



# FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“DISEÑO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DE ALBAÑILERÍA Y CONCRETO ARMADO PARA EL EDIFICIO MULTIFAMILIAR EL SOL, SAN JUAN DE LURIGANCHO, LIMA 2021”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

**Autor:**

Bach. Ismael Victor Rivera Carbajal

**Asesor:**

Mg. Ing. Gerson Vega Rivera

Lima - Perú

2021

## **DEDICATORIA**

A Dios a todas las personas que me apoyaron a seguir adelante, como mi familia mis compañeros y mis profesores.

## AGRADECIMIENTO

Agradezco en primer lugar a Dios por darme la sabiduría en todo, luego a mi familia a mis profesores y a todas las personas que me ayudaron a seguir adelante.

## TABLA DE CONTENIDOS

<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>ii</b>
<b>AGRADECIMIENTO.....</b>	<b>iii</b>
<b>TABLA DE CONTENIDOS .....</b>	<b>iv</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>vi</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>vii</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>x</b>
<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>11</b>
1.1. Realidad Problemática .....	11
1.2. Antecedentes.....	12
1.2.1. Contexto histórico.....	12
1.2.2. Cronología.....	13
1.2.3. Investigaciones de antecedentes.....	13
1.3. Definiciones .....	14
1.3.1. Sistema de concreto armado.....	14
1.3.2. Sistema de albañilería confinada.....	14
1.3.3. Análisis estático o de fuerzas equivalentes con la norma vigente E.030.....	15
1.3.4. Análisis dinámico modal espectral con la norma vigente E-030 .....	22
1.3.5. Diseño de elementos estructurales de concreto armado .....	25
<b>CAPÍTULO II. METODOLOGÍA.....</b>	<b>44</b>
2.1 Tipo y diseño de investigación .....	44
2.1.1. Tipo de investigación.....	44
2.1.2. Diseño de la investigación .....	44
2.2. Variables.....	45
2.3. Método de investigación.....	45
2.4. Población y muestra.....	46
2.4.1. Población .....	46
2.4.2. Muestra .....	46
2.4.3. Técnica de recolección de datos .....	46
2.5. Instrumentos.....	47
2.6. Puntos de vista éticos .....	47
2.7. Procedimientos.....	49
2.8. Alcances del estudio .....	50
2.9. Ubicación.....	50
2.10. Análisis y diseño en albañilería confinada .....	51
2.10.1. Arquitectura.....	51
2.10.2. Estudio de mecánica de suelos y geotécnico.....	51
2.10.3. Características estructurales del proyecto.....	52
2.10.4. Normas.....	52
2.10.5. Combinaciones de cargas .....	53
2.10.6. Materiales utilizados. ....	53

2.10.7.	<i>Cargas verticales</i> .....	53
2.10.8.	<i>Pre dimensionamiento</i> .....	54
2.10.9.	<i>Estructuración</i> .....	56
2.10.10.	<i>Pre dimensionamiento de muros portantes</i> .....	58
2.10.11.	<i>Análisis Estático</i> .....	61
2.10.12.	<i>Análisis Dinámico Modal</i> .....	68
2.10.13.	<i>Diseño de elementos estructurales</i> .....	73
2.11.	Análisis y diseño en Concreto Armado .....	84
2.11.1.	<i>Proyecto arquitectónico</i> .....	84
2.11.2.	<i>Estructuración</i> .....	87
2.11.3.	<i>Pre dimensionamiento</i> .....	88
2.11.4.	<i>Metrado de cargas para etabs</i> .....	89
2.11.5.	<i>Análisis Estático</i> .....	91
2.11.6.	<i>Análisis dinámico modal espectral por la norma E-030</i> .....	97
2.11.7.	<i>Diseño de elementos estructurales</i> .....	106
2.12.	Evaluación Económica de las Propuestas .....	136
2.12.1.	<i>Concreto armado</i> .....	137
2.12.2.	<i>Albañilería confinada</i> .....	138
2.13.	Criterios de seleccion .....	138
<b>CAPÍTULO III. RESULTADOS</b> .....		<b>140</b>
3.1.	Máximas distorsiones de entresijos de los sistemas de concreto armado y albañilería confinada. ....	140
3.2.	Máximos desplazamientos .....	142
3.3.	Comparación de los costos .....	144
<b>CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES</b> .....		<b>146</b>
<b>REFERENCIAS</b> .....		<b>148</b>
<b>ANEXOS</b> .....		<b>150</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Periodos TP Y TL y perfiles de suelo .....	18
Tabla 2	Factor de zona .....	19
Tabla 3	Factor de importancia .....	19
Tabla 4	Factor de suelo .....	20
Tabla 5	Factor de Reducción sísmica .....	20
Tabla 6	Límites para la distorsión del entrepiso .....	22
Tabla 7	Límites para la distorsión del entrepiso .....	25
Tabla 8	Densidad de muro en eje X.....	59
Tabla 9	Densidad de muro en eje Y .....	59
Tabla 10	<i>Derivas máximas en la dirección X-X</i> .....	66
Tabla 11	<i>Derivas máximas de piso en la dirección Y-Y</i> .....	66
Tabla 12	Derivas máximas en la dirección X-X.....	71
Tabla 13	Derivas máximas de piso en la dirección Y-Y.....	71
Tabla 14	Verificación de cortantes según E-030 .....	72
Tabla 15	Análisis de datos para cargas verticales.....	73
Tabla 16	Control por fisuración de muros .....	74
Tabla 17	Evaluación de muros por agrietamiento .....	75
Tabla 18	Control por agrietamiento .....	76
Tabla 19	Dimensionamiento de cimientos corridos.....	81
Tabla 20	Fuerzas en columnas del sismo X.....	92
Tabla 21	Fuerzas en columnas del sismo Y .....	93
Tabla 22	Desplazamiento del sismo en X.....	95
Tabla 23	Desplazamiento del sismo en Y .....	96

Tabla 24 Irregularidad de rigidez.....	98
Tabla 25 Irregularidad de Masa .....	99
Tabla 26 Irregularidad torsional en X.....	100
Tabla 27 Irregularidad torsional en Y .....	100
Tabla 28 Desplazamiento lateral sismo X.....	102
Tabla 29 Desplazamiento lateral sismo Y.....	103
Tabla 30 Fuerza cortante sismo X.....	104
Tabla 31 Fuerza cortante sismo Y.....	105
Tabla 32 Fuerzas obtenidas del análisis .....	118
Tabla 33 Combinaciones de carga .....	119
Tabla 34 Fuerzas obtenidas del análisis.....	123
Tabla 35 Combinaciones de carga .....	123
Tabla 36 Fuerzas obtenidas del análisis.....	128

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Factores de zona .....	19
Figura 2. Parámetros de diseño para zapatas aisladas.....	34
Figura 3. Estructuración en el sistema de albañilería confinada.....	57
Figura 4. Mapa de zonas sísmicas del Perú .....	58
Figura 5. Idealización estructural en Etabs .....	60
Figura 6. Adición de pesos estimados.....	61
Figura 7. Excentricidad accidental considerada en Etabs .....	65
Figura 8. Derivas inelásticas en sentido X,Y .....	67
Figura 9. Peso estimado adicionando la carga permanente y total .....	68
Figura 10. Espectro de aceleración sísmica .....	70
Figura 11. Deriva inelástica en eje X,Y .....	72
Figura 12. Combinaciones de diseño en Etabs. ....	73
Figura 13. Muros y columnas de diseño .....	77
Figura 14. Fórmula para el diseño de columnas .....	77
Figura 15. Detalle típico de zapata.....	83
Figura 16. Plano de arquitectura 1 .....	84
Figura 17. Plano de arquitectura 2 .....	85
Figura 18. Plano de arquitectura 3 .....	86
Figura 19. Estructuración en concreto armado .....	87
Figura 20. Modelo en concreto armado Etabs .....	90
Figura 21. Cargas asignadas a las losas .....	91
Figura 22. Periodo fundamental en Etabs .....	91
Figura 23. Desplazamiento sismo en X .....	95
Figura 24. Desplazamiento sismo en Y .....	96



Figura 25. Irregularidad de rigidez .....	98
Figura 26. Espectro de aceleración sísmica 1 .....	101
Figura 27. Espectro de aceleración sísmica 2 .....	102
Figura 28. Desplazamiento lateral sismo X .....	103
Figura 29. Desplazamiento lateral sismo Y .....	104
Figura 30. Fuerza cortante sismo X .....	105
Figura 31. Fuerza cortante sismo Y .....	106
Figura 32. Losa para diseño .....	107
Figura 33. Viga para diseño .....	111
Figura 34. Diagramas en el modelo .....	112
Figura 35. Diagramas de momentos y esfuerzos máximos.....	112
Figura 36. Diagramas de momentos y esfuerzos cortantes.....	115
Figura 37. Columna para diseño .....	118
Figura 38. Columna modelo.....	120
Figura 39. Diagrama de interacción en X .....	120
Figura 40. Diagrama de interacción en Y .....	121
Figura 41. Placa para diseño .....	122
Figura 42. Placa modelo.....	125
Figura 43. Diagrama de interacción de placa.....	125
Figura 44. Zapata para diseño .....	128
Figura 45. Dimensión de zapata.....	136
Figura 46. Distorsiones de los sistemas .....	141
Figura 47. Desplazamientos de sistemas sismo en X.....	143
Figura 48. Desplazamientos de sistemas sismo en Y.....	144
Figura 49. Costos de sistemas de construcción.....	145

## RESUMEN

Esta investigación se realizó un estudio comparativo de análisis y diseño en el marco de la normativa del reglamento nacional de edificaciones para la construcción de un edificio multifamiliar de albañilería confinada y concreto armado, se buscó hallar los parámetros sísmicos y para ambos sistemas estructurales las respuestas de las fuerzas aplicadas y analizar cuál de ambos sistemas tiene un mejor comportamiento, la investigación busca hallar las diferencias sísmicas que existe en los dos sistemas de construcción además comparar cuál de los dos tiene un menor costo, primero se realizó el Modelamiento, análisis sísmico estructural estático y análisis sísmico dinámico modal espectral para el sistema de concreto armado, todo con la normativa del Reglamento Nacional de Edificaciones, luego el Modelamiento, análisis sísmico estructural estático y análisis sísmico dinámico modal espectral para el sistema de albañilería confinada, con la normativa reglamento Nacional de edificaciones, además del Análisis Económico de albañilería confinada y concreto armado, por último, se realizó la Comparación de resultados de ambos sistemas estructurales, en conclusión, la Albañilería confinada y el Concreto Armado tienen buenos resultados ante un evento sísmico, por otra parte el sistema de albañilería confinada es más económico además de eficiente.

**Palabras clave:** Concreto Armado, Albañilería Confinada, Sísmico y Análisis Económico.

## CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Realidad Problemática

A nivel internacional, la obra de albañilería confinada es la estructura subyacente más utilizada en Latinoamérica, principalmente en las regiones andinas. Su trascendencia sobre otros marcos primarios para estructuras de baja complejidad y menor altura se debe principalmente a la cantidad de materiales y de mano de obra calificada accesible en el país. Sin embargo, las directrices de calidad inferior, el autodesarrollo y la ausencia de información especializada sobre los individuos que fabrican o son responsables del desarrollo de las casas organizadas utilizando este marco abordan un peligro impresionante en caso de un temblor de gran magnitud, una circunstancia que trágicamente ocurre en estos países. (Vásquez, 2018)

Recientemente en el Perú, entre 2004 y 2012, el aumento de las especulaciones y proyecciones con tendencia al desarrollo de la economía, dio inicio al supuesto "Boom del Desarrollo", un evento que trajo consigo la expansión de la ejecución de estructuras organizadas bajo el arreglo de divisores de maleabilidad restringida (MDL); marco que presenta entre sus cualidades fundamentales la disminución del espesor de los divisores, el soporte principal de las redes electrosoldadas y la enorme disminución de las remociones inelásticas de la construcción. (Navarro, 2020)

A pesar de que, en estructuras con espesores de tabiques elevados y alturas disminuidas de la ciudad de Lima, el marco MDL goza de superioridad sobre el notable marco de obra de ladrillo restringido, el marco sigue siendo mínimamente apreciado en la planificación y desarrollo de estructuras multifamiliares en almohadillas fuera de la capital. Por lo tanto, en esta teoría nos proponemos mostrar los beneficios del marco MDL frente al marco de obra ligada, observando la conducta subyacente y la evaluación financiera de los dos marcos tomando como estándar, el plan de una estructura similar en suelo adaptable en distritos como San Juan de Lurigancho de la ciudad de Lima. (Vásquez, 2018)

Todo esto nos indica que existe una escasez en la planificación de estructuras con un diseño fundacional suficiente, práctico e ideal. Además, nuestro país está situado en un espacio de continuo movimiento sísmico, lo que lleva a los especialistas a fomentar modelos subyacentes que puedan soportar los terremotos más graves que puedan ocurrir dentro de la zona de establecimiento, comprendiendo que el comportamiento de las estructuras en los temblores se basa en el diseño de los cimientos para planificar estructuras seguras que puedan mantener alejadas tanto las desgracias monetarias como las víctimas mortales. (Apaza, 2017)

Últimamente, la ciudad de San Juan de Lurigancho ha tenido un avance significativo en sus ejercicios, como el alojamiento, los negocios, el desarrollo y diferentes regiones. De igual manera, se observa que la población se está expandiendo, esto según los datos del segmento obtenido del Censo Nacional de Vivienda y Población del año 2017 muestra que la construcción del número de habitantes en el Distrito de San Juan de Lurigancho es principalmente Urbana por lo que es abrumadora sobre la población Rural, la cual es prácticamente inexistente. Por lo tanto, la Municipalidad necesita tener un marco satisfactorio para la administración reguladora, viendo que la base actual es deficiente.

