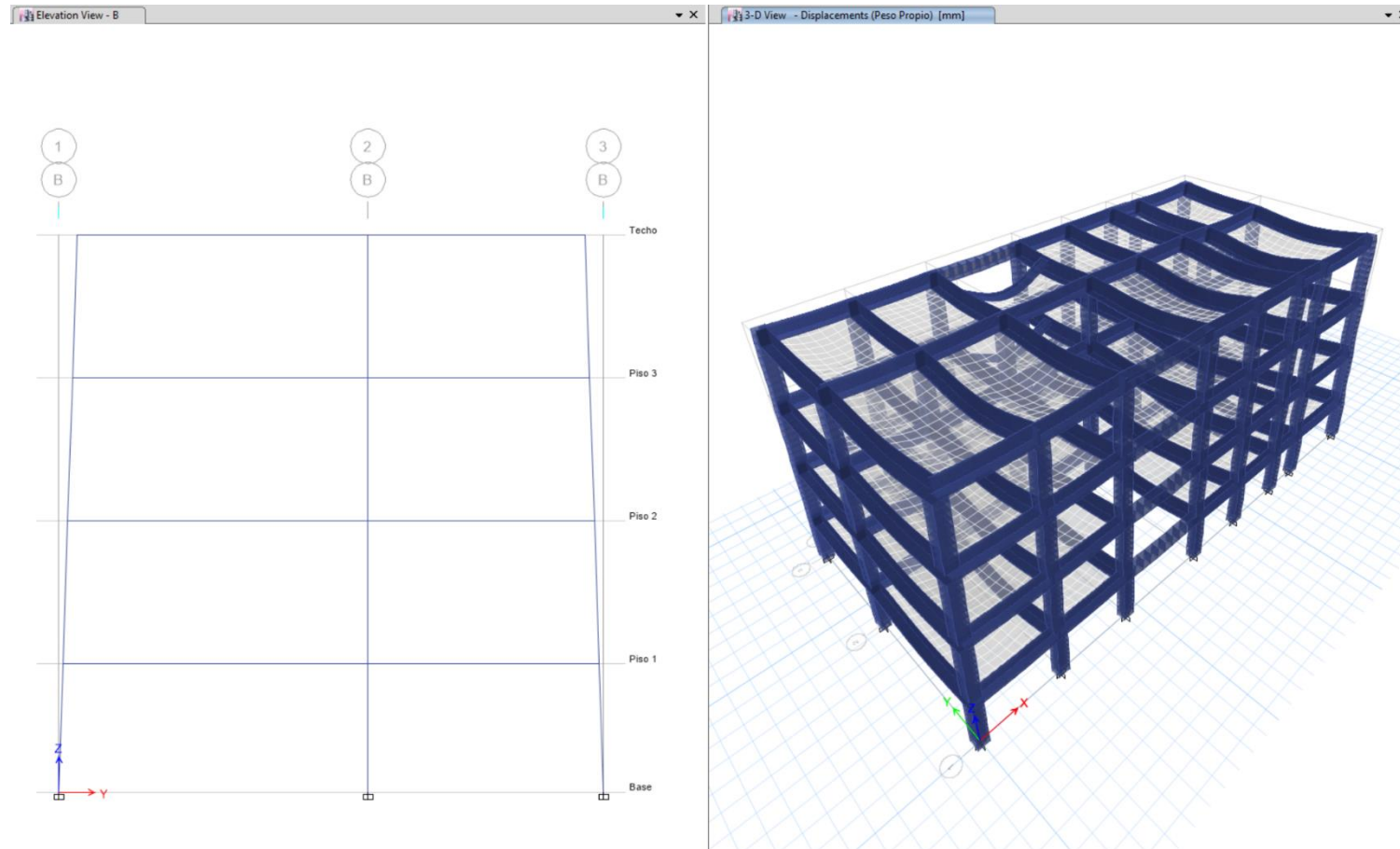
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Techo	EQ YY Max	Y	0.00043	32	0.4429	12.6271	13.35
Piso 3	EQ YY Max	Y	0.0009	113	0.3293	0.3293	9.925
Piso 2	EQ YY Max	Y	0.00121	93	0.215	0.215	6.5
Piso 1	EQ YY Max	Y	0.00086	109	0.102	7.42	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 18

Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas inclinadas (1.9°) obtenido del Software

ETABS



Fuente: Resultados del Software ETABS

C. RESULTADOS DEL SOFTWARE ETABS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS INCLINADAS (2°)

Luego de realizar el modelo (ver anexos), determinamos el resultado del Análisis Estático, obteniendo lo siguiente:

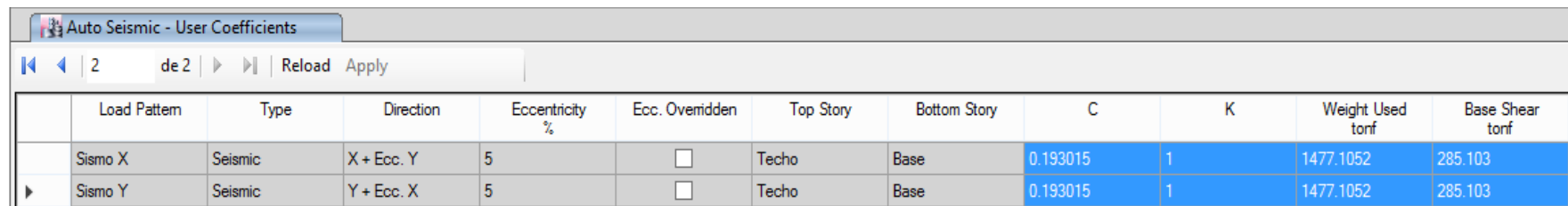
Tabla 10

Cortante Basal Total (2°)

<u>CORTANTE BASAL TOTAL</u>				
Dirección del Sismo	C	K	Peso Total Calculado (Tn)	Cortante en la Base (Tn)
Sismo X	0.193015	1	1477.1052	285.103
Sismo Y	0.193015	1	1477.1052	285.103

Figura 19

Cortante basal total obtenido del Software ETABS (2°)



Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.193015	1	1477.1052	285.103
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.193015	1	1477.1052	285.103

Fuente: Resultados del Software ETABS

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA LATERAL SÍSMICA

Tabla 11

Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (2°)

SISMO EN X	
Nivel	CORTANTE POR PISO
Techo	-85.8069
Piso 3	-186.0009
Piso 2	-252.9838
Piso 1	-285.1030

Story Forces		Auto Seismic - User Coefficients								
4 de 4				Reload Apply						
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m		
Techo	Sismo X	Bottom	0	-85.8069	0	624.9407	0	-293.8887		
Piso 3	Sismo X	Bottom	0	-186.0009	0	1355.1311	0	-930.9417		
Piso 2	Sismo X	Bottom	0	-252.9838	0	1843.7069	0	-1797.4113		
Piso 1	Sismo X	Bottom	0	-285.103	0	2078.1503	0	-2674.1031		

Tabla 12

Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (2°)

SISMO EN Y	
Nivel	CORTANTE POR PISO
Techo	-85.8069
Piso 3	-186.0009
Piso 2	-252.9838
Piso 1	-285.1030

Story Forces		Auto Seismic - User Coefficients								
4 de 4				Reload Apply						
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m		
Techo	Sismo Y	Bottom	0	0	-114.4092	-1733.0353	391.8516	0		
Piso 3	Sismo Y	Bottom	0	0	-248.0012	-3761.6816	1241.2556	0		
Piso 2	Sismo Y	Bottom	0	0	-337.3118	-5118.7144	2396.5484	0		
Piso 1	Sismo Y	Bottom	0	0	-380.1374	-5769.8048	3565.4708	0		

RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL – COLUMNAS

2°

b.1 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO

Para la obtención de la respuesta máxima elástica se ha utilizado la combinación modal CQC tal como indica la norma E.030-2018 en el artículo 29.3.2

Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis lineal y elástico se multiplicarán por 0.75 R. Para el caso de estructuras Irregulares deberá emplearse el valor de 0.85 R.

Por lo tanto, el factor a emplear de acuerdo con lo descrito será:

Para X: R= 5.44; 0.85 R = 4.624

Para Y: R= 5.44; 0.85 R = 4.624

Tabla 13

Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (2°)

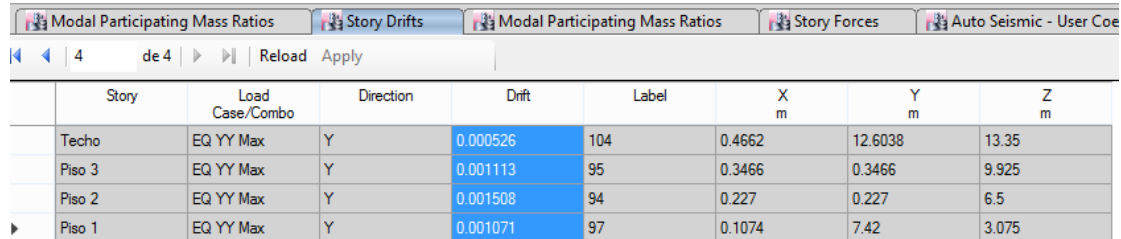
Piso	EQ-XX		EQ-YY	
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
Techo	0.0004430	0.205%	0.0005260	0.243%
Piso 3	0.0008970	0.415%	0.0011130	0.515%
Piso 2	0.0011940	0.552%	0.0015080	0.697%
Piso 1	0.0008410	0.389%	0.0010710	0.495%
Derivas	$\Delta_{\text{máx X}}=$	0.552%	$\Delta_{\text{máx Y}}=$	0.697%
$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	OK

Nota. Para obtener la deriva inelástica, se multiplica las derivas elásticas obtenidas del Software ETABS por $0.85 \cdot R = 4.624$, puesto que se trata de una estructura irregular.

Como se puede observar, la deriva máxima fue de 0.00697, la cual es menor al límite de 0.007 que indica la norma E.030.

Figura 20

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (2°)

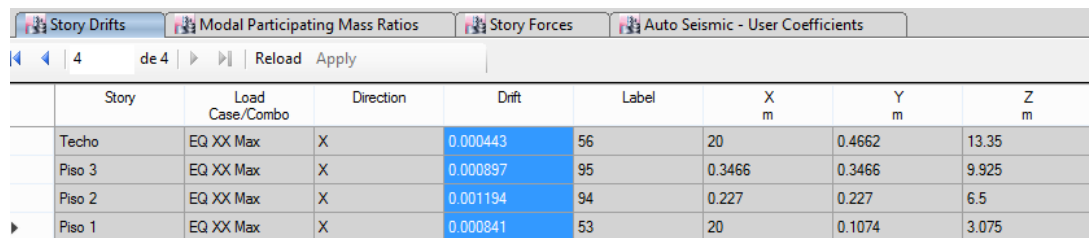


Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X _m	Y _m	Z _m
Techo	EQ YY Max	Y	0.000526	104	0.4662	12.6038	13.35
Piso 3	EQ YY Max	Y	0.001113	95	0.3466	0.3466	9.925
Piso 2	EQ YY Max	Y	0.001508	94	0.227	0.227	6.5
Piso 1	EQ YY Max	Y	0.001071	97	0.1074	7.42	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 21

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (2°)



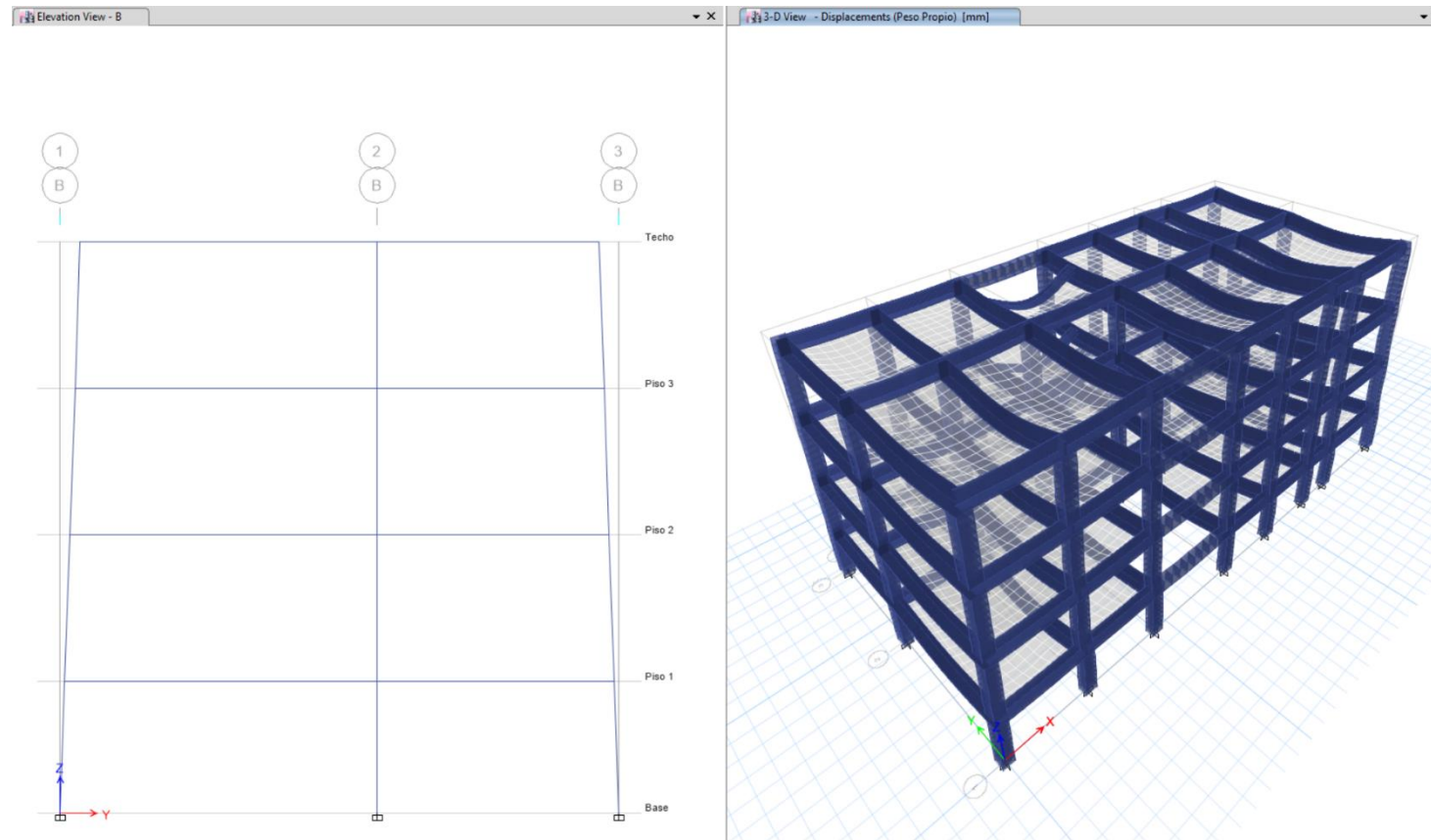
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X _m	Y _m	Z _m
Techo	EQ XX Max	X	0.000443	56	20	0.4662	13.35
Piso 3	EQ XX Max	X	0.000897	95	0.3466	0.3466	9.925
Piso 2	EQ XX Max	X	0.001194	94	0.227	0.227	6.5
Piso 1	EQ XX Max	X	0.000841	53	20	0.1074	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 22

Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas inclinadas (2°) obtenido del Software

ETABS



Fuente: Resultados del Software ETABS

D. RESULTADOS DEL SOFTWARE ETABS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS INCLINADAS (4°)

Luego de realizar el modelo (ver anexos), determinamos el resultado del Análisis Estático, obteniendo lo siguiente:

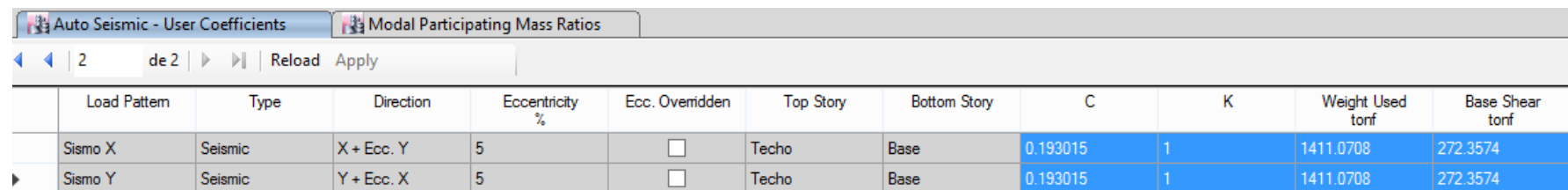
Tabla 14

Cortante Basal Total (4°)

CORTANTE BASAL TOTAL				
Dirección del Sismo	C	K	Peso Total Calculado (Tn)	Cortante en la Base (Tn)
Sismo X	0.193015	1	1411.0708	272.3574
Sismo Y	0.193015	1	1411.0708	272.3574

Figura 23

Cortante basal total obtenido del Software ETABS (4°)



Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overriden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.193015	1	1411.0708	272.3574
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.193015	1	1411.0708	272.3574

Fuente: Resultados del Software ETABS

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA LATERAL SÍSMICA

Tabla 15

Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (4°)

SISMO EN X		Screenshot of Story Forces Table								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-80.1147	Techo	Sismo X	Bottom	0	-80.1147	0	581.3575	0	-274.3927
Piso 3	-175.4001	Piso 3	Sismo X	Bottom	0	-175.4001	0	1274.119	0	-875.1381
Piso 2	-240.4894	Piso 2	Sismo X	Bottom	0	-240.4894	0	1748.1136	0	-1698.8142
Piso 1	-272.3574	Piso 1	Sismo X	Bottom	0	-272.3574	0	1980.5401	0	-2536.3133

Tabla 16

Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (4°)

SISMO EN Y		Screenshot of Story Forces Table								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-80.1147	Techo	Sismo Y	Bottom	0	0	-80.1147	-1210.3863	274.3927	0
Piso 3	-175.4001	Piso 3	Sismo Y	Bottom	0	0	-175.4001	-2654.82	875.1381	0
Piso 2	-240.4894	Piso 2	Sismo Y	Bottom	0	0	-240.4894	-3642.6901	1698.8142	0
Piso 1	-272.3574	Piso 1	Sismo Y	Bottom	0	0	-272.3574	-4126.9264	2536.3133	0

RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL – COLUMNAS

4°

c.1 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO

Para la obtención de la respuesta máxima elástica se ha utilizado la combinación modal CQC tal como indica la norma E.030-2018 en el artículo 29.3.2

Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis lineal y elástico se multiplicarán por 0.75 R. Para el caso de estructuras Irregulares deberá emplearse el valor de 0.85 R.

Por lo tanto, el factor a emplear de acuerdo con lo descrito será:

Para X: R= 5.44; 0.85 R = 4.624

Para Y: R= 5.44; 0.85 R = 4.624

Tabla 17

Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (4°)

Piso	EQ-XX		EQ-YY	
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
Techo	0.0003730	0.17%	0.0003970	0.18%
Piso 3	0.0008040	0.37%	0.0009480	0.44%
Piso 2	0.0011000	0.51%	0.0013430	0.62%
Piso 1	0.0007840	0.36%	0.0009720	0.45%
Derivas	$\Delta_{\text{máx X}}=$	0.51%	$\Delta_{\text{máx Y}}=$	0.62%
$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	OK

Nota. Para obtener la deriva inelástica, se multiplica las derivas elásticas obtenidas del Software ETABS por $0.85 \cdot R = 4.624$, puesto que se trata de una estructura irregular.

Como se puede observar, la deriva máxima fue de 0.0062, la cual es menor al límite de 0.007 que indica la norma E.030.

Figura 24

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (4°)

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Techo	EQ XX Max	X	0.000373	56	20	0.9335	13.35
Piso 3	EQ XX Max	X	0.000804	95	0.694	0.694	9.925
Piso 2	EQ XX Max	X	0.0011	94	0.4545	0.4545	6.5
Piso 1	EQ XX Max	X	0.000784	53	20	0.215	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 25

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (4°)

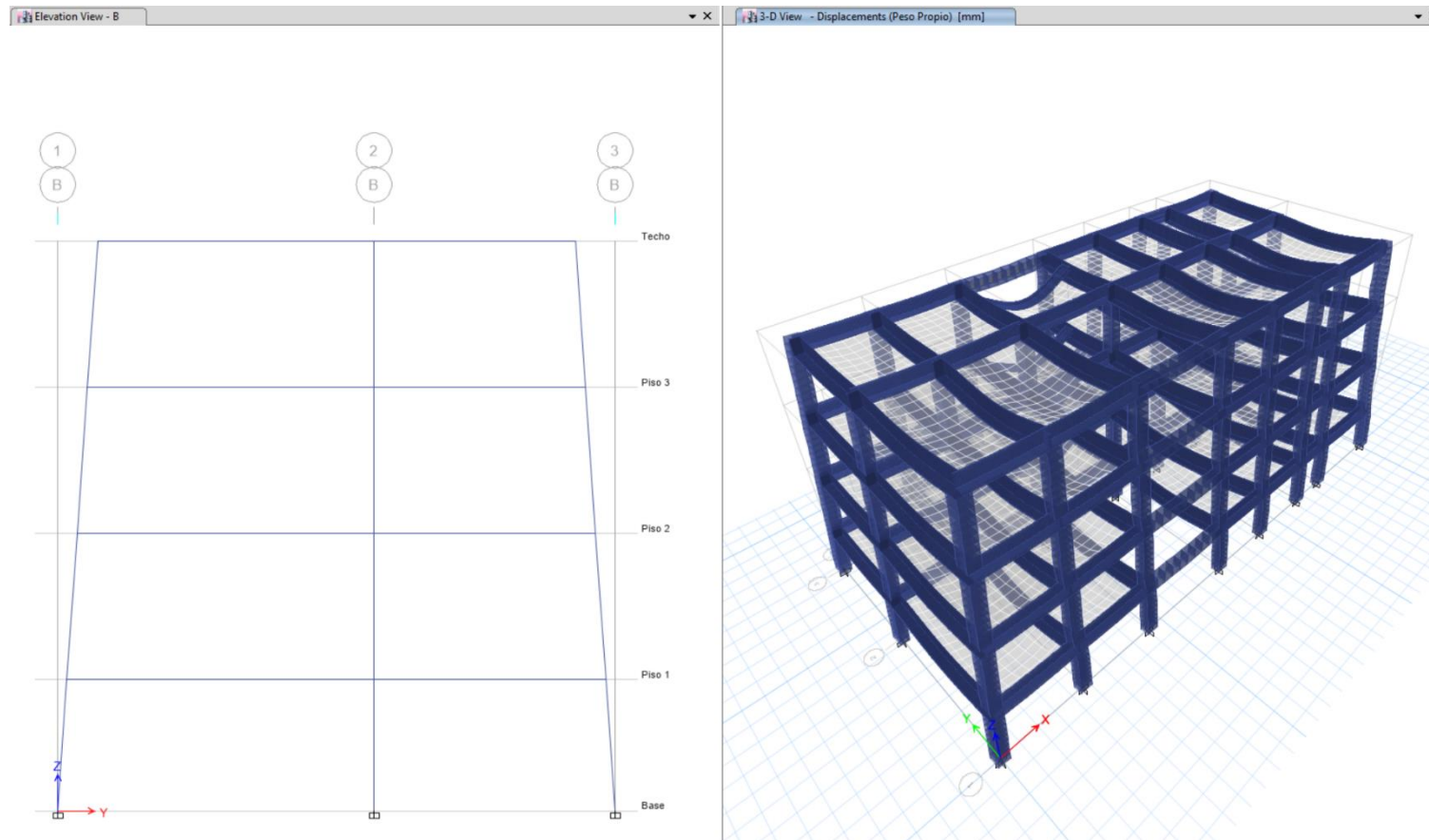
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Techo	EQ YY Max	Y	0.000397	104	0.9335	12.1365	13.35
Piso 3	EQ YY Max	Y	0.000948	95	0.694	0.694	9.925
Piso 2	EQ YY Max	Y	0.001343	94	0.4545	0.4545	6.5
Piso 1	EQ YY Max	Y	0.000972	97	0.215	7.42	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 26

Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas inclinadas (4°) obtenido del Software

ETABS



Fuente: Resultados del Software ETABS

E. RESULTADOS DEL SOFTWARE ETABS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS INCLINADAS (6°)

Luego de realizar el modelo (ver anexos), determinamos el resultado del Análisis Estático, obteniendo lo siguiente:

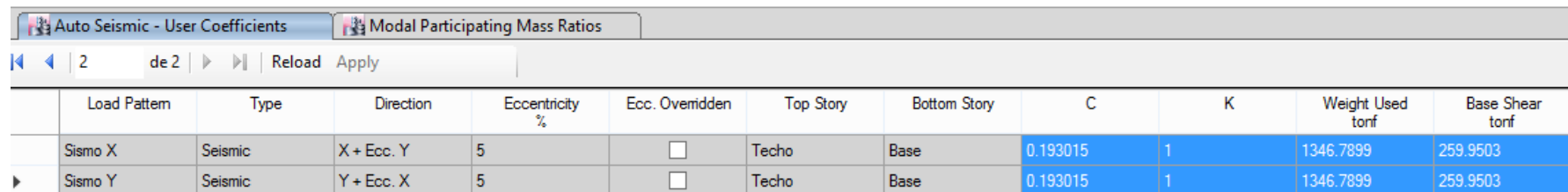
Tabla 18

Cortante Basal Total (6°)

CORTANTE BASAL TOTAL				
Dirección del Sismo	C	K	Peso Total Calculado (Tn)	Cortante en la Base (Tn)
Sismo X	0.193015	1	1346.7899	259.9503
Sismo Y	0.193015	1	1346.7899	259.9503

Figura 27

Cortante basal total obtenido del Software ETABS (6°)



Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.193015	1	1346.7899	259.9503
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.193015	1	1346.7899	259.9503

Fuente: Resultados del Software ETABS

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA LATERAL SÍSMICA

Tabla 19

Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (6°)

SISMO EN X		Screenshot of Story Forces table for Sismo X								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-74.5452	Techo	Sismo X	Bottom	0	-74.5452	0	538.9389	0	-255.3172
Piso 3	-165.0648	Piso 3	Sismo X	Bottom	0	-165.0648	0	1195.5885	0	-820.6643
Piso 2	-228.3124	Piso 2	Sismo X	Bottom	0	-228.3124	0	1655.4536	0	-1602.6343
Piso 1	-259.9503	Piso 1	Sismo X	Bottom	0	-259.9503	0	1886.0209	0	-2401.9814

Tabla 20

Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (6°)

SISMO EN Y		Screenshot of Story Forces table for Sismo Y								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-74.5452	Techo	Sismo Y	Bottom	0	0	-74.5452	-1123.0287	255.3172	0
Piso 3	-165.0648	Piso 3	Sismo Y	Bottom	0	0	-165.0648	-2492.8434	820.6643	0
Piso 2	-228.3124	Piso 2	Sismo Y	Bottom	0	0	-228.3124	-3451.6644	1602.6343	0
Piso 1	-259.9503	Piso 1	Sismo Y	Bottom	0	0	-259.9503	-3932.1405	2401.9814	0

RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL – COLUMNAS

6°

d.1 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO

Para la obtención de la respuesta máxima elástica se ha utilizado la combinación modal CQC tal como indica la norma E.030-2018 en el artículo 29.3.2

Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis lineal y elástico se multiplicarán por 0.75 R. Para el caso de estructuras Irregulares deberá emplearse el valor de 0.85 R.

Por lo tanto, el factor a emplear de acuerdo con lo descrito será:

Para X: R= 5.44; 0.85 R = 4.624

Para Y: R= 5.44; 0.85 R = 4.624

Tabla 21

Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (6°)

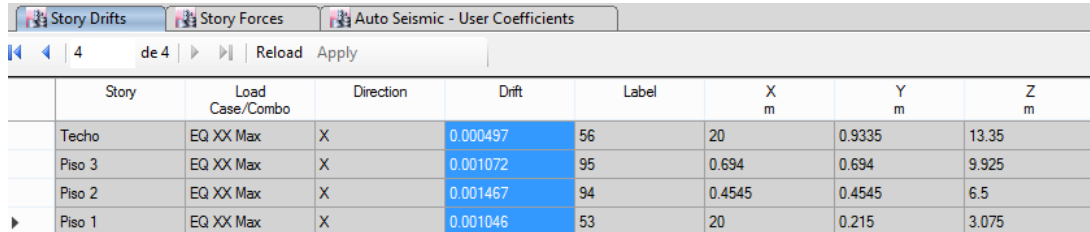
Piso	EQ-XX		EQ-YY	
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
Techo	0.0003030	0.14%	0.0002820	0.13%
Piso 3	0.0007100	0.33%	0.0007970	0.37%
Piso 2	0.0010040	0.46%	0.0011910	0.55%
Piso 1	0.0007270	0.34%	0.0008810	0.41%
Derivas	$\Delta_{\text{máx X}}=$	0.46%	$\Delta_{\text{máx Y}}=$	0.55%
$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	OK

Nota. Para obtener la deriva inelástica, se multiplica las derivas elásticas obtenidas del Software ETABS por $0.85 \cdot R = 4.624$, puesto que se trata de una estructura irregular.

Como se puede observar, la deriva máxima fue de 0.0055, la cual es menor al límite de 0.007 que indica la norma E.030.

Figura 28

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (6°)

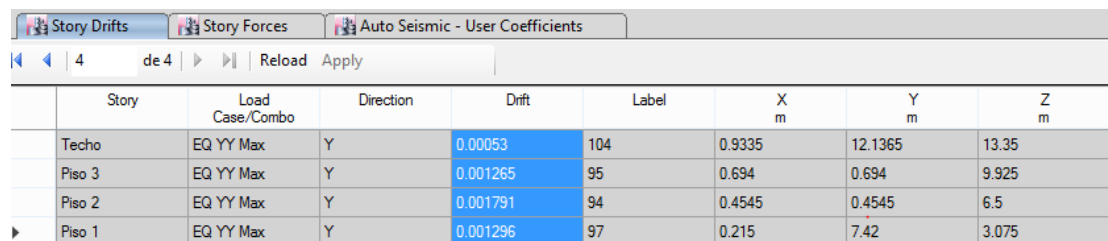


Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Techo	EQ XX Max	X	0.000497	56	20	0.9335	13.35
Piso 3	EQ XX Max	X	0.001072	95	0.694	0.694	9.925
Piso 2	EQ XX Max	X	0.001467	94	0.4545	0.4545	6.5
Piso 1	EQ XX Max	X	0.001046	53	20	0.215	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 29

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (6°)

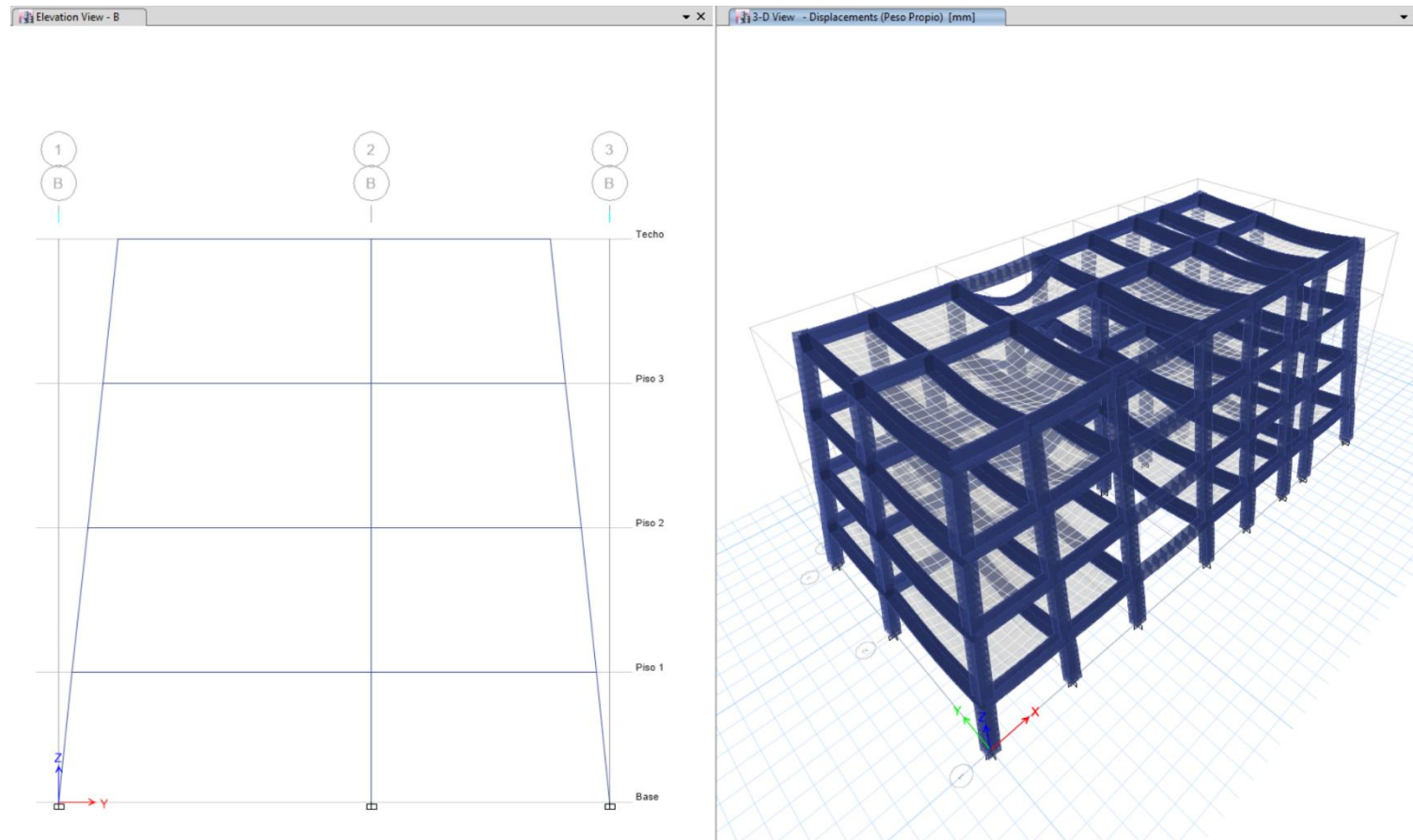


Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Techo	EQ YY Max	Y	0.00053	104	0.9335	12.1365	13.35
Piso 3	EQ YY Max	Y	0.001265	95	0.694	0.694	9.925
Piso 2	EQ YY Max	Y	0.001791	94	0.4545	0.4545	6.5
Piso 1	EQ YY Max	Y	0.001296	97	0.215	7.42	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 30

Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas inclinadas (6°) obtenido del Software



Fuente: Resultados del Software ETABS

F. RESULTADOS DEL SOFTWARE ETABS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS INCLINADAS (8°)

Luego de realizar el modelo (ver anexos), determinamos el resultado del Análisis Estático, obteniendo lo siguiente:

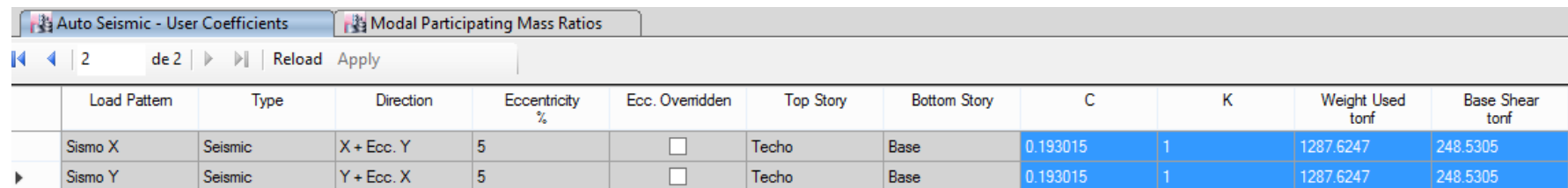
Tabla 22

Cortante Basal Total (8°)

CORTANTE BASAL TOTAL				
Dirección del Sismo	C	K	Peso Total Calculado (Tn)	Cortante en la Base (Tn)
Sismo X	0.193015	1	1287.6247	248.5305
Sismo Y	0.193015	1	1287.6247	248.5305

Figura 31

Cortante basal total obtenido del Software ETABS (8°)



Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.193015	1	1287.6247	248.5305
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.193015	1	1287.6247	248.5305

Fuente: Resultados del Software ETABS

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA LATERAL SÍSMICA

Tabla 23

Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (8°)

SISMO EN X		Screenshot of Story Forces Table								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-69.0049	Techo	Sismo X	Bottom	0	-69.0049	0	496.998	0	-236.3417
Piso 3	-155.7269	Piso 3	Sismo X	Bottom	0	-155.7269	0	1129.0001	0	-769.7062
Piso 2	-217.1287	Piso 2	Sismo X	Bottom	0	-217.1287	0	1574.7773	0	-1513.3721
Piso 1	-248.5305	Piso 1	Sismo X	Bottom	0	-248.5305	0	1803.4473	0	-2277.6034

Tabla 24

Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (8°)

SISMO EN Y		Screenshot of Story Forces Table								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-69.0049	Techo	Sismo Y	Bottom	0	0	-69.0049	-1035.5254	236.3417	0
Piso 3	-155.7269	Piso 3	Sismo Y	Bottom	0	0	-155.7269	-2342.8367	769.7062	0
Piso 2	-217.1287	Piso 2	Sismo Y	Bottom	0	0	-217.1287	-3272.6105	1513.3721	0
Piso 1	-248.5305	Piso 1	Sismo Y	Bottom	0	0	-248.5305	-3749.2397	2277.6034	0

RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL – COLUMNAS

8°

e.1 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO

Para la obtención de la respuesta máxima elástica se ha utilizado la combinación modal CQC tal como indica la norma E.030-2018 en el artículo 29.3.2

Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis lineal y elástico se multiplicarán por 0.75 R. Para el caso de estructuras Irregulares deberá emplearse el valor de 0.85 R.