Las estructuras se están desarrollando en la zona sin un examen previo de los marcos primarios actuales. Además, según las directrices de estructuras públicas, el distrito de San Juan de Lurigancho está situado dentro de la zona sísmica designada como 4.

## **1.2. Antecedentes**

### **1.2.1. Contexto histórico**

El contexto histórico en el que se han requerido los antecedentes estudiados para la elaboración de la presente investigación ha sido el de recuperación e impulso económico posterior a la crisis financiera internacional del año 2008, así como la influencia de la pandemia que actualmente asola el planeta desde finales del año 2019.

### 1.2.2. Cronología

Los antecedentes buscados que se han tenido en consideración son aquellos realizados entre los años 2015 y 2021, es decir, los últimos 6 años.

### 1.2.3. Investigaciones de antecedentes

- Internacionales

Adalberto Vizconde Campos (2015); realizó una propuesta denominada: "Investigación de la calidad en el desarrollo de alojamientos con la disposición de desarrollo de divisores de maleabilidad restringida en la ciudad de Guayaquil y proposición para su adecuado funcionamiento" para recoger el título de experto en Tecnologías de la Construcción en la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de Guayaquil Ecuador. Esta postulación evalúa la disposición de divisores de flexibilidad restringida para estructuras de más de 3 pisos para producir una proposición para trabajar en la administración de calidad de estas estructuras y tener la opción de proponer una mejora en las medidas de desarrollo. Las investigaciones adjuntas se hicieron bajo las reglas legales de la norma ecuatoriana de desarrollo (NEC), la norma peruana (RNE), la norma colombiana de desarrollo seguro contra temblores (NSR-10) y la norma venezolana de estructura y desarrollo seguro contra sismos (COVENIN). Además, busca reconocer los posibles errores de desarrollo para tener la opción de examinar los errores antes del desarrollo y tener la opción de fomentar un plan de mejora para la interacción del desarrollo de los divisores con flexibilidad restringida.

- Nacionales

Zavaleta, L. (2019) en su investigación denominada "Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Trujillo" realizaron la comparación entre los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada y el sistema de albañilería confinada, concluyendo que ambos sistemas estructuralmente son eficientes y que el sistema estructural de muros de ductilidad limitada es más

económico en 24.59% que el sistema de albañilería confinada en la construcción de viviendas multifamiliares en la ciudad de Trujillo cumpliendo con el reglamento nacional de edificaciones.

Quiroz, C. (2016) en su investigación titulada “Evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada con plateas de cimentación en la ciudad de

Juliaca” realizaron la comparación entre los sistemas de muros de ductilidad limitada y el sistema de albañilería confinada teniendo un comportamiento de interacción suelo estructura, concluyendo que ambos sistemas son eficientes estructuralmente y así mismo se concluye el sistema de albañilería confinada es más económico en un 23.51% del costo directo de la obra en viviendas Multifamiliares ubicados en el Distrito de Juliaca cumpliendo con las obligaciones del reglamento nacional de edificaciones.

### **1.3. Definiciones**

En el presente apartado se va a analizar el Marco Teórico de la presente investigación.

#### **1.3.1. Sistema de concreto armado**

Los elementos de concreto armado deben cumplir con la normativa de concreto armado E060 del reglamento nacional de edificaciones.

#### **1.3.2. Sistema de albañilería confinada**

Es la Albañilería confinada es un sistema de construcción constituido por muro de ladrillos, reforzados en sus extremos con columnas de concreto y en la parte superior con vigas de concreto.

### 1.3.3. Análisis estático o de fuerzas equivalentes con la norma vigente E.030

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares (*R.N.E. Norma E.030*).

Para las edificaciones que no cumplen con lo especificado en el párrafo anterior se usará obligatoriamente para verificar el cortante dinámico que debe cumplir la siguiente condición:

- Edificio regular:  $V \text{ Dinámico} > 0.80 V \text{ Estático}$ .
- Edificio irregular:  $V \text{ Dinámico} > 0.90 V \text{ Estático}$ .

#### 1.3.3.1. Metrado de carga por sismo

Según la *Norma E.030* El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

### 1.3.3.2. Irregularidades

Según la norma E.030 Las estructuras deben ser clasificadas como regulares e irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Por lo tanto se le denomina estructuras regulares a las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en la tabla N° 8 y N° 9”.

En estos casos el factor  $I_a$  o  $I_p$  será igual a 1.0.

Y Estructuras irregulares son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9”.

### 1.3.3.3. Cálculo del periodo fundamental (T)

La norma E.030 contempla dos formas de calcular el periodo fundamental por la que usaremos la siguiente forma: El periodo fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión.

$$T = \frac{hn}{CT}$$



Dónde:

$h_n =$  Es la altura total del edificio en metros.

$C_T =$  Coeficiente para determinar el periodo predominante de una edificación.

$C_T = 35$  para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

$C_T = 45$  para edificios de concreto armado cuyos elementos sismo resistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

$C_T = 60$  para estructuras de mampostera y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismo resistentes sean fundamentalmente muros de corte.

#### 1.3.3.4. Cálculo del factor de amplificación sísmica

La norma E.030 indica que, conforme a las características de la zona, se calcula el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$\begin{array}{ll}
 T < T_P & C = 2.5 \\
 T_P < T < T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right) \\
 T > T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right)
 \end{array}$$

Dónde:

$T =$  Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

$T_P =$  Período que define la plataforma del factor C.

$T_L =$  Período que define el inicio de la zona del factor C.

**Tabla 1**

*Periodos TP Y TL y perfiles de suelo*

Tipo	Descripción	TP(S)	TL(S)
S0	Roca Dura	0.3	3
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	2.5
S2	Suelos Intermedios	0.6	2
S3	Suelos blandos	1	1.6

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

### 1.3.3.5. Cálculo de la fuerza cortante en la base (V)

Según la Norma E.030 se obtendrá la fuerza cortante basal total de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, y se calculará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Dónde:

P = Peso de la edificación.

Z = factor de zona, este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno (Fracción de la gravedad).

**Tabla 2**

*Factor de zona*

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030



Figura 1. Factores de zona

U = Factor de uso o importancia

**Tabla 3**

*Factor de importancia*

Categoría	Descripción	Factor
A	Edificaciones Esenciales	1.5
B	Edificaciones Importantes	1.3
C	Edificaciones Comunes	1
D	Edificaciones Temporales	Ver Nota 2

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

S = Factor de suelo

**Tabla 4**

*Factor de suelo*

Suelo y zona	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1	1.05	1.1
Z3	0.8	1	1.15	1.2
Z2	0.8	1	1.2	1.4
Z1	0.8	1	1.6	2

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

R = Factor de reducción sísmica,

$$R = R_0 * I_a * I_P$$

Donde:

R<sub>0</sub> = Coeficiente básico de reducción.

I<sub>a</sub> = Factor de irregularidad.

I<sub>P</sub> = Factor de irregularidad.

**Tabla 5**

*Factor de Reducción sísmica*

Sistema Estructural	R0
Pórticos	8
Albañilería Confinada	3

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

### 1.3.3.6. Distribución de la fuerza sísmica en altura (Fi)

Las fuerzas horizontales en cualquier nivel  $i$ , correspondientes a la dirección considerada se calcularán mediante la siguiente ecuación:

$$F_i = \alpha_i * V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^j}$$

Donde:

$V$  = Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte.

$P_i$  = Peso del nivel “ $i$ ”.

$h_i$  = Altura del nivel “ $i$ ” con relación al nivel del terreno.

$n$  = número de pisos del edificio.

$k$  = exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ), en la dirección considerada que se calcula de acuerdo a:

\* Para  $T$  menor o igual a 0.5 segundos;  $k = 1.0$ .

\* Para  $T$  mayor que 0.5 segundos;  $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$ .

### 1.3.3.7. Excentricidad accidental (efectos de torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

### 1.3.3.8. Control de desplazamiento lateral o control de deriva (drift):

En la Norma E.030 indica el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla siguiente:

**Tabla 6**

*Límites para la distorsión del entrepiso*

Material Predominante	$(\Delta_i / h_{ei})$
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: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

### 1.3.4. Análisis dinámico modal espectral con la norma vigente E-030

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse por dos métodos, mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia (R.N.E. Norma E.030).

Para los valores de los factores que se usan en las fórmulas son las mismas que se presentan en el análisis estático.

#### 1.3.4.1. Excentricidad accidental (efectos de Torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

#### **1.3.4.2. Modos de vibración**

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivasea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

#### **1.3.4.3. Espectro de aceleración sísmica**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro definido por:

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

#### 1.3.4.4. Comprobación de cortante mínima:

La cortante basal del análisis dinámico tiene que tener un valor mínimo como se refiere a continuación:

- Edificio regular:  $V \text{ Dinámico} > 0.80 V \text{ Estático}$ .
- Edificio irregular:  $V \text{ Dinámico} > 0.90 V \text{ Estático}$ .

En caso de no cumplir con esta condición se debe multiplicar la fuerza cortante basal por un factor de amplificación ( $F_a$ ) para que cumpla con las condiciones anteriores: Todo es amplificado con este factor excepto los desplazamientos laterales o derivas que mantiene su valor original.

#### 1.3.4.5. Determinación de desplazamientos laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $0,75 R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $R$  los resultados obtenidos del análisis lineal elástico (*R.N.E. Norma E.030*).



### 1.3.4.6. Desplazamientos laterales relativos admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, según la *Norma E.030* no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión)

**Tabla 7**

*Límites para la distorsión del entrepiso*

Material Predominante	$(\Delta i / h_{ei})$
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: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

Finalmente se verificará los resultados obtenidos en el análisis (estático y dinámico) y diseño realizados mediante el Software del Etabs para dar las conclusiones finales.

### 1.3.5. Diseño de elementos estructurales de concreto armado

#### 1.3.5.1. Diseño de losas aligeradas

Elemento estructural de espesor reducido respecto a su otra dimensión usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno. Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo (*R.N.E. Norma E-060*).

### 1.3.5.1.1 Diseño por flexión

Para el cálculo de la cuantía necesaria por flexión ( $\rho$ ) se usarán tablas de diseño, las cuales relacionan el valor de la cuantía con el parámetro  $K_u$ . Este parámetro se define como:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

Donde:

$M_u$  = momento ultimo de diseño.

$b$  = ancho de la sección considerada para el análisis.

$d$  = peralte efectivo.

Se entra a las tablas con el valor de  $K_u$ , se ve el valor correspondiente de  $\rho$  y se determina el área del acero  $A_s$  como sigue.

$$K_u \rightarrow \rho \quad A_s = \rho b d$$

Donde:

$\rho =$  Cuantía necesaria de acero.

$A_s =$  Área de acero.

Además, para lograr verificar la longitud del bloque de compresión “a” se utiliza la siguiente expresión:

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

Donde:

$f_y =$  Esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo.

$f'_c =$  Resistencia especificada del concreto a la compresión, en  $\text{kg/cm}^2$ . Cuando esta cantidad aparezca bajo el signo de un radical, el resultado estará en  $\text{kg/cm}^2$ .

Por otro lado, en la *Norma E.060*. Para secciones rectangulares el refuerzo mínimo será tal como establece la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y}$$

Donde:

$b_w =$  Ancho del alma, o diámetro de una sección circular, para el diseño por corte.

Resolviendo la expresión para  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , se obtiene que el acero mínimo en aligerados es del orden de 0.241% de  $b_w d$ . Para el acero máximo, la norma E.060 en el artículo 10.3.4 señala que la cuantía de acero en una sección debe ser como máximo el 75% de la cuanta balanceada. Esto permite que se tenga una sección sub-reforzada donde se espera una falla dúctil. (R.N.E. Norma E.060) Para  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  la cuantía balanceada es de 2.13%, por lo tanto, el acero máximo será del orden 1.59% de  $b_d$ .

### 1.3.5.1.2. Diseño por corte

En vista que los aligerados no requieren de estribos, el concreto deberá tomar todos los esfuerzos que produzcan las fuerzas cortantes. La Norma E.060 permite un incremento del 10% de la resistencia para aligerados y losas nervadas (R.N.E. Norma E.060).

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

Donde:

$V_c$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

Se deberá comprobar que la resistencia  $\phi V_c$  sea mayor que la fuerza cortante última  $V_u$  calculada a una distancia “d” medida desde la cara de los apoyos.

### 1.3.5.2. Diseño de vigas

La norma E.060 del R.N.E. define como un elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión.

Es un elemento estructural fundamental y principal dentro de la estructura en vista que transmiten las cargas de los techos o los elementos verticales y, de ser el caso, forman junto a estos los pórticos que absorben las cargas sísmicas y por ende controlan el desplazamiento lateral de la estructura, por lo tanto, se deberá tener mucho cuidado en el diseño de vigas con responsabilidad sísmica.

#### 1.3.5.2.1 Diseño por flexión

Para determinar el refuerzo por flexión se lleva de forma similar. Hallando el parámetro  $K_u$  y usando las tablas de diseño para obtenerla cuantía:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} \quad K_u \rightarrow \rho \quad A_s = \rho bd$$

Los límites para el área de acero, según lo ya estudiado son:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}bw_d}{f_y} \quad A_{s_{max}} = 0.75\rho_{bal}bd$$

Donde:

$\rho_{bal}$  = cuantía balanceada

Por lo tanto, para concreto  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , se obtiene

### 1.3.5.2.2 Diseño por corte

Particularmente en las vigas se presentan fuerzas cortantes mayores a los que el concreto puede resistir, en tal sentido es menester añadir al elemento refuerzo por corte através de estribos de acero. La resistencia al corte de la sección viene a ser la suma de los aportes del concreto y acero. El aporte del concreto se calcula mediante la siguiente formula (R.N.E. Norma E.060).

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$$

En el artículo 11.5.7.2 de la norma E.060 especifica la siguiente expresión para el cálculo del aporte del refuerzo por corte perpendicular al eje de la viga.

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

Donde:

$A_v$  = viene a ser el área de refuerzo por corte en medio del espaciamiento  $s$ , si se usan estribos simples, se encuentran dos ramas en medio del espaciamiento, entonces el área  $A_v$  será igual a dos veces el área de la barra  $A_b$  usada en el estribo

En toda sección de la viga deberá cumplir según lo especificado en la Norma E.060 del R.N.E.:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

Donde:

$V_u$  = viene a ser la fuerza cortante última de diseño, obtenida a una distancia “d”.

$V_n$  = Es la resistencia nominal al corte de la sección.

El espaciamiento requerido para asegurar la resistencia es dada por la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

$V_c$  = Resistencia nominal a la fuerza cortante proporcionada por el concreto.

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia. Afecta a las resistencias nominales.

—

El valor de  $V_s$  requerido no podrá ser mayor a  $2.1\sqrt{f'c}b_wd$  en ningún caso según el artículo 11.5.7.9 de la norma E.060. Para la distribución de estribos se realizará conforme a los artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3 de la norma E.060 las cuales limita la separación de los estribos a usarse.

### 1.3.5.3. Diseño de columnas

Elemento estructural que se usa principalmente para resistir carga axial de compresión y que tiene una altura de por lo menos 3 veces su dimensión lateral menor (*R.N.E. Norma E.060*).

Según *Tafur A.* (2012) menciona que las columnas, transmiten todas las cargas y pesos hacia los cimientos, y así mismo nos apoyan a controlar los desplazamientos laterales de la estructura, por lo que se tendrá especial consideración en el diseño sísmico para obtener un comportamiento dúctil durante un evento sísmico.

### 1.3.5.3.1 Diseño por flexo compresión uniaxial

En las columnas generalmente se presentan cargas axiales en gran manera, y por ende importantes esfuerzos de compresión que afectan el comportamiento frente a sollicitaciones de momento. A esta acción simultánea de momentos flectores y cargas axiales se le conoce como flexo compresión. A la curva que relaciona simultáneamente la resistencia a la compresión y a la flexión de una columna se le conoce como diagrama de interacción. Y para determinar estos diagramas se puede recurrir a programas de computadora (*Tafur A. 2012*).

El diseño es un procedimiento iterativo, ya que se comienza asumiendo el área de acero para la sección y se realizan los diagramas de iteración correspondientes a cada dirección de análisis. Para dar por finalizado el diseño, todas las combinaciones de carga deben cumplir con ubicarse por debajo de la curva de resistencia de la sección asumida (*Tafur A. 2012*).

Así mismo en la *Norma E.060* en el artículo 10.9.1 especifica los límites para las cuantías del refuerzo longitudinal en columnas: el mínimo 1% y como máximo 6% para evitar la congestión del refuerzo en el elemento. Estas cuantías se aplican al área total bruta de la sección.

### 1.3.5.3.2 Diseño por corte

La norma E.060 en su artículo 11.3.1.2 propone la siguiente expresión para estimar conservadoramente el aporte del concreto a la resistencia en elementos sometidos a compresión.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{Nu}{140A_g}\right)b_w d$$



Donde

$N_u$  = Carga axial en kg y es positiva por ser de compresión.

$A_g$  = Área total de la sección transversal.

Las columnas al igual que las vigas llevan estribos que sirven como refuerzo de corte.

La resistencia requerida para el acero y el espaciamiento necesario se calcula mediante:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Deberá cumplir la condición de  $\phi V_n > V_u$  así mismo el espaciamiento de los estribos deberá cumplir, de acuerdo con el artículo 21.4.5 de la *norma E.060*.

#### 1.3.5.4. Diseño de zapatas aisladas

Las zapatas deberán dimensionarse para transmitir al suelo de cimentación una presión máxima que no exceda a la especificada en el Estudio de Mecánica de Suelos (*R.N.E. Norma E.060*).

En la actualidad existen diversos tipos de cimientos, y las que más se utilizan para edificios típicos en nuestro país tenemos: zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas, para el caso particular del edificio en estudio tenemos solo zapatas Aisladas. Las zapatas aisladas son las cimentaciones más comunes, en vista que son económicas y eficientes. Su uso es totalmente factible para efectos del diseño se definirán los siguientes parámetros.

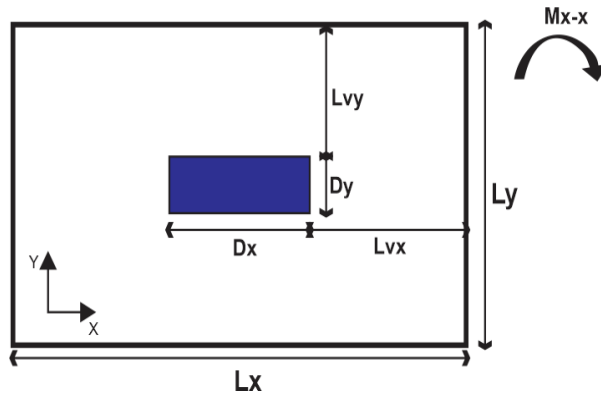


Figura 2. Parámetros de diseño para zapatas aisladas

Las cargas que actúan sobre la cimentación vienen del análisis estructural del elemento que soportan, para determinar las presiones del suelo, las cargas necesitan analizarse en condiciones de servicio, debido a que la presión admisible del suelo  $\sigma_{adm}$

esta calculará con un F.S. para dichas condiciones, se deberá tener en cuenta un caso

donde actúen solo las cargas de gravedad, y otro donde actué además el sismo. Además en el artículo 15.2.5 de la Norma E.060 describe que las cargas provenientes del análisis sísmico se encuentran en condiciones de resistencia, por lo que se deberá tomar solo el 80% de sus magnitudes (*R.N.E. Norma E.060*).

#### 1.3.5.4.1 Dimensionamiento por presión admisible

Para el pre dimensionamiento tendrá que cumplir que la carga actuante en servicio dividida entre el área de la zapata sea menor que la presión admisible del suelo. La norma E.060, en su artículo 15.2.4, permite un incremento del 30% en la presión admisible del suelo cuando se incluyen los efectos de sismo.

$$Area\ req. = \frac{(1+\%PP)(P_{CM}+P_{CV})}{\sigma_{adm}}$$

$$Area\ req. = \frac{(1+\%PP)(P_{CM}+P_{CV})}{1.3 * \sigma_{adm}}$$

Donde el porcentaje del peso propio de la zapata %PP, se considera dependiendo de la capacidad portante del suelo, según:

- %PP=15 a 8% para  $0.5 < \sigma_{adm} < 2kg/cm^2$
- %PP= 8 a 4% para  $2 < \sigma_{adm} < 4kg/cm^2$

Luego de obtener el área requerida se calculan las dimensiones de la zapata considerando volados en ambos sentidos,  $L_{vx}$  y  $L_{vy}$ . Es recomendable considerar longitudes iguales, tratando de diseñar una zapata simétrica. Por consiguiente, las dimensiones de la zapata en cada dirección son:

$$L_x = D_x + 2L_{vx} \quad L_y = D_y + 2L_{vy} \quad L_x L_y \geq Area\ req.$$

Donde  $D_x$  y  $D_y$  son las Longitudes del elemento Vertical en cada dirección.

El esfuerzo máximo se presentará en las esquinas de las zapatas y se calcula mediante la ley de Navier con la siguiente expresión.

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{6 \sum M x - x}{L_x^2 L_y} \pm \frac{6 \sum M y - y}{L_x L_y^2}$$

R = Peso acumulado de las cargas de gravedad

Lx = Longitud de zapata en la dirección X

Ly = Longitud de zapata en la dirección Y

#### **1.3.5.4.2 Reacción amplificada del suelo**

Para obtener la reacción amplificada del suelo en condiciones últimas, se considera el esfuerzo máximo obtenido en el dimensionamiento, amplificado por 1.6 para efectos de cargas de gravedad y por 1.25 para efectos de cargas sísmicas.

#### **1.3.5.4.3 Verificación del corte por punzonamiento**

Según la Norma E.060 del R.N.E. Se tiene que revisar que el peralte propuesto  $h$ , sea lo suficiente para que el concreto pueda soportar las fuerzas cortantes debidas al efecto de punzonamiento, en vista que las zapatas no llevan refuerzo por corte. Naturalmente este efecto gobierna el diseño del peralte y es más crítico mientras mayores sean las dimensiones de la zapata. La sección crítica es la encerrada por el perímetro ubicado a una distancia  $d/2$  de la cara de los apoyos, tal como se muestra en la siguiente figura.

La resistencia requerida por punzonamiento  $V_u$ , se calcula mediante la siguiente expresión.

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_o)$$

Donde:

$A_o$  = Área encerrada por la sección crítica y se calcula mediante:

$$A_o = (D_x + d)(D_y + d).$$

La resistencia requerida de diseño  $\phi V_c$ , será el menor de los siguientes valores:

$$\phi v_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} * b_o d \quad \phi v_c = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} * b_o d \quad \phi v_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} * b_o d$$

$b_o$ = Perímetro de la sección crítica y se calcula mediante:  $b_o = 2(Dx + Dy + 2d)$

$d$  = Peralte efectivo de la zapata, se considera un recubrimiento de 10cm.

$a_s$ = Parámetro que relaciona la resistencia con el número de lados resistentes. Se toma 40 para columnas interiores, 30 para laterales y 20 para esquinas.

$\beta$  = Cociente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor. Deberá cumplirse que  $\phi V_c > V_u$ , de lo contrario será necesario aumentar el peralte de la zapata.

#### 1.3.5.4.4 Verificación del corte por flexión

Asumiendo que los volados están empotrados en la cara del elemento, la sección crítica para la verificación por corte está ubicada a una distancia “d” de la cara.

La resistencia requerida por corte  $V_u$ , se calcula en cada dirección mediante las siguientes expresiones.

Para la dirección X-X:  $V_u = \sigma_u L_y (L_v x - d)$

Para la dirección Y-Y:  $V_u = \sigma_u L_x (L_v y - d)$

—

La resistencia de diseño  $\phi V_c$  se calcula según:

Para la dirección X-X: 
$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} L_y d$$

Para la dirección Y-Y: 
$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} L_x d$$

Para ambas direcciones deberá cumplirse que  $\phi V_c > V_u$ , de lo contrario será necesario aumentar el peralte de la zapata.

#### 1.3.5.4.5 Diseño por flexión

Al modelar los cantos o extremos al igual como vigas en voladizo empotradas en la cara del elemento, se verán importantes momentos que traccionarán las fibras inferiores de la zapata. Por consiguiente, deberá proveerse de refuerzo en la parte inferior de la zapata y en ambas direcciones (Tafur A. 2012)

La resistencia requerida por flexión en cada dirección se calcula mediante las siguientes expresiones.

Para la dirección X-X: 
$$M_u = \sigma_u L v x^2 L_y / 2$$

Para la dirección Y-Y: 
$$M_u = \sigma_u L v y^2 L_x / 2$$

El cálculo del refuerzo necesario se realizará usando las tablas de diseño, las cuales relacionan el parámetro  $K_u$  y la cuantía  $\rho$ , similar al procedimiento de diseño en elementos sometidos a flexión pura.

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2}$$

## 1.2. Formulación del Problema

### 1.2.1. Problema general:

¿Cómo realizar el diseño estructural y el análisis económico comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado para la construcción del Edificio Multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021?