Por lo tanto, el factor a emplear de acuerdo con lo descrito será:

Para X: R= 5.44; 0.85 R = 4.624

Para Y: R= 5.44; 0.85 R = 4.624

Tabla 25

Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (8°)

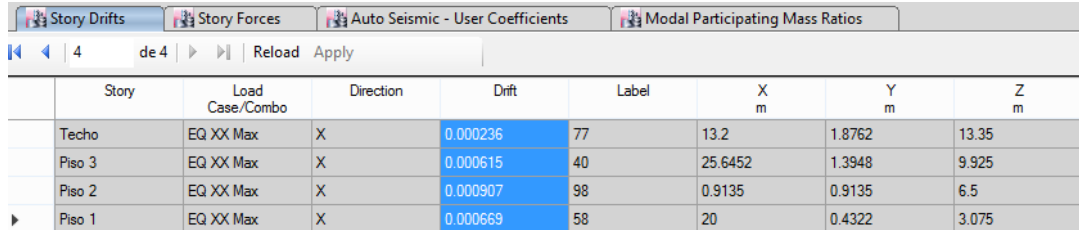
Piso	EQ-XX		EQ-YY	
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
Techo	0.0002360	0.11%	0.0001880	0.09%
Piso 3	0.0006150	0.28%	0.0006670	0.31%
Piso 2	0.0009070	0.42%	0.0010620	0.49%
Piso 1	0.0006690	0.31%	0.0008040	0.37%
Derivas	$\Delta_{\text{máx X}}=$	0.42%	$\Delta_{\text{máx Y}}=$	0.49%
$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	OK

Nota. Para obtener la deriva inelástica, se multiplica las derivas elásticas obtenidas del Software ETABS por $0.85 \cdot R = 4.624$, puesto que se trata de una estructura irregular.

Como se puede observar, la deriva máxima fue de 0.0049, la cual es menor al límite de 0.007 que indica la norma E.030.

Figura 32

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (8°)

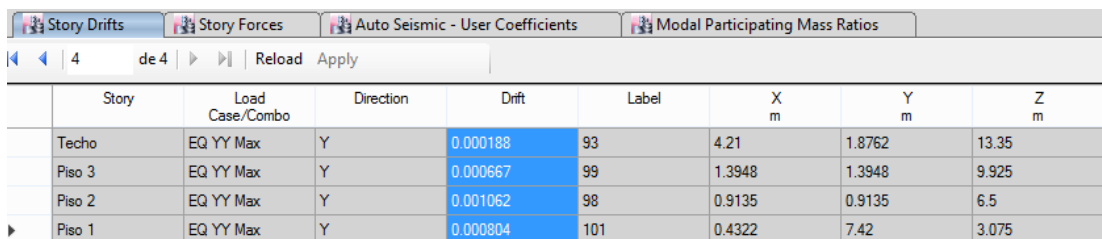


Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Techo	EQ XX Max	X	0.000236	77	13.2	1.8762	13.35
Piso 3	EQ XX Max	X	0.000615	40	25.6452	1.3948	9.925
Piso 2	EQ XX Max	X	0.000907	98	0.9135	0.9135	6.5
Piso 1	EQ XX Max	X	0.000669	58	20	0.4322	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 33

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (8°)



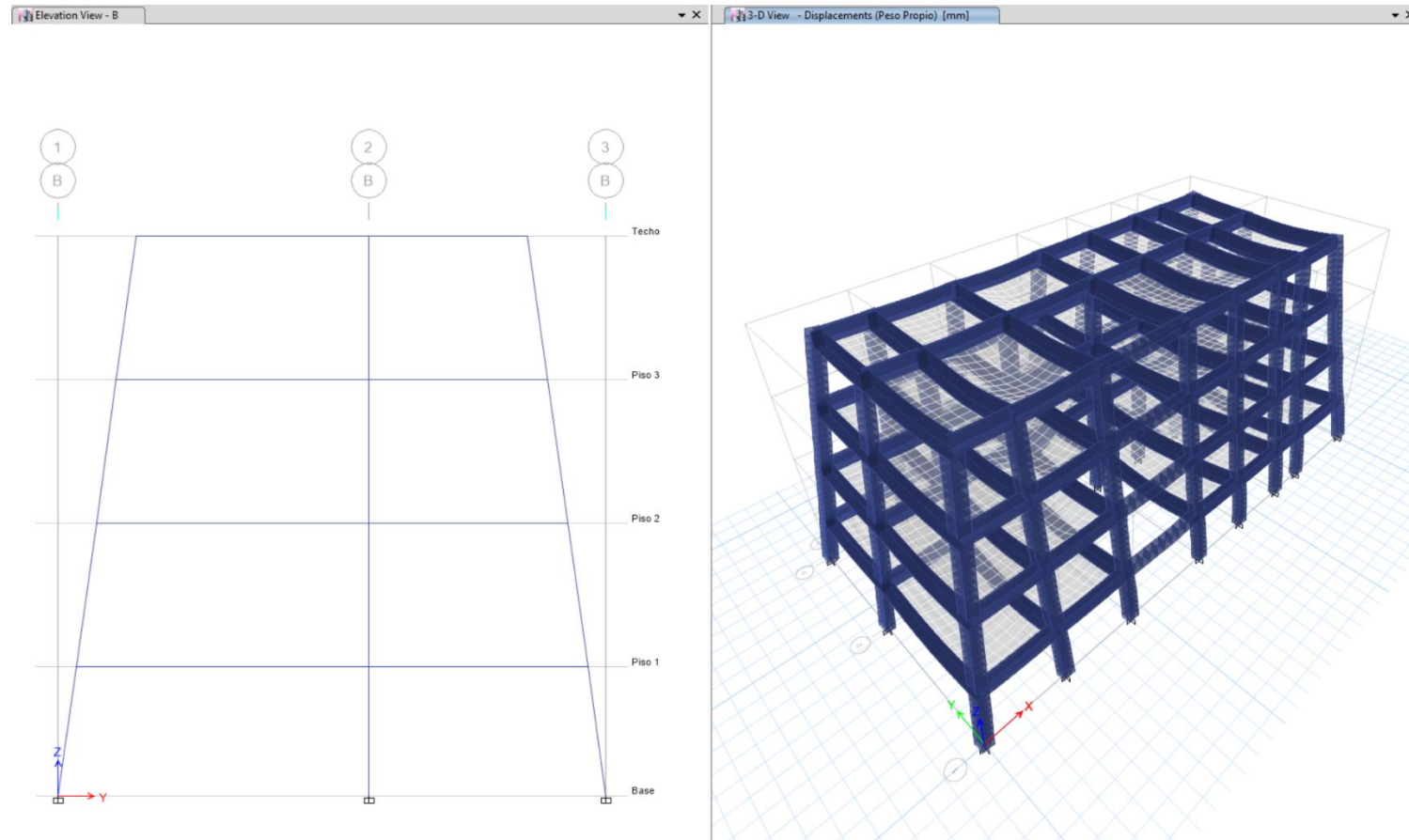
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Techo	EQ YY Max	Y	0.000188	93	4.21	1.8762	13.35
Piso 3	EQ YY Max	Y	0.000667	99	1.3948	1.3948	9.925
Piso 2	EQ YY Max	Y	0.001062	98	0.9135	0.9135	6.5
Piso 1	EQ YY Max	Y	0.000804	101	0.4322	7.42	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 34

Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas inclinadas (8°) obtenido del Software

ETABS



Fuente: Resultados del Software ETABS

G. RESULTADOS DEL SOFTWARE ETABS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS

INCLINADAS (10°)

Luego de realizar el modelo (ver anexos), determinamos el resultado del Análisis Estático, obteniendo lo siguiente:

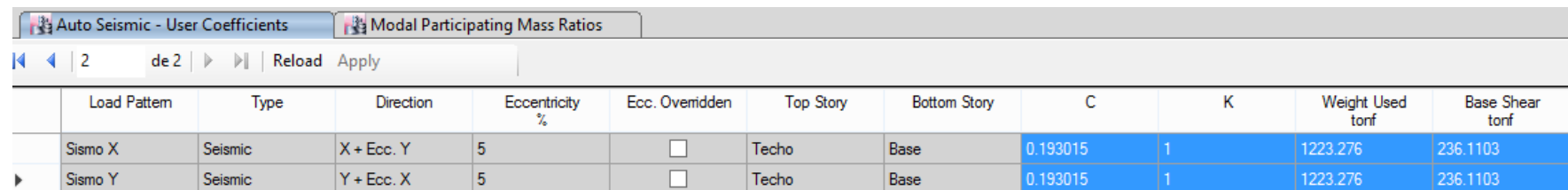
Tabla 26

Cortante Basal Total (10°)

<u>CORTANTE BASAL TOTAL</u>				
Dirección del Sismo	C	K	Peso Total Calculado (Tn)	Cortante en la Base (Tn)
Sismo X	0.193015	1	1223.276	236.1103
Sismo Y	0.193015	1	1223.276	236.1103

Figura 35

Cortante basal total obtenido del Software ETABS (10°)



Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.193015	1	1223.276	236.1103
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Techo	Base	0.193015	1	1223.276	236.1103

Fuente: Resultados del Software ETABS

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA LATERAL SÍSMICA

Tabla 27

Fuerzas cortantes por piso en la dirección X (10°)

SISMO EN X		Screenshot of Story Forces Table								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-63.3300	Techo	Sismo X	Bottom	0	-63.33	0	452.6883	0	-216.9053
Piso 3	-145.1134	Piso 3	Sismo X	Bottom	0	-145.1134	0	1045.2565	0	-713.9185
Piso 2	-204.8514	Piso 2	Sismo X	Bottom	0	-204.8514	0	1478.3334	0	-1415.5347
Piso 1	-236.1103	Piso 1	Sismo X	Bottom	0	-236.1103	0	1705.7883	0	-2141.5738

Tabla 28

Fuerzas cortantes por piso en la dirección Y (10°)

SISMO EN Y		Screenshot of Story Forces Table								
Nivel	CORTANTE POR PISO	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Techo	-63.3300	Techo	Sismo Y	Bottom	0	0	-63.33	-947.6996	216.9053	0
Piso 3	-145.1134	Piso 3	Sismo Y	Bottom	0	0	-145.1134	-2178.263	713.9185	0
Piso 2	-204.8514	Piso 2	Sismo Y	Bottom	0	0	-204.8514	-3081.8008	1415.5347	0
Piso 1	-236.1103	Piso 1	Sismo Y	Bottom	0	0	-236.1103	-3555.9981	2141.5738	0

RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL – COLUMNAS

10°

f.1 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO

Para la obtención de la respuesta máxima elástica se ha utilizado la combinación modal CQC tal como indica la norma E.030-2018 en el artículo 29.3.2

Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis lineal y elástico se multiplicarán por 0.75 R. Para el caso de estructuras Irregulares deberá emplearse el valor de 0.85 R.

Por lo tanto, el factor a emplear de acuerdo con lo descrito será:

Para X: R= 5.44; 0.85 R = 4.624

Para Y: R= 5.44; 0.85 R = 4.624

Tabla 29

Derivas máximas por pisos obtenidas del análisis modal espectral (10°)

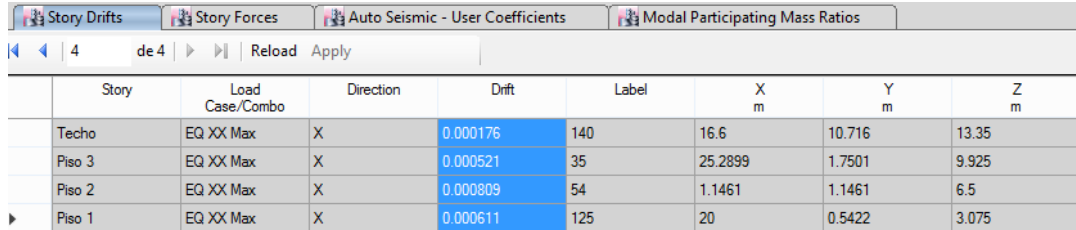
Piso	EQ-XX		EQ-YY	
	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
Techo	0.0001760	0.08%	0.0001130	0.05%
Piso 3	0.0005210	0.24%	0.0005350	0.25%
Piso 2	0.0008090	0.37%	0.0009290	0.43%
Piso 1	0.0006110	0.28%	0.0007240	0.33%
Derivas	$\Delta_{\text{máx X}}=$	0.37%	$\Delta_{\text{máx Y}}=$	0.43%
$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	$\Delta_{\text{límite}}=$	0.70%	OK

Nota. Para obtener la deriva inelástica, se multiplica las derivas elásticas obtenidas del Software ETABS por $0.85 \cdot R = 4.624$, puesto que se trata de una estructura irregular.

Como se puede observar, la deriva máxima fue de 0.0043, la cual es menor al límite de 0.007 que indica la norma E.030.

Figura 36

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección X (10°)

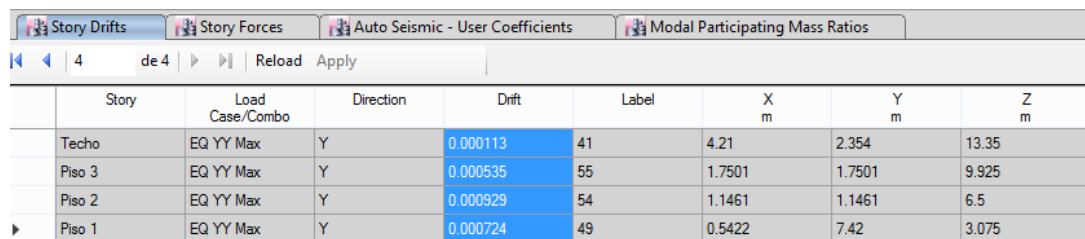


Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X _m	Y _m	Z _m
Techo	EQ XX Max	X	0.000176	140	16.6	10.716	13.35
Piso 3	EQ XX Max	X	0.000521	35	25.2899	1.7501	9.925
Piso 2	EQ XX Max	X	0.000809	54	1.1461	1.1461	6.5
Piso 1	EQ XX Max	X	0.000611	125	20	0.5422	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 37

Deriva elástica máxima obtenida del Software ETABS, debido al análisis modal espectral en la dirección Y (10°)

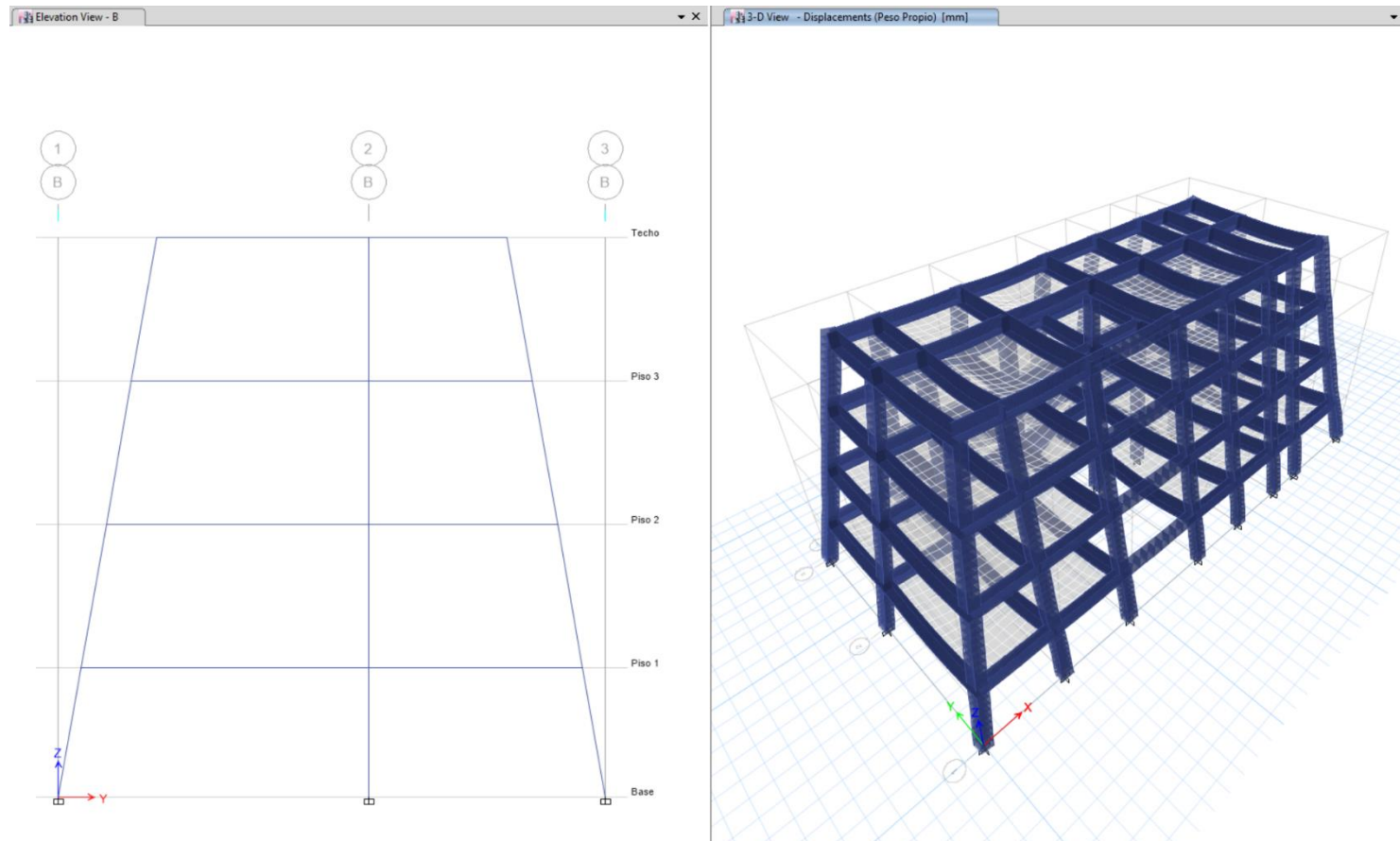


Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X _m	Y _m	Z _m
Techo	EQ YY Max	Y	0.000113	41	4.21	2.354	13.35
Piso 3	EQ YY Max	Y	0.000535	55	1.7501	1.7501	9.925
Piso 2	EQ YY Max	Y	0.000929	54	1.1461	1.1461	6.5
Piso 1	EQ YY Max	Y	0.000724	49	0.5422	7.42	3.075

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 38

Elevación del pórtico del eje B-B y resultado de las deformaciones en la estructura con columnas inclinadas (10°) obtenido del Software ETABS



Fuente: Resultados del Software ETABS

RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS DERIVAS MÁXIMAS Y LAS CORTANTES

BASALES MÁXIMAS

Tabla 30

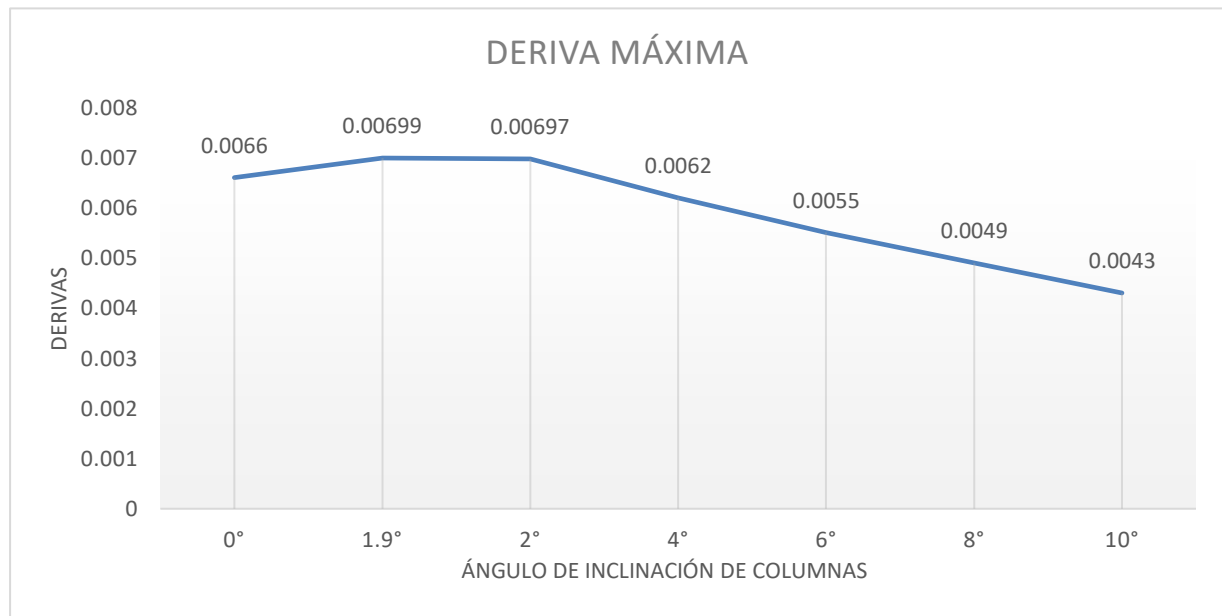
Resumen de resultados de derivas máximas y cortantes máximas para cada grado de inclinación de las columnas (inclinación con respecto al eje vertical)

INCLINACIÓN DE COLUMNAS	ANÁLISIS EN EL EJE X-X		ANÁLISIS EN EL EJE Y-Y	
	Deriva máxima	Cortante basal máximo (Tn)	Deriva máxima	Cortante basal máximo (Tn)
RECTAS (0°)	0.00480	233.25490	0.00660	233.25490
1.9 GRADOS (1.9°)	0.00555	228.60690	0.00699	228.60690
2 GRADOS (2°)	0.00552	285.10300	0.00697	285.10300
4 GRADOS (4°)	0.00510	272.35740	0.00620	272.35740
6 GRADOS (6°)	0.00460	259.95030	0.00550	259.95030
8 GRADOS (8°)	0.00420	248.53050	0.00490	248.53050
10 GRADOS (10°)	0.00370	236.11030	0.00430	236.11030

Fuente: Elaboración propia

Figura 39

Gráfico de “ángulo de inclinación de las columnas” vs “derivas máximas”

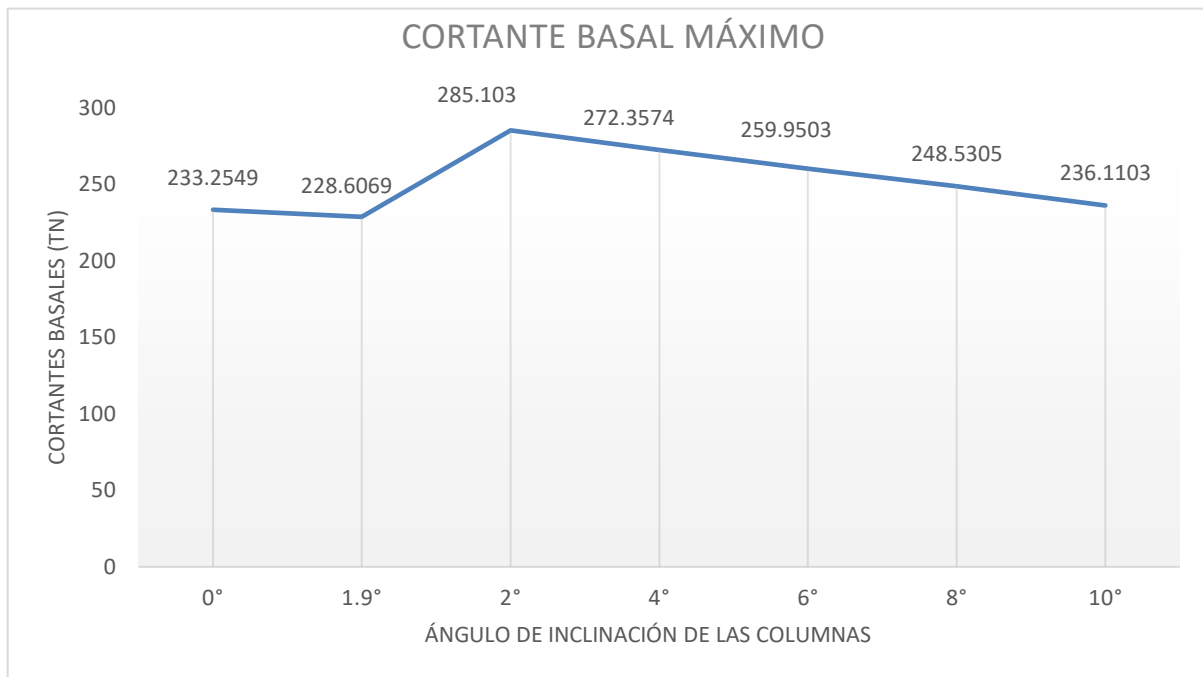


Nota: En este gráfico se muestra el cumplimiento de las derivas máximas en cada ángulo de inclinación de las columnas, así como una disminución de estas a partir de 2° de inclinación.

Fuente: Elaboración propia

Figura 40

Gráfico de “Ángulo de inclinación de las columnas” vs “Cortantes basales”



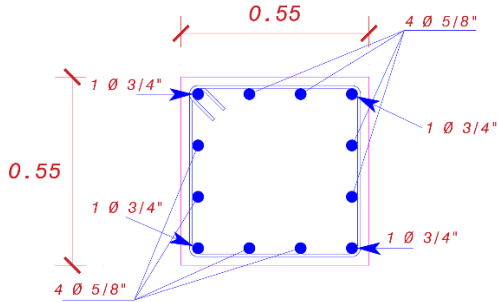
Nota: En este gráfico se muestra una disminución en las cortantes basales desde 0° hasta 1.9°. Siendo este valor (1.9°), el grado máximo de inclinación sin alterar el diseño de los elementos estructurales, puesto que la fuerza cortante disminuye con respecto a 0° de inclinación. También se observa un aumento considerable de las cortantes basales desde 1.9° hasta 2°. En los ángulos de inclinación de 4, 6, 8 y 10 grados, observamos una disminución de las cortantes basales con respecto a 2° pero siguen siendo mayores al de las columnas rectas.

Fuente: Elaboración propia

DISTRIBUCIÓN DE ACEROS PARA LAS COLUMNAS INCLINADAS A 10°

Figura 42

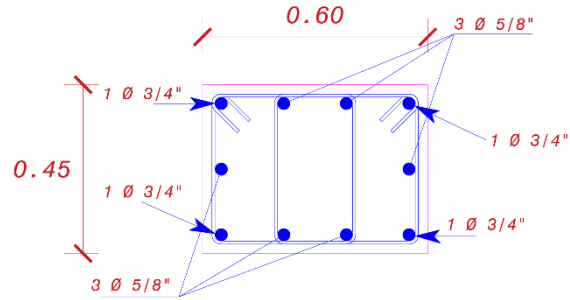
Distribución de aceros para columnas esquineras y centrales



Fuente: Planos estructurales de la unidad de estudio

Figura 41

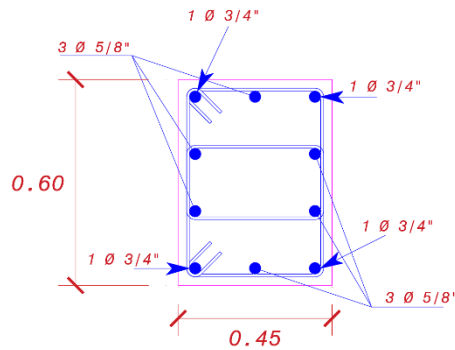
Distribución de aceros para columnas perimetrales (0.60x0.45)



Fuente: Planos estructurales de la unidad de estudio

Figura 43

Distribución de aceros para columnas perimetrales (0.45x0.60)



Ø 3/8" 1 @5cm, 5@9cm, Resto@25cm

Fuente: Planos estructurales de la unidad de estudio

DISTRIBUCIÓN DE ACEROS PARA LAS COLUMNAS RECTAS

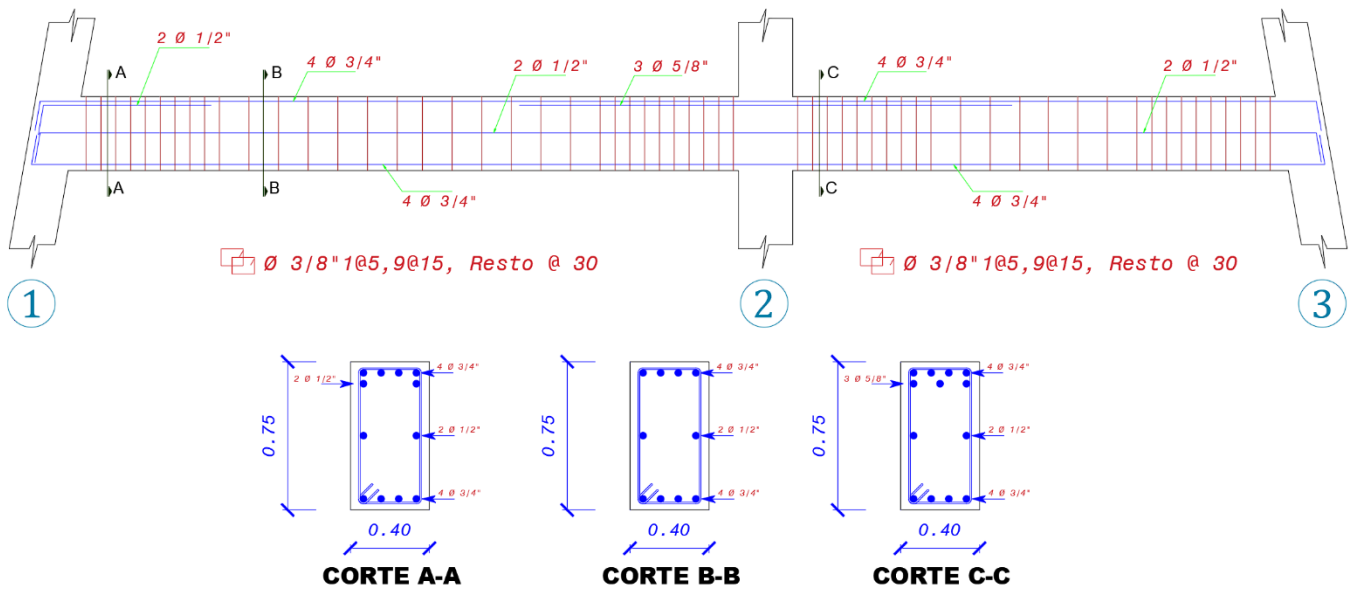
DETALLE DE COLUMNAS	
TIPO	DIST. ACERO
<p>C-1 0.55x.55</p>	<p>4 Ø 3/4" + 8 5/8"</p> <p>Ø 3/8" 1 @5cm, 5@9cm, Resto@25cm</p>
<p>C-2 0.45x.60</p>	<p>4 Ø 3/4" + 6 5/8"</p> <p>Ø 3/8" 1 @5cm, 5@9cm, Resto@25cm</p>
<p>C-3 0.60x.45</p>	<p>4 Ø 3/4" + 6 5/8"</p> <p>Ø 3/8" 1 @5cm, 5@9cm, Resto@25cm</p>

Fuente: Planos estructurales de la unidad de estudio

DISTRIBUCIÓN DE ACERO PARA VIGAS PRINCIPALES DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS INCLINADAS A 10°

Figura 44

Distribución de aceros para vigas principales (edificación de columnas con 10° de inclinación)