### 1.2.2. Problemas específicos:

- ¿Cómo realizar el diseño estructural de los sistemas de albañilería confinada y concreto armado para la construcción del Edificio Multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021?
- ¿Qué costos tendrán los sistemas de albañilería confinada y concreto armado para la construcción del Edificio Multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021?
- ¿Qué criterios se deben tomar en consideración para la selección entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado en la construcción del Edificio Multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021?

### 1.3. Justificación del estudio

El concreto es el material de construcción que más se utiliza en nuestro país, también se considera como un material seguro y resistente. Se usa en todo tipo de construcciones, desde una vivienda hasta conjuntos de edificios y complejos comerciales.

Los estudios preliminares realizados como son las verificaciones realizadas en forma visual, en la ciudad de San Juan de Lurigancho nos muestran que gran parte de estas edificaciones presentan fallas estructurales, debido a la falencia de un estudio estructural.

Siendo que el presente informe de investigación tiene una estructura con un alto nivel de importancia y al encontrarse ubicada en una zona de peligrosidad sísmica mediana, como es la ciudad de San Juan de Lurigancho es necesario adoptar una metodología cuidadosa en el proceso del análisis y diseño estructural para una edificación, pues depende del diseño, la seguridad y funcionalidad del mismo. La infracción que se pueda cometer en este tipo de estudios puede ocasionar pérdidas económicas y víctimas mortales de los usuarios, razón por el cual es significativo adquirir un carácter cuidadoso en el diseño estructural conforme a las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

Hoy en día existen pocos análisis y diseño estructurales comparativos entre los sistemas de Albañilería confinada y concreto Armado. Es por tal motivo se realiza este informe de investigación porque se busca optimizar en la construcción de edificaciones y economizar buscando así la opción más segura y económica de ambos sistemas estructurales. Y así también considerando el buen comportamiento estructural de ambas.

Así también este informe dará a conocer el comportamiento real de cinco niveles, ante eventos estáticos, dinámicos y de estabilidad en análisis del sistema estructural en concreto armado y albañilería confinada, resultando una guía o manual muy importante para los estudiantes de Ingeniería civil y así mismo para posteriores investigaciones en nuestra región.



## **1.4. Justificación técnica**

Esta investigación sigue los lineamientos según el Reglamento Nacional de Edificaciones y de las diferentes investigaciones realizadas sobre estudios de análisis estructural y diseño estructural en albañilería confinada y de concreto armado, además de las metodologías planteadas de diferentes bibliografías, por lo descrito anteriormente es viablemente técnico.

### **1.4.1. Justificación operativa**

El investigador cuenta con conocimientos necesarios en cuanto a la Ingeniería estructural, y además se dispone de información necesaria como es el reglamento nacional de edificaciones (R.N.E.) que ayude al proceso de investigación.

### **1.4.2. Justificación económica**

La presente investigación se justifica económicamente, debido a que no es muy costoso en cuanto a operación y además debido a que el software de modelamiento para el análisis estructural nos lo facilito gratuitamente sus páginas web oficiales.

## **1.5. Limitaciones del estudio**

### **1.5.1. Limitación espacial**

Se tomó como modelo una estructura de gestión en la región de San Juan de Lurigancho.

Provincia: Lima

Región: Lima

Distrito: San Juan de Lurigancho

La vía de acceso a la región de emprendimiento es la calle primaria Tahuantinsuyo, paralela al Malecón Checa.

### **1.5.2. Limitación temporal**

La exploración se realizó en los años dos mil veintiuno, ya que se consideró como un período que permitió establecer las metas.

## **1.6. Objetivos**

### **1.6.1. Objetivo general**

Realizar el diseño estructural y económico comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado para el edificio multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021.

### **1.6.2. Objetivos específicos**

- Realizar el diseño estructural para los sistemas de albañilería confinada y concreto armado del edificio multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021.
- Determinar los costos que tendrán los sistemas de albañilería confinada y concreto armado para la construcción del Edificio Multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021
- Determinar los criterios para la selección entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado en la construcción del Edificio Multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021

## **1.7. Hipótesis**

### **1.7.1. Hipótesis general**

Realizar el diseño estructural y económico comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado para la construcción del Edificio Multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021.

### **1.7.2. Hipótesis específicas**

- El diseño estructural ayudará a comparar el comportamiento de los sistemas de albañilería confinada y concreto armado para la construcción del Edificio Multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021.
- Los costos nos ayudarán a elegir entre el sistema de albañilería confinada o concreto armado cuál de ellos tendrá el menor costo para la construcción del Edificio Multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021
- Los criterios nos ayudaran a elegir entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado para la construcción del Edificio Multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021

## CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

Mirian Balestrini A. (2006) plantea que la estructura metodológica "alude a la razón que implica el ordenamiento de una metodología operativa consistente y especializada entendida en cada ciclo de exploración, para hacerlos mostrar y organizar; para permitir encontrar e investigar los supuestos del examen y reproducir la información, a partir de ideas hipotéticas regulares operacionalizadas "(p.125). En definitiva, es la estructura metódica para la reelección, solicitud y examen de los datos, lo que permite comprender los resultados dependientes del tema que se analiza.

### **2.1 Tipo y diseño de investigación**

#### **2.1.1. Tipo de investigación**

Para (Borja, 2012) "La técnica científica es el método que se sigue para abordar las direcciones de examen que surgen sobre los diferentes eventos que suceden en la naturaleza y sobre los temas que influyen en la sociedad. Pensado en este examen, se aplicará el procedimiento científico adjunto."

La técnica científica se aplicará después de los sistemas que muestra, es decir, a cuenta del examen actual, se controlará la variable V2 "análisis comparativo", agregando la variable V1 de "albañilería confinada y concreto armado", para obtener resultados, con lo que se resolverán las hipótesis

#### **2.1.2. Diseño de la investigación**

Para (Kerlinger, 2002), mantiene que la disposición y estructura de una investigación se denomina comúnmente diseño de investigación. Es la disposición y estructura de un examen destinado a obtener respuestas a las preguntas de una investigación. La configuración de exploración muestra el mejor enfoque para conceptualizar un problema de examen y el mejor enfoque para colocarlo dentro de una estructura que sea una guía para la investigación o no (como para esta situación de un plan sin experimentación) y para el surtido de información y la investigación.

El diseño de esta exploración en cuanto a su control de factores es en esta línea no experimental, metodológicamente se caracteriza por su metodología, que es cuantitativa.

Para esta investigación el diseño es no experimental

$M1 \rightarrow G1$

$M2 \rightarrow G2$

$M1, M2$  = Representa cada una de las muestras.

$G1, G2$  = Datos obtenidos de análisis del diseño estructural de Albañilería confinada y concreto armado.

## 2.2. Variables

Las variables de esta investigación son las siguientes:

- ❖ Variable Dependientes: Análisis, calculo y diseño estructural, Comparación económica
- ❖ Variable Independiente: Sistema estructural de Albañilería Confinada y Concreto Armado

## 2.3. Método de investigación

Se aplica el método de comparación, se analiza las primeras condiciones con respecto a los cambios que conlleva, para el análisis se usa la normativa del Reglamento Nacional de Edificaciones.

## **2.4. Población y muestra**

### **2.4.1. Población**

“La población es el grupo de elementos que resultan como un tema de estudio; estadísticamente”, (Borja S., 2012 pág. 30).

La población estará dada por el edificio multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima. aplicados a la norma peruana del Reglamento Nacional de Edificaciones

### **2.4.2. Muestra**

Para Arias (2012, p.82) nombra que un conjunto específico y que limita la separación de la población se define con muestra.

La muestra es no pirobalística al ser tomada por conveniencia y esta dada por las características del edificio multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima.

### **2.4.3. Técnica de recolección de datos**

Se realizo el análisis estático y dinámico en albañilería confinada. Se realizo el análisis estático y dinámico en concreto armado. Se realizo el diseño de las estructuras de concreto armado y albañilería confinada según el Reglamento Nacional de Edificaciones. Se realizó un estudio económico para los dos sistemas propuestos, luego se describieron algunos criterios de selección. Se realizó la comparación de todos los valores obtenidos en ambos sistemas.

## 2.5. Instrumentos

- Software AutoCAD.
- Software ETBAS.
- Software Mathcad
- Excel.
- Reglamento Nacional de Edificaciones.

## 2.6. Puntos de vista éticos

El artículo 06 del Código de Ética del CIP dice: “El ingeniero debe avanzar y velar por la sinceridad, honradez y orgullo de su vocación, contribuyendo con su directa concertación para que se plasme y mantenga un pleno respeto por ella y sus individuos, en vista de la autenticidad y respetabilidad con que se desempeña. En este sentido, deben ser directos e imparciales. Al servicio de la sociedad en general, sus gerentes y sus clientes con lealtad; deben esforzarse por expandir el renombre, la calidad y la capacidad de diseñar y mantener sus fundamentos expertos y académicos" (CIP, 2011).

Ávila, MG (2002), nos revela que "La actividad de exploración lógica y la utilización de la información entregada por la ciencia exigen prácticas morales en el especialista y en el educador. La deshonestidad directa no es bienvenida en la práctica lógica. Debe ser aclamada y el que con intereses específicos deteste la moral en un examen, mancha la ciencia y sus elementos y se adultera a sí mismo. Existe un acuerdo general de que lo no confiable debe mantenerse a una distancia estratégica del acto científico. Es más inteligente hacer las cosas directamente que tratarlos inmoralmente. Sin embargo, el tema no es sencillo, a la luz de que no hay reglas inconfundibles e indudables. La moral maneja las circunstancias conflictivas sujetas a decisiones morales” (p.93).

En este examen, los privilegios de los individuos incluidos se han considerado totalmente; se instruyó al propietario sobre la explicación y motivación del examen, considerando que el propietario podría negarse a interesarse por él.

Todos los datos e información de los propietarios de cada casa se mantienen discretos, accediendo así a las normas morales de examen: pauta de equidad (todos los propietarios recibieron un trato similar), regla de valor (liberado de riesgo para el propietario); Además, su información se utilizó de forma distinta con fines de investigación, con extrema seguridad; en general, se consideró el privilegio del secreto.

Se aclara que los datos adquiridos en el examen actual se utilizarán para satisfacer los destinos de la investigación.

Los puntos de vista morales considerados en esta empresa se identifican con la progresión de la ciencia y la innovación; Se pueden sentir como obstáculos para el científico, sin embargo, la mejora del ciclo de proceso es la tarea principal que tienen sus individuos, a fin de actualizar el ciclo, al mismo tiempo, lo más importante, tiene el objetivo de garantizar los privilegios de individuos a través del respeto por el esfuerzo humano.

En este examen se considera que el ejemplo no implica ningún peligro moral, se hará referencia a la información recabada de forma hipotética y explícita y se considerará la creatividad del registro, además se demuestra que todos los datos propuestos y recogidos son válidos.

La información propuesta en la investigación tendrá un incomparable nivel de calidad y precisión confiable en su surtido, se pensará en la veracidad de una similar. De manera similar, el surtido hipotético se compara con un examen concentrado de las hipótesis recopiladas de diferentes registros, considerando las reglas mencionadas por la universidad y el colegio de ingenieros.



## **Respeto**

Es un incentivo importante en todos los aspectos de nuestra propia vida laboral y académica; de esta manera, este estudio de examen cuenta con datos honestos y breves, con los cuales se hará referencia a la acumulación de datos de diferentes creadores con la norma correspondiente.

## **Integridad**

El especialista es directo en el avance de la empresa de exploración, independientemente de si en la investigación de la información y con las visitas de campo a la empresa, las fuentes sólidas estarán disponibles para la argumentación de la tarea.

### **2.7. Procedimientos**

El procedimiento para la elaboración de la presente tesis ha sido el siguiente:

Se realizará la evaluación comparativa estructural y económica entre los sistemas de albañilería y concreto armado para el edificio multifamiliar El sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021, mediante las siguientes fases:

Primera fase:

- Realizar el diseño estructural para los sistemas de albañilería confinada y concreto armado del edificio multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021.

Segunda Fase:

- Determinar los criterios para la comparación entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado en la construcción del Edificio Multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021.

Tercera Fase:

- Determinar qué sistema estructural tendrá el menor costo para la construcción del edificio multifamiliar El Sol, San Juan de Lurigancho, Lima 2021.

### **2.8. Alcances del estudio**

El objetivo del presente estudio es de mostrar los trabajos realizados, así como los resultados y conclusiones obtenidos, en el estudio del diseño estructural del proyecto “EDIFICIO MULTIFAMILIAR”. Este estudio ha sido realizado de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, Normas Técnicas de Edificaciones E-020, E-030, E- 050 y E-060, así mismo se cumple con lo establecido en las Normas ACI-318-14.

### **2.9. Ubicación**

El terreno donde se ejecutará el presente proyecto se encuentra ubicado en la calle Tahuantinsuyo N° 866. Distrito de SAN JUAN DE LURIGANCHO, Provincia y Departamento de Lima, siendo su clasificación según el mapa de zonificación sísmica del Perú, como zona sísmica N° 4, con un factor de Zona,  $Z4 = 0.45g$ .

## **2.10. Análisis y diseño en albañilería confinada**

### **2.10.1. Arquitectura**

El edificio multifamiliar, tiene 5 pisos y un tanque elevado de 1m<sup>3</sup> de capacidad. Cada piso típico cuenta con 2 departamentos, Cada una con servicios básicos propios.

### **2.10.2. Estudio de mecánica de suelos y geotécnico**

Parámetros de diseño para la cimentación:

\*El nivel de cimentación es preferible llevarlo a una profundidad mínima  $D_f = 1.00$  m

\*La Capacidad Portante del Suelo es de 4 kg/cm<sup>2</sup>.

Según estas características el suelo se clasifica como del Tipo S1, es decir Suelos Rígidos, con un periodo corto de 0.40seg. y periodo largo de 2.50seg. El factor de suelo  $S1 = 1.00$ , según la Norma Técnica E-030.

### **2.10.3. Características estructurales del proyecto**

La estructura comprendida en el presente estudio es un edificio de 4 pisos de albañilería confinada. Ésta estructura se clasifica como una estructura común y se encuentra en la categoría C de la norma de diseño sismo resistente del Perú NTE E.030, con un factor de uso  $U = 1.00$

### **2.10.4. Normas**

Para el diseño de los elementos se han empleado las normas de diseño vigentes en el reglamento nacional de edificaciones.

- E-020 Cargas
- E-030 Sismorresistente
- E-050 Suelos y cimentaciones
- E-60 Concreto armado
- E-070 Albañilería

Además, se han considerado las siguientes normas

- American Concrete Institute (ACI 318-99) Para el diseño de elementos de concreto armado.

### 2.10.5. Combinaciones de cargas

Para el diseño de elementos de concreto armado se han utilizado las siguientes combinaciones de carga.

- $U=1.4D$
- $U=1.4D + 1.7L$
- $U=1.25(D+L) +-SX$
- $U=1.25(D+L) +-SY$
- $U=0.9D+-SX$
- $U=0.9D+-SY$

Donde.  $S_x, S_y$ . Carga de sismo en las direcciones (X, Y), obtenidos del análisis modal espectral.

El factor de reducción de flexión (0.90) y de compresión (0.85)

### 2.10.6. Materiales utilizados.

- Concreto  $f^c=210\text{kg/cm}^2$  (columnas, vigas, losas, placa y zapatas)
- Concreto  $f^c=175\text{kg/cm}^2$  (Cimientos corridos)
- Acero  $f^y=4200\text{kg/cm}^2$
- Albañilería  $f^m= 65\text{kg/cm}^2$

### 2.10.7. Cargas verticales

Las cargas verticales se evaluación conforme a la norma de cargas E-020.

Para las losas aligeradas en una sola dirección, se consideró una carga de  $200\text{kg/m}^2$

## 2.10.8. Pre dimensionamiento

### 2.9.1.1. Aligerado

El aligerado que se utilizó son losas unidireccionales, es decir que trabajan en una sola dirección y las cargas asignadas son distribuidas por metro lineal, considerando como ancho tributario el correspondiente al ancho de una vigueta. Estas viguetas se consideran simplemente apoyadas sobre las vigas y empotradas si llegan a losa maciza.

Se dimensiona, la luz libre entre 25:  $L/25$

### 2.10.8.1. Vigas

Para el caso de vigas se utilizarán las siguientes expresiones:

$$h \geq L/14 \quad \text{Para vigas continuas}$$

$$h \geq L / 12 \quad \text{Para vigas simplemente apoyadas } 0.3h \leq b \leq 0.5h$$

Para el presente caso se tiene vigas con una luz libre de 3.91m.  $h = 3.91 / 12 = 0.32\text{m}$ .

Considerando que la base mínima para que el elemento sea sismo resistente es de 0.25m

### 2.10.8.2. Columnas

Para el pre dimensionamiento de las columnas utilizaremos la siguiente expresión:

$$A \geq (1.10 P_s) / (0.25 f'c) - \text{Para zonas de la costa (Alta sismicidad)}$$

Donde:

$$P_s = \text{carga de servicio} \approx 1 \text{ ton/m}^2$$

### 2.10.8.3. Muros de albañilería

Para el pre dimensionamiento de los muros de albañilería utilizaremos la siguiente expresión:

- ✓ Verificación del esfuerzo axial máximo

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L * t} \leq 0.2 * f'_m * \left(1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2\right) \leq 0.15f'_m$$

- ✓ Verificación por aplastamiento

Cuando existan cargas de gravedad concentradas que actúen en el plano de la albañilería, el esfuerzo axial de servicio producido por dicha carga no deberá sobrepasar a:

$$0.375 * f'_m$$

- ✓ Verificación por agrietamiento, para ello se verificará previamente la cortante y el momento último ante un sismo severo,

### **2.10.9. Estructuración**

Se presenta la propuesta estructural para el sistema de albañilería confinada, se verifica la simetría del edificio la cual se divide en dos bloques A y B. Para fines de comparación y propósitos del proyecto se utilizará el bloque B. en vista que el bloque A para ambos sistemas será la misma estructuración tanto para la planta del piso 01 y para las plantas típicas.



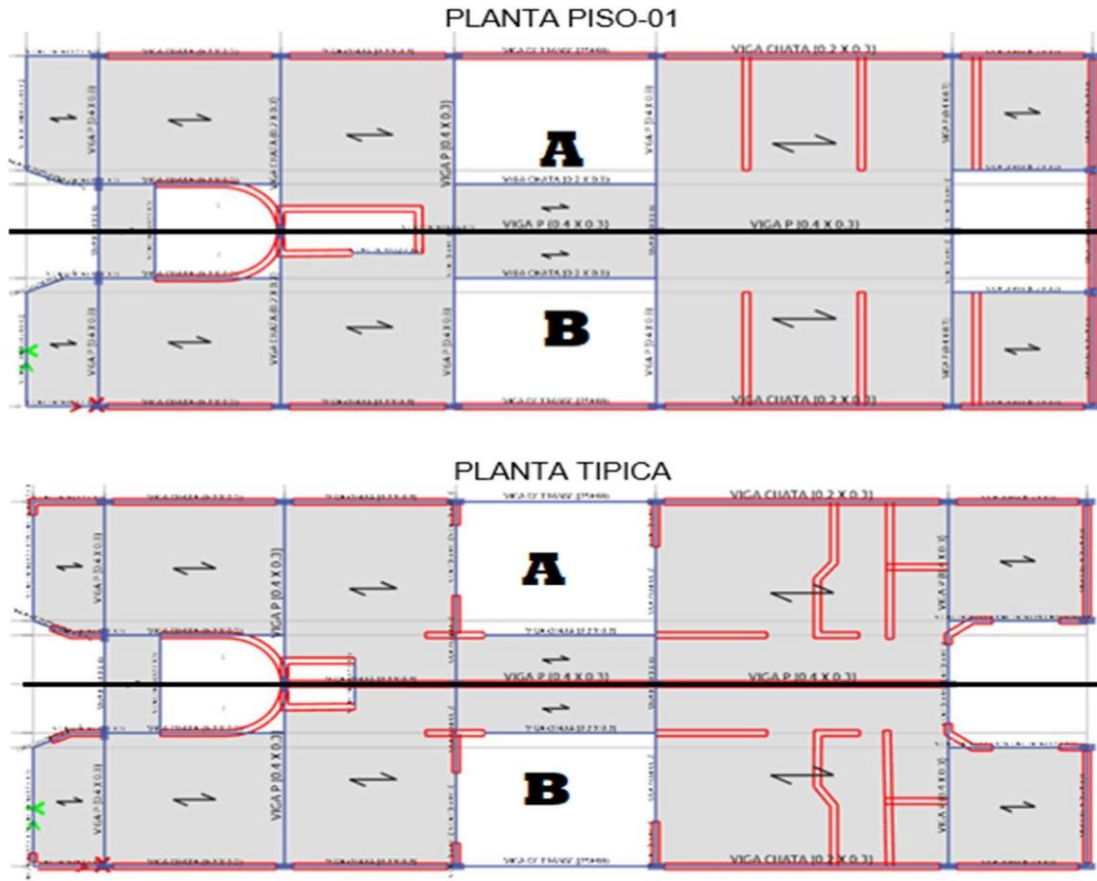


Figura 3. Estructuración en el sistema de albañilería confinada

### 2.10.10. Pre dimensionamiento de muros portantes

Espesor de muro: 
$$t = \frac{h}{20} = \frac{2.80}{20} = 0.14$$

Se usará el ladrillo de la empresa diamante King Kong Fortaleza 30% de Medidas: 10 x 14 x 24 (cm) clasificado según las Norma E.070 como tipo V.

Densidad de muros:

Área total en planta: 150.86 m<sup>2</sup>

$$\frac{\text{Área de los muros reforzados}}{\text{Área de planta típica}} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$



Figura 4. Mapa de zonas sísmicas del Perú

Donde:

Factor de zona 4  $Z = 0.45$

Factor de uso o importancia  $U = 1.00$

Factor de suelo	S	=	1.00
Número de pisos	N	=	5

$$\frac{\text{Area de los muros refiorzados}}{\text{Area de planta típica}} \geq \frac{0.45 * 1 * 1 * 5}{56} \geq 0.04018$$

Estructuración en planta, según E-070.

**Tabla 8**

*Densidad de muro en eje X*

Descripción.	Long. (m)	Espesor(m)	N°veces	L*t (m2)
1X	2.95	0.14	2	0.413
2X	2.8	0.14	2	0.392
3X	3.3	0.14	2	0.462
4X	5	0.14	2	0.7
5X	2.2	0.14	2	0.308
6X	2.23	0.24	2	0.535
7X	1.83	0.14	2	0.256
ZUSN/56 =	0.0402	$\Sigma L_t / A_p$		0.0407

Fuente: Elaboración propia

0.0407 > 0.0402: Si cumple para la dirección X

**Tabla 9**

*Densidad de muro en eje Y*

Descripción.	Long. (m)	Espesor(m)	N°veces	L*t (m2)
1Y	2.55	(6.69) *0.14	2	2.388
2Y	2.55	0.14	2	0.357
3Y	2.55	0.14	2	0.357
4Y	2.55	0.14	2	0.357
5Y	1.28	0.24	2	0.306
ZUSN/56 =	0.0402	$\Sigma L_t / A_p$		0.0499

Fuente: Elaboración propia

$0.499 > 0.0402$ : Si cumple para la dirección Y

### 2.10.10.1. Metrado de cargas para Etabs

#### Datos:

Espesor Losa Aligerada :20.00 cm.

Altura de Tabique entrepiso :2.80 m

Peso de acabados :100 kg/m<sup>2</sup>

Peso propio de la losa aligerada 300 kg/m<sup>2</sup>

Peso de tabiquería móvil 100kg/cm<sup>2</sup>

Peso de carga de uso 200kg/cm<sup>2</sup>

También se considerará el peso de parapeto del ultimo nivel

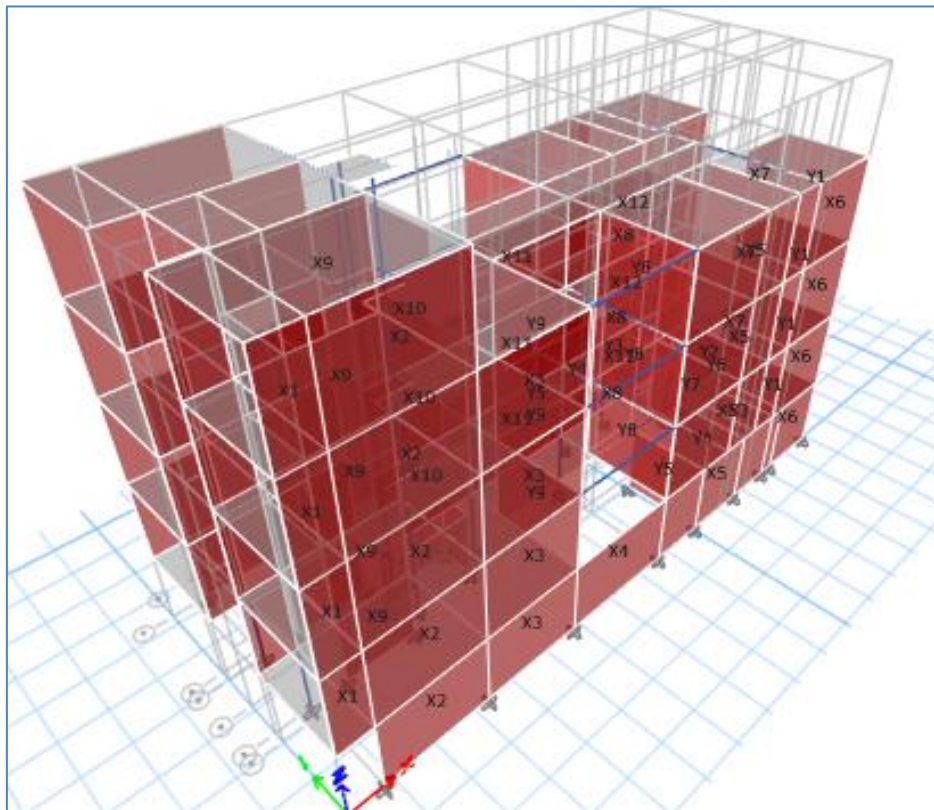


Figura 5. Idealización estructural en Etabs

## 2.10.11. Análisis Estático

### 2.10.11.1. Metrado de cargas

Es una edificación de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva. Para los entrepisos, 25% de la carga de uso, 100% de acabados y tabiquería móvil. Esto se carga en el

etabs en la siguiente opción: Define\mass source \ Modify/Show Mass Source:

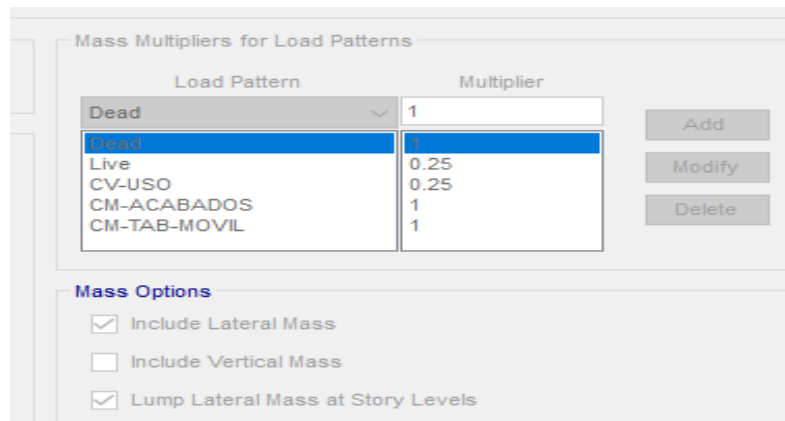


Figura 6. Adición de pesos estimados

### 2.10.11.2. Irregularidades

Para determinar las irregularidades de la estructura se realizará de acuerdo a la Norma E.030 del RNE. Inicialmente se verificará las irregularidades estructurales en altura tales como:

**Irregularidad de masa o peso:** Existe irregularidad en vista que existen dos tipos de pisos, el de primer piso y la planta típica.

**Irregularidad de geometría vertical:** no existe irregularidad extrema en vista que la geometría de la estructura es similar para todos los niveles.

**Discontinuidad en los sistemas resistentes:** no existe discontinuidad en vista que se usa solo un tipo de sistema estructural.

En seguida se verificará las irregularidades estructurales en planta tales como:

**Irregularidad de esquinas entrantes:** Existe irregularidad en vista que tiene esquinas entrantes en todos los niveles.

**Discontinuidad del diafragma:** no existe irregularidad en vista que la geometría de la estructura es similar para todos los niveles y no hay se tiene aberturas en las losas de la estructura.

**Sistemas no paralelos:** no existe irregularidad en vista que los elementos estructurales son paralelos en ambos sentidos.

El resto de irregularidades se verificará una vez realizado el análisis estructural por lo tanto el factor de Reducción inicial es.

$$R = 3 * 1 * 1 = 3$$

Cálculo del periodo fundamental (T)

Es una estructura que tiene un sistema albañilería confinada para las solicitaciones sísmicas, por lo tanto:

hn: 15.25m CT: 60 por ser albañilería confinada

$$T = \frac{Hn}{Ct} = \frac{15.25}{60} = 0.25$$

### 2.10.11.3. Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C)

De acuerdo con los parámetros de sitio se tiene:

Para la presente investigación se realizó el estudio de suelos por lo tanto como resultado del tipo de suelo se define el perfil Tipo S1.

Según la tabla 3 de la norma E-030 del RNE para la zona 3 el factor de suelo es de

1.0 y Según la tabla 4 de la norma E-030 del RNE los periodos  $T_p$  y  $T_l$  para el perfil de suelo S1 son 0.40seg y 2.50seg respectivamente.

Por lo tanto:

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

#### 2.10.11.4. Cálculo de la fuerza cortante basal (V)

De acuerdo con la siguiente formula se tiene:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Donde:

**Factor de zona:** De acuerdo con la tabla N° 1 de la Norma E.030 del RNE para la zona 4 el factor es de 0.45 por lo tanto  $Z=0.45$ .

**Factor de importancia o uso:** De acuerdo con la tabla N° 5 de la Norma E.030 del RNE la edificación se considera de categoría A por ser un local municipal entonces el factor es de 1.0 por lo tanto  $U=1.0$ .

**Factor de suelo:** en conformidad al estudio de suelos el tipo de suelo para la edificación son suelos blandos por lo tanto según la tabla N° 3 de la norma E.030 del RNE se clasifica como Tipo S1 entonces el factor de suelo para la zona 4 es de  $S=1.0$ .

**Factor de reducción sísmica:** en vista que el sistema estructural es de sistema albañilería confinada entonces según la tabla N° 7 de la norma E.030 del RNE el coeficiente básico de reducción  $R=3.0$ . Pero el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente  $R_0$  Determinado a partir de la tabla N° 7 y de los factores  $I_a$ ,  $I_p$  obtenidos de las tablas N° 8 y N° 9.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Donde:

$R_0$  = Coeficiente básico de reducción.

$I_a$  = Factor de irregularidad.

$I_p$  = Factor de irregularidad.

$$R = 3 * 1 * 1 = 3$$

Calculamos la relación C/R:

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{3} = 0.833 > 0.125$$

Calculamos el factor de la cortante basal:

$$V = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{3} * P = 0.375 * P$$

Donde P se obtiene del análisis del software Etabs  $P = 724.307$  tnf

$$V = 0.375 * 724.307 = 271.62 \text{ Tnf}$$

#### **2.10.11.5. Excentricidad accidental:**

Es la excentricidad accidental que representa el 5% de la longitud perpendicular al sentido de la fuerza cortante basal. En el Etabs esto y la anterior (Cálculo de la fuerza cortante basal) se ingresa de la siguiente manera: Define\Load Patterns...\.

Como se observa en el programa aparece una ventana aparece se debe agregar un caso de carga por cada sentido de la excentricidad accidental.

A continuación, hace click en Modify Lateral Load. para configurar con los valores que nos exige la norma.



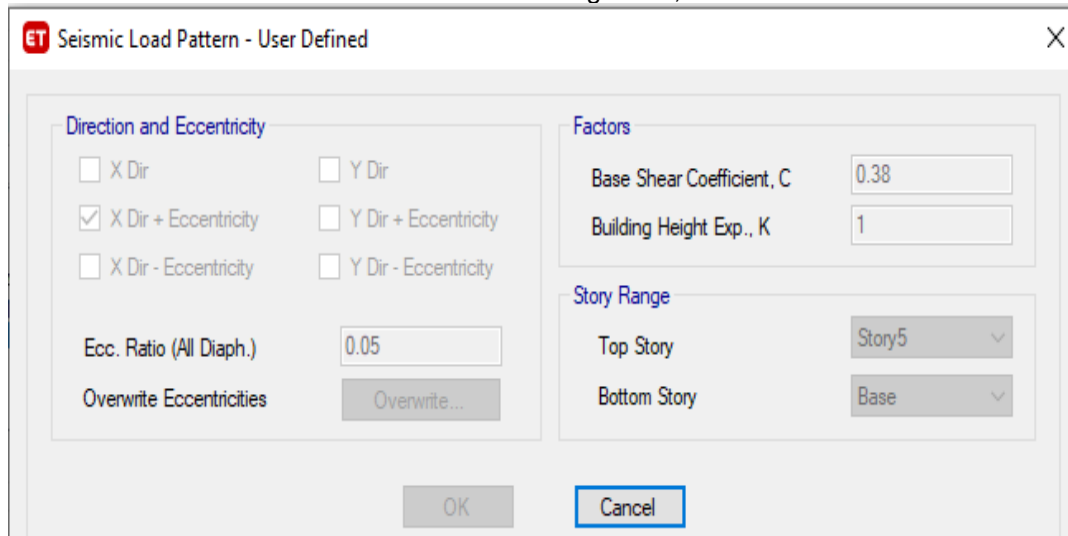


Figura 7. Excentricidad accidental considerada en Etabs

Como se observa se seleccionó la dirección de análisis X-X con excentricidad positiva y se puso el valor de la excentricidad 5% más el valor de ZUCS/R.

#### 2.10.11.6. Control de desplazamiento lateral (Drift):

Según el análisis se debe ver que los desplazamientos inelásticos no excedan al límite dado en la norma en estructuras regulares.

$$0.75 * R * \Delta e = \Delta i \leq 0.005$$

Factor de reducción (R): 3.00.

#### Verificación de derivas con el análisis estático en X-Y.

**Tabla 10**

*Derivas máximas en la dirección X-X*

Piso	Diaf	Modo	Tipo	UX m	Altura	Desplaz. Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Control E-030
5	D5	Sis-xx	Máx	0.004	2.8	0.001	0.00	0.001	Cumple
4	D4	Sis-xx	Máx	0.003	2.8	0.001	0.00	0.001	Cumple
3	D3	Sis-xx	Máx	0.003	2.8	0.001	0.00	0.001	Cumple
2	D2	Sis-xx	Máx	0.002	2.8	0.001	0.00	0.001	Cumple
1	D1	Sis-xx	Máx	0.001	2.4	0.001	0.00	0.001	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Para el sismo severo del reglamento (NTP E.030)

**Tabla 11**

*Derivas máximas de piso en la dirección Y-Y*

Piso	Diaf	Modo	Tipo	UX m	Altura	Desplaz. Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Control E-030
5	D5	Sis-yy	Máx	0.013	2.8	0.004	0.001	0.003	Cumple
4	D4	Sis-yy	Máx	0.008	2.8	0.002	0.001	0.002	Cumple
3	D3	Sis-yy	Máx	0.006	2.8	0.002	0.001	0.002	Cumple
2	D2	Sis-yy	Máx	0.004	2.8	0.002	0.001	0.002	Cumple
1	D1	Sis-yy	Máx	0.001	2.4	0.001	0.001	0.001	Cumple

Fuente: Elaboración propia

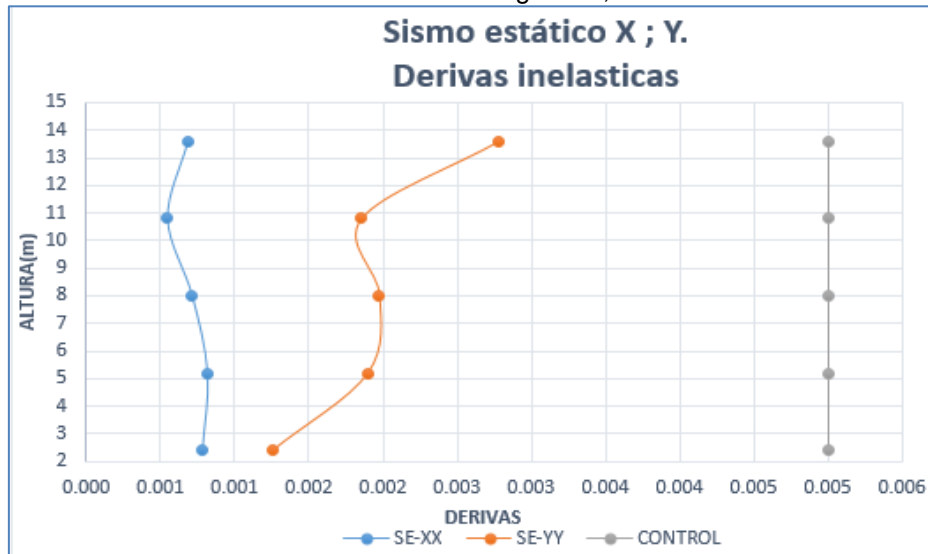


Figura 8. Derivas inelásticas en sentido X,Y

## 2.10.12. Análisis Dinámico Modal

Metrado de cargas:

Es una edificación de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva para los entresijos, y del 25% de la carga viva para el techo. Esto se carga en el etabs en la siguiente opción: Define\

\ Modify/Show Mass Source:

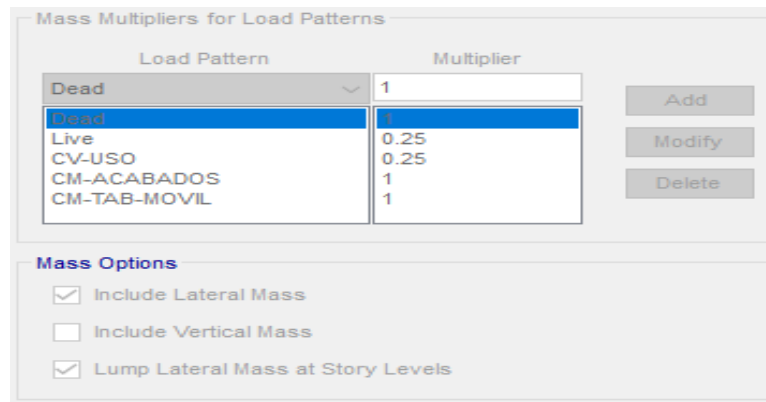


Figura 9. Peso estimado adicionando la carga permanente y total

### 2.10.12.1. Irregularidades

Para el análisis dinámico se verificará las irregularidades faltantes conforme a la norma E.030 del R.N.E.