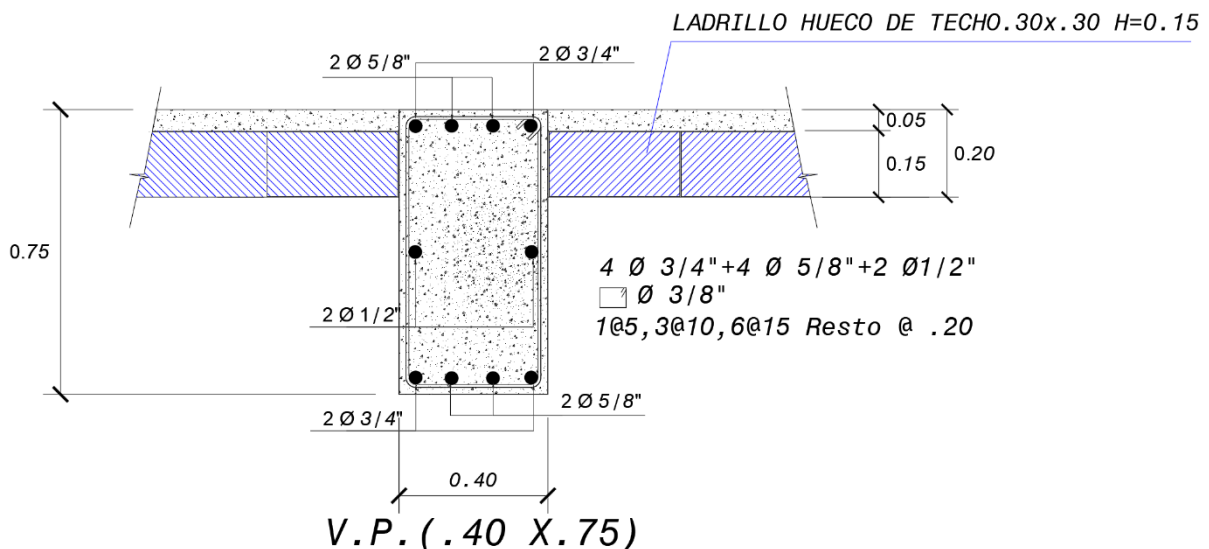


Fuente: Elaboración propia

DISTRIBUCIÓN DE ACERO PARA VIGAS PRINCIPALES DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS RECTAS

Figura 45

Distribución de aceros para vigas principales (edificación de columnas rectas)

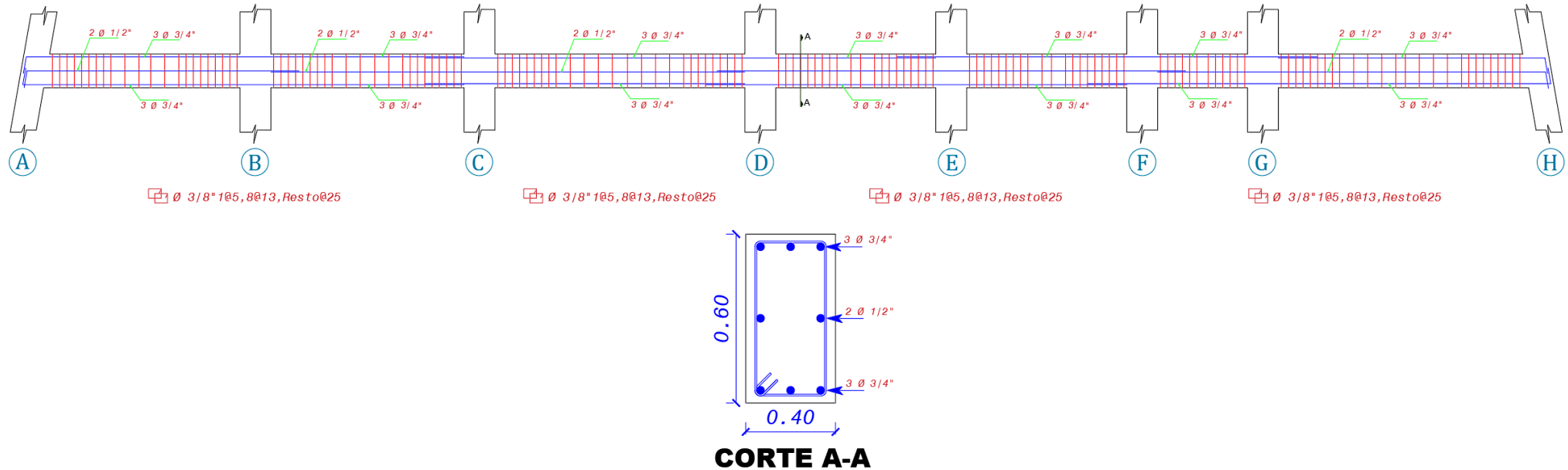


Fuente: Planos estructurales de la unidad de estudio

DISTRIBUCIÓN DE ACERO PARA VIGAS SECUNDARIAS DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS INCLINADAS A 10°

Figura 46

Distribución de aceros para vigas secundarias (edificación de columnas con 10° de inclinación)

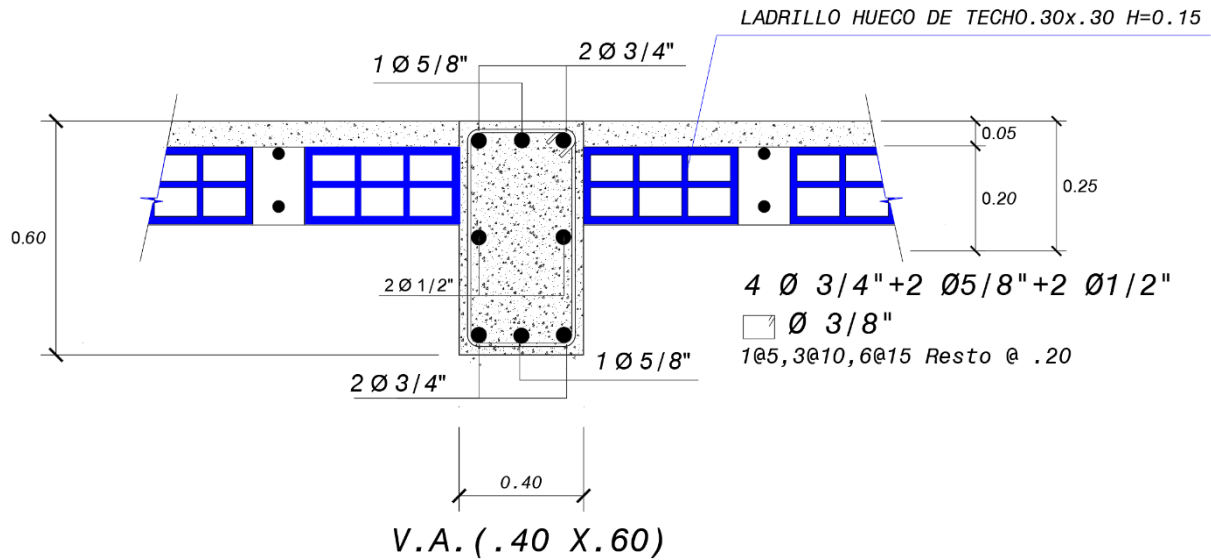


Fuente: Elaboración propia

DISTRIBUCIÓN DE ACERO PARA VIGAS SECUNDARIAS DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS RECTAS

Figura 47

Distribución de aceros para vigas principales (edificación de columnas rectas)



Fuente: Planos estructurales de la unidad de estudio

CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Con relación a la DISCUSIÓN de los resultados, se tiene lo siguiente:

Como se puede observar en la “tabla 30” correspondiente al resumen de los resultados del comportamiento sísmico, se presenta un aumento del 5.61% en las derivas del eje crítico (eje Y) y un aumento del 22.23% en la fuerza cortante basal al variar el ángulo de inclinación de 0° a 2°. Este aumento se produce principalmente por la aparición de una irregularidad en altura del tipo “Discontinuidad en los Sistemas Resistentes” cuando el ángulo de inclinación es mayor o igual a 2° (ver fig. 83 y fig. 84), la cual origina una variación en los parámetros sísmicos aumentando consigo la fuerza cortante basal y ocasionando un replanteo en el diseño de los elementos estructurales inicialmente obtenido de la edificación con columnas rectas. Así mismo, a partir de la fig. 84 se puede analizar que cuando las columnas solo se inclinan 1.9°, la irregularidad de “Discontinuidad en los Sistemas Resistentes” desaparece, puesto que la excentricidad de las columnas para 1.9° sería menor al 25% de la dimensión del elemento.

Por otro lado, al revisar la “tabla 30” se observa que existe una disminución de las derivas y fuerzas cortantes basales conforme aumentan los ángulos de inclinación de 2° a 10°. Dicha disminución se produce debido al aumento de la inclinación de las columnas, lo cual genera menores áreas en los pisos superiores y consigo los pesos totales también son menores, es decir, la edificación se va tornando más liviana conforme se aumentan los grados de inclinación. Partiendo de este hallazgo, se puede afirmar que para un ángulo de inclinación de 1.9° (cuando no existe irregularidad de “Discontinuidad en los Sistemas Resistentes”) las derivas cumplen con el criterio de la norma E.030 porque son menores a 0.007 y las fuerzas cortantes disminuyen con respecto a las obtenidas en la edificación con columnas rectas (ver “tabla 30”), siendo este ángulo el máximo al cual se pueden inclinar las columnas sin alterar el diseño de los elementos estructurales.

La presente investigación presenta diferentes limitaciones, las cuales se detallan a continuación: al existir aberturas en la edificación analizada, implica eliminarlas mientras se aumenta el ángulo de inclinación, puesto que a mayor ángulo menor será el área de los pisos superiores, originando que los resultados obtenidos para una inclinación mayor a 6° no correspondan exactamente a la arquitectura inicialmente planteada; sin embargo, como se observa en la “tabla 30”, las derivas y fuerzas cortantes para una inclinación mayor a 6° no afecta la determinación del ángulo máximo. Por otro lado, al inclinar las columnas a partir de 2° se genera una irregularidad adicional, la cual fue catalogada como “Discontinuidad en los Sistemas Resistentes”; por ende al considerar dicha irregularidad, todos los parámetros utilizados en el análisis del comportamiento sísmico se ven alterados y como resultado se obtienen cortantes basales mucho mayores a los obtenidos en la edificación con columnas rectas; esta es la razón principal por la que el ángulo máximo calculado será cuando no se produzca dicha irregularidad o cuando las cortantes aumentadas se iguallen a las cortantes de la edificación con columnas rectas, puesto que a mayor inclinación, las cortantes basales van disminuyendo. Así mismo, existen parámetros como el tipo de zona, el número de pisos, la categoría, el tipo de suelo, el sistema estructural, entre otras características propias de la edificación que también influyeron en la determinación del ángulo máximo de inclinación de las columnas, por lo que para futuras investigaciones se pueden variar dichos parámetros y comparar si el ángulo obtenido es el mismo que en la presente investigación. Por último, al considerar solamente un análisis lineal, como es el caso del análisis modal de respuesta espectral, no se están considerando las posibles fallas por ductilidad al inclinar las columnas, las cuales pueden ser obtenidas mediante un análisis no lineal (al considerar este tipo de análisis, el ángulo máximo posiblemente no sea el mismo que el obtenido en la presente investigación), el cual no fue estudiado en la investigación realizada.

Con respecto a la comparación de nuestros resultados con otras investigaciones, se observó que en la tesis de De Freitas y Renaud, 2016 denominada “Evaluación de la ductilidad de pórticos de concreto armado con columnas inclinadas, utilizando el método de análisis Estático no Lineal (pushover)”, determinaron que a mayor grado de inclinación, las fuerzas cortantes basales aumentan, puesto que consideraron una inclinación de columnas partiendo desde el techo hacia afuera, originando un mayor peso al aumentar los ángulos de inclinación; caso contrario a lo que se realizó en la presente investigación donde se inclinaron las columnas partiendo desde la base hacia adentro; por lo que las fuerzas cortantes disminuyen a mayor grado de inclinación. Por otro lado, De Freitas y Renaud, 2016 analizaron solo un pórtico de una edificación propuesta por ellos mismos, usando un modelo 2D en el software SAP2000 para evaluar la ductilidad de pórticos de concreto armado en columnas inclinadas, utilizando el método estático no lineal (*Pushover*) obteniendo como resultados que el rango del comportamiento inelástico de la estructura disminuye a mayor razón entre los ángulos de cero grados (0°) a quince grados (15°) que entre los ángulos de veinte grados (20°) a veinticinco grados (25°), esto debido a la forma en la que incide la carga sobre las columnas inclinadas y resaltando que tanto la presencia de columnas inclinadas, como su grado de inclinación afectan la respuesta del pórtico ante acciones sísmicas, por lo que requiere el uso de secciones más robustas, observándose como característica común una pérdida de ductilidad; mientras que en el presente estudio se realizó un análisis dinámico modal espectral analizándose toda una edificación ya construida realizando un modelo 3D en el software ETABS, además de determinar el ángulo máximo de inclinación en el cual la estructura analizada conservaría el mismo diseño de los elementos estructurales, cumpliendo las derivas máximas que indica la norma E.030.

Así mismo, se observó que en el artículo científico de Rouzmehr y Saleh Jalali, 2014 denominado “Respuesta de edificaciones con columnas inclinadas en la primera planta a los

movimientos de suelo cercanos a una falla”, determinaron la respuesta estructural de una edificación de 3 niveles, inclinando las columnas del primer nivel, suponiendo que los pisos son rígidos y están conectados a las columnas de masa axialmente rígida mediante resortes rotacionales elasto-plásticos y amortiguadores rotacionales lineales, para lo cual resolvieron las ecuaciones de movimiento no lineal de la edificación utilizando el método de Runge-Kutta para posteriormente mediante un análisis tiempo-historia someter el modelo analizado a los datos del acelerograma del terremoto “El Centro”, con lo cual determinaron las derivas de entrepiso en cada nivel de la edificación; mientras que en la presente investigación se inclinaron las columnas de todos los niveles (4 pisos) y se realizó un análisis modal de respuesta espectral según la combinación cuadrática completa de la norma E.030 utilizando el software ETABS para determinar el cumplimiento de las derivas según la norma mencionada.

Como parte del aporte significativo de nuestra investigación, en primer lugar, obtuvimos el ángulo máximo de inclinación (1.9°) de las columnas sin alterar el diseño de los elementos estructurales, dicho ángulo servirá como apoyo o base para edificaciones o investigaciones con las mismas características y condiciones que la edificación analizada. En segundo lugar, se ha elaborado una guía con la que se puede replicar todo lo mencionado en la presente investigación con respecto al software ETABS (modelamiento con columnas rectas y su análisis dinámico modal espectral para obtener cortantes basales y derivas, modelamiento con columnas inclinadas y su análisis dinámico modal de respuesta espectral para obtener cortantes basales y derivas, verificación del cumplimiento en el diseño de acero en las columnas inclinadas a 10° , obtención del diagrama de momentos para el diseño de acero en las vigas de la edificación inclinada a 10°). Esta guía permite replicar la investigación en cualquier edificación del tipo pórtico de concreto armado, pues también cuenta con la obtención de los factores sísmicos (Z U C S) y la verificación de todas las irregularidades mencionadas en la norma técnica peruana E.030. Como tercer y último aporte determinamos la irregularidad que

se genera al inclinar las columnas, la cual es catalogada como “irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes”, la misma que generaría el rediseño de los elementos estructurales como se muestra en la presente investigación para obtener un ángulo de inclinación mayor al calculado.

Por último, se recomienda para posteriores investigaciones, analizar la edificación de la presente investigación utilizando un análisis no lineal (*Pushover*) para determinar el ángulo de inclinación máximo según el cumplimiento de ductilidad y la formación de rótulas plásticas.

Como CONCLUSIONES, tenemos lo siguiente:

Con respecto al objetivo planteado, se concluye que el ángulo de inclinación máximo de las columnas rectas de la edificación analizada, a partir de su comportamiento sísmico utilizando un análisis modal de respuesta espectral según la norma peruana E.030 fue menor a 10° , siendo este valor de 1.9° , llegando a corroborar la hipótesis propuesta.

Se determinó el ángulo de inclinación máximo aceptable de las columnas rectas de una edificación de 4 niveles a partir de la comparación de su comportamiento sísmico, sin alterar el diseño de los elementos estructurales, obteniéndose de cada modelo analizado las fuerzas cortantes basales y las derivas máximas.

Se determinó, analizó y comparó las derivas máximas a partir de un análisis modal de respuesta espectral, según la combinación cuadrática completa de la norma E.030, tanto para la edificación con columnas inclinadas y la edificación con columnas rectas, obteniéndose una disminución en las derivas máximas entre los ángulos de 2° a 10° y manteniendo un valor similar para un ángulo de inclinación de 1.9° .

Se determinó, analizó y comparó las fuerzas cortantes basales obtenidas a partir del comportamiento sísmico de la edificación con columnas inclinadas y de la edificación con columnas rectas, obteniéndose una disminución de 1.99% en las fuerzas cortantes basales, entre los ángulos de 0° a 1.9° ; sin que se vea afectado el espectro de diseño inicialmente determinado

para la edificación con columnas rectas. Mientras que para una inclinación mayor o igual a 2° , el espectro de diseño cambió debido a la presencia de una nueva irregularidad en altura catalogada como “Discontinuidad en los Sistemas Resistentes”, ocasionando un aumento significativo del 22.23% en la fuerza cortante basal, disminuyendo luego de manera casi constante hasta una inclinación de 10° .

Así mismo, se determinó el ángulo de inclinación máximo aceptable de las columnas inclinadas de la edificación en análisis, siendo este valor de 1.9° ; es decir el valor en el cual no se origina una irregularidad en altura del tipo “Discontinuidad en los Sistemas Resistentes” y en el cual se cumple con el límite para la distorsión del entrepiso (deriva) de 0.007 que indica la norma peruana E.030.

También se determinó la distribución del acero en vigas y columnas para la edificación con columnas inclinadas a 10° , observándose un aumento en la cantidad de acero en las vigas en comparación a la edificación con columnas rectas. Demostrando de esta manera que al inclinar las columnas en un mayor grado con respecto al máximo calculado (1.9°), se origina un rediseño de los elementos estructurales.

Finalmente, se elaboró una guía para el uso del software ETABS, centrada principalmente en el modelado estructural de la edificación analizada, la cual permite replicar la investigación en cualquier edificación del tipo pórtico de concreto armado (ver documento adjunto).

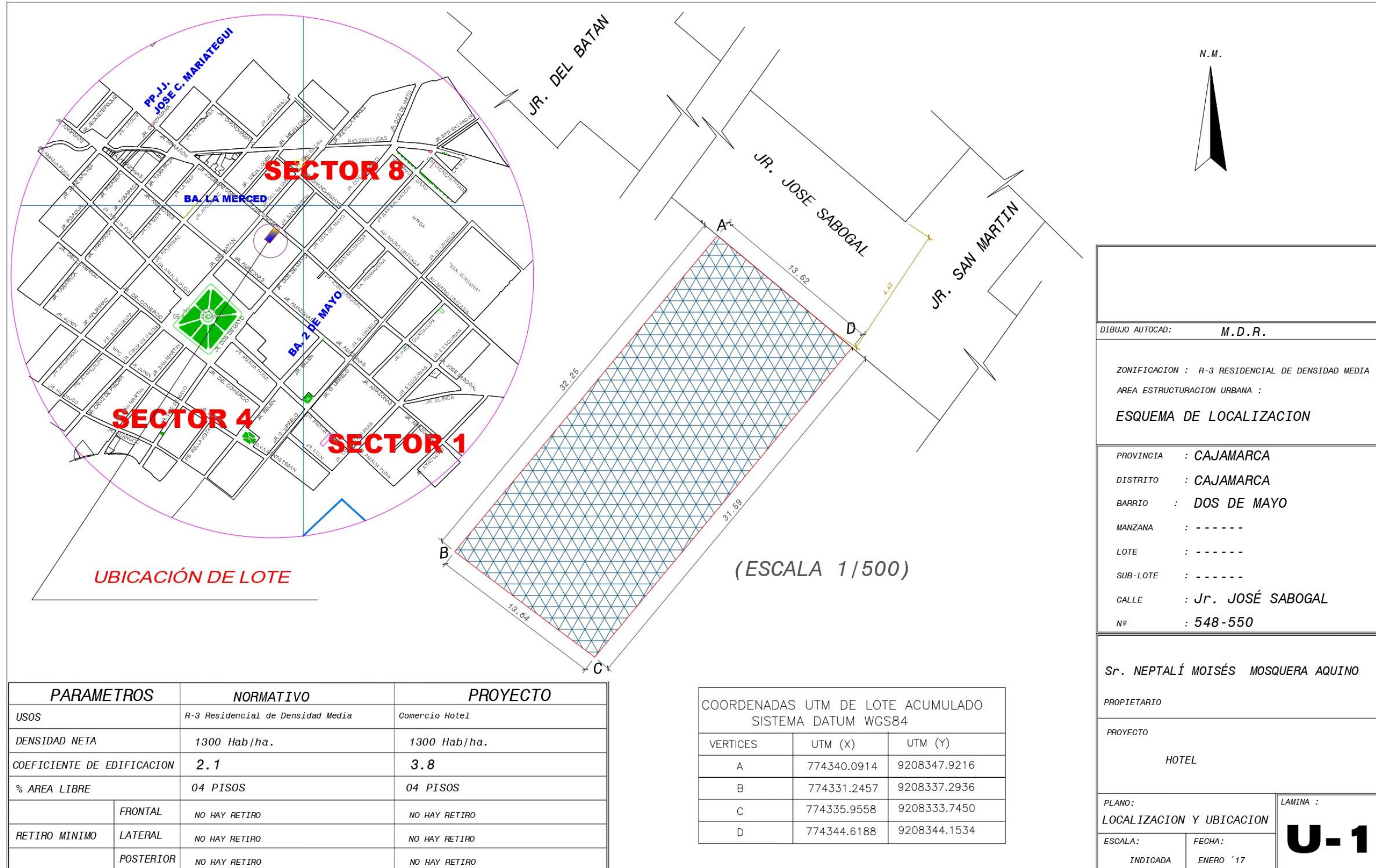
REFERENCIAS

- Barradas Hernández, J. E., & Ayala Milián, G. A. (2013). PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SISMICO MULTINIVEL BASADO EN DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURAS A BASE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO. *Revista de Ingeniería Sísmica - Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C.*
- Blanco, M. (2011). CRITERIOS FUNDAMENTALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE. *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela.*
- Britez Pacheco, B. y. (2016). Recommendations for Casting Inclined Columns. *Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural.*
- De Freitas, D., & Renaud, C. (2016). EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO CON COLUMNAS INCLINADAS, UTILIZANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER). *Repositorio de la Universidad de Carabobo - Venezuela.*
- Domínguez Caicedo, M. (2013). Configuración y Arquitectura. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 1-13.
- Gorjantal, A. S., & Manjunath, M. (2018). A Study of the Behavior of Gravity Columns in RC Building. *IUP Journal of Structural Engineering.*
- Guzmán Ovalle, D. F., & Ramírez Chocontá, D. F. (2017). IMPLEMENTACIÓN DEL LABORATORIO ESTRUCTURAL CON TRES MODELOS DIDÁCTICOS ESTRUCTURALES, PARA COMPRENDER RESPUESTAS MECÁNICAS ANTE DIFERENTES FUERZAS. *Repositorio de la Universidad Católica de Colombia.*
- Hernández Sampieri, R. (2014). *Metodología de la Investigación*. México D.F: McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- Herrera, R., Ramírez, A., & Ugel, R. (2016). ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA Y DAÑO GLOBAL DE DOS EDIFICIOS IRREGULARES DE CONCRETO ARMADO . *Saber, Universidad de Oriente.*

- Huapaya Huertas, R. E. (2017). Evaluación de los indicadores de comportamiento sísmico de edificios con sistema aporticado a través del método estático no lineal. *UNIVERSIDAD RICARDO PALMA*.
- Medina, C., & Medina, S. (2017). Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares. *Rev Politécnica* , 1-9.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). RESOLUCIÓN MINISTERIAL N°355-2018-VIVIENDA. *NORMA TÉCNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES*. Lima, Lima.
- Morales, R. F. (2013). DEFORMACIONES DE LAS ESTRUCTURAS. *Revista de la Universidad de Mendoza*.
- Reátegui Fasabi, R. (2020). Comparación de la respuesta estructural de una edificación aporticada con zapatas aisladas considerando y sin considerar interacción suelo estructura en la Urbanización San Isidro II Etapa, Trujillo – 2020. *Repositorio Universidad Privada del Norte*.
- Rouzmehr, F., & Saleh Jalali, R. (2014). Response of Buildings with Inclined First-Story Columns to Near-Fault Ground Motion ARTICLE INFO ABSTRACT. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 2(1), 19–34.
https://civiljournal.semnan.ac.ir/article_210_f8cc5ebdd864fef00fde85261d8f6424.pdf
- Soro Oroz, A. (2018). Resistencia de materiales y teoría de estructuras.
- Tibaduiza, M. L., Carreño Zarzosa, N., Lantada Irizarry, J., Valcarcel, J. A., Barbat, A. H., & Suriñach, X. G. (2012). Comportamiento Sísmico de los Edificios de Lorca/Seismic behavior of the buildings in Lorca. *Física de la Tierra*.
- University, H. (2017). Engineering - Structural Engineering; New Structural Engineering Findings from Hohai University Reported (Structural Behavior of Reinforced Concrete Frames Subjected to Progressive Collapse). *Journal of Engineering*.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2009). NORMA E.060 CONCRETO ARMADO. Reglamento Nacional de Edificaciones.

ANEXOS
Figura 48

Plano de ubicación de la unidad de estudio.



Fuente: Planos obtenidos por carta de autorización (ver figura 97)
Huamán Pajares F. ; Rimarachin Mosquera V.

Figura 49

Plano arquitectónico (vista en planta del primer nivel) de la unidad de estudio.

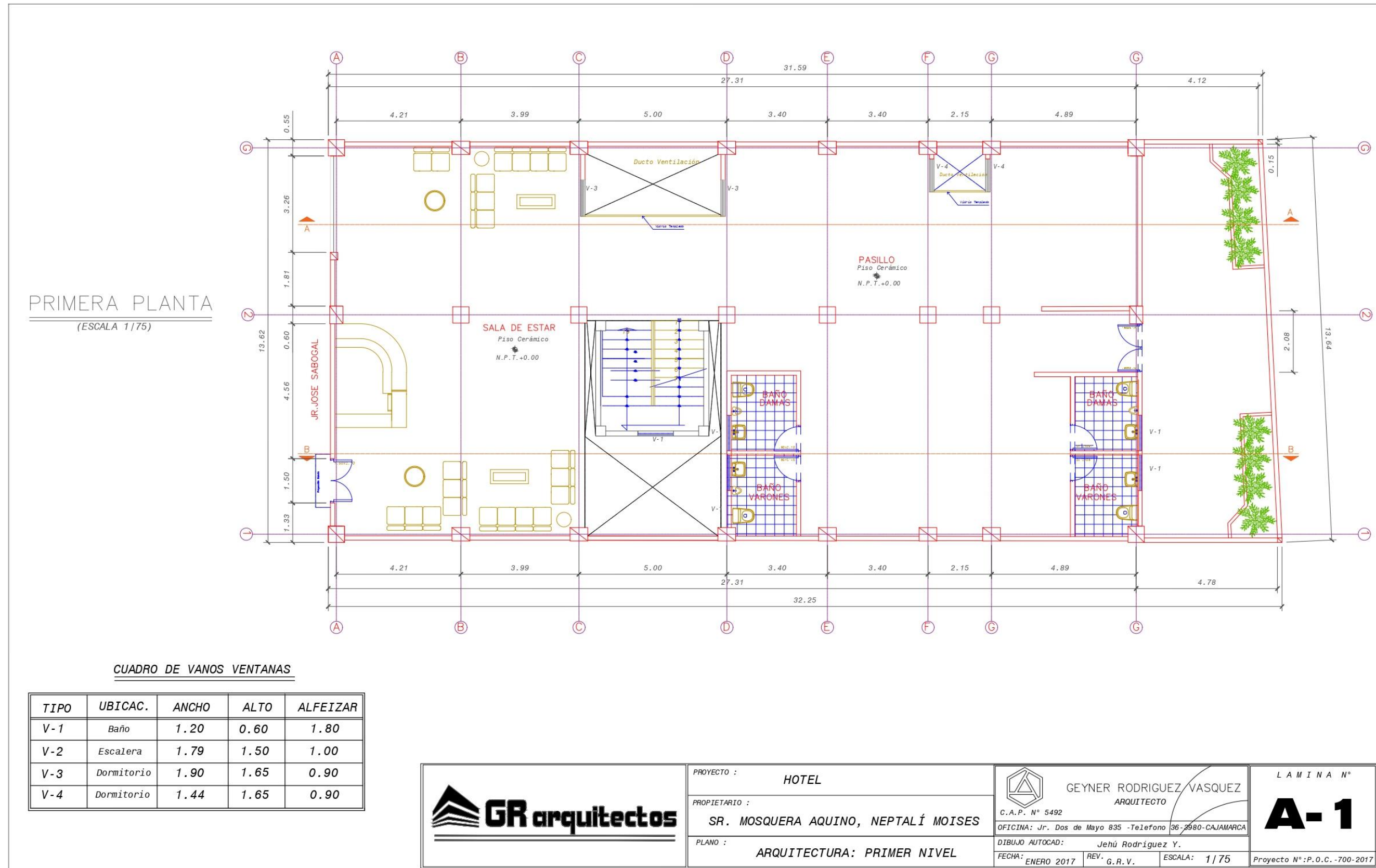
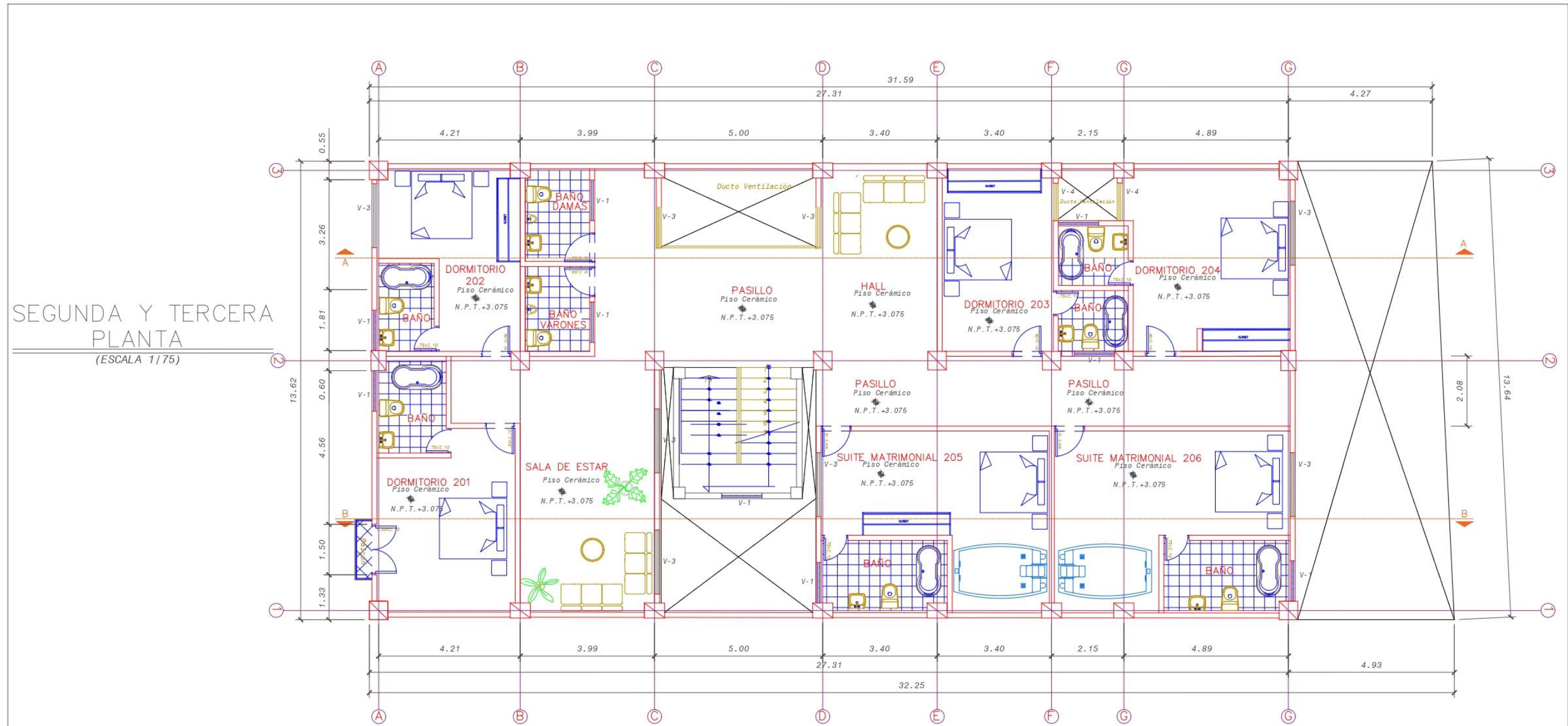


Figura 50

Plano arquitectónico (vista en planta del segundo y tercer nivel) de la unidad de estudio



SEGUNDA Y TERCERA
PLANTA
(ESCALA 1/75)

CUADRO DE VANOS VENTANAS

TIPO	UBICAC.	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR
V-1	Baño	1.20	0.60	1.80
V-2	Escalera	1.79	1.50	1.00
V-3	Dormitorio	1.90	1.65	0.90
V-4	Dormitorio	1.44	1.65	0.90

	PROYECTO :	HOTEL		LAMINA N° A-2
	PROPIETARIO :	SR. MOSQUERA AQUINO, NEPTALÍ MOISES		
	PLANO :	ARQUITECTURA: SEGUNDO Y TERCER NIVEL		
	FECHA:	ENERO 2017		
			C.A.P. N° 5492 OFICINA: Jr. Dos de Mayo 835 - Teléfono 36-3980-CAJAMARCA DIBUJO AUTOCAD: Jehú Rodríguez Y. REV. G.R.V. ESCALA: 1/75	Proyecto N°: P.O.C. -700-2017

Figura 51

Plano arquitectónico (vista en planta del cuarto nivel) de la unidad de estudio

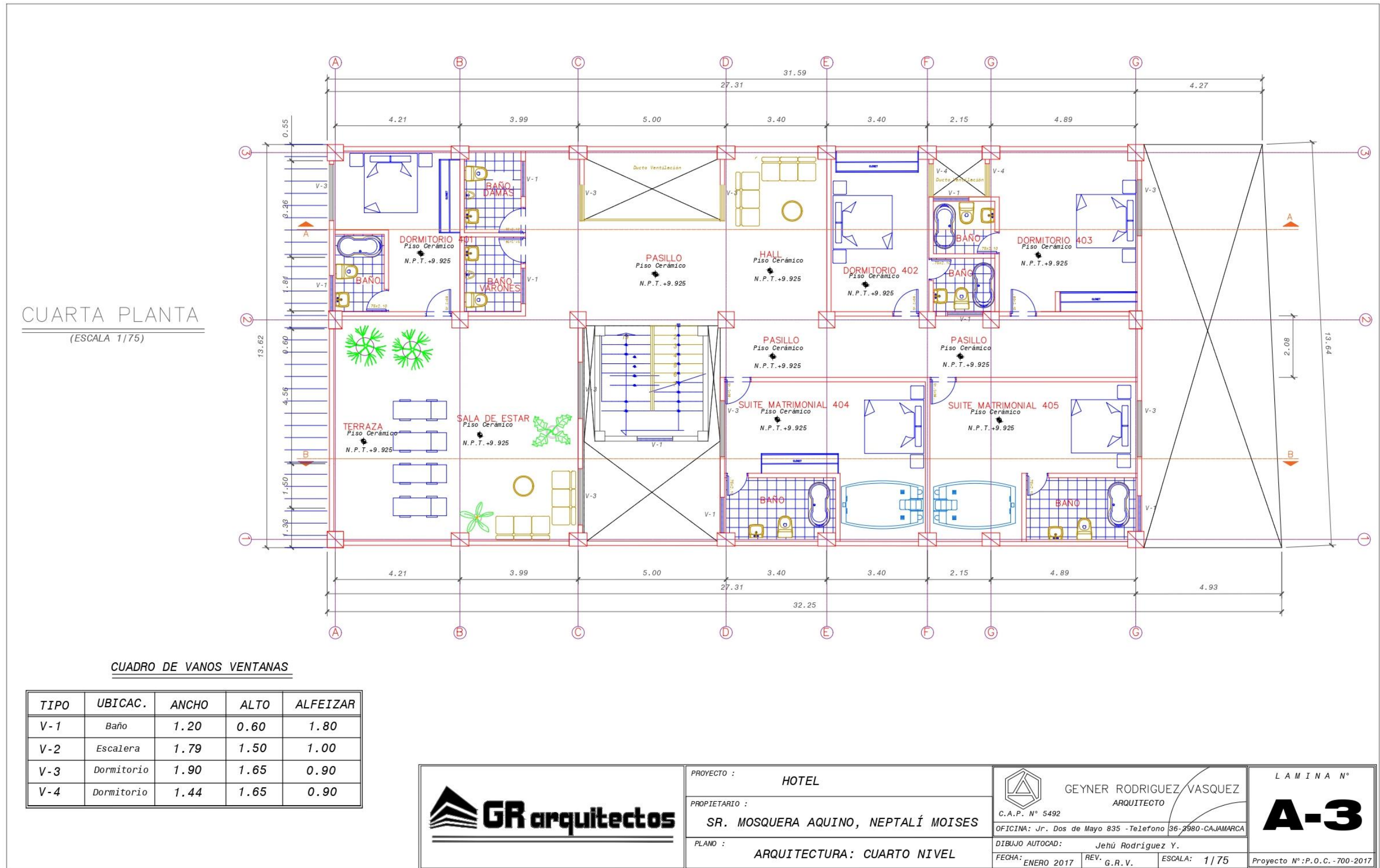


Figura 52

Plano estructural (vista en planta de columnas, vigas y losas) de la unidad de estudio

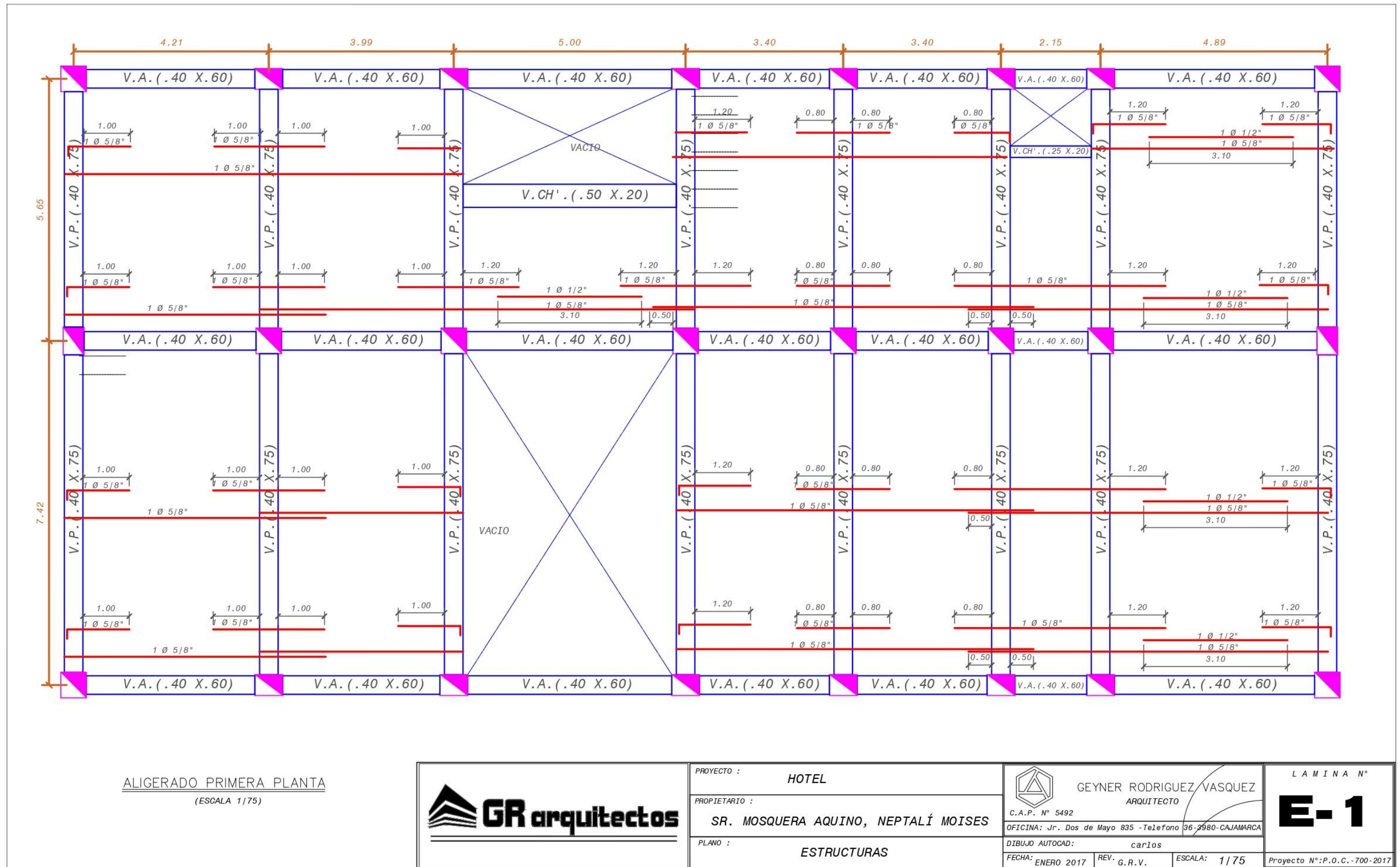
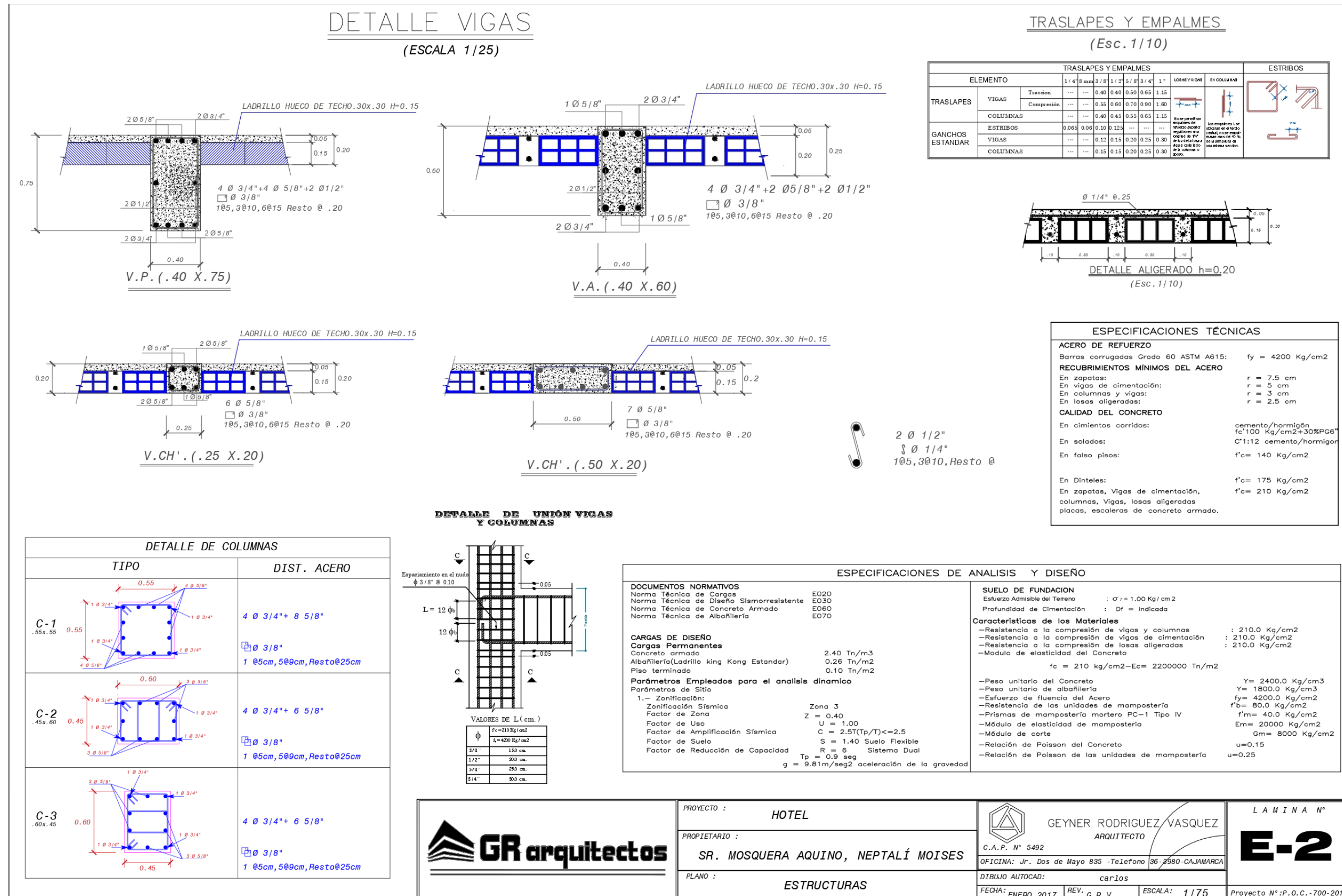


Figura 53

Plano estructural (especificaciones y detalles) de la unidad de estudio



Fuente: Planos obtenidos por carta de autorización (ver figura 97)
Huamán Pajares F. ; Rimarachin Mosquera V.

ANÁLISIS MODAL DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS RECTAS

A. ALTURAS DE PISO Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

- *Altura de piso.*

Tabla 31

Altura de piso

PISO	Altura de piso
Techo	3.425
Piso 3	3.425
Piso 2	3.425
Piso 1	3.075

- *Características de los Materiales.*

Tabla 32

Características de los Materiales

Descripción	Valor
Resistencia del Concreto, f_c :	210 Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad, E:	217370.6512 Kg/cm ²
Peso Específico del C°A°:	2400 Kg/m ³

B. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS A INGRESAR EN ETABS.

CARGA MUERTA.

Para Tabiquería en Entrepisos

Altura de Tabiquería = 3.425 m (Unidad Hueca Tubular)

Peso muro = 719.25 Kg/m

Peso muro por m² = 330 Kg/m²

Figura 54

Cargas equivalentes en kg/m² según el peso de los tabiques en kg/m

TABLA 2.3 DE LA NORMA E-020	
Peso del Tabique (kg / m)	Carga Equivalente (kg / m ²)
74 o menos	30
75 a 149	60
150 a 249	90
250 a 399	150
400 a 549	210
550 a 699	270
700 a 849	330
850 a 1000	390

Fuente: San Bartolomé (1998)

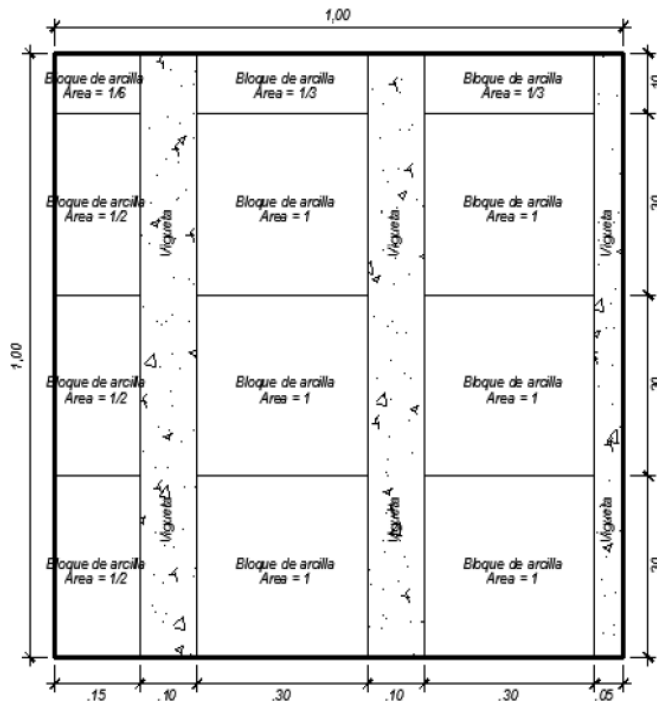
Para acabados (5cm)

Acabados por m² = 100 kg/m²

Para losa aligerada en una dirección

Figura 55

Esquema de losa aligerada en una dirección



Fuente: Norma E.020 y Análisis de Edificios - Ángel San Bartolomé

Tabla 33
Espesor de losa aligerada y peso propio

Espesor Aligerado	Espesor de losa superior	Peso propio (Kg/m²)
0.17	0.05	280
0.20	0.05	300
0.25	0.05	350
0.30	0.05	420
0.35	0.05	475

El volumen de C° para Aligerados en una dirección con losa superior de 5.00cm, se determina con la siguiente expresión:

Ecuación 3 *Volumen de C°*

$$V_{C^{\circ}} = 0.05 + 0.25H \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{)}$$

Espesor del aligerado = 0.20 m

H= Altura del ladrillo = 0.15 m

Volumen de concreto = 0.0875 m³/m²

Peso del concreto = 210.00 Kg/m²

Peso de la losa (C°+Ladrillo) = 300.00 Kg/m²

Peso del Ladrillo = 90.00 Kg/m²

CM Entrepisos = 520.00 Kg/m²

CM Techo = 190.00 Kg/m²

CARGA VIVA.

Para Hoteles: **400 Kg/m²**

CARGA VIVA DEL TECHO.

Azoteas: **100 Kg/m²**

PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR Z, U, C, S y R.

FACTOR DE ZONA (Z):

Figura 56

Factor Zona "Z" según la ubicación

CAJAMARCA	ASUNCIÓN	3	ONCE DISTRITOS
	CAJAMARCA		
	CHETILLA		
	COSPÁN		
	JESÚS		
	LLACANORA		
	LOS BAÑOS DEL INCA		
	MAGDALENA		
	MATARA		

Fuente: Anexo II, norma E.030

Figura 57

Factores De Zona "Z"

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Tabla N°1, norma E.030

FACTOR DE USO (U) SEGÚN CATEGORÍA DE EDIFICACIÓN

Figura 58

Factor De Uso "U"

C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
-------------------------------	--	-----

Fuente: Tabla N°5, norma E.030

FACTOR DE SUELO (S)

Figura 59

Factor de Suelo "S"

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Tabla N°3, norma E.030

TP Y TL SEGÚN TIPO DE SUELO PARA DETERMINAR EL VALOR DE C (FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA)

Figura 60

Períodos "TP" Y "TL"

	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Tabla N°4, norma E.030

El factor de amplificación sísmica (C) depende de T_P y T_L según lo siguiente:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Según los diferentes valores del periodo "T" se tendrá diferentes valores de "C" para determinar la gráfica de pseudo-aceleraciones, pseudo-velocidades y pseudo-desplazamientos según la norma E.030-2018.

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (R)

Depende de los coeficientes de Irregularidad I_a e I_p y del Coeficiente Básico de Reducción R_0 .

Para nuestro caso, debido a la irregularidad en planta se tiene que $I_a=1$; $I_p=0.85$

Para $R_0 = 8$ (pórticos)

Ecuación 4. Coeficiente de Reducción (R)

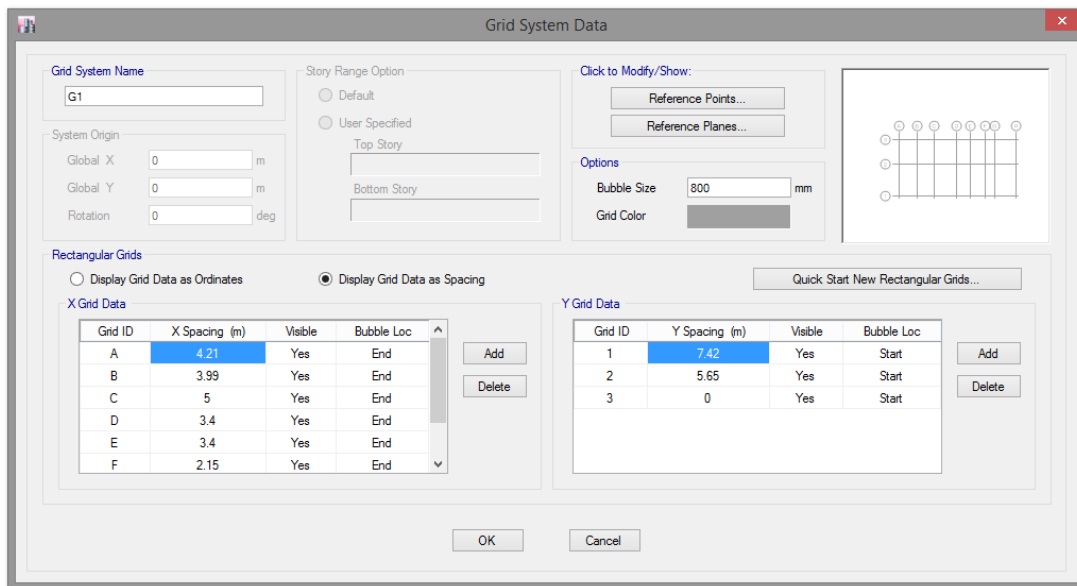
$$R = R_0 I_p I_a = 8 * 1 * 0.85 = 6.8$$

C. PROCEDIMIENTO DE ELABORACIÓN DEL MODELO 3D EN ETABS PARA LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS RECTAS

1. Definición de los ejes horizontales y verticales según el plano estructural de la edificación.

Figura 61

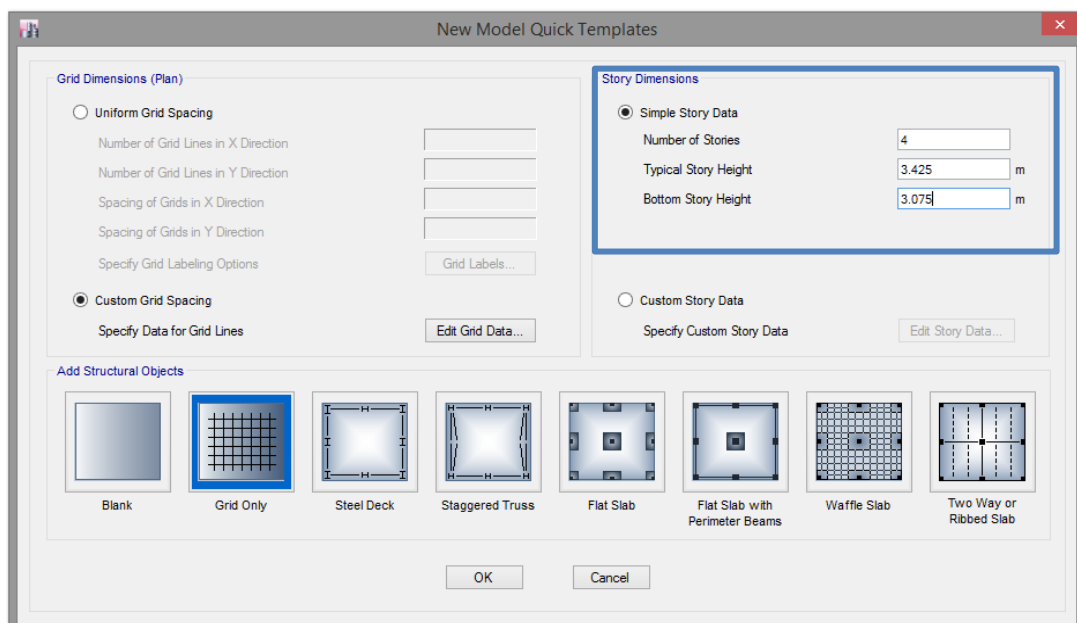
Paso 1



2. Definición de las alturas típicas y la altura del primer nivel.

Figura 62

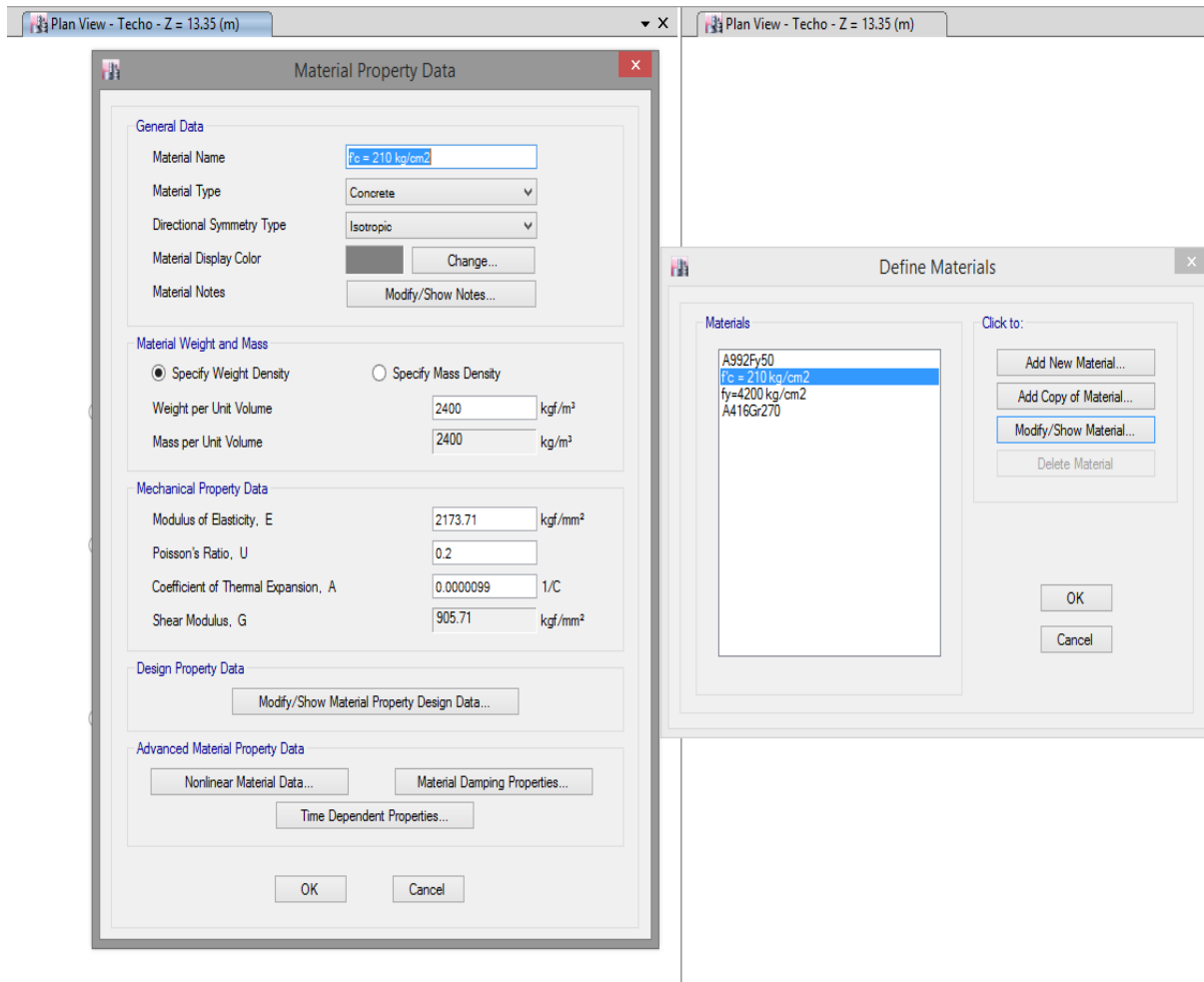
Paso 2



- Ingresamos las propiedades del concreto (peso específico, módulo de elasticidad, resistencia) que se utilizará según los planos estructurales.

Figura 63

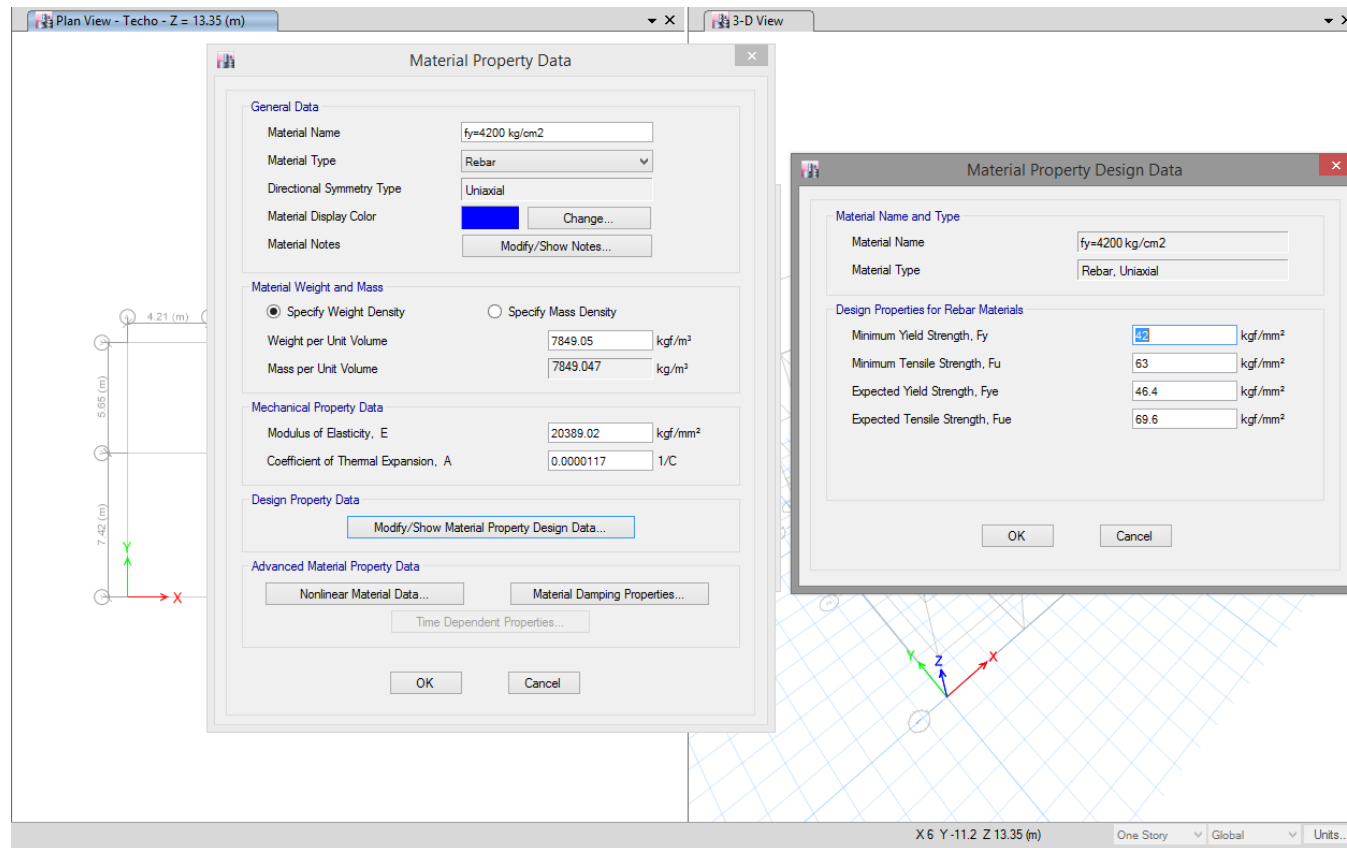
Paso 3



4. Ingresamos las propiedades del acero corrugado grado 60, en este caso solo se modifica la resistencia de fluencia y la resistencia última.

Figura 64

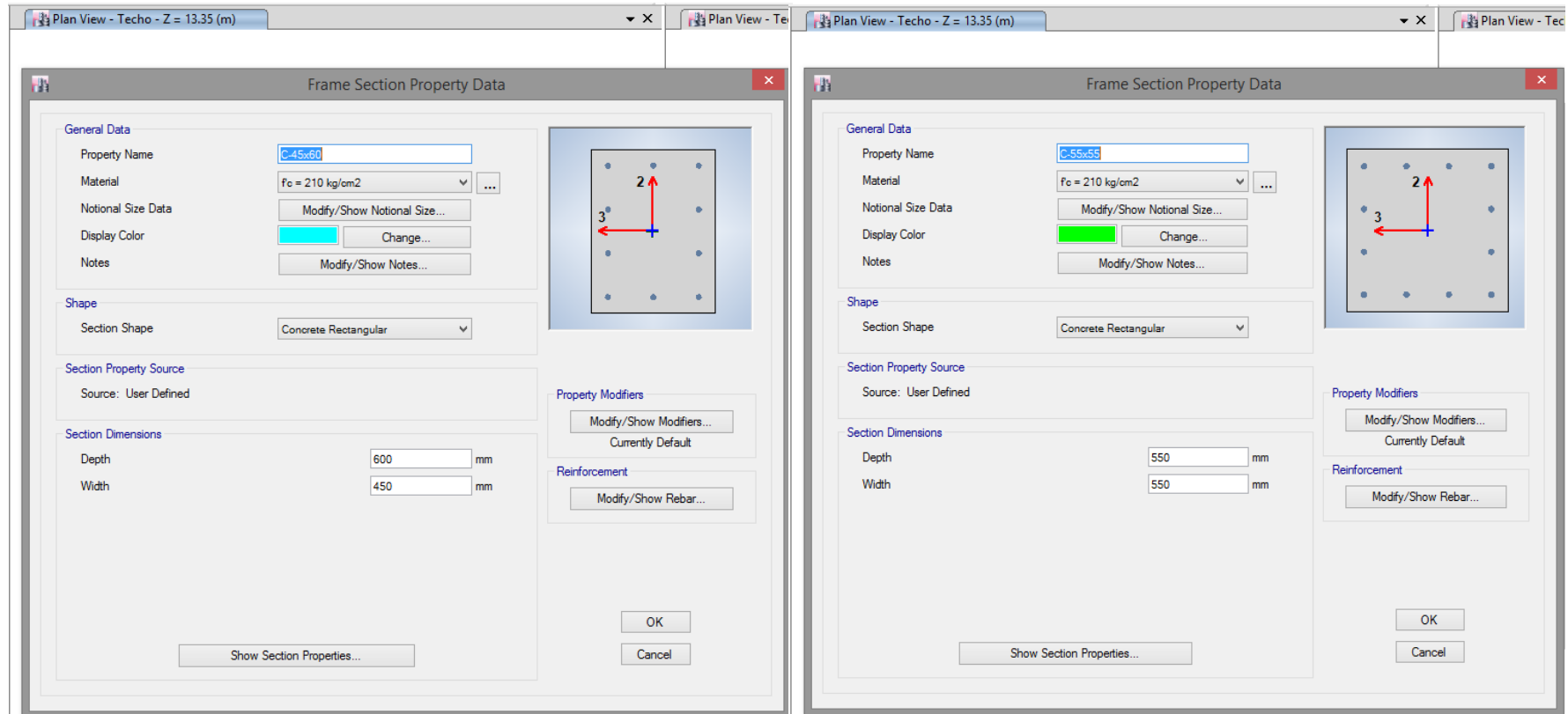
Paso 4



5. Definimos las secciones de columnas que se utilizarán según el plano estructural.

Figura 65

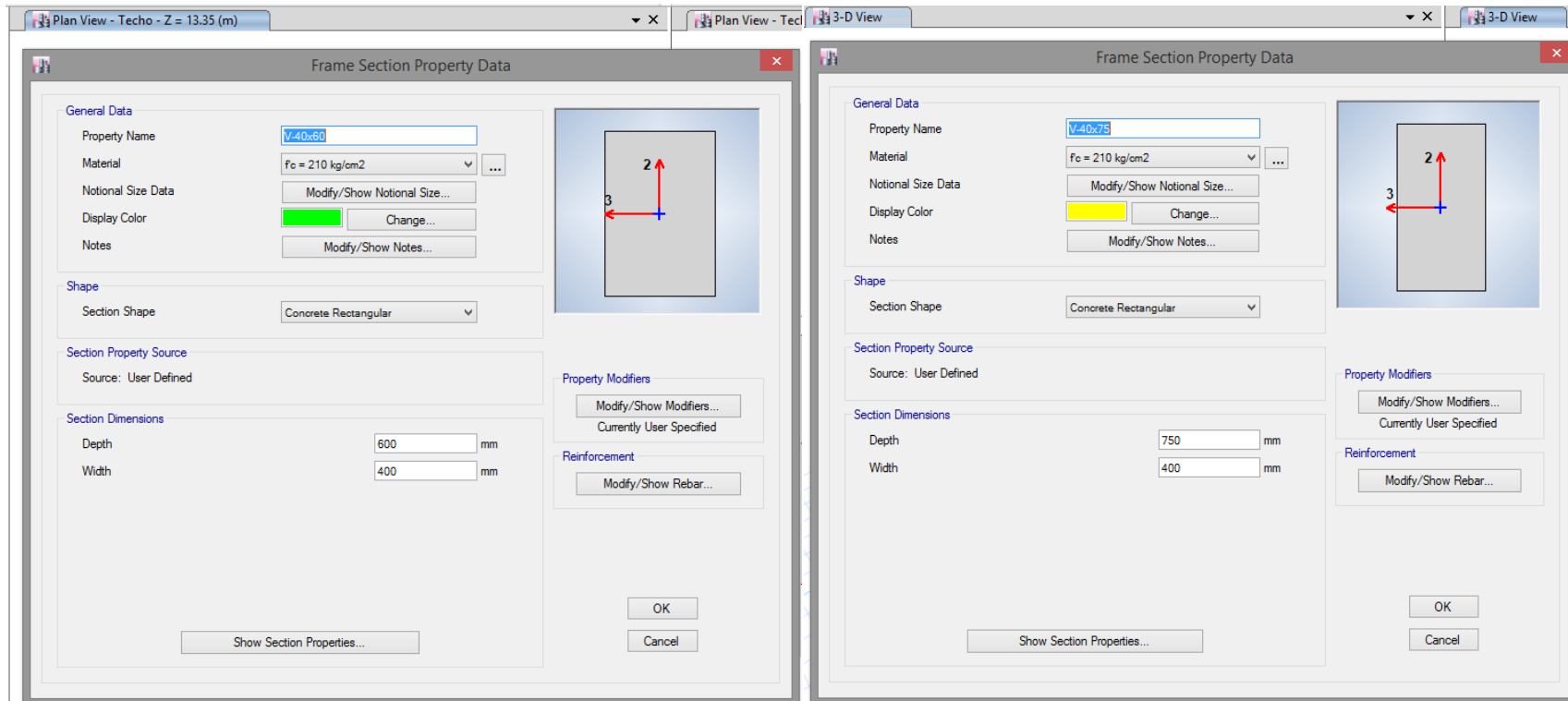
Paso 5



6. Definimos las secciones de vigas que se utilizarán según el plano estructural.

Figura 66

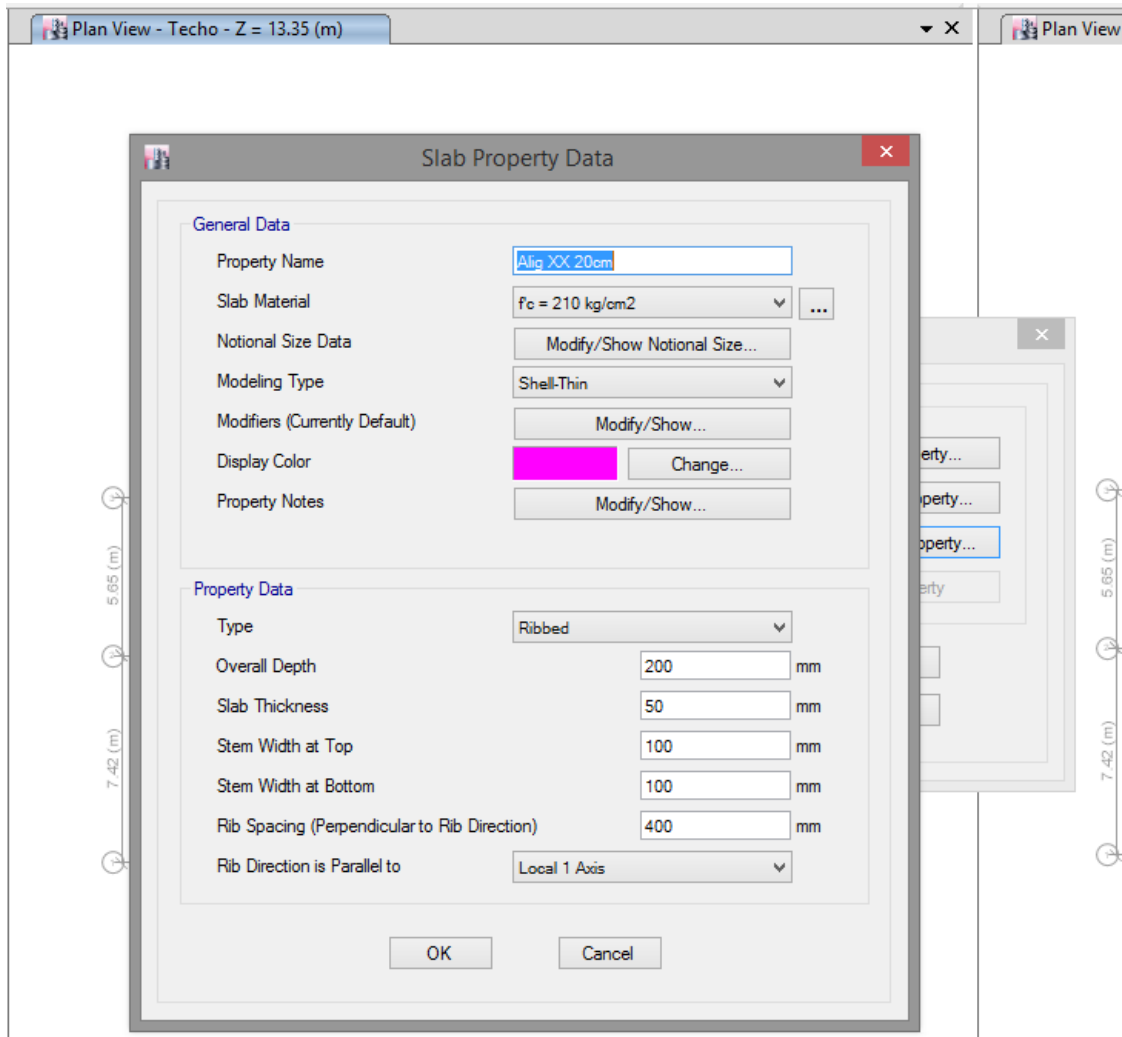
Paso 6



7. Definimos las propiedades de la losa aligerada, para ello primero debemos ingresarla como una losa nervada y posteriormente se ingresará como carga muerta el peso de los ladrillos.

Figura 67

Paso 7

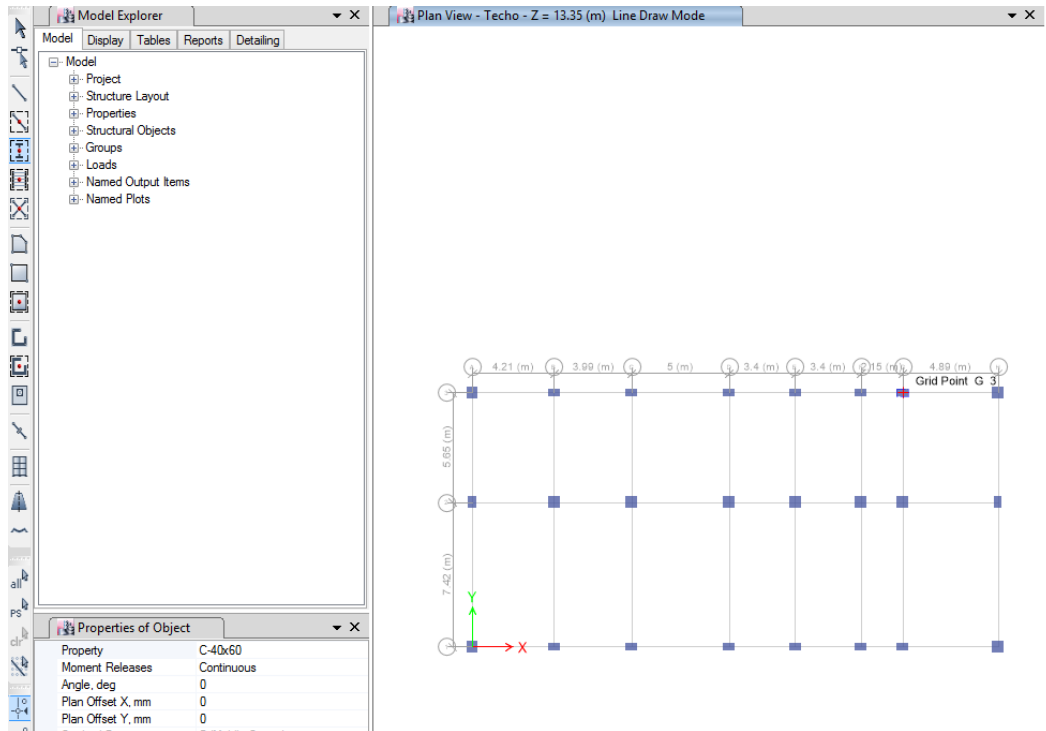


8. Procedemos a dibujar las columnas, vigas y losas en el modelo.

- Dibujo de columnas en ETABS.

Figura 68

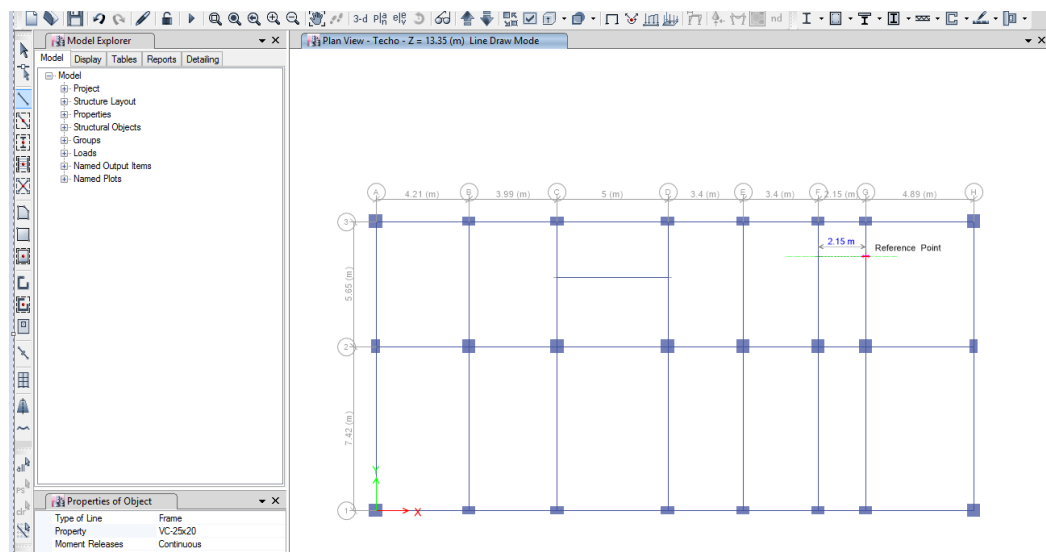
Paso 8



- Dibujo de vigas en ETABS

Figura 69

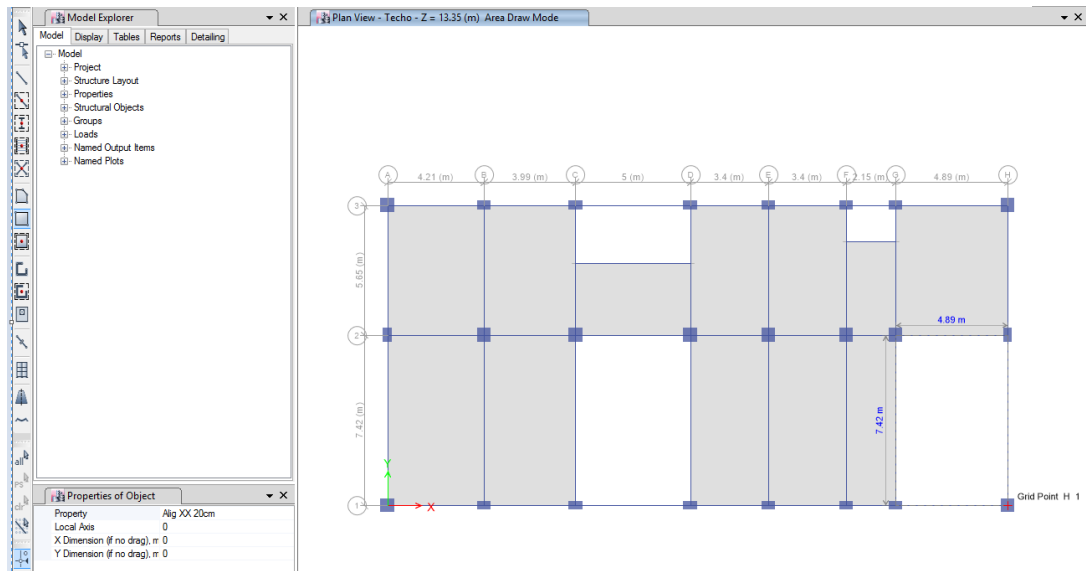
Dibujo de Vigas



- Dibujo de losas en ETABS

Figura 70

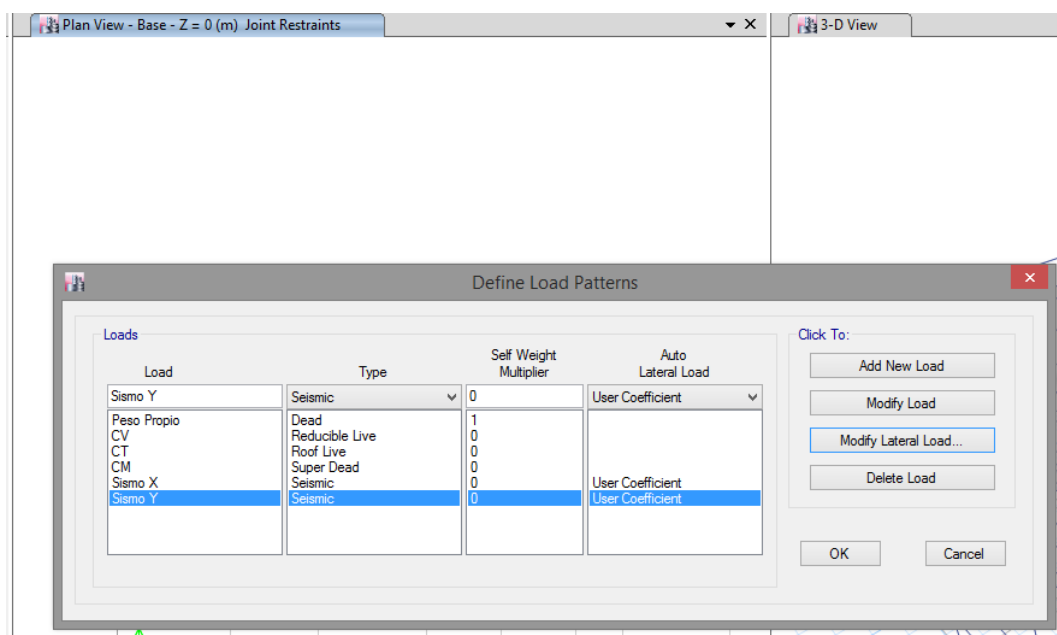
Dibujo de Losas



9. Ingresamos los patrones de carga que se utilizarán en el modelo: Peso Propio, Carga Viva (CV), Carga Viva del Techo (CT), Carga Muerta (CM), Carga Sísmica en X (Sismo X) y Carga Sísmica en Y (Sismo Y).

Figura 71

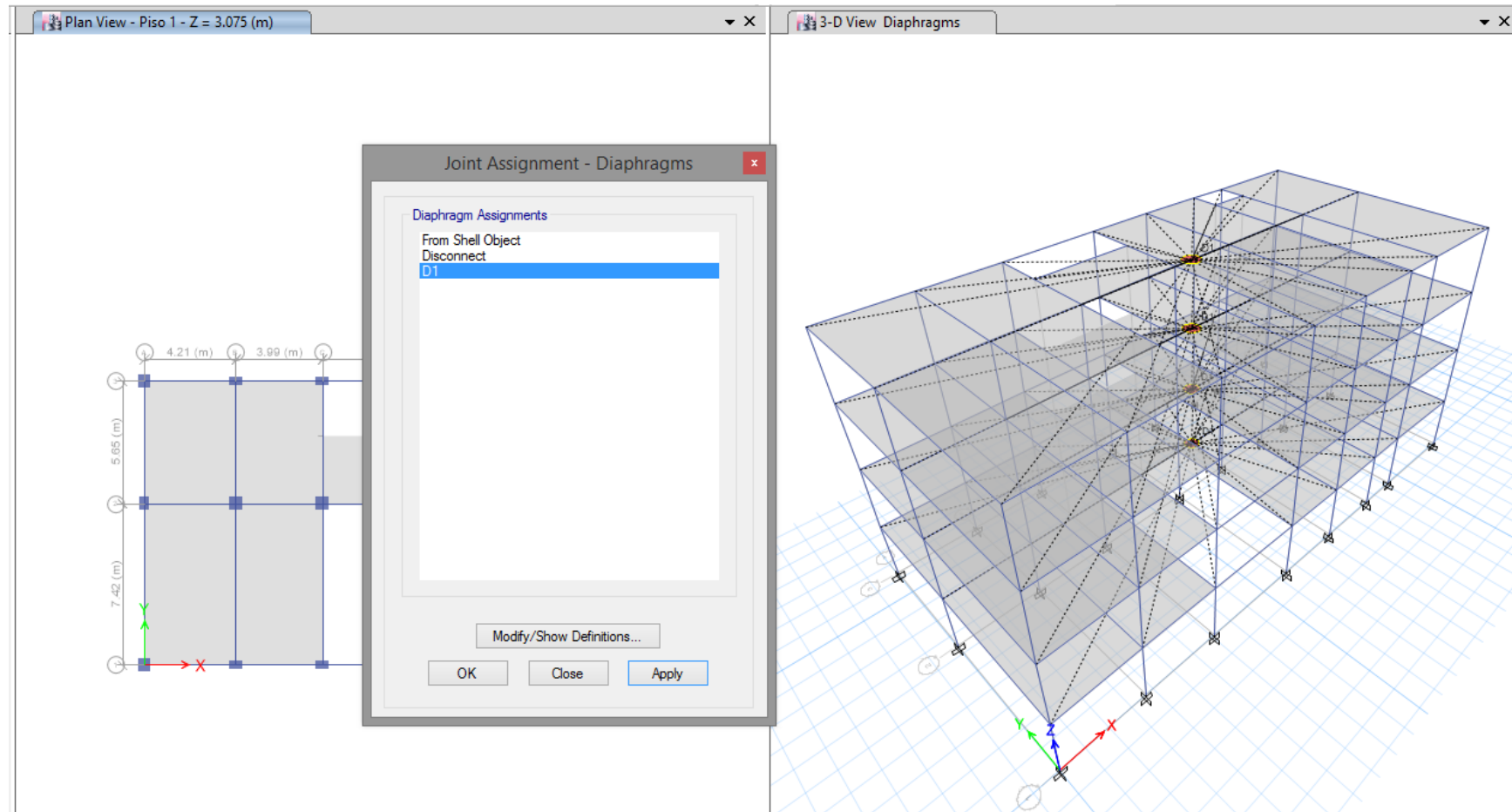
Paso 9



10. Asignamos la condición de diafragma rígido.

Figura 72

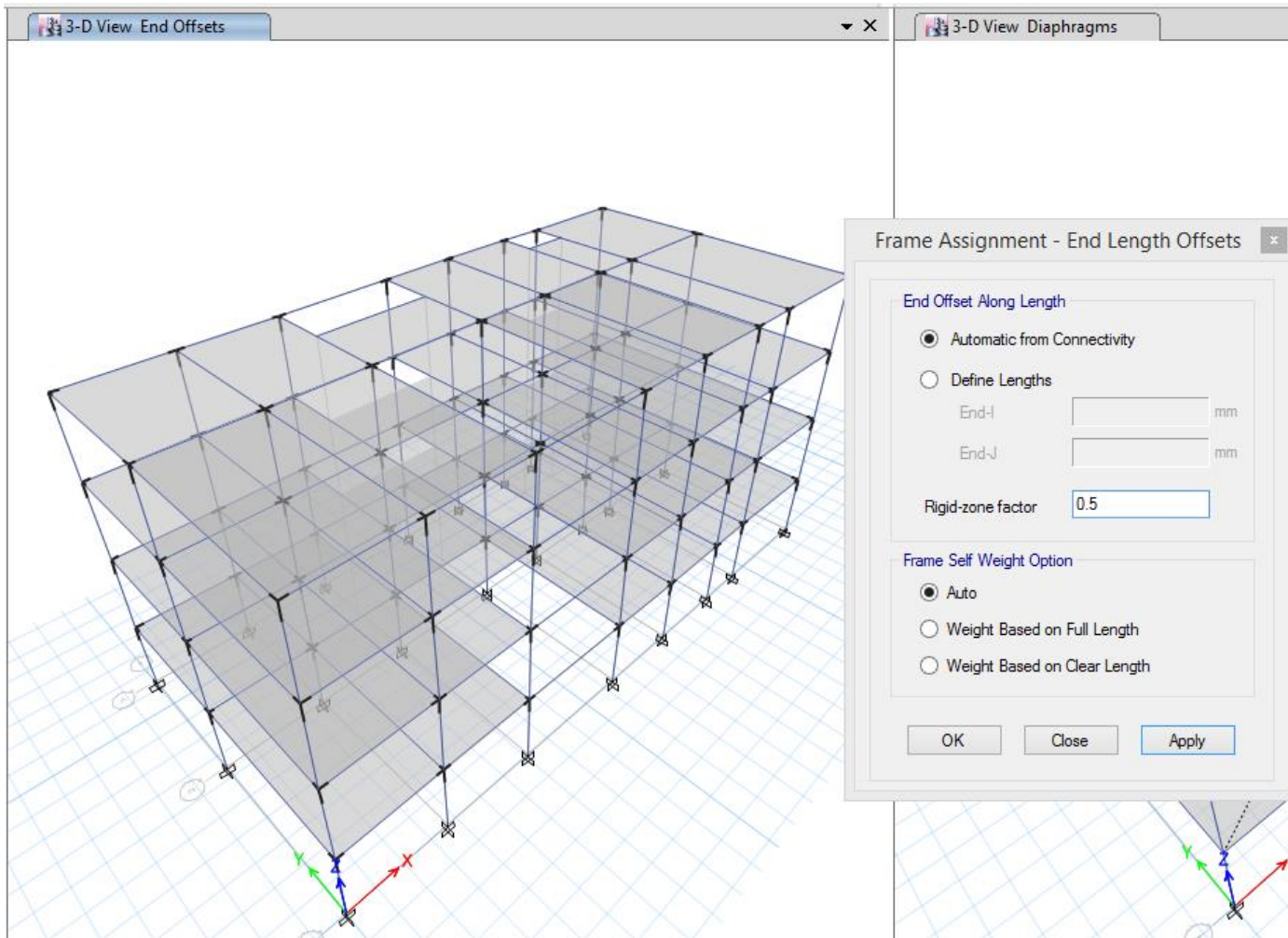
Paso 10



11. Asignamos la condición de brazo rígido = 0.5.

Figura 73

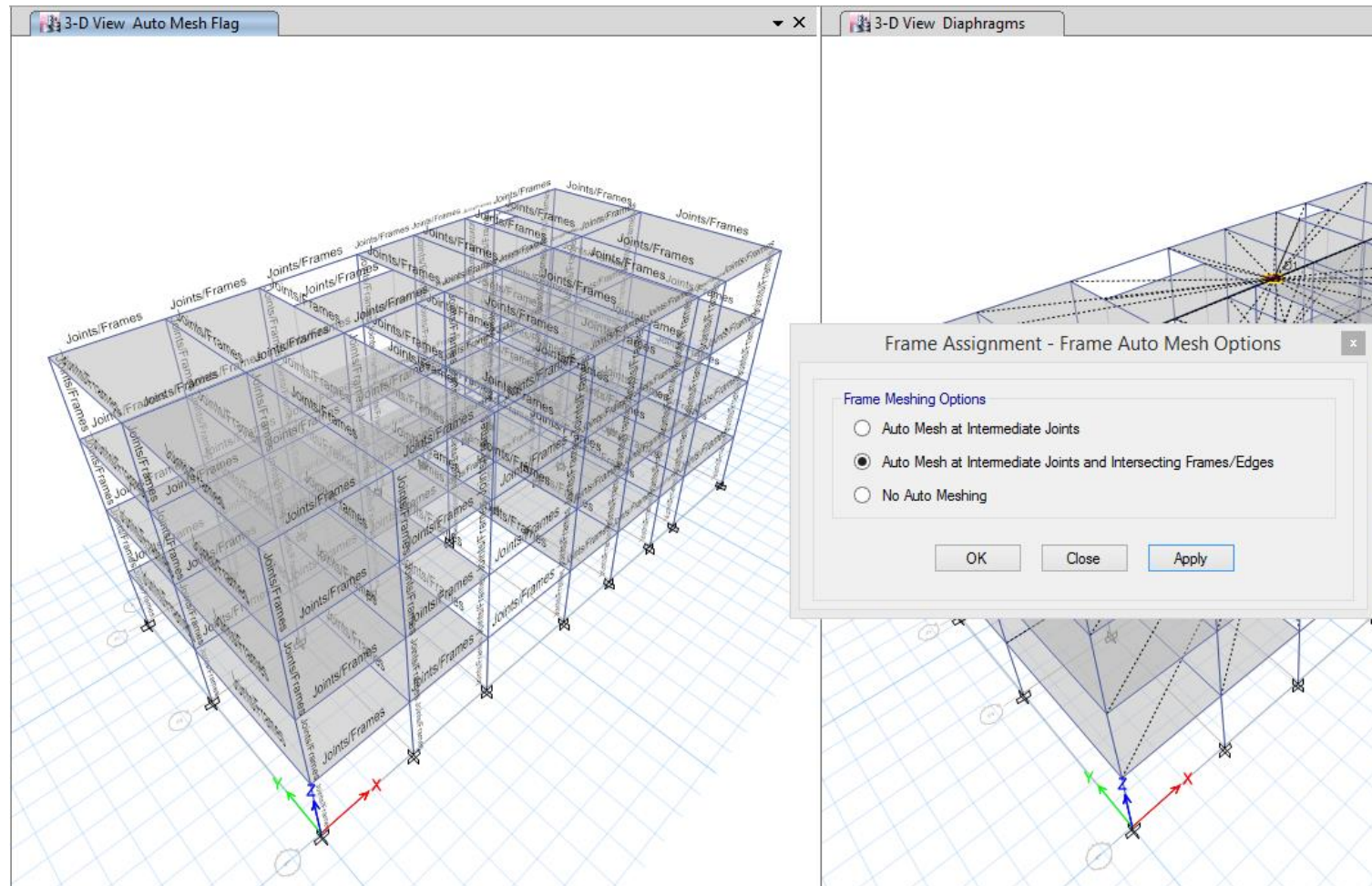
Paso 11



12. Asignamos una división interna de toda la estructura para que se faciliten los cálculos de elementos finitos que utiliza el software ETABS.

Figura 74

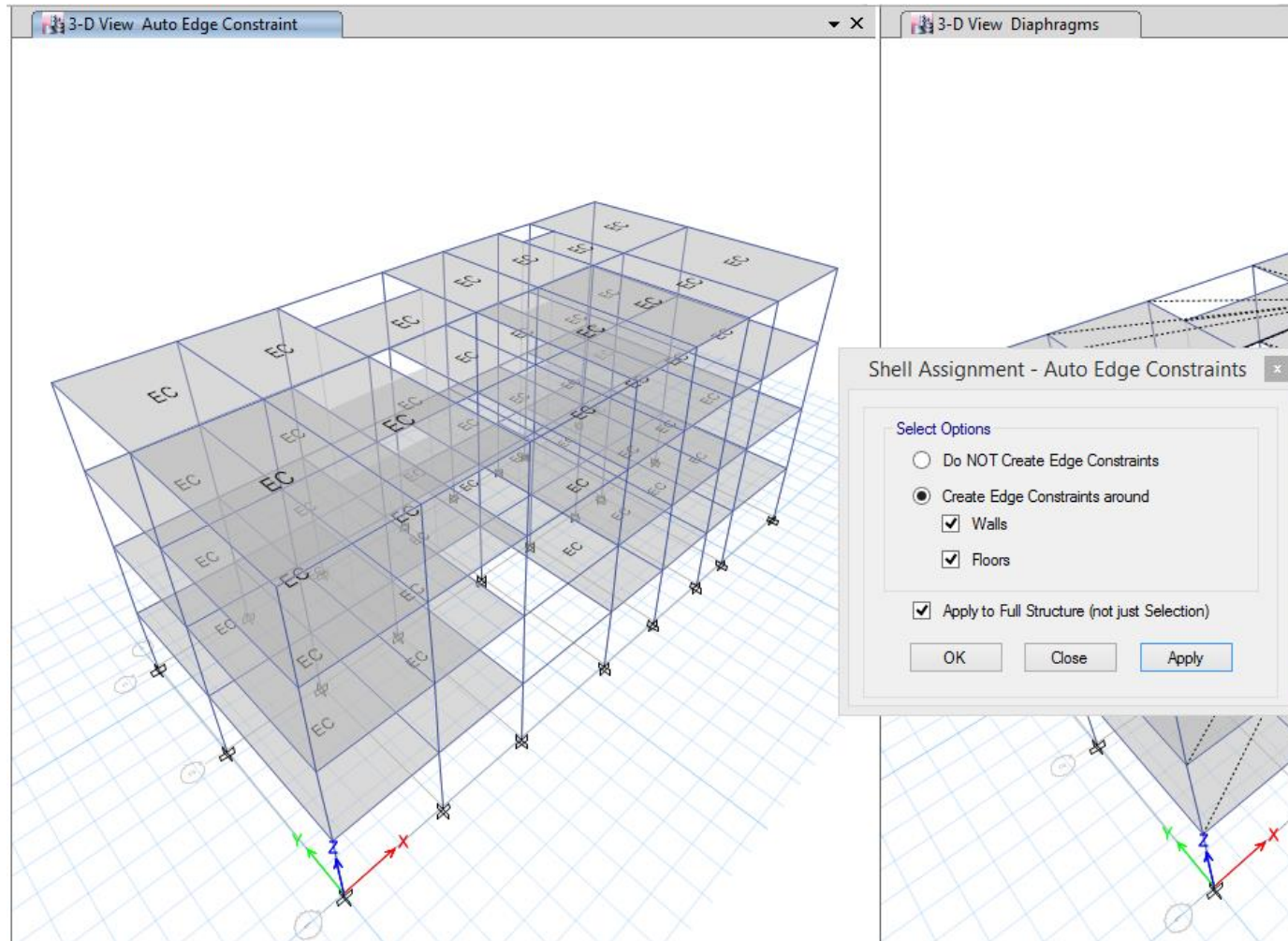
Paso 12



13. Asignamos la condición de estructura monolítica.

Figura 75

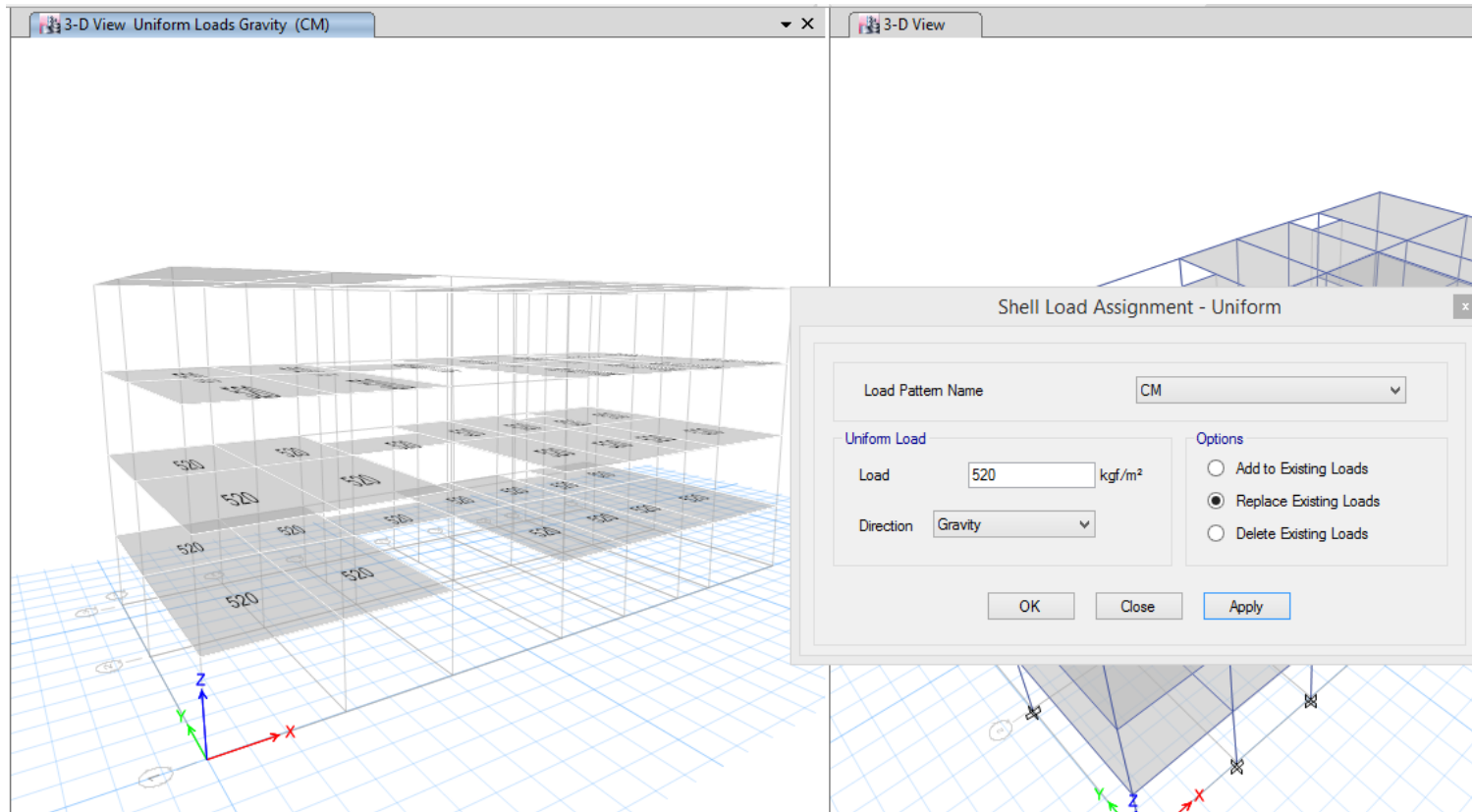
Paso 13



14. Asignamos las cargas según el metrado de cargas calculado.

Figura 76

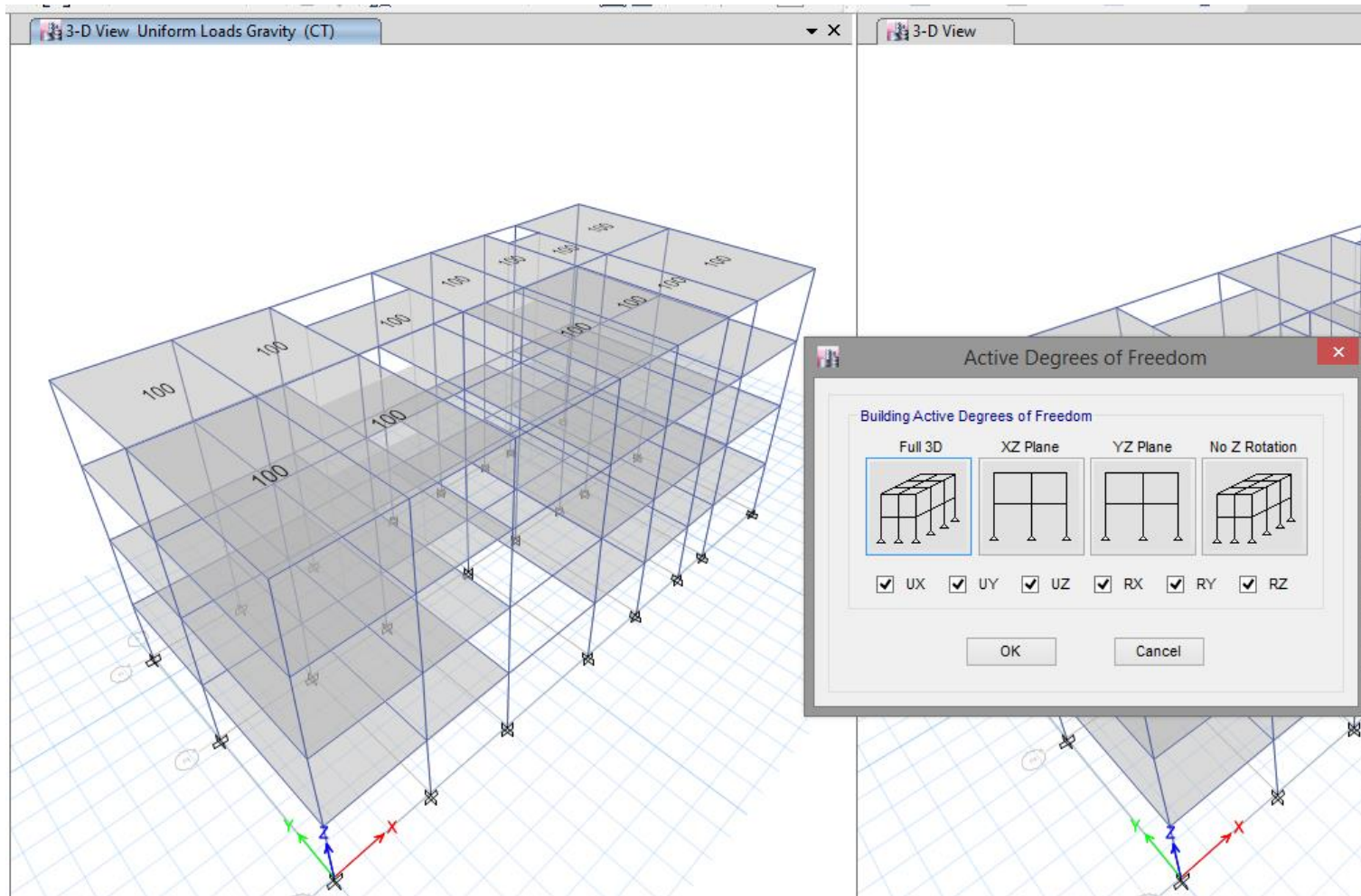
Paso 14



15. Asignamos que todos los grados de libertad sean analizados al ejecutar el modelo.

Figura 77

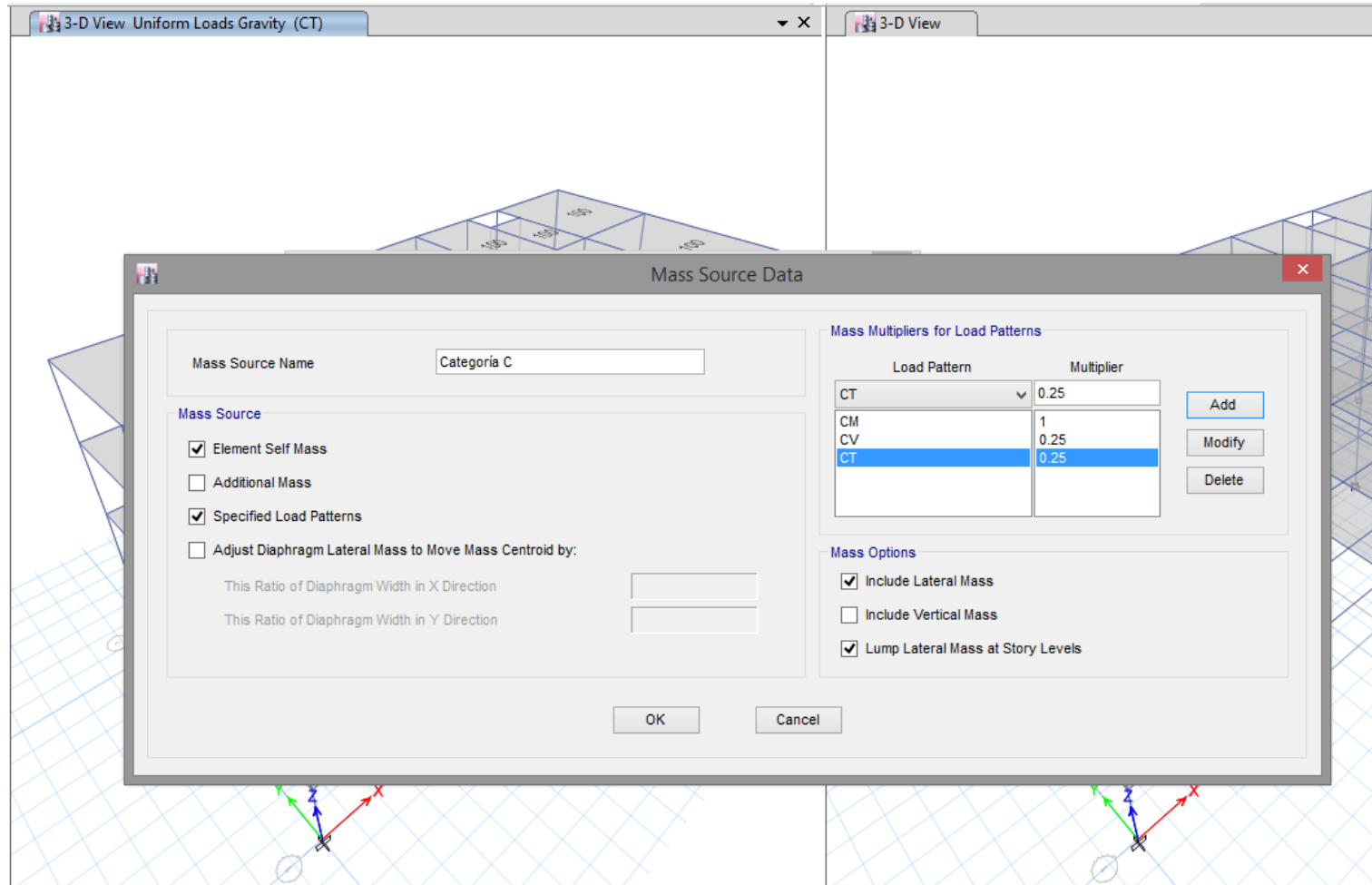
Paso 15



16. Asignamos la masa sísmica de acuerdo con la categoría de la edificación según lo indicado en el artículo 26 de la norma E.030.

Figura 78

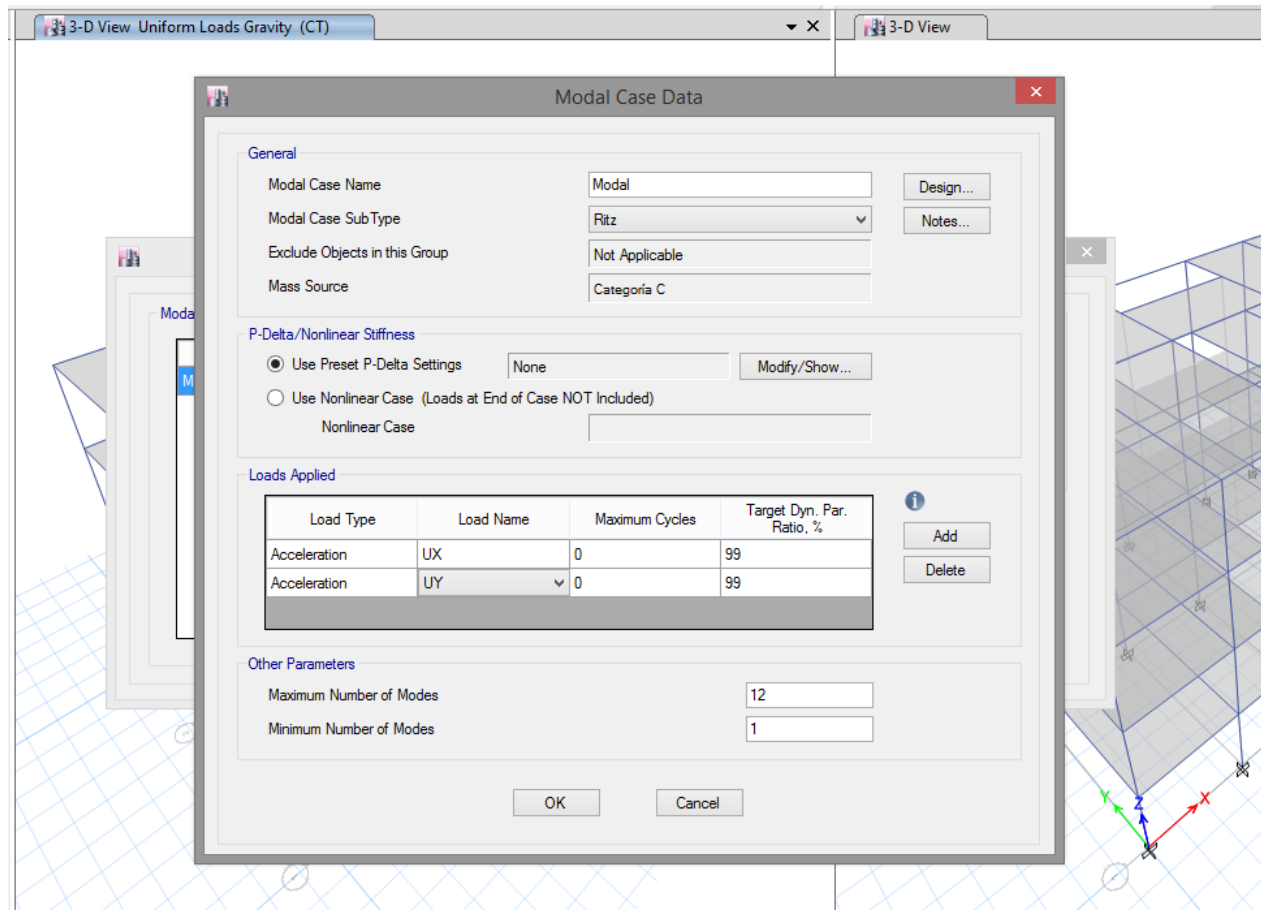
Paso 16



17. Asignamos el caso modal que ejecutará el software ETABS, para ello utilizaremos el método de los vectores Ritz y trabajaremos con 12 modos de vibración.

Figura 79

Paso 17



ESPECTRO DE DISEÑO - NTE E.030 DIRECCIÓN E-O (COLUMNAS RECTAS)

A. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO.

El espectro será determinado de acuerdo con el tipo de edificación, zona, tipo de suelo, sistema estructural e irregularidad de la estructura. Todos los parámetros se encuentran en la Norma E.030.

1. Determinación de los Parámetros Sísmicos.

Categoría: C $R = R_o I_p I_a$ $\frac{S_a}{g} = \frac{ZUCS}{R}$

Zona: Z3

Suelo: S3

Sistema Estructural: Concreto Armado, Pórticos

Verificación de Irregularidad:

Irregular en Planta \longrightarrow $I_p = 0.8500$

Irregular en Altura \longrightarrow $I_a = 1.0000$

$Z = 0.35$

$U = 1.00$

$S = 1.20$

$T_p = 1.00$

$T_L = 1.60$

$R_o = 8.0$

$R = 6.80$

$T < T_p$ $C = 2.5$

$T_p < T < T_L$ $C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$

$T > T_L$ $C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

Para la Dirección Vertical

$T < 0.2T_p$ $C = 1 + 7.5 \cdot \left(\frac{T}{T_p}\right)$

Figura 80

Mapa de Zonificación Sísmica



Fuente: Zonificación Sísmica Norma E.030

2. *Determinación del Espectro Inelástico de Diseño*

- a. Tabulamos los valores de C , C/R y $ZUCS/R$ según los periodos indicados anteriormente.

Tabla 34

Tabulación de valores de T, C, C/R y ZUCS/R

T	C	C/R	ZUCS/R
0	2.5	0.36764706	0.15441176
0.02	2.5	0.36764706	0.15441176
0.04	2.5	0.36764706	0.15441176
0.06	2.5	0.36764706	0.15441176
0.08	2.5	0.36764706	0.15441176
0.1	2.5	0.36764706	0.15441176
0.12	2.5	0.36764706	0.15441176
0.14	2.5	0.36764706	0.15441176
0.16	2.5	0.36764706	0.15441176
0.18	2.5	0.36764706	0.15441176
0.2	2.5	0.36764706	0.15441176
0.25	2.5	0.36764706	0.15441176
0.3	2.5	0.36764706	0.15441176
0.35	2.5	0.36764706	0.15441176
0.4	2.5	0.36764706	0.15441176
0.45	2.5	0.36764706	0.15441176
0.5	2.5	0.36764706	0.15441176
0.55	2.5	0.36764706	0.15441176
0.6	2.5	0.36764706	0.15441176
0.65	2.5	0.36764706	0.15441176
0.7	2.5	0.36764706	0.15441176
0.75	2.5	0.36764706	0.15441176
0.8	2.5	0.36764706	0.15441176
0.85	2.5	0.36764706	0.15441176
0.9	2.5	0.36764706	0.15441176
0.95	2.5	0.36764706	0.15441176
1	2.5	0.36764706	0.15441176
1.1	2.27272727	0.3342246	0.14037433
1.2	2.08333333	0.30637255	0.12867647
1.3	1.92307692	0.28280543	0.11877828
1.4	1.78571429	0.26260504	0.11029412
1.5	1.66666667	0.24509804	0.10294118
1.6	1.5625	0.22977941	0.09650735
1.7	1.38408304	0.20354162	0.08548748
1.8	1.2345679	0.1815541	0.07625272
1.9	1.10803324	0.16294606	0.06843735
2	1	0.14705882	0.06176471
2.1	0.90702948	0.13338669	0.05602241
2.2	0.82644628	0.12153622	0.05104521
2.3	0.75614367	0.1111976	0.04670299
2.4	0.69444444	0.10212418	0.04289216
2.5	0.64	0.09411765	0.03952941
2.6	0.59171598	0.08701706	0.03654716
2.7	0.54869684	0.08069071	0.0338901
2.8	0.51020408	0.07503001	0.03151261
2.9	0.47562426	0.06994474	0.02937679
3	0.44444444	0.06535948	0.02745098
4	0.25	0.03676471	0.01544118
5	0.16	0.02352941	0.00988235
6	0.11111111	0.01633987	0.00686275
7	0.08163265	0.0120048	0.00504202
8	0.0625	0.00919118	0.00386029
9	0.04938272	0.00726216	0.00305011
10	0.04	0.00588235	0.00247059

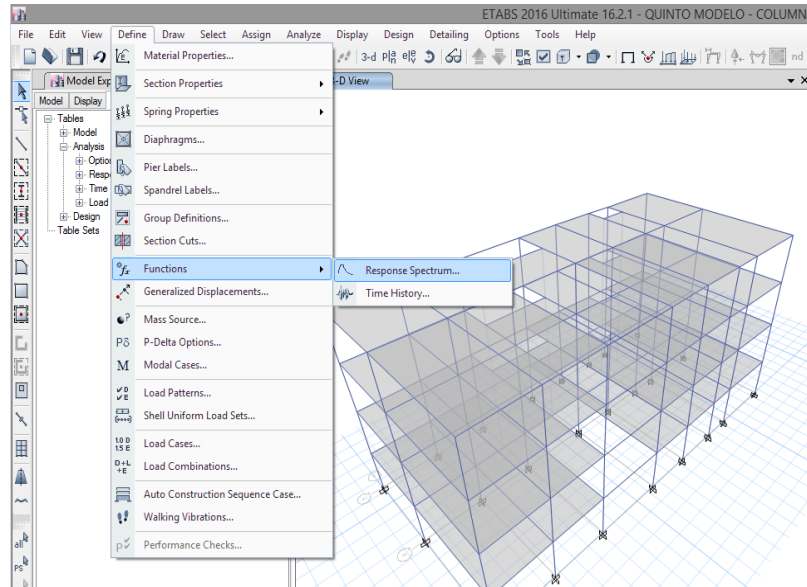
- b. Guardamos solo los datos de T y ZUCS/R de la tabla anterior en un archivo de texto delimitado por tabulaciones.

3. INGRESO DEL ESPECTRO DE DISEÑO AL SOFTWARE ETABS

- a. Seleccionamos la opción de definir funciones, en donde elegimos el espectro de diseño.

Figura 81

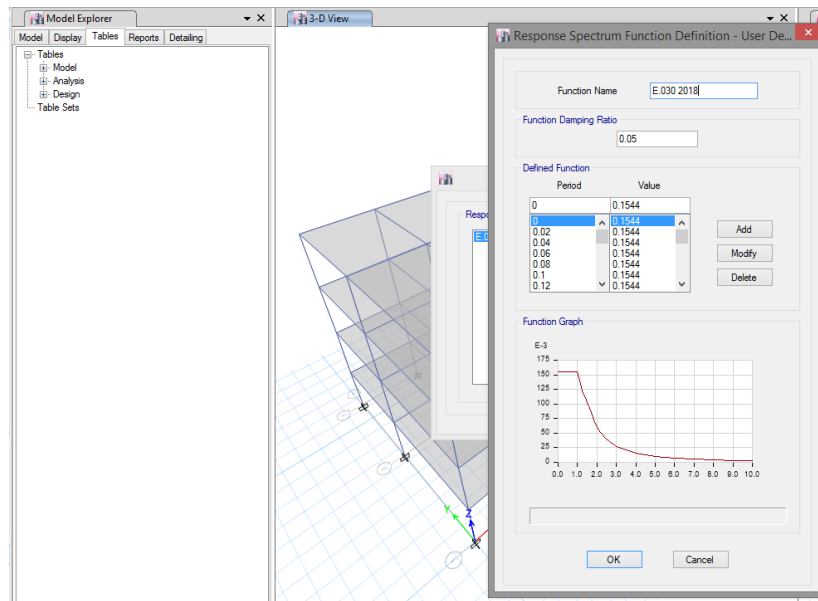
Selección del tipo de función a utilizar



- b. Seleccionamos los datos guardados como archivo de texto de la anterior tabla para ingresarlos al software ETABS.

Figura 82

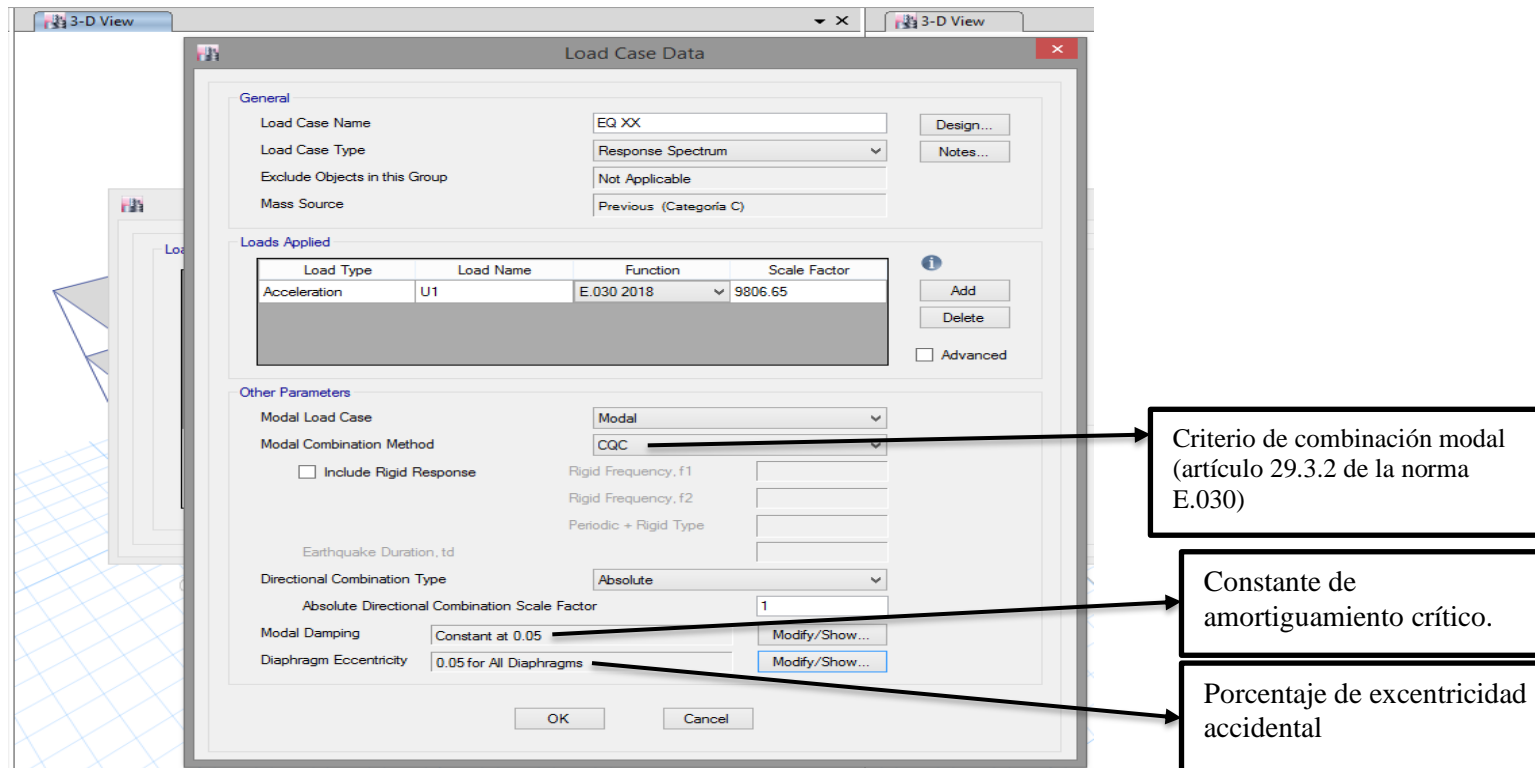
Importación de los datos del espectro de diseño



- c. Añadimos un nuevo caso de carga correspondiente al espectro de diseño e ingresamos los datos de la combinación cuadrática completa, tal como indica la norma E.030 en el apartado 29.3.2. Este proceso se realiza tanto para la dirección X como para la dirección Y. Así mismo también se consideró la constante de amortiguamiento crítico y un porcentaje de excentricidad accidental tal como indica el artículo 29.3.3 y 29.5 respectivamente de la mencionada norma.

Figura 83

Ingreso del caso de carga correspondiente al espectro de diseño



VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES (COLUMNAS RECTAS)

Los factores de Irregularidad I_a e I_p se determinarán como el menor de los valores de la tabla correspondiente (Tabla 8 y Tabla 9 de la norma E.030 Diseño Sismorresistente), además serán únicos en ambas direcciones de análisis.

B. IRREGULARIDAD EN ALTURA

a.1 Irregularidad de Rigidez - Piso Blando

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.

Figura 84

Desplazamientos por piso producidos por el sismo en la dirección X

Story	Load Case	Shear X tonf	Drift X mm	Stiffness X tonf/mm	Shear Y tonf	Drift Y mm	Stiffness Y tonf/mm
Techo	Sismo X	69.9524	1.147	60.98854	0	0.015	0
Piso 3	Sismo X	151.7063	2.158	70.30033	0	0.025	0
Piso 2	Sismo X	205.2479	2.762	74.30011	0	0.029	0
Piso 1	Sismo X	230.4011	1.752	131.5378	0	0.018	0

Fuente: Resultados del Software ETABS

Tabla 35

Irregularidad por Piso Blando Sismo X

Irregularidad por Piso Blando Sismo X					
Piso	Desplazam. CM (mm)	Fuerza Cortante (Tn)	Rigidez (Tn/mm)	Verificación $K_i < 0.7K_{pi+1}$	Verificación $K_i < 0.8_{prom} (3i)$
Techo	1.147	69.9524	60.9872711		
Piso 3	2.158	151.7063	70.2994903	OK	OK
Piso 2	2.762	205.2479	74.3113324	OK	OK
Piso 1	1.752	230.4011	131.5074772	OK	OK

Figura 85

Desplazamientos por piso producidos por el sismo en la dirección Y

Story	Load Case	Shear X tonf	Drift X mm	Stiffness X tonf/mm	Shear Y tonf	Drift Y mm	Stiffness Y tonf/mm
Techo	Sismo Y	0	0.028	0	69.9524	1.588	44.05521
Piso 3	Sismo Y	0	0.05	0	151.7063	2.971	51.05791
Piso 2	Sismo Y	0	0.063	0	205.2479	3.786	54.21493
Piso 1	Sismo Y	0	0.039	0	230.4011	2.338	98.54476

Fuente: Resultados del Software ETABS

Tabla 36

Irregularidad por Piso Blando Sismo Y

Irregularidad por Piso Blando Sismo Y					
Piso	Desplazam. CM (mm)	Fuerza Cortante (Tn)	Rigidez (Tn/mm)	Verificación $K_i < 0.7K_{pi+1}$	Verificación $K_i < 0.8K_{prom(3i)}$
Techo	1.588	69.9524	44.0506297		
Piso 3	2.971	151.7063	51.0623696	OK	OK
Piso 2	3.786	205.2479	54.2123349	OK	OK
Piso 1	2.338	230.4011	98.5462361	OK	OK

b.1 Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

El Edificio es continuo, por lo tanto, no existe piso Débil.

Resultado 1: No es Irregular

a.2 Irregularidad Extrema de Rigidez

Tabla 37

Irregularidad extrema por Piso Blando Sismo X

Irregularidad por Piso Blando Sismo X					
Piso	Desplazam. CM (mm)	Fuerza Cortante (Tn)	Rigidez (Tn/mm)	Verificación $K_i < 0.6K_{pi+1}$	Verificación $K_i < 0.7K_{prom(3i)}$
Techo	1.147	69.9524	60.9872711		
Piso 3	2.158	151.7063	70.2994903	OK	
Piso 2	2.762	205.2479	74.3113324	OK	
Piso 1	1.752	230.4011	131.5074772	OK	OK

Tabla 38

Irregularidad extrema por Piso Blando Sismo Y

Irregularidad por Piso Blando Sismo Y					
Piso	Desplazam. CM (mm)	Fuerza Cortante (Tn)	Rigidez (Tn/mm)	Verificación $K_i < 0.6K_{pi+1}$	Verificación $K_i < 0.7K_{prom (3i)}$
Techo	1.588	69.9524	44.0506297		
Piso 3	2.971	151.7063	51.0623696	OK	
Piso 2	3.786	205.2479	54.2123349	OK	
Piso 1	2.338	230.4011	98.5462361	OK	OK

b.2 Irregularidad Extrema de Resistencia

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

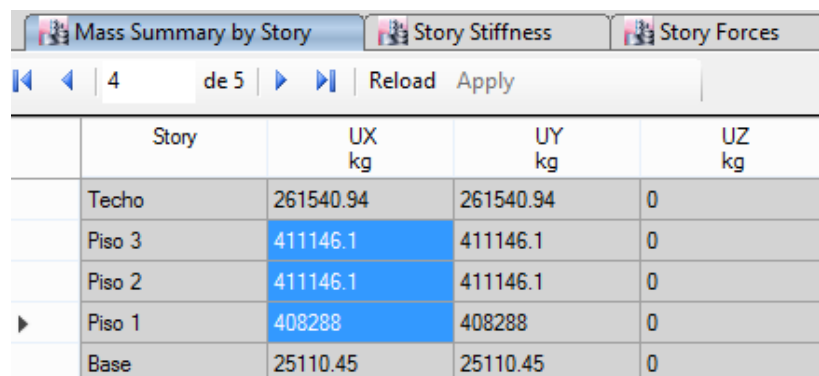
Resultado 2: No es Irregular

a.3 Irregularidad de Masa o Peso

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Figura 86

Pesos calculados por pisos en el Software ETABS



Story	UX kg	UY kg	UZ kg
Techo	261540.94	261540.94	0
Piso 3	411146.1	411146.1	0
Piso 2	411146.1	411146.1	0
Piso 1	408288	408288	0
Base	25110.45	25110.45	0

Fuente: Resultados del Software ETABS

Tabla 39

Irregularidad de Masa o Peso

Piso	Masa Sísmica (Kg)	Masa Por 1.5	Verificación
Piso 3	411146.100	616719.150	OK
Piso 2	411146.100	616719.150	OK
Piso 1	408288.000	612432.000	OK

Resultado 3: No es Irregular

a.4 Irregularidad por Geometría Vertical

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos. En este caso las dimensiones coinciden en todos los pisos.

Resultado 4: No es Irregular

a.5 Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento. En este caso los elementos son continuos en todos los pisos.

Resultado 5: No es Irregular

a.6 Discontinuidad extrema en los Sistemas Resistentes.

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total. En este caso los elementos son continuos en todos los pisos.

Resultado 6: No es Irregular

a.7 Resultado del Análisis de Regularidad en Altura (Ia)

Tabla 40

Resultado de Análisis de la Regularidad en Altura

Descripción	Valor o comentario
Caso 1	No es Irregular
Caso 2	No es Irregular
Caso 3	No es Irregular
Caso 4	No es Irregular
Caso 5	No es Irregular
Factor Ia =	1

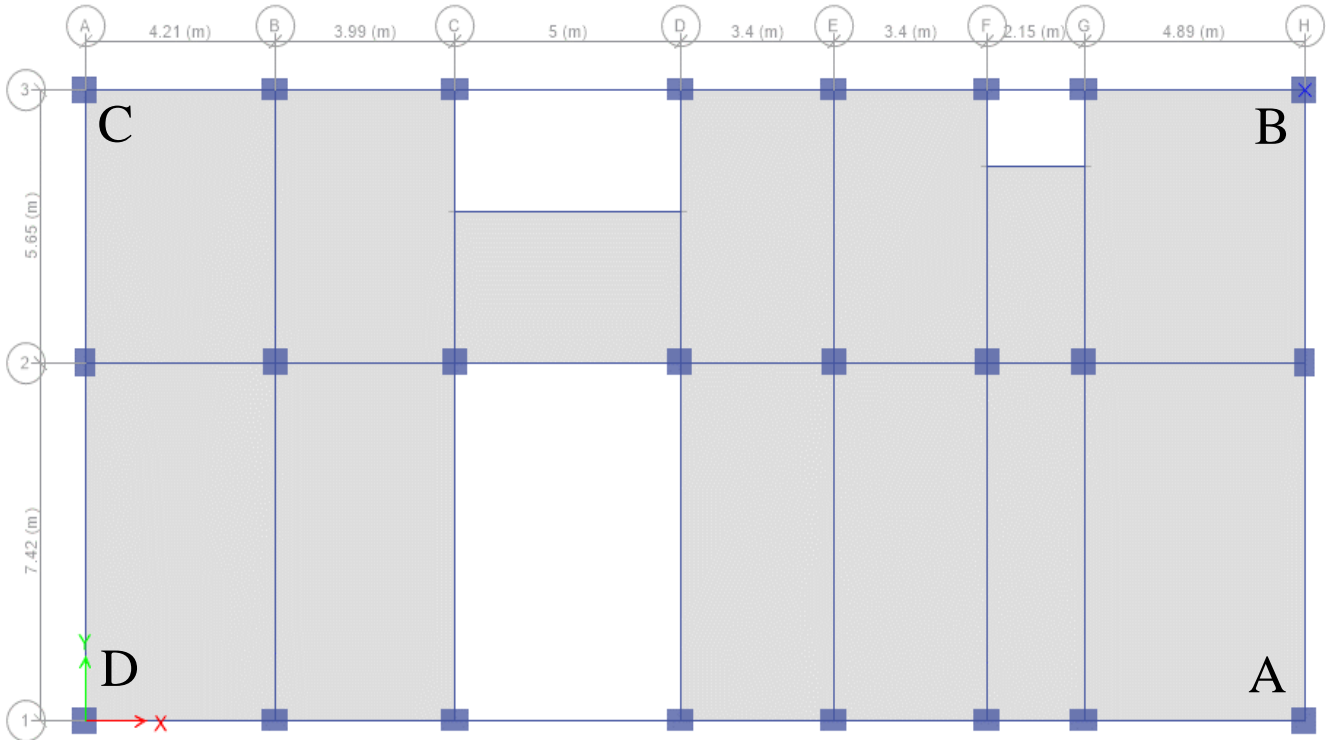
C. IRREGULARIDAD EN PLANTA

1. Irregularidad Torsional

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección ($\Delta_{\text{máx.}}$), calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.

Figura 87

Representación de los extremos continuos de la edificación



Fuente: Dibujo del Software ETABS

Tabla 41

Irregularidad Torsional Sismo X

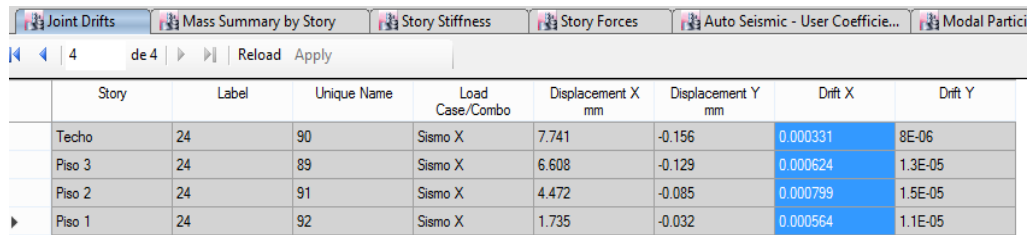
Irregularidad Torsional Sismo X					
Piso	Deriva A Δ_{Ai}	Deriva B Δ_{Bi}	Deriva Promedio Δ_{Prom}	Deriva Máxima $\Delta_{m\acute{a}x}$	Verificación $\Delta_{m\acute{a}x} > 1.3\Delta_{Prom}$
Techo	0.000331	0.000339	0.000335	0.000339	OK
Piso 3	0.000624	0.000636	0.00063	0.000636	OK
Piso 2	0.000799	0.000814	0.0008065	0.000814	OK
Piso 1	0.000564	0.000575	0.0005695	0.000575	OK

Factor R para X = **6.80**

Deriva Máxima Para X = **0.0041514** **Aplica la Irregularidad, pero no es irregular.**

Figura 88

Derivas en el punto A obtenidas del Software ETABS (Sismo en X)

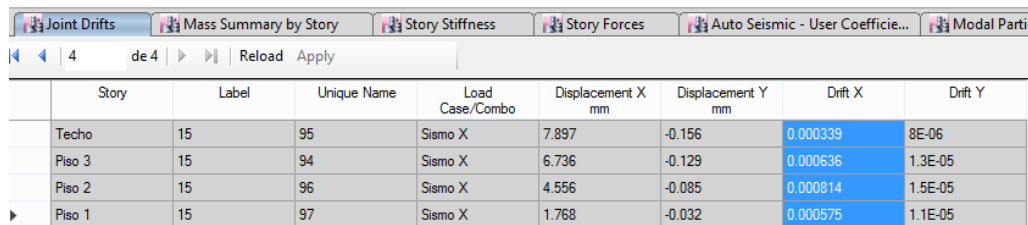


Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X mm	Displacement Y mm	Drift X	Drift Y
Techo	24	90	Sismo X	7.741	-0.156	0.000331	8E-06
Piso 3	24	89	Sismo X	6.608	-0.129	0.000624	1.3E-05
Piso 2	24	91	Sismo X	4.472	-0.085	0.000799	1.5E-05
Piso 1	24	92	Sismo X	1.735	-0.032	0.000564	1.1E-05

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 89

Derivas en el punto B obtenidas del Software ETABS (Sismo en X)

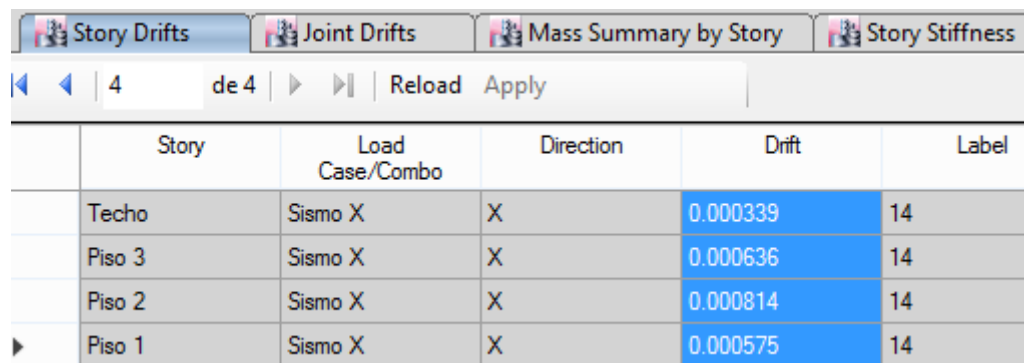


Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X mm	Displacement Y mm	Drift X	Drift Y
Techo	15	95	Sismo X	7.897	-0.156	0.000339	8E-06
Piso 3	15	94	Sismo X	6.736	-0.129	0.000636	1.3E-05
Piso 2	15	96	Sismo X	4.556	-0.085	0.000814	1.5E-05
Piso 1	15	97	Sismo X	1.768	-0.032	0.000575	1.1E-05

Fuente: Resultados del Software ETABS

Figura 90

Derivas máximas para el sismo en la dirección X



Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label
Techo	Sismo X	X	0.000339	14
Piso 3	Sismo X	X	0.000636	14
Piso 2	Sismo X	X	0.000814	14
Piso 1	Sismo X	X	0.000575	14

Fuente: Resultados del Software ETABS

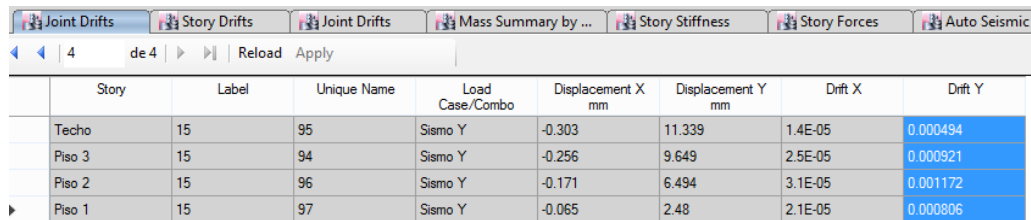
Tabla 42

Irregularidad Torsional Sismo Y

Irregularidad Torsional Sismo Y					
Piso	Deriva C Δ_{Ai}	Deriva B Δ_{Bi}	Deriva Promedio Δ_{Prom}	Deriva Máxima $\Delta_{m\acute{a}x}$	Verificación $\Delta_{m\acute{a}x} > 1.3\Delta_{Prom}$
Techo	0.000434	0.000494	0.000464	0.000494	OK
Piso 3	0.000814	0.000921	0.0008675	0.000921	OK
Piso 2	0.001039	0.001172	0.0011055	0.001172	OK
Piso 1	0.000714	0.000806	0.00076	0.000806	OK

Figura 91

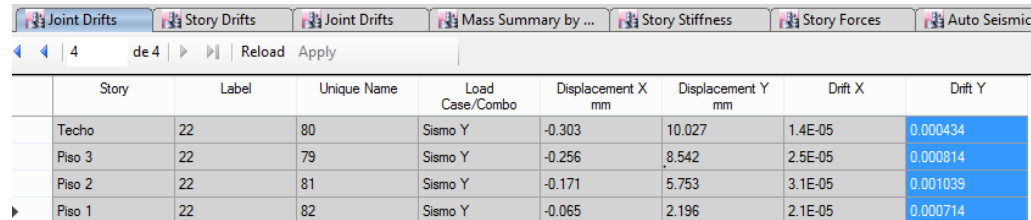
Derivas en el punto B obtenidas del Software ETABS (Sismo en Y)



Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X mm	Displacement Y mm	Drift X	Drift Y
Techo	15	95	Sismo Y	-0.303	11.339	1.4E-05	0.000494
Piso 3	15	94	Sismo Y	-0.256	9.649	2.5E-05	0.000921
Piso 2	15	96	Sismo Y	-0.171	6.494	3.1E-05	0.001172
Piso 1	15	97	Sismo Y	-0.065	2.48	2.1E-05	0.000806

Figura 92

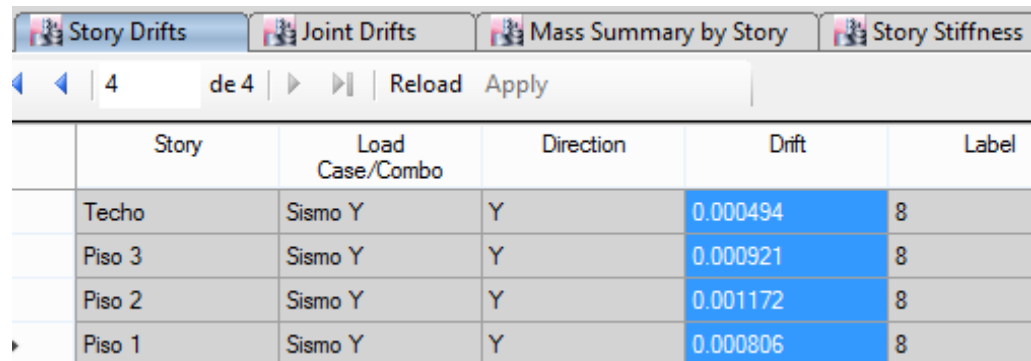
Derivas en el punto C obtenidas del Software ETABS (Sismo en Y)



Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X mm	Displacement Y mm	Drift X	Drift Y
Techo	22	80	Sismo Y	-0.303	10.027	1.4E-05	0.000434
Piso 3	22	79	Sismo Y	-0.256	8.542	2.5E-05	0.000814
Piso 2	22	81	Sismo Y	-0.171	5.753	3.1E-05	0.001039
Piso 1	22	82	Sismo Y	-0.065	2.196	2.1E-05	0.000714

Figura 93

Derivas máximas para el sismo en la dirección Y



Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label
Techo	Sismo Y	Y	0.000494	8
Piso 3	Sismo Y	Y	0.000921	8
Piso 2	Sismo Y	Y	0.001172	8
Piso 1	Sismo Y	Y	0.000806	8

Resultado 1: No es Irregular

2. Irregularidad Torsional Extrema

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección ($\Delta_{\text{máx}}$), calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.

Tabla 43

Irregularidad Torsional Sismo X

Irregularidad Torsional Sismo X					
Piso	Deriva A Δ_{Ai}	Deriva B Δ_{Bi}	Deriva Promedio Δ_{Prom}	Deriva Máxima $\Delta_{máx}$	Verificación $\Delta_{máx} > 1.5 \Delta_{Prom}$
Techo	0.000331	0.000339	0.000335	0.000339	OK
Piso 3	0.000624	0.000636	0.00063	0.000636	OK
Piso 2	0.000799	0.000814	0.0008065	0.000814	OK
Piso 1	0.000564	0.000575	0.0005695	0.000575	OK

Factor R para X = **6.80**

Deriva Máxima Para X = **0.0041514** **Aplica la Irregularidad**

Tabla 44

Irregularidad Torsional Sismo Y

Irregularidad Torsional Sismo Y					
Piso	Deriva C Δ_{Ai}	Deriva B Δ_{Bi}	Deriva Promedio Δ_{Prom}	Deriva Máxima $\Delta_{máx}$	Verificación $\Delta_{máx} > 1.5 \Delta_{Prom}$
Techo	0.000434	0.000494	0.000464	0.000494	OK
Piso 3	0.000814	0.000921	0.0008675	0.000921	OK
Piso 2	0.001039	0.001172	0.0011055	0.001172	OK
Piso 1	0.000714	0.000806	0.00076	0.000806	OK

Factor R para Y = **6.80**

Deriva Máxima = **0.0059772** **Aplica la Irregularidad**

Resultado 2: No es Irregular

3. *Esquinas Entrantes*

Cuando se tienen esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

En este caso la geometría del edificio no posee esquinas entrantes.

Resultado 3: No es Irregular

4. *Discontinuidad del Diafragma*

Cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.

Y cuando se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales en planta.

Tabla 45

Primera condición de Discontinuidad del Diafragma

Primera condición de Discontinuidad del Diafragma

Piso	Área Bruta del Diafragma	Área de Aberturas	Porcentaje de Abertura	Verificación
Techo	369.6168	44.0015	11.90%	OK
Piso 3	369.6168	44.0015	11.90%	OK
Piso 2	369.6168	44.0015	11.90%	OK
Piso 1	369.6168	44.0015	11.90%	OK

Tabla 46

Segunda condición de Discontinuidad del Diafragma

Piso	<u>Segunda condición de Discontinuidad del Diafragma</u>					
	Dirección X			Dirección Y		
	Longitud Bruta del Diafragma	Longitud de la Abertura	Verificación	Longitud Bruta del Diafragma	Longitud de la Abertura	Verificación
Techo	27.44	6.35	OK	13.67	9.09	Irregular
Piso 3	27.44	6.35	OK	13.67	9.09	Irregular
Piso 2	27.44	6.35	OK	13.67	9.09	Irregular
Piso 1	27.44	6.35	OK	13.67	9.09	Irregular

Relación entre longitud de abertura y longitud total: 66.50% (Debido a que supera el 25%, se considera irregular por la segunda condición de discontinuidad del diafragma)

Resultado 4: 0.85

5. *Sistemas no Paralelos*

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.

Resultado 5: No es Irregular

6. *Resultado del Análisis de Regularidad en Planta (Ip)*

Tabla 47

Resultado del Análisis de Regularidad en Planta (Ip)

Descripción	Valor o comentario
Caso 1	No es Irregular
Caso 2	No es Irregular
Caso 3	No es Irregular
Caso 4	0.85
Caso 5	No es Irregular
Factor Ip=	0.85

D. FACTORES DE IRREGULARIDAD A CONSIDERAR EN AMBAS

DIRECCIONES

Factor $I_a = 1$

Factor $I_p = 0.85$

RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO E.030 2018 PARA LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS RECTAS

H. PERIODOS DEL MODO DE VIBRACIÓN 1 Y 2

Periodos de vibración en los modos 1 y 2 obtenidos del software ETABS.

Tmodo X = 0.387 s

Tmodo Y = 0.428 s

Figura 94

Periodos de los Modos de Vibración (Columnas Rectas)

Modal Participating Mass Ratios												
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	
Modal	1	0.428	2.699E-06	0.8281	0	2.699E-06	0.8281	0	0.1919	6.203E-07	0.0004	
Modal	2	0.387	0.7815	3.788E-05	0	0.7815	0.8281	0	7.456E-06	0.1812	0.047	
Modal	3	0.373	0.0469	0.0003	0	0.8284	0.8284	0	0.0001	0.0109	0.7813	
Modal	4	0.139	0	0.1098	0	0.8284	0.9382	0	0.6526	1.848E-06	4.27E-05	
Modal	5	0.125	0.105	3.823E-06	0	0.9335	0.9382	0	2.286E-05	0.6223	0.0052	
Modal	6	0.12	0.0053	3.859E-05	0	0.9387	0.9382	0	0.0002	0.0312	0.1035	
Modal	7	0.082	0	0.0442	0	0.9387	0.9824	0	0.0848	0	1.265E-05	
Modal	8	0.074	0.0424	8.147E-07	0	0.9812	0.9824	0	1.541E-06	0.0818	0.0015	
Modal	9	0.071	0.0015	1.079E-05	0	0.9827	0.9824	0	2.072E-05	0.0029	0.043	
Modal	10	0.063	0	0.0176	0	0.9827	1	0	0.0704	0	3.275E-06	
Modal	11	0.057	0.017	0	0	0.9996	1	0	0	0.0682	0.0004	
Modal	12	0.054	0.0004	1.81E-06	0	1	1	0	7.851E-06	0.0015	0.0176	

Fuente: Resultados del Software ETABS

Parámetros para el Sismo Estático (Columnas rectas)

De acuerdo con la Norma E.030 2018, Artículo 25.2, tenemos lo siguiente:

$$V = \frac{ZUCS}{R} xP; \quad \frac{C}{R} \geq 0.11 \quad R = R_o I_p I_a$$

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Tabla 48

Parámetros Para Sismo Estático (Columnas Rectas)

Parámetro	DIR XX	DIR YY
Factor de Zona, Z:	0.35	0.35
Factor de Uso, U:	1.00	1.00
Factor de Suelo, S:	1.20	1.20
Periodo plataforma, T _p :	1.00 seg	1.00 seg
Periodo con deslizamiento, T _L :	1.60 seg	1.60 seg
Coef. Básico de reducción, R _o :	8.00	8.00
Factor de Reducción, R:	6.80	6.80
Periodo Fundamental, T:	0.428 s	0.387 s
Factor de amplificación, C:	2.5	2.5
Factor elegido, C/R:	0.36764706	0.36764706
Coefficiente sísmico, C_s:	0.15441176	0.15441176

Para modo 1 (Dir X), k = 1

Para modo 2 (Dir Y), k = 1

ANÁLISIS MODAL COLUMNAS INCLINADAS

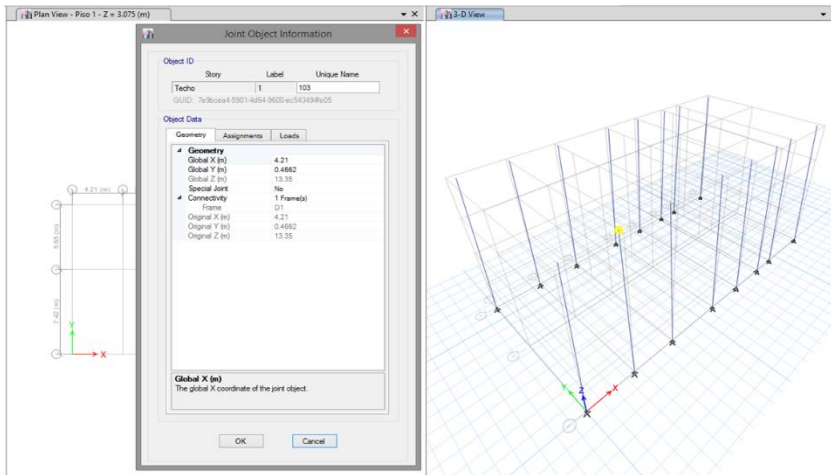
PROCEDIMIENTO DE ELABORACIÓN DEL MODELO 3D EN ETABS PARA LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS INCLINADAS

Los pasos a seguir fueron los mismos que para la edificación con columnas rectas, siendo la excepción el dibujo de las columnas inclinadas que se detalla a continuación.

1. Procedimos a dibujar primero las columnas, para ello se cambió la coordenada superior de las columnas de tal manera que se formó un ángulo de 2° para el primer caso.

Figura 95

Dibujo de columnas inclinadas



2. Asignamos el caso modal que ejecutará el software ETABS, para ello utilizaremos el método de los vectores Ritz y trabajaremos con 12 modos de vibración (ver fig. 66)

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

Los factores de Irregularidad I_a (Irregularidad en altura) e I_p (Irregularidad en planta) se determinaron de la misma forma que para la edificación con columnas rectas, variando solamente en el cálculo de la irregularidad de “Discontinuidad en los Sistemas Resistentes” correspondiente a la irregularidad en altura que se detalla a continuación:

a. *Discontinuidad en los Sistemas Resistentes*

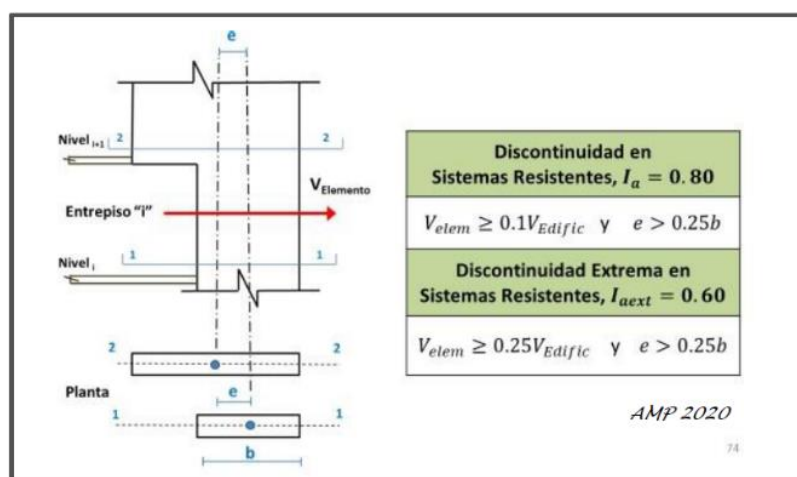
Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

En este caso las columnas inclinadas son elementos discontinuos y soportan más del 10% de la fuerza cortante. Además, existe una excentricidad mayor al 25% correspondiente a la dimensión del elemento (ver figura 83).

Resultado 5: 0.80

Figura 96

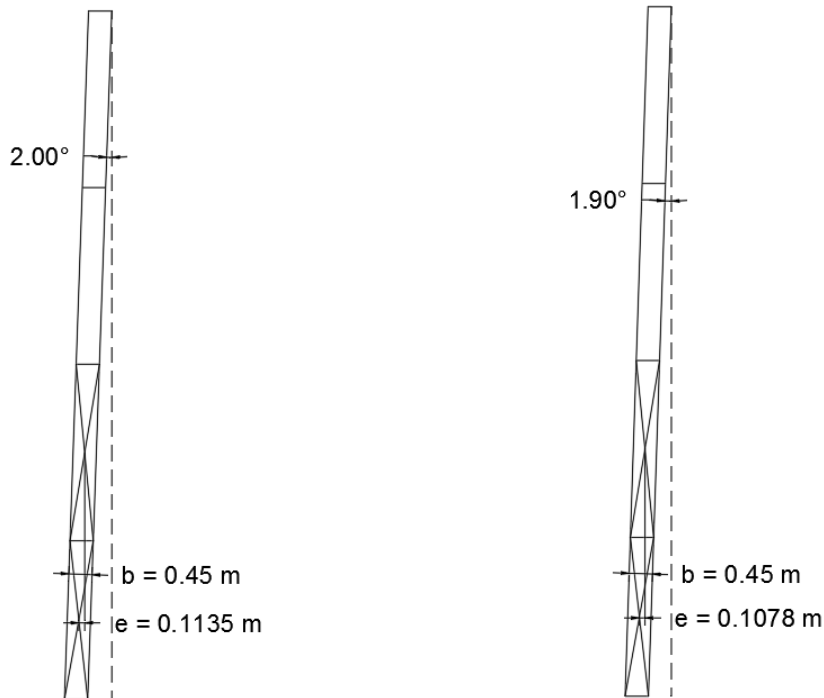
Discontinuidad de un elemento por desalineamiento en su eje vertical, excentricidad “e”



Fuente: Muñoz, 2020, Figura III.13

Figura 97

Desalineamiento de una columna inclinada a 2° y a 1.9° de la edificación analizada



Si el valor de “e” es mayor a $0.25b$, entonces existirá una irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes.

Para un ángulo de inclinación de 2°, se tiene lo siguiente:

$$0.1135 > 0.25 * 0.45$$

$$0.1135 > 0.1125$$

Para un ángulo de inclinación de 1.9°, se tiene lo siguiente:

$$0.1078 < 0.25 * 0.45$$

$$0.1078 < 0.1125$$

Por lo tanto, se puede observar que para un ángulo de inclinación mayor a 2°, existe una irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes; mientras que para un ángulo de 1.9° o menor a este valor, ya no se produciría dicha irregularidad.

**A. FACTORES DE IRREGULARIDAD A CONSIDERAR EN AMBAS
DIRECCIONES**

Factor Ia = **0.80**

Factor Ip = **0.85**

RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO E.030 2018 PARA LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS INCLINADAS

A. PERIODOS DEL MODO DE VIBRACIÓN 1 Y 2 (COLUMNAS INCLINADAS A 1.9°)

Periodos de vibración en los modos 1 y 2 obtenidos del software ETABS.

Tmodo X = 0.410 s

Tmodo Y = 0.435 s

Figura 98

Periodos de los Modos de Vibración (1.9°)

Modal Participating Mass Ratios												
de 12 Reload Apply												
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
▶	Modal	1	0.435	2.736E-05	0.8313	0	2.736E-05	0.8313	0	0.1866	6.232E-06	0.0009
	Modal	2	0.41	0.78	0.0002	0	0.78	0.8314	0	3.301E-05	0.1808	0.0477
	Modal	3	0.393	0.048	0.0008	0	0.828	0.8323	0	0.0002	0.0112	0.7753
	Modal	4	0.146	2.031E-06	0.1071	0	0.828	0.9393	0	0.6678	1.239E-05	0.0001
	Modal	5	0.136	0.0994	2.417E-05	0	0.9274	0.9393	0	0.0002	0.5927	0.0113
	Modal	6	0.132	0.0113	0.0001	0	0.9388	0.9394	0	0.0006	0.0673	0.0986
	Modal	7	0.089	0	0.0453	0	0.9388	0.9847	0	0.0798	0	1.915E-05
	Modal	8	0.082	0.046	0	0	0.9848	0.9847	0	1.26E-06	0.0843	0.0001
	Modal	9	0.069	9.03E-06	0.0152	0	0.9848	0.9999	0	0.0644	3.315E-05	4.317E-05
	Modal	10	0.064	0.0151	6.085E-06	0	0.9999	0.9999	0	2.546E-05	0.0633	0.0004
	Modal	11	0.046	1.391E-05	0.0001	0	0.9999	1	0	0.0002	0.0001	0.0005
	Modal	12	0.031	9.703E-07	2.555E-05	0	0.9999	1	0	0.0001	6.009E-07	0.0028

Fuente: Resultados del Software ETABS

B. PERIODOS DEL MODO DE VIBRACIÓN 1 Y 2 (COLUMNAS INCLINADAS A 2°)

Periodos de vibración en los modos 1 y 2 obtenidos del software ETABS.

T_{modo X} = 0.409 s

T_{modo Y} = 0.433 s

Figura 99

Periodos de los Modos de Vibración (2°)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.433	2.8E-05	0.8315	0	2.8E-05	0.8315	0	0.1864	6.375E-06	0.0009
Modal	2	0.409	0.7819	0.0002	0	0.782	0.8316	0	3.247E-05	0.1813	0.0457
Modal	3	0.392	0.0461	0.0008	0	0.828	0.8324	0	0.0002	0.0108	0.7766
Modal	4	0.146	2.019E-06	0.1069	0	0.828	0.9393	0	0.6684	1.232E-05	0.0001
Modal	5	0.136	0.0992	2.409E-05	0	0.9272	0.9394	0	0.0002	0.5919	0.0115
Modal	6	0.132	0.0115	0.0001	0	0.9387	0.9395	0	0.0006	0.0682	0.0989
Modal	7	0.088	0	0.0453	0	0.9387	0.9848	0	0.0796	0	1.69E-05
Modal	8	0.082	0.046	0	0	0.9847	0.9848	0	8.557E-07	0.084	0.0001
Modal	9	0.069	6.9E-06	0.0151	0	0.9847	0.9999	0	0.0642	2.541E-05	3.499E-05
Modal	10	0.064	0.0152	4.639E-06	0	0.9999	0.9999	0	1.946E-05	0.0635	0.0004
Modal	11	0.046	8.046E-06	0.0001	0	0.9999	1	0	0.0002	4.733E-05	0.0004
Modal	12	0.03	2.304E-06	2.368E-05	0	0.9999	1	0	0.0001	2.857E-06	0.0025

Fuente: Resultados del Software ETABS

C. PERIODOS DEL MODO DE VIBRACIÓN 1 Y 2 (COLUMNAS INCLINADAS A 4°)

Periodos de vibración en los modos 1 y 2 obtenidos del software ETABS.

T_{modo X} = 0.390 s

T_{modo Y} = 0.405 s

Figura 100

Periodos de los Modos de Vibración (4°)

Modal Participating Mass Ratios												
1 de 12 Reload Apply												
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
▶	Modal	1	0.405	4.763E-05	0.8356	0	4.763E-05	0.8356	0	0.1815	1.073E-05	0.0008
	Modal	2	0.39	0.8085	0.0001	0	0.8086	0.8357	0	2.734E-05	0.1864	0.0201
	Modal	3	0.368	0.0204	0.0008	0	0.829	0.8365	0	0.0002	0.0048	0.7991
	Modal	4	0.141	2.087E-06	0.1036	0	0.829	0.9401	0	0.6833	1.295E-05	0.0001
	Modal	5	0.132	0.1032	1.562E-05	0	0.9322	0.9401	0	0.0001	0.6255	0.0074
	Modal	6	0.127	0.0072	0.0001	0	0.9394	0.9402	0	0.0006	0.0435	0.1049
	Modal	7	0.086	0	0.0467	0	0.9394	0.9869	0	0.0748	0	1.552E-05
	Modal	8	0.08	0.0472	0	0	0.9866	0.9869	0	0	0.0814	0.0001
	Modal	9	0.068	1.181E-06	0.013	0	0.9866	0.9999	0	0.0591	4.972E-06	4.308E-05
	Modal	10	0.062	0.0132	6.077E-07	0	0.9999	0.9999	0	2.962E-06	0.0579	0.0004
	Modal	11	0.046	4.904E-06	0.0001	0	0.9999	1	0	0.0003	1.984E-05	0.0002
	Modal	12	0.029	3.493E-05	1.894E-05	0	0.9999	1	0	0.0001	0.0001	0.0006

Fuente: Resultados del Software ETABS

D. PERIODOS DEL MODO DE VIBRACIÓN 1 Y 2 (COLUMNAS INCLINADAS A 6°)

Periodos de vibración en los modos 1 y 2 obtenidos del software ETABS.

T_{modo X} = 0.370 s

T_{modo Y} = 0.377 s

Figura 101

Periodos de los Modos de Vibración (6°)

Modal Participating Mass Ratios												
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	
Modal	1	0.377	0.0001	0.8405	0	0.0001	0.8405	0	0.1752	2.969E-05	0.0008	
Modal	2	0.37	0.8205	0.0002	0	0.8207	0.8407	0	4.392E-05	0.187	0.0098	
Modal	3	0.344	0.0101	0.0007	0	0.8307	0.8414	0	0.0001	0.0024	0.807	
Modal	4	0.136	2.413E-06	0.0994	0	0.8307	0.9408	0	0.7	1.535E-05	0.0001	
Modal	5	0.128	0.1047	1.189E-05	0	0.9354	0.9408	0	0.0001	0.6501	0.005	
Modal	6	0.123	0.0047	0.0001	0	0.9402	0.9409	0	0.0006	0.0292	0.109	
Modal	7	0.083	0	0.0482	0	0.9402	0.9891	0	0.0693	0	1.369E-05	
Modal	8	0.078	0.0483	0	0	0.9884	0.9891	0	7.013E-07	0.0778	0.0001	
Modal	9	0.066	0	0.0108	0	0.9884	0.9999	0	0.0543	7.143E-07	0.0001	
Modal	10	0.061	0.0114	0	0	0.9999	0.9999	0	9.309E-07	0.0529	0.0005	
Modal	11	0.044	1.358E-05	0.0001	0	0.9999	1	0	0.0003	0.0001	3.463E-05	
Modal	12	0.027	0.0001	1.118E-05	0	0.9999	1	0	3.692E-05	0.0002	7.857E-06	

Fuente: Resultados del Software ETABS

E. PERIODOS DEL MODO DE VIBRACIÓN 1 Y 2 (COLUMNAS INCLINADAS A 8°)

Periodos de vibración en los modos 1 y 2 obtenidos del software ETABS.

T_{modo X} = 0.350 s

T_{modo Y} = 0.351 s

Figura 102

Periodos de los Modos de Vibración (8°)

Modal Participating Mass Ratios												
de 12 Reload Apply												
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
▶	Modal	1	0.351	0.0065	0.8393	0	0.0065	0.8393	0	0.1656	0.0014	0.0016
	Modal	2	0.35	0.8236	0.0071	0	0.8301	0.8464	0	0.0014	0.1835	0.0032
	Modal	3	0.32	0.0037	0.0012	0	0.8338	0.8476	0	0.0002	0.001	0.8121
	Modal	4	0.131	3.415E-06	0.0941	0	0.8338	0.9417	0	0.7188	2.273E-05	0.0001
	Modal	5	0.124	0.104	1.202E-05	0	0.9379	0.9417	0	0.0001	0.6713	0.0036
	Modal	6	0.119	0.0032	0.0001	0	0.9411	0.9418	0	0.0007	0.0207	0.1123
	Modal	7	0.081	8.348E-07	0.0493	0	0.9411	0.9912	0	0.062	1.254E-06	2.069E-05
	Modal	8	0.076	0.049	1.793E-06	0	0.99	0.9912	0	3.215E-06	0.0724	0.0002
	Modal	9	0.065	6.194E-06	0.0087	0	0.9901	0.9999	0	0.0507	1.944E-05	0.0002
	Modal	10	0.06	0.0098	2.387E-06	0	0.9998	0.9999	0	1.924E-05	0.0489	0.0011
	Modal	11	0.042	1.151E-05	0.0001	0	0.9998	1	0	0.0003	0.0001	0.001
	Modal	12	0.029	0.0001	3.102E-06	0	1	1	0	0	0.0006	0.0078

Fuente: Resultados del Software ETABS

F. PERIODOS DEL MODO DE VIBRACIÓN 1 Y 2 (COLUMNAS INCLINADAS A 10°)

Periodos de vibración en los modos 1 y 2 obtenidos del software ETABS.

Tmodo X = 0.328 s

Tmodo Y = 0.324 s

Figura 103

Periodos de los Modos de Vibración (10°)

Modal Participating Mass Ratios												
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	
Modal	1	0.328	0.8348	0.0002	0	0.8348	0.0002	0	3.316E-05	0.1802	0.0028	
Modal	2	0.324	0.0002	0.8535	0	0.835	0.8536	0	0.157	0.0001	0.001	
Modal	3	0.296	0.0029	0.0011	0	0.8379	0.8548	0	0.0002	0.0007	0.8142	
Modal	4	0.125	5.155E-06	0.0877	0	0.8379	0.9425	0	0.7405	3.609E-05	0.0001	
Modal	5	0.12	0.1018	1.24E-05	0	0.9396	0.9425	0	0.0001	0.6914	0.0026	
Modal	6	0.114	0.0023	0.0001	0	0.9419	0.9426	0	0.0007	0.0157	0.1118	
Modal	7	0.079	1.353E-06	0.0511	0	0.9419	0.9937	0	0.0549	1.887E-06	1.749E-05	
Modal	8	0.074	0.0503	2.504E-06	0	0.9922	0.9937	0	4.175E-06	0.0674	0.0002	
Modal	9	0.063	9.223E-06	0.0061	0	0.9923	0.9999	0	0.0461	3.114E-05	0.0003	
Modal	10	0.058	0.0076	3.134E-06	0	0.9998	0.9999	0	3.337E-05	0.0436	0.0015	
Modal	11	0.041	1.06E-05	0.0001	0	0.9999	1	0	0.0002	0.0001	0.001	
Modal	12	0.028	0.0001	2.708E-06	0	1	1	0	0	0.0006	0.0093	

Fuente: Resultados del Software ETABS

Parámetros para el Sismo Estático (Columnas inclinadas)

De acuerdo con la Norma E.030 2018, Artículo 25.2, tenemos lo siguiente:

$$V = \frac{ZUCS}{R} xP; \frac{C}{R} \geq 0.11 \quad R = R_o I_p I_a$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} xP; \frac{C}{R} \geq 0.11 \quad R = R_o I_p I_a$$

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Tabla 49

Parámetros de Sismo Estático (Columnas inclinadas a 2°)

Parámetro	DIR XX	DIR YY
Factor de Zona, Z:	0.35	0.35
Factor de Uso, U:	1.00	1.00
Factor de Suelo, S:	1.20	1.20
Periodo plataforma, T _p :	1.00 seg	1.00 seg
Periodo con deslizamiento, T _L :	1.60 seg	1.60 seg
Coef. Básico de reducción, R _o :	8.00	8.00
Factor de Reducción, R:	5.44	5.44
Periodo Fundamental, T:	0.433 s	0.409 s
Factor de amplificación, C:	2.5	2.5
Factor elegido, C/R:	0.45955882	0.45955882
Coefficiente sísmico, C_s:	0.19301471	0.19301471

Nota. Los datos mostrados corresponden a los parámetros del sismo estático para una inclinación de 2°, siendo estos mismos los datos considerados para una inclinación de 4°, 6°, 8° y 10°; variando solamente los periodos fundamentales que se mostraron anteriormente.

Para modo 1 (Dir X), k = 1

Para modo 2 (Dir Y), k = 1

ESPECTRO DE DISEÑO - NTE E.030 DIRECCIÓN E-O (COLUMNAS INCLINADAS)

A. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO.

El espectro será determinado de acuerdo con el tipo de edificación, zona, tipo de suelo, sistema estructural e irregularidad de la estructura. Todos los parámetros se encuentran en la Norma E.030.

1. Determinación de los Parámetros Sísmicos.

Categoría: C	$R = R_o I_p I_a$	$\frac{S_a}{g} = \frac{ZUCS}{R}$
Zona: Z3	$R = R_o I_p I_a$	$\frac{S_a}{g} = \frac{ZUCS}{R}$
Suelo: S3		$\frac{S_a}{g} = \frac{ZUCS}{R}$

Sistema Estructural: Concreto Armado, Pórticos

Verificación de Irregularidad:

Irregular en Planta \longrightarrow $I_p = 0.8500$

Irregular en Altura \longrightarrow $I_a = 0.8000$

$Z = 0.35$

$U = 1.00$

$S = 1.20$

$T_p = 1.00$

$T_L = 1.60$

$R_o = 8.0$

$R = 6.80$

$T < T_p$ $C = 2.5$

$T_p < T < T_L$ $C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$

$T > T_L$ $C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

Para la Dirección Vertical

$T < 0.2T_p$ $C = 1 + 7.5 \cdot \left(\frac{T}{T_p}\right)$

2. Determinación del Espectro Inelástico de Diseño

- a. Tabulamos los valores de C, C/R y ZUCS/R según los periodos indicados anteriormente.

Tabla 50

Tabulación de valores de T, C, C/R y ZUCS/R para el espectro de diseño de los modelos con columnas inclinadas en el software ETABS.

T	C	C/R	ZUCS/R
0	2.5	0.459558824	0.193014706
0.02	2.5	0.459558824	0.193014706
0.04	2.5	0.459558824	0.193014706
0.06	2.5	0.459558824	0.193014706
0.08	2.5	0.459558824	0.193014706
0.1	2.5	0.459558824	0.193014706
0.12	2.5	0.459558824	0.193014706
0.14	2.5	0.459558824	0.193014706
0.16	2.5	0.459558824	0.193014706
0.18	2.5	0.459558824	0.193014706
0.2	2.5	0.459558824	0.193014706
0.25	2.5	0.459558824	0.193014706
0.3	2.5	0.459558824	0.193014706
0.35	2.5	0.459558824	0.193014706
0.4	2.5	0.459558824	0.193014706
0.45	2.5	0.459558824	0.193014706
0.5	2.5	0.459558824	0.193014706
0.55	2.5	0.459558824	0.193014706
0.6	2.5	0.459558824	0.193014706
0.65	2.5	0.459558824	0.193014706
0.7	2.5	0.459558824	0.193014706
0.75	2.5	0.459558824	0.193014706
0.8	2.5	0.459558824	0.193014706
0.85	2.5	0.459558824	0.193014706
0.9	2.5	0.459558824	0.193014706
0.95	2.5	0.459558824	0.193014706
1	2.5	0.459558824	0.193014706
1.1	2.272727273	0.417780749	0.175467914
1.2	2.083333333	0.382965686	0.160845588
1.3	1.923076923	0.353506787	0.148472851
1.4	1.785714286	0.328256303	0.137867647
1.5	1.666666667	0.306372549	0.128676471
1.6	1.5625	0.287224265	0.120634191
1.7	1.384083045	0.25442703	0.106859353
1.8	1.234567901	0.226942629	0.095315904
1.9	1.108033241	0.203682581	0.085546684
2	1	0.183823529	0.077205882
2.1	0.907029478	0.16673336	0.070028011

2.2	0.826446281	0.151920272	0.063806514
2.3	0.756143667	0.138996998	0.058378739
2.4	0.694444444	0.127655229	0.053615196
2.5	0.64	0.117647059	0.049411765
2.6	0.591715976	0.108771319	0.045683954
2.7	0.548696845	0.100863391	0.042362624
2.8	0.510204082	0.093787515	0.039390756
2.9	0.475624257	0.08743093	0.03672099
3	0.444444444	0.081699346	0.034313725
4	0.25	0.045955882	0.019301471
5	0.16	0.029411765	0.012352941
6	0.111111111	0.020424837	0.008578431
7	0.081632653	0.015006002	0.006302521
8	0.0625	0.011488971	0.004825368
9	0.049382716	0.009077705	0.003812636
10	0.04	0.007352941	0.003088235

DISEÑO DE ACERO PARA LAS COLUMNAS DE LA EDIFICACIÓN CON UNA INCLINACIÓN DE 10°

a.1 VERIFICACIÓN DE LOS DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN EN EL SOFTWARE ETABS

A continuación, se muestra la distribución del acero para cada columna.

Figura 105

Distribución de aceros para columnas esquineras

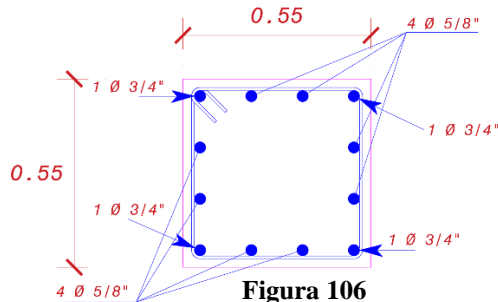
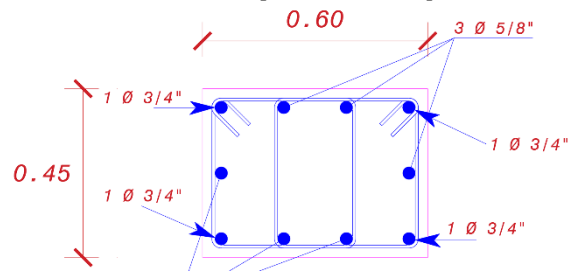


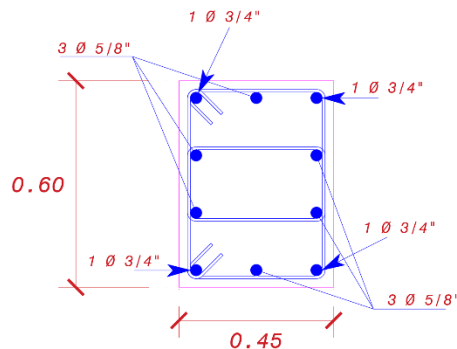
Figura 104

Distribución de aceros para columnas perimetrales (0.45x0.60)



Fuente: Elaboración p

Distribución de aceros para columnas perimetrales (0.60x0.45)



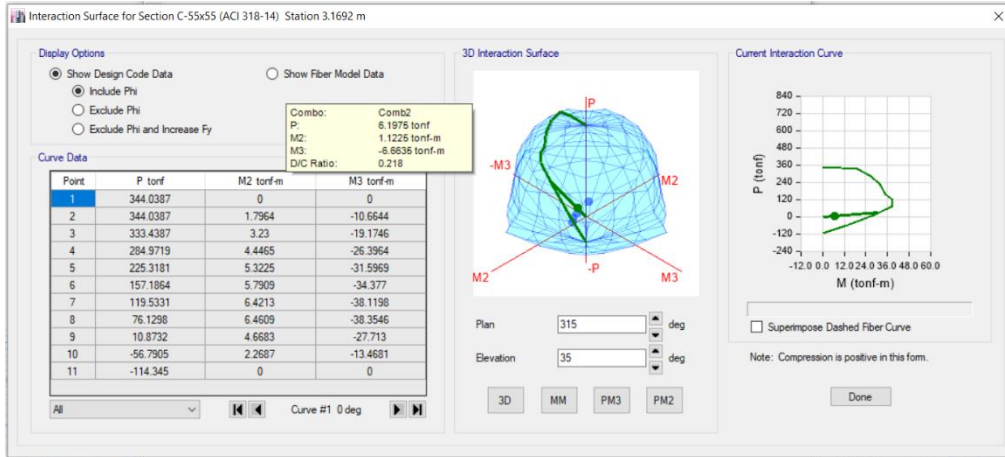
Ø 3/8" 1 @5cm, 5@5cm, Resto@25cm

Fuente: Elaboración propia

Seguidamente se muestran los diagramas de interacción de las columnas mencionadas, en donde se puede observar que cualquier combinación de cargas de flexo-compresión pueden ser resistidas por las mencionadas columnas.

Figura 107

Diagrama de interacción para las columnas esquineras (0.55x0.55)



Fuente: Software ETABS

Figura 108

Diagrama de interacción para las columnas perimetrales (0.60x0.45)

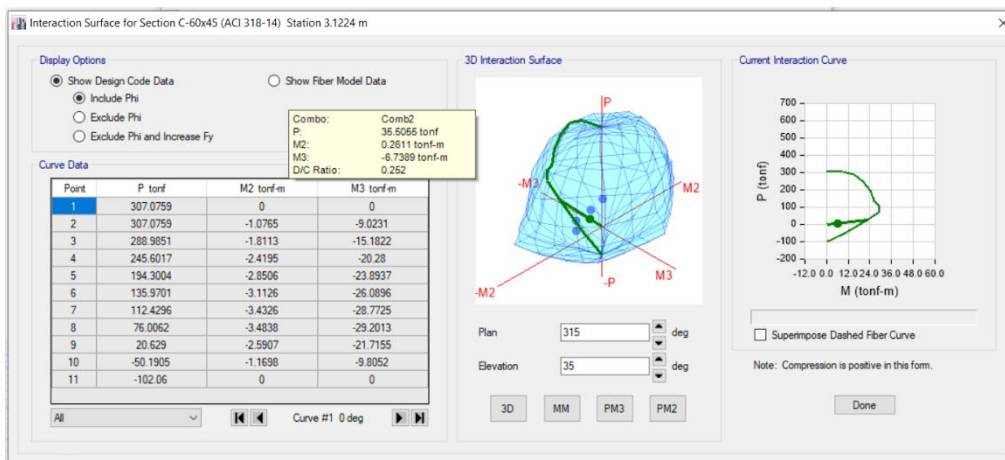
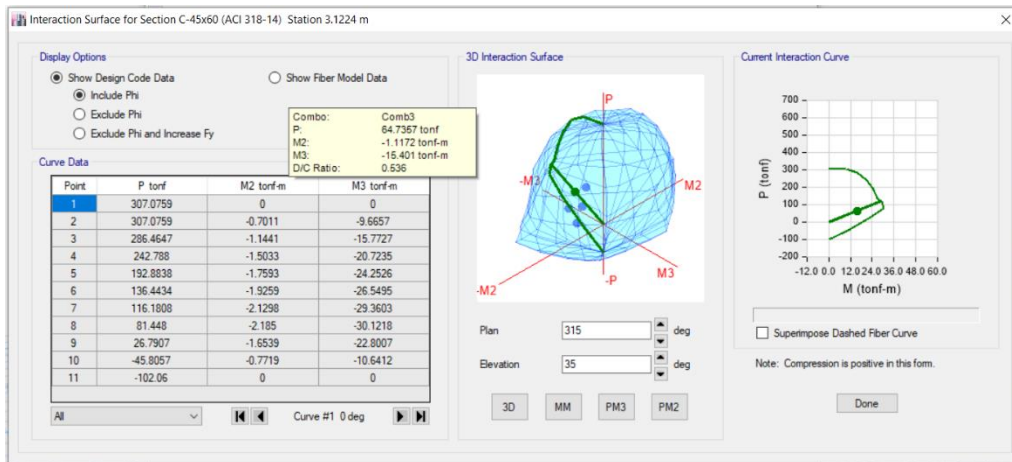


Figura 109

Diagrama de interacción para las columnas perimetrales (0.45x0.60)



Fuente: Software ETABS

Según los diagramas mostrados anteriormente, se puede afirmar que la distribución de acero tiene la capacidad suficiente para soportar la demanda sísmica de la edificación.

b.1 DISEÑO DEL ACERO TRANSVERSAL (ESTRIBOS) DE LAS COLUMNAS INCLINADAS A 10°

Para el diseño del acero transversal (estribos) de las columnas se utilizó el diseño por cortante obteniéndose los siguientes resultados:

Distribución de estribos:

- a) Zona de confinamiento:

$$L_0 = 50 \text{ cm}$$

- b) Espaciamiento en la zona de confinamiento:

$$S_0 = 6 * \text{diámetro longitudinal de menor longitud}$$

$$S_0 = 6 * \frac{5}{8} * 2.54 = 9.53 \text{ cm}$$

- c) Fuera de la zona de confinamiento:

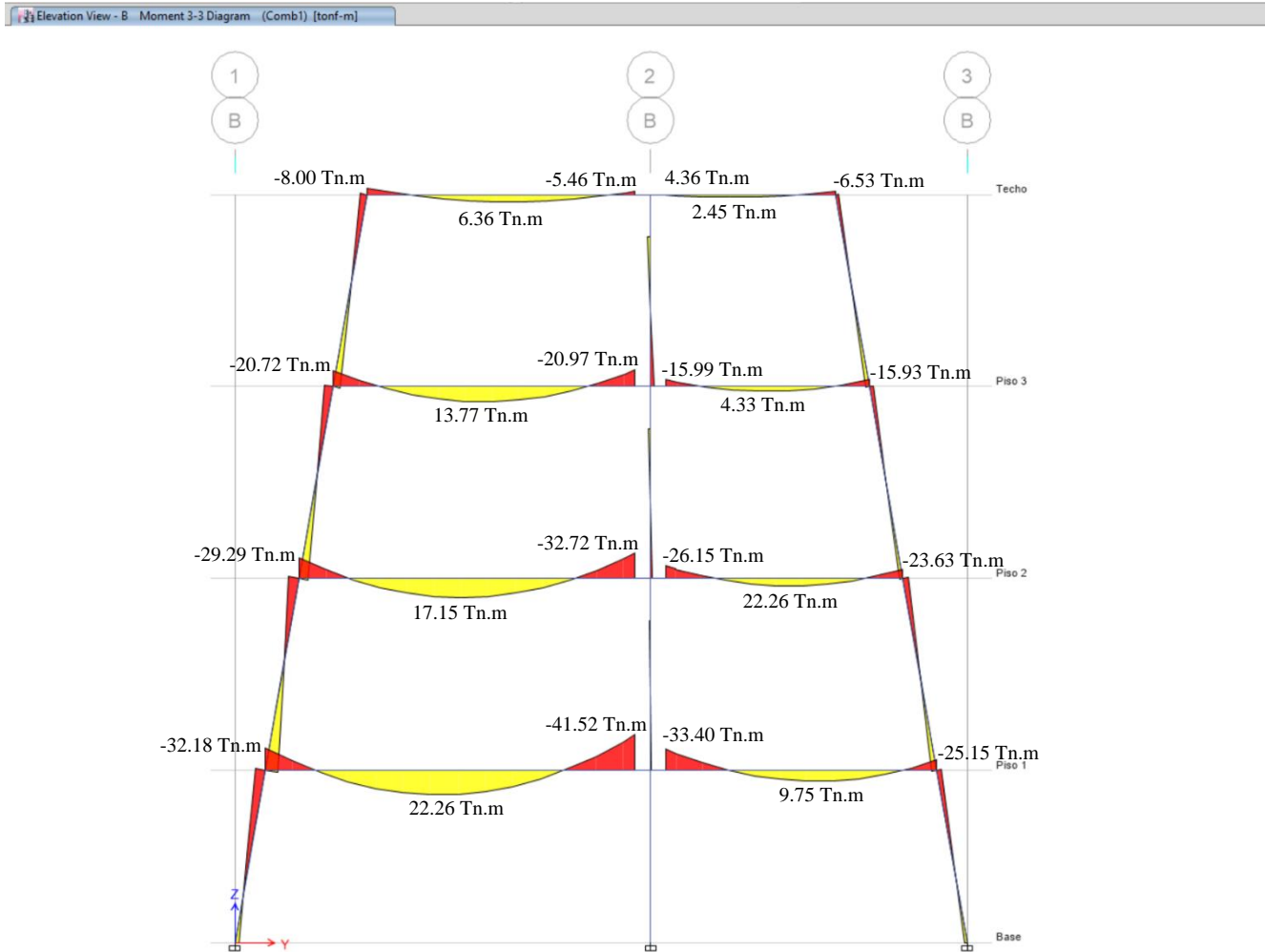
$$S = 25 \text{ cm}$$

\emptyset 3/8" 1 @5cm, 5@9cm, Resto@25cm

a.1 DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN LAS VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS

Figura 110

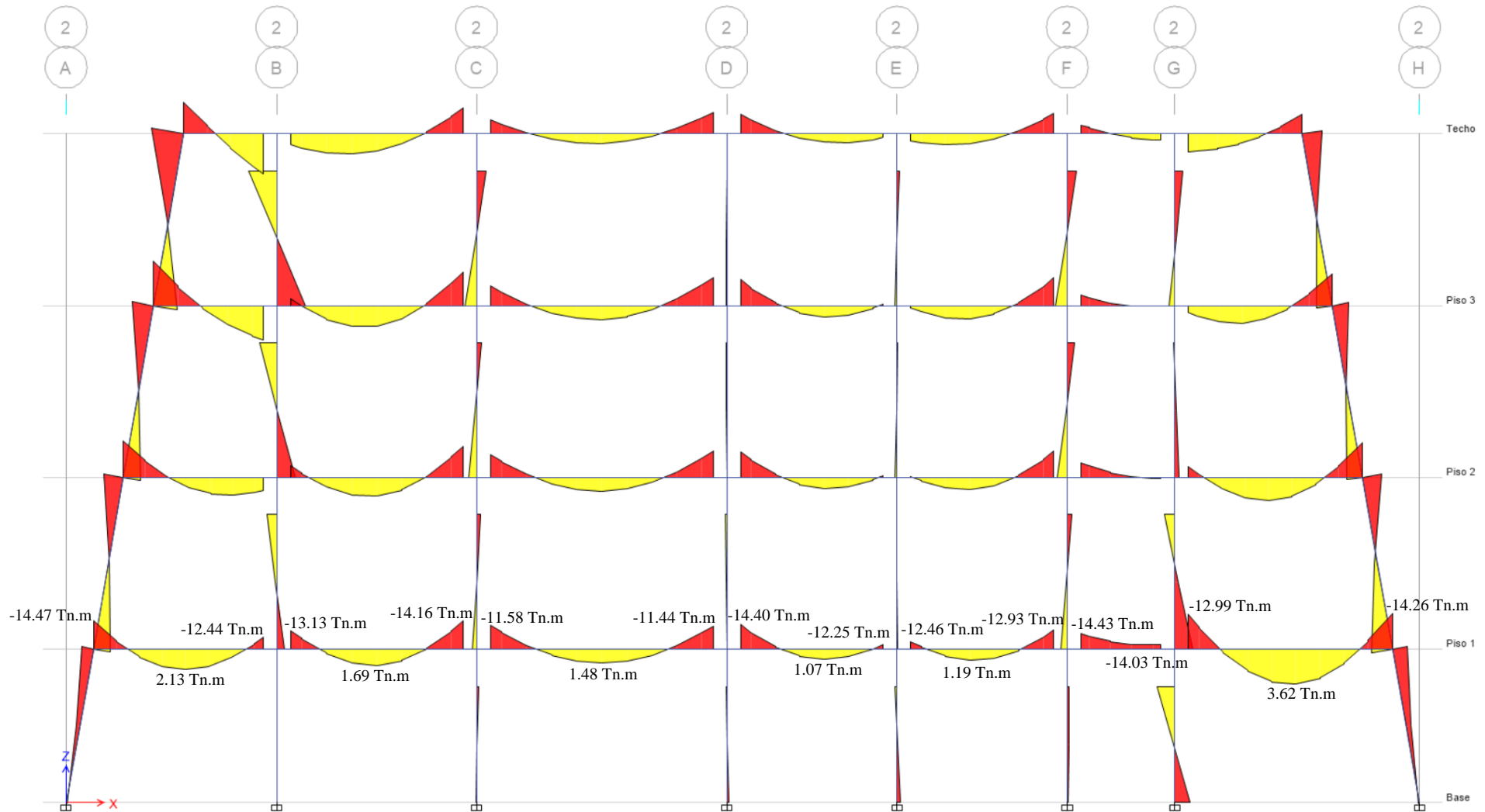
Diagramas de momentos en el eje crítico de las vigas principales (eje B)



Fuente: Software ETABS

Figura 111

Diagramas de momentos en el eje crítico de las vigas secundarias (eje 2)

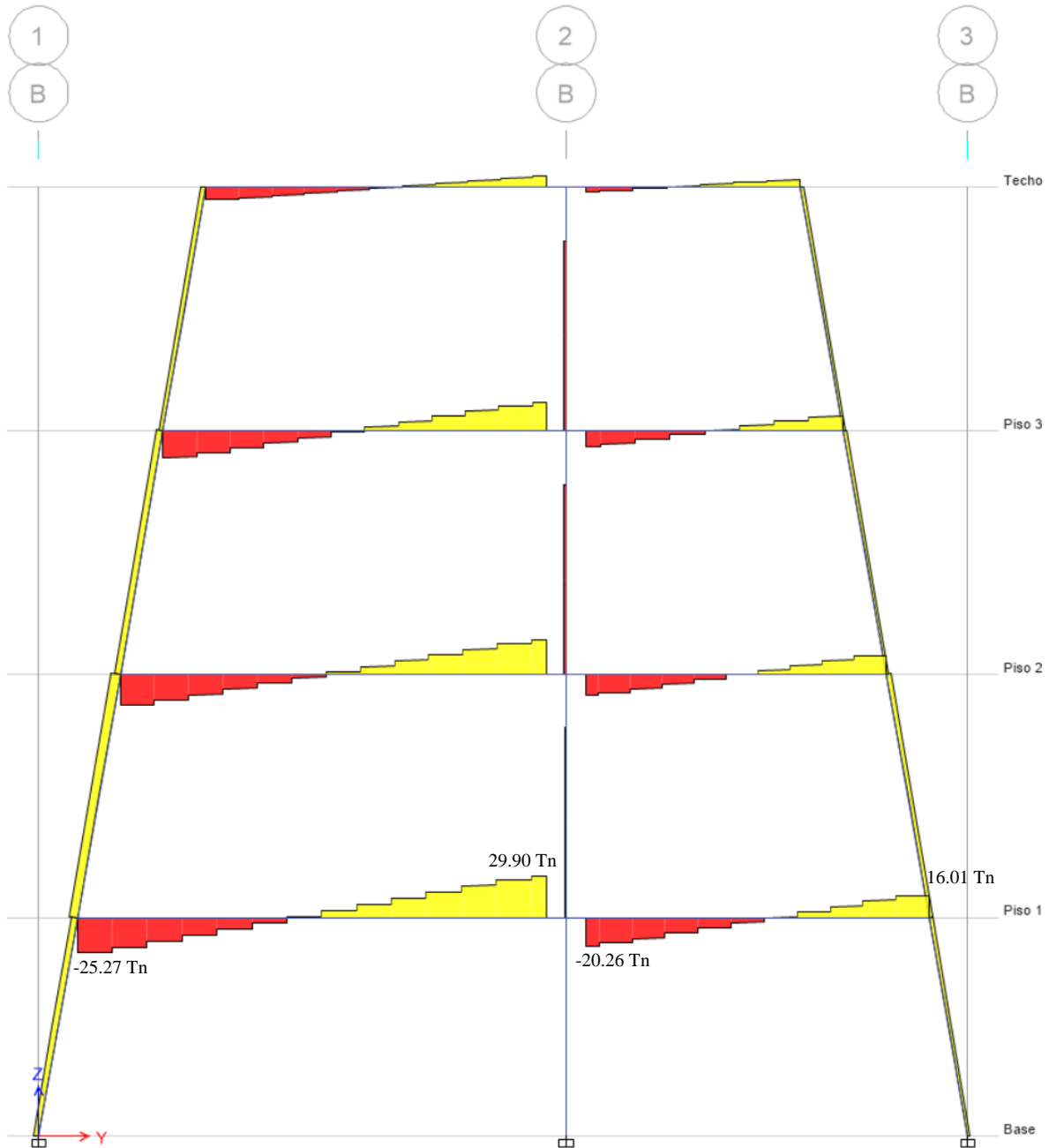


Fuente: Software ETABS

b.1 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN LAS VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS

Figura 112

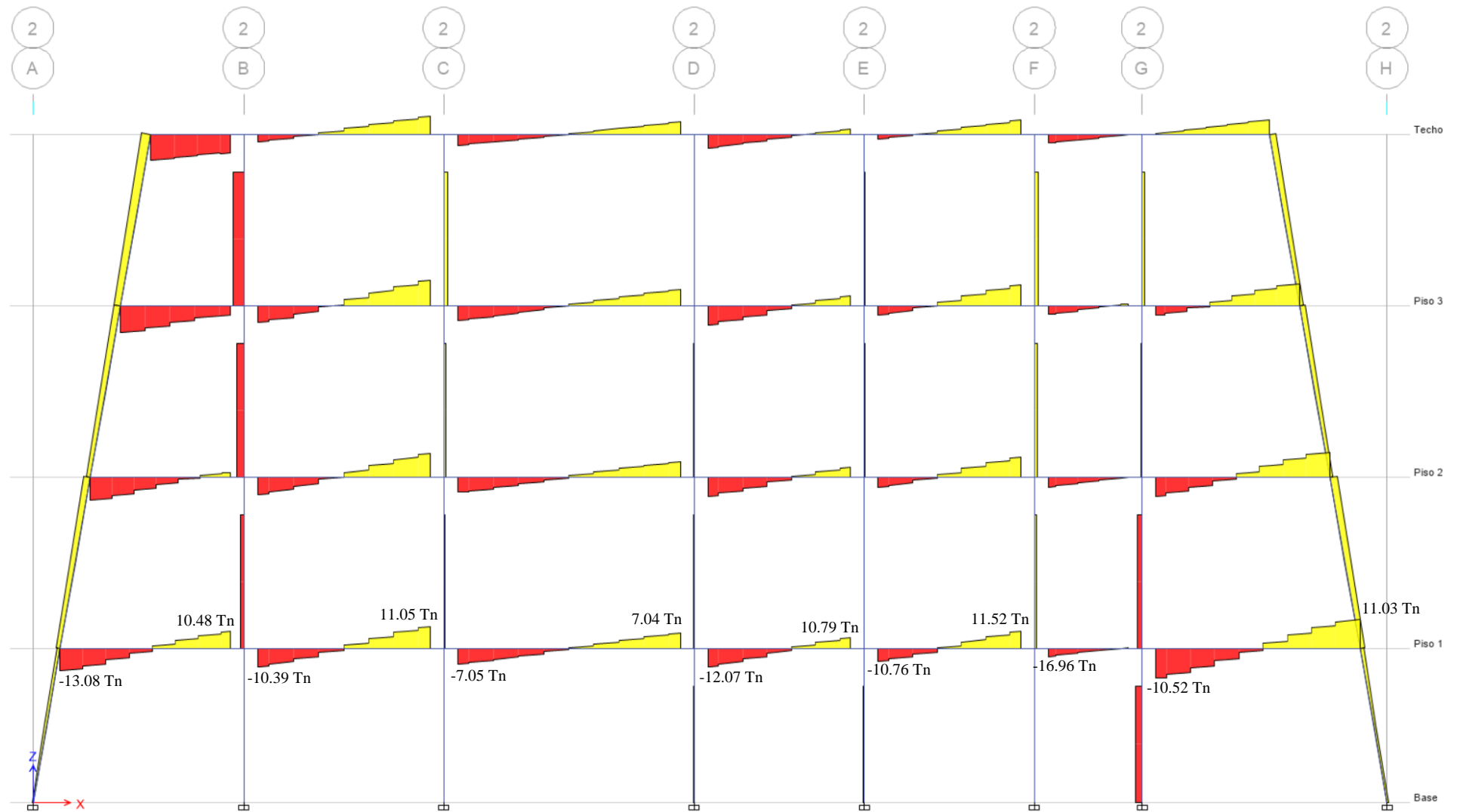
Diagramas de fuerzas cortantes en el eje crítico de las vigas principales (eje B)



Fuente: Software ETABS

Figura 113

Diagramas de momentos en el eje crítico de las vigas secundarias (eje 2)



Fuente: Software ETABS

DISEÑO DE ACERO PARA LAS VIGAS DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS INCLINADAS A 10°

c.1 DISEÑO DE ACERO PARA VIGAS PRINCIPALES

Para el diseño del acero longitudinal de las vigas principales se utilizó el diseño por flexión obteniéndose los siguientes resultados:

TRAMOS	1	1-2	2	2-3	3
Mu (Tn.m)	32.18	22.26	41.52	9.75	25.15
$\rho_{\text{máx}}$	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
Ku	48.83	48.83	48.83	48.83	48.83
Mu máxd	92.98	92.98	92.98	92.98	92.98
$\rho_{\text{mín}}$	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
Ku	16.90	11.69	21.80	5.12	13.21
ρ	0.0048	0.0033	0.0063	0.0024	0.0037
As	13.11	8.97	17.25	6.67	10.07
Acero negativo	Corrido	4 var 3/4"	4 var 3/4"	4 var 3/4"	4 var 3/4"
	Refuerzo	2 var 1/2"		3 var 5/8"	
Acero positivo	Corrido	3 var 3/4"	2 var 1/2"	3 var 3/4"	3 var 3/4"
	Refuerzo				

Para el diseño del acero transversal (estribos) de las vigas principales se utilizó el diseño por cortante obteniéndose los siguientes resultados:

$$V_u = 29.90 \text{ Tn}$$

$$V_c = \frac{0.5 * \sqrt{f'c} * b * d}{1000}$$

$$V_c = \frac{0.5 * \sqrt{210} * 40 * 69}{1000}$$

$$V_c = 19.998 \text{ Tn}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

$$V_s = \frac{29.90}{0.85} - 19.998$$

$$V_s = 15.178 \text{ Tn}$$

Máximo espaciamiento que puede soportar para 1 var de 3/8”

$$s = A_v * f_y * d / V_s$$

$$s = \frac{0.713 * 2 * 4.2 * 69}{15.178}$$

$$s = 27.22 \text{ cm}$$

Distribución de estribos:

- a) Longitud crítica de confinamiento:

$$L_c = 2 * d = 2 * 69 = 138 \text{ cm}$$

- b) Espaciamiento en la longitud crítica de confinamiento:

$$S_0 = 8 * \text{diámetro longitudinal de menor longitud}$$

$$S_0 = 8 * \frac{3}{4} * 2.54 = 15.24 \text{ cm}$$

- c) Fuera de la zona de confinamiento:

$$S < 0.5 * d$$

$$S < 34.5$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

 Ø 3/8" 1@5, 9@15, Resto @ 30

d.1 DISEÑO DE ACERO PARA VIGAS SECUNDARIAS

Para el diseño del acero longitudinal de las vigas secundarias se utilizó el diseño por flexión obteniéndose los siguientes resultados:

TRAMOS	A	A-B	B	B-C	C	C-D	D	D-E	E	E-F	F	G	G-H	H
Mu (Tn.m)	14.47	2.13	13.13	1.69	14.16	1.48	14.40	1.07	12.46	1.19	14.43	14.03	3.62	14.26
$\rho_{\text{máx}}$	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
Ku	48.83	48.83	48.83	48.83	48.83	48.83	48.83	48.83	48.83	48.83	48.83	48.83	48.83	48.83
Mu máxd	56.95	56.95	56.95	56.95	56.95	56.95	56.95	56.95	56.95	56.95	56.95	56.95	56.95	56.95
$\rho_{\text{mín}}$	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
Ku	12.41	1.83	11.26	1.45	12.14	1.27	12.35	0.92	10.68	1.02	12.37	12.03	3.10	12.23
ρ	0.0035	0.0024	0.0031	0.0024	0.0034	0.0024	0.0034	0.0024	0.0030	0.0024	0.0034	0.0034	0.0024	0.0034
As	7.45	5.22	6.70	5.22	7.24	5.22	7.34	5.22	6.37	5.22	7.34	7.24	5.22	7.28
Acero negativo	Corrido	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"
	Refuerzo													
Acero positivo	Corrido	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"	3 var 3/4"
	Refuerzo													

Para el diseño del acero transversal (estribos) de las vigas secundarias se utilizó el diseño por cortante obteniéndose los siguientes resultados:

$$V_u = 16.96 \text{ Tn}$$

$$V_c = \frac{0.5 * \sqrt{f'c} * b * d}{1000}$$

$$V_c = \frac{0.5 * \sqrt{210} * 40 * 54}{1000}$$

$$V_c = 15.651 \text{ Tn}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

$$V_s = \frac{16.96}{0.85} - 15.651$$

$$V_s = 4.302 \text{ Tn}$$

Máximo espaciamiento que puede soportar para 1 var de 3/8”

$$s = A_v * f_y * d / V_s$$

$$s = \frac{0.713 * 2 * 4.2 * 69}{4.302}$$

$$s = 75.17 \text{ cm}$$

Distribución de estribos:

- a) Longitud crítica de confinamiento:

$$L_c = 2 * d = 2 * 54 = 108 \text{ cm}$$

- b) Espaciamiento en la longitud crítica de confinamiento:

$$S_0 = 8 * \text{diámetro longitudinal de menor longitud}$$

$$S_0 = 0.25 * 54 = 13.5 \text{ cm}$$

- c) Fuera de la zona de confinamiento:

$$S < 0.5 * d$$

$$S < 27$$

$$S = 25 \text{ cm}$$


 **Ø 3/8" 1@5, 8@13, Resto@25**

Figura 114

*CARTA DE AUTORIZACIÓN PARA LA UTILIZACIÓN DE LOS PLANOS USADOS
PARA LA INVESTIGACIÓN*

**CARTA DE AUTORIZACIÓN DE USO DE INFORMACIÓN DE EMPRESA PARA
OBTENCIÓN DE GRADO DE BACHILLER Y TÍTULO PROFESIONAL**



Yo Neptalí Moisés Mosquera Aquino
(Nombre del representante legal o persona facultada en permitir el uso de datos)
identificado con DNI 43385111, en mi calidad de Gerente General
(Nombre del puesto del representante legal o persona facultada en permitir el uso de datos)
del área de Construcción
(Nombre del área de la empresa)
de la empresa/institución M & M Telecomunicaciones y
Servicios Generales S.R.L.
(Nombre de la empresa)
con R.U.C. N° 20495605087, ubicada en la ciudad de Cajamarca

OTORGO LA AUTORIZACIÓN,

Al señor Virgilio Rimarachin Mosquera
(Nombre completo del Egresado/Bachiller)

identificado con DNI N° 74375190, egresado/bachiller de la carrera de
Ingeniería Civil
(Nombre de la carrera profesional) para que utilice la siguiente información de la empresa:

Planos estructurales del predio ubicados en Jr. José Sabregal 548

(Detallar la información a entregar)

con la finalidad de que pueda desarrollar su Trabajo de Investigación para optar el grado de bachiller
 o Tesis () o Trabajo de Suficiencia Profesional () para optar al grado de Bachiller () o el Título
Profesional ().

Adjunto a esta carta, está la siguiente documentación:

- Ficha RUC (Para Tesis o investigación para grado de bachiller)
- Vigencia de Poder (Para Informes de Suficiencia profesional)
- Otro (ROF, MOF, Resolución, etc. para el caso de empresas públicas válido tanto para Tesis, investigación para grado de bachiller e Informe de Suficiencia Profesional)

Indicar si el Representante que autoriza la información de la empresa, solicita mantener el nombre o cualquier distintivo de la empresa en reserva, marcando con una "X" la opción seleccionada.

- Mantener en Reserva el nombre o cualquier distintivo de la empresa; o
- Mencionar el nombre de la empresa.



Firma y sello del Representante Legal
DNI: 43385111

El Egresado o Bachiller declara que los datos emitidos en esta carta y en el Trabajo de Investigación, en la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional son auténticos. En caso de comprobarse la falsedad de datos, el Egresado será sometido al inicio del procedimiento disciplinario correspondiente; y asimismo, asumirá toda la responsabilidad ante posibles acciones legales que la empresa, otorgante de información, pueda ejecutar.



Firma del Egresado o Bachiller
DNI: 74375190