#### Irregularidad de Rigidez:

Se realizó la verificación de irregularidad de Rigidez de la estructura en conformidad a la tabla 8 de la norma E.030 del RNE y para ello se verificó con las derivadas del análisis estático.

Se puede verificar que la distorsión de entresijo no es mayor que 1,4 por lo tanto no existe irregularidad de Rigidez.

$$R = R_0 * I_a * I \rightarrow R = 3 * 1.0 * 1.0 = 3$$

### **2.10.12.2. Excentricidad accidental**

Se tomará en cuenta la excentricidad accidental un 5% de la longitud perpendicular al sentido de la fuerza sísmica.

$$e_x = 0.05(L_y) \text{ y } e_y = 0.05(L_x)$$

### **2.10.12.3. Espectro de aceleración sísmica**

Es la Tabulación de la relación del periodo del suelo ( $T_p$ ) con los valores asignados al periodo de la estructura ( $T$ ).

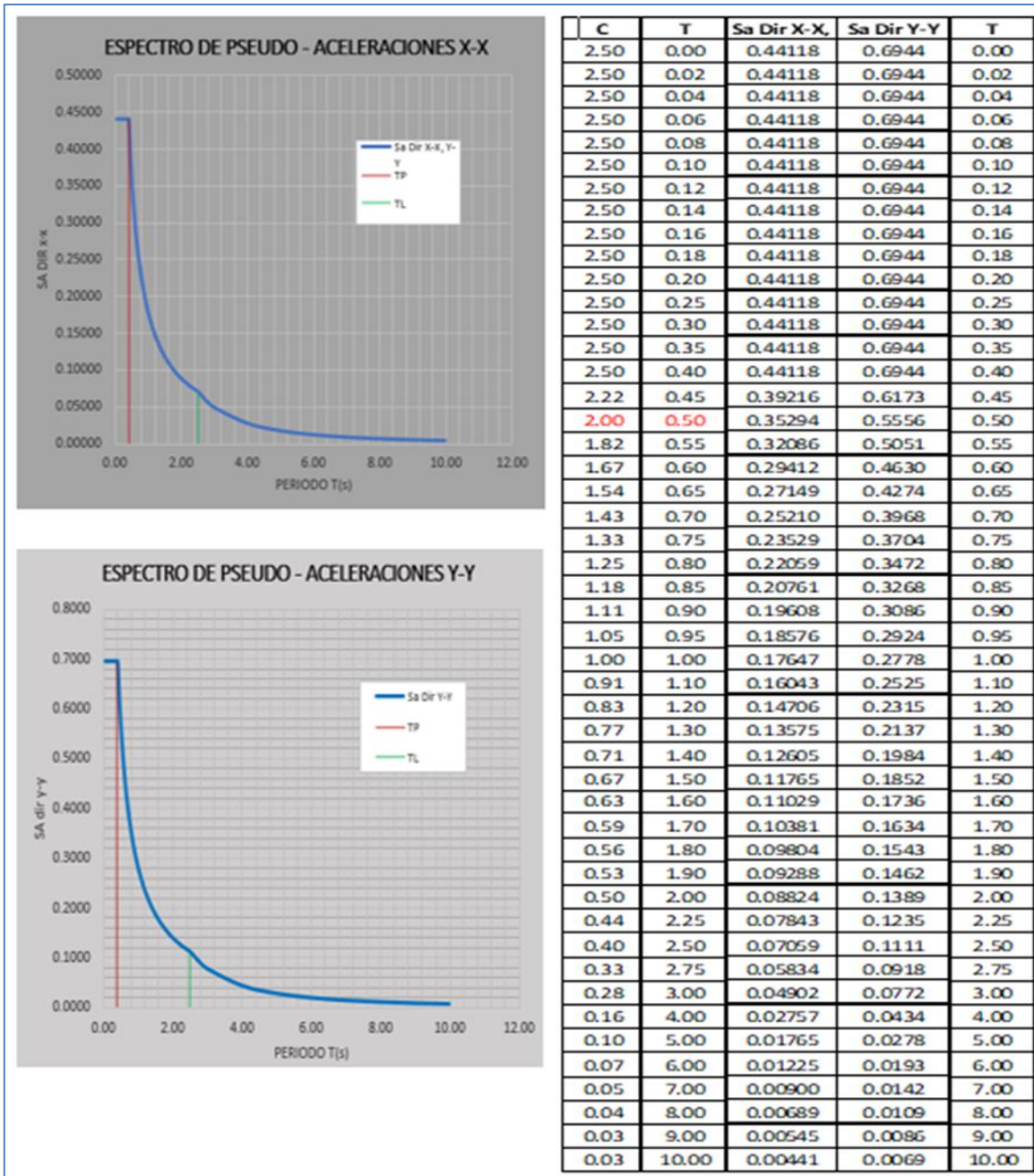


Figura 10. Espectro de aceleración sísmica

#### 2.10.12.4. Control de desplazamiento lateral (drift)

Según el análisis se debe ver que los desplazamientos inelásticos no excedan al límite dado en la norma.

$$0.75 * R * \Delta e = \Delta i \leq 0.005$$

Factor de reducción (R): 3.00

La deriva se obtiene ingresando a: Model explorer\ Tables\ Analysis\ Results\ Displacements\Story drifts, con estos datos se determina las derivas inelásticas.

Verificación de derivas para el análisis dinámico en X, Y.

**Tabla 12**

*Derivas máximas en la dirección X-X*

Piso	Diaf	Modo	Tipo	UX m	Altura	Desplaz. Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Control E-030
5	D5	Sis-xx	Máx	0.004	2.8	0.001	0.00	0.001	Cumple
4	D4	Sis-xx	Máx	0.003	2.8	0.001	0.00	0.001	Cumple
3	D3	Sis-xx	Máx	0.003	2.8	0.001	0.00	0.001	Cumple
2	D2	Sis-xx	Máx	0.002	2.8	0.001	0.00	0.001	Cumple
1	D1	Sis-xx	Máx	0.001	2.4	0.001	0.00	0.001	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Para el sismo severo del reglamento (NTP E.030)

**Tabla 13**

*Derivas máximas de piso en la dirección Y-Y*

Piso	Diaf	Modo	Tipo	UY m	Altura	Desplaz. Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Control E-030
5	D5	Sis-yy	Máx	0.014	2.8	0.007	0.002	0.005	Cumple
4	D4	Sis-yy	Máx	0.007	2.8	0.002	0.001	0.002	Cumple
3	D3	Sis-yy	Máx	0.005	2.8	0.002	0.001	0.002	Cumple
2	D2	Sis-yy	Máx	0.003	2.8	0.002	0.001	0.001	Cumple
1	D1	Sis-yy	Máx	0.001	2.4	0.001	0.000	0.001	Cumple

Fuente: Elaboración propia

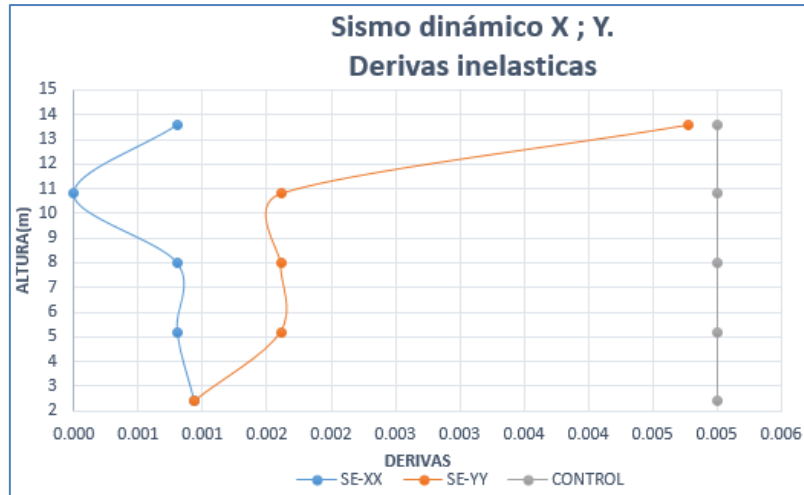


Figura 11. Deriva inelástica en eje X,Y

### 2.10.12.5. Verificación de la fuerza cortante mínima

Realizando la verificación la relación de las cortantes dinámica y estática es mayor al 80%.

**Tabla 14**

*Verificación de cortantes según E-030*

Piso	Caso	Tipo	Localización	Vx (Tnf)	Vy (Tnf)
1	Sis-Din-xx	Max	Base	155.57	
1	Sis-Din-yy	Max	Base		130.12
1	Sis-Est-xx	Max	Base	181.13	
1	Sis-Est-yy	Max	Base		186.11

Fuente: Elaboración Propia

Cortante mínima -X: 93.14% CUMPLE

Cortante mínima -Y: 114.42% CUMPLE



## 2.10.13. Diseño de elementos estructurales

### 2.10.13.1. Muro de albañilería confinada.

Para el diseño de los muros y de los elementos de arriostre usaremos las siguientes combinaciones, dentro de las cuales usaremos el factor de reducción sísmica  $R=6$  para sismo moderado como lo exige la norma E-070.

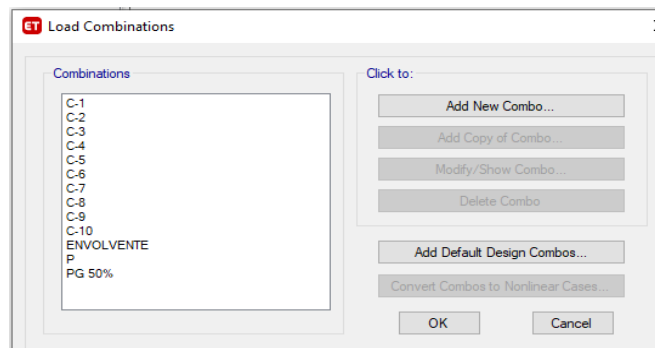


Figura 12. Combinaciones de diseño en Etabs.

Se realizará un análisis de cargas, fisuración y por agrietamiento para los muros de primer piso y segundo piso (típica) por ser más críticas.

**Tabla 15**

#### *Análisis de datos para cargas verticales*

<i>Muro</i>	<i>L</i> m	<i>t</i> m	$P_m = CV + CM$ kgf	$L * t$ m <sup>2</sup>	$\sigma_m = \frac{P_m}{L * t}$ kgf/cm <sup>2</sup>	$0,2 * f_m [1 - (\frac{h}{35 * t})^2]$ kgf/cm <sup>2</sup>	$0,15 * f_m$ kgf/cm <sup>2</sup>	$\min(A; B)$ kgf/cm <sup>2</sup>	Cumple?
1X	2.95	0.14	2423.1	0.413	0.587	8.755	9.750	8.755	SI
2X	2.8	0.14	11575.5	0.392	2.953	8.755	9.750	8.755	SI
3X	3.3	0.14	1014.4	0.462	0.220	8.755	9.750	8.755	SI
4X	5	0.14	13206.9	0.700	1.887	8.755	9.750	8.755	SI
5X	2.2	0.14	2042.5	0.308	0.663	8.755	9.750	8.755	SI
6X	2.23	0.24	8024	0.535	1.499	11.556	9.750	9.750	SI
7X	1.83	0.14	5089.5	0.256	1.987	8.755	9.750	8.755	SI

8X	2.1	0.14	2107.7	0.294	0.717	8.755	9.750	8.755	SI
9X	2.3	0.14	5295.1	0.322	1.644	8.755	9.750	8.755	SI
10X	2.85	0.14	7001.8	0.399	1.755	8.755	9.750	8.755	SI
11X	3.28	0.14	9752.6	0.459	2.124	8.755	9.750	8.755	SI
12X	4.95	0.14	14022.8	0.693	2.023	8.755	9.750	8.755	SI
1Y	2.55	0.14	7700	0.357	2.157	8.755	9.750	8.755	SI
2Y	2.55	0.14	6600	0.357	1.849	8.755	9.750	8.755	SI
3Y	2.55	0.94	15900	2.397	0.663	12.906	9.750	9.750	SI
4Y	2.55	0.94	22620	2.397	0.944	12.906	9.750	9.750	SI
5Y	1.275	0.94	19900	1.199	1.660	12.906	9.750	9.750	SI
6Y	2.85	0.14	5100	0.399	1.278	8.755	9.750	8.755	SI
7Y	2.85	0.14	4510	0.399	1.130	8.755	9.750	8.755	SI
8Y	2.85	0.14	4500	0.399	1.128	8.755	9.750	8.755	SI
9Y	2.85	0.14	3790	0.399	0.950	8.755	9.750	8.755	SI

Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 16**

*Control por fisuración de muros*

MURO	L(cm)	t(cm)	Ve (tn)	Me(tn-m)	V'm(tn/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$\alpha$ final	Pg(WD+0.25WL)	Vm	Vc<=0.55*Vm
1X	295	14	0.3457	0.25335	81	4.025	1	1.13	67.59	OK
2X	280	14	2.645	2.96	81	2.502	1	14.41	43.04	OK
3X	330	14	2.69	2.025	81	4.384	1	12.7	84.94	OK
4X	500	14	4.96	3.16	81	7.848	1	10.12	224.82	OK
5X	220	14	5.31	6.4	81	1.825	1	23.8	28.24	OK
6X	223	24	3.385	1.2	81	6.290	1	8.2	138.24	OK
7X	183	14	1.055	1.4	81	1.379	1	2.6	14.91	OK
8X	210	14	0.56	0.7	81	1.680	1	2.8	20.65	OK
9X	233	14	7	6.8	81	2.399	1	28.15	38.16	OK
10X	225	14	4.61	1.185	81	8.753	1	7.3	113.35	OK
11X	328	14	6.9	2.16	81	10.478	1	1.62	195.23	OK
12X	495	14	5.17	2.8	81	9.140	1	0.54	256.65	OK
1Y	255	14	2.85	3.3	81	2.202	1	7.7	33.61	OK
2Y	255	14	5.9	1.85	81	8.132	1	6.6	119.10	OK
3Y	255	94	4.875	6.65	81	1.869	1.9	15.9	185.13	OK
4Y	255	94	3.76	17.685	81	0.542	0.5	22.62	57.83	OK
5Y	127.5	94	4.885	24.685	81	0.252	0.3	19.9	16.82	OK
6Y	285	14	2.215	3.325	81	1.899	1	5.1	31.85	OK
7Y	285	14	1.4	2.46	81	1.622	1	4.51	27.25	OK

8Y	285	14	2.915	1.53	81	5.430	1	4.5	88.78	OK
9Y	285	14	3.275	2.3	81	4.058	1	3.79	66.45	OK

Fuente: elaboración propia

**Tabla 17**

*Evaluación de muros por agrietamiento*

Muro	Ve	Vm	(Vm/Ve)-1° piso	(Vm/Ve)-final	Vu	Mu
1X	3.457	67.589	195.515	3	46.671	39.7833
2X	26.45	43.036	16.271	3	46.671	39.7833
3X	26.9	84.944	31.578	3	46.671	39.7833
4X	49.6	224.821	45.327	3	46.671	39.7833
5X	53.1	28.243	5.319	3	46.671	39.7833
6X	33.85	138.235	40.838	3	46.671	39.7833
7X	10.55	14.907	14.130	3	45.564	28.6215
8X	5.6	20.648	36.871	3	45.564	28.6215
9X	70	38.162	5.452	3	45.564	28.6215
10X	46.1	113.347	24.587	3	45.564	28.6215
11X	69	195.234	28.295	3	45.564	28.6215
12X	51.7	256.647	49.642	3	45.564	28.6215
1X	28.5	33.613	11.794	3	39.036	119.2191
2X	59	119.101	20.187	3	39.036	119.2191
3X	48.75	185.132	37.976	3	39.036	119.2191
4X	37.6	57.834	15.381	3	39.036	119.2191
5X	48.85	16.824	3.444	3	390.36	119.2191
6X	22.15	31.853	14.381	3	36.867	8.5893
7X	14	27.247	19.462	3	36.867	8.5893
8X	29.15	88.780	30.456	3	36.867	8.5893
9X	32.75	66.449	20.290	3	36.867	8.5893

Fuente: elaboración propia

**Tabla 18**

*Control por agrietamiento*

NIVEL	MURO	V <sub>m</sub>	V <sub>e</sub>
Primer piso	1X	67.589	155.57
	2X	43.036	
	3X	84.944	
	4X	224.821	OK
	5X	28.243	
	6X	138.235	
Plata típica	7X	14.907	151.88
	8X	20.648	
	9X	38.162	
	10X	113.347	OK
	11X	195.234	
	12X	256.647	
Primer piso	1Y	33.613	130.12
	2Y	119.101	
	3Y	185.132	
	4Y	57.834	OK
	5Y	16.824	
Planta típica	6Y	31.853	122.89
	7Y	27.247	
	8Y	88.780	OK
	9y	66.449	

Fuente: elaboración propia

### 2.10.13.2. Muro modelo

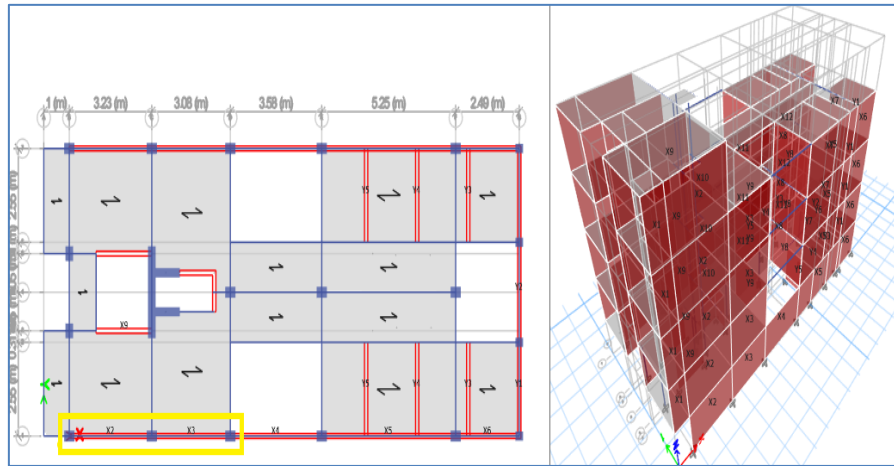


Figura 13. Muros y columnas de diseño

- **Valores para el diseño de columnas de confinamiento**

Carga de servicio:  $P_g = 14.41 \text{ Tn}$

Corte por fisuramientos:  $V_m = 46.67 \text{ Tn}$

Momento ultimo:  $M_u = 39.68 \text{ Tn}\cdot\text{m}$

Longitud total del muro:  $L = 2.8 \text{ m}$

### 2.10.13.3. Diseño de las columnas de confinamiento

COLUMNA	$V_c$ (fuerza cortante)	$T$ (tracción)	$C$ (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Figura 14. Fórmula para el diseño de columnas

#### **Fuerza cortante en las columnas de confinamiento:**

Columna Extremas:  $V_c = 29.58 \text{ Tn.}$

**Fuerzas de tracción en las columnas de confinamiento:**

Columna Extremas:

$T1 = -12.59 \text{ Tn.}$

$T2 = -18.39 \text{ Tn.}$

**Fuerzas de compresión en las columnas de confinamiento:**

Columna Extremas:

$C1 = 14.15 \text{ Tn.}$

$C2 = 14.15 \text{ Tn.}$

**Área de acero vertical requerida:**

Dimensiones mínimas de las columnas:

$A_g = 24 \times 40 = 960 \text{ cm}^2$

$A_{s1} = 13.5 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} = 15.84 \text{ cm}^2$

Distribución de la armadura vertical en la columna:  $8 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$

**Área del núcleo de concreto de la columna de confinamiento**

$$A_n = A_s + \frac{C}{0.85 \sigma * f'c}$$

Diseño por Compresión:

**Diseño por Compresión:**

Columna extrema:  $A_n = 296.46 \text{ cm}^2$

**Área de la columna de confinamiento**

Diseño por Corte-Fricción:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 * f'_c * \phi} \geq A_c \geq 15t(\text{cm}^2)$$

**Área mínima de columna por espesor del muro:**

$$15t = 195 \text{ cm}^2$$

**Diseño por Corte - Fricción:**

$$\text{Columna extrema: } A_n = 296.46 \text{ cm}^2$$

**Dimensiones finales de la columna de confinamiento**

**Columna extrema:**

$$\text{Área de columna: } A_c = 40 \times 24 \text{ cm}$$

$$A_c = 960.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo: } A_{smin} = 0.1f'_c A_c / f_y$$

$$A_{smin} = 4.80 \text{ cm}^2$$

Cantidad y espaciamiento del refuerzo transversal en las columnas de confinamiento

El espaciado de estribos se tomará como el menor de las 4 condiciones :

$$S1 = 5.85 \text{ cm}$$

$$S2 = 3.98 \text{ cm}$$

$$S3 = 7.98 \text{ cm}$$

$$S4 = 10 \text{ cm}$$

$$s1 = \frac{A_y * f_y}{0.3t_n * f'_c * \left(\frac{A_c}{A_n} - 1\right)}$$

$$s2 = \frac{A_y * f_y * A_n}{0.12t_n * f'_c}$$

$$s3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm}$$

$$s4 = 10 \text{ cm}$$

Diámetro de los estribos: Ø 3/8"

Espesor de núcleo:  $t_n = 20.00$  cm.

Peralte columna:  $d = 37.50$  cm.

### Detalle final de la distribución de los estribos:

Espaciamiento de los estribos:

1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0.25 m

### Diseño de la viga solera en los muros de albañilería

Determinación del acero longitudinal de la viga solera

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L}; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c' A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8 \text{ mm})$$

$\phi = 0,9$   
 $A_{cs} = \text{área de la sección transversal de la solera}$

$T_s = 29.58$        $T_n$

$A_s = 8.40$        $\text{cm}^2$

$A_{mín} = 2.40$        $\text{cm}^2$

### Área transversal de la viga solera:

$24 \times 20 = 480 \text{ cm}^2$

### Distribución del acero longitudinal en la viga solera:

$6\Phi 1/2'' \quad A_s = 7.62 \text{ cm}^2$

### Definición de los estribos en la viga solera

Espaciamiento de los estribos:



1 @ 0.05:4 @ 0.10; Rto. @ 0.25 m

#### 2.10.13.4. Diseño de cimientos corridos

Pre dimensionamiento de cimientos corridos

Con los datos de las cargas que nos da Etabs se Pre dimensiona los cimientos corridos para el edificio analizado como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 19**

*Dimensionamiento de cimientos corridos*

PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMIENTOS EN MUROS EJE X

Muro	L (m)	PD (Kg)	PL (Kg)	PT/L	B (m)
2X	2.8	12158.34	2277.57	5155.68214	0.45
3X	3.3	12158.34	2277.57	4374.51818	0.45
4X	5	12811.98	2486.78	3059.752	0.50
5X	2.2	11650.08	8318.93	9076.82273	0.50
6X	2.23	13650.08	8318.93	9851.57399	0.45
8X	2.1	12650.08	8318.93	9985.24286	0.50

PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMIENTOS EN MUROS EJE Y

1Y	2.95	47022.44	11994.11	20005.6102	0.45
2Y	2.8	33875.98	15836.68	17754.5214	0.45
3Y	3.3	47024.72	9720.34	17195.4727	0.50
4Y	5	33875.98	15836.68	9942.532	0.45
5Y	2.2	27022.44	11994.11	17734.7955	0.40

Capacidad de Soporte neta del Suelo,  $q_s$  :4kg/cm<sup>2</sup>

Fuente: elaboración propia

Luego del Pre dimensionamiento se procedió a diseñar la zapata para las dimensiones de la columna céntrica por ser el de mayor área tributaria.

**Datos de la zapata:**

$$Z = 1$$

$$F'c = 210 \text{ bkg/cm}^2$$

$$F'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q \text{ adm} = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$PD = 25Tn$$

$$PL = 20Tn$$

$$PSISMO = 18Tn$$

$$\text{Diámetro de acero a usar } = \frac{3}{4}''$$

**Datos de la columna:**

$$\text{Largo} - X = 40\text{cm}$$

$$\text{Largo} - Y = 30\text{cm}$$

**Resultado:**

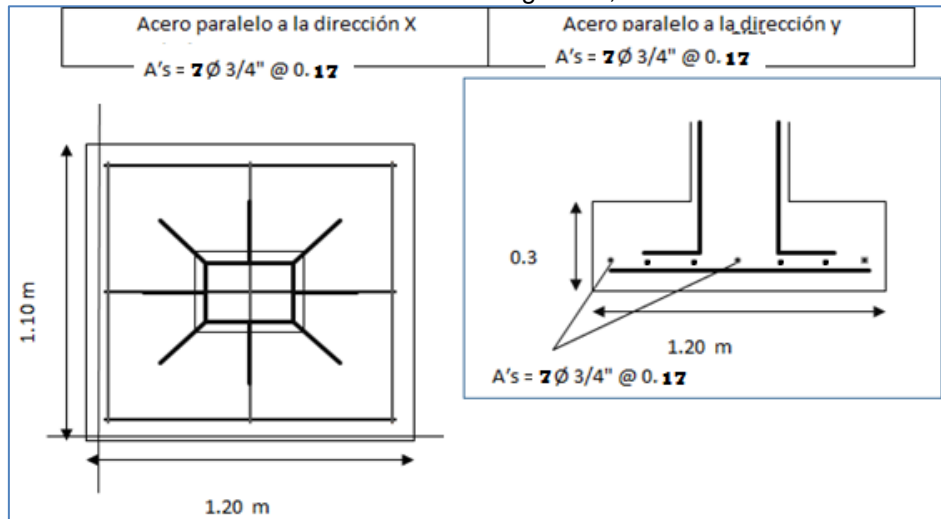


Figura 15. Detalle típico de zapata

## 2.11. Análisis y diseño en Concreto Armado

### 2.11.1. Proyecto arquitectónico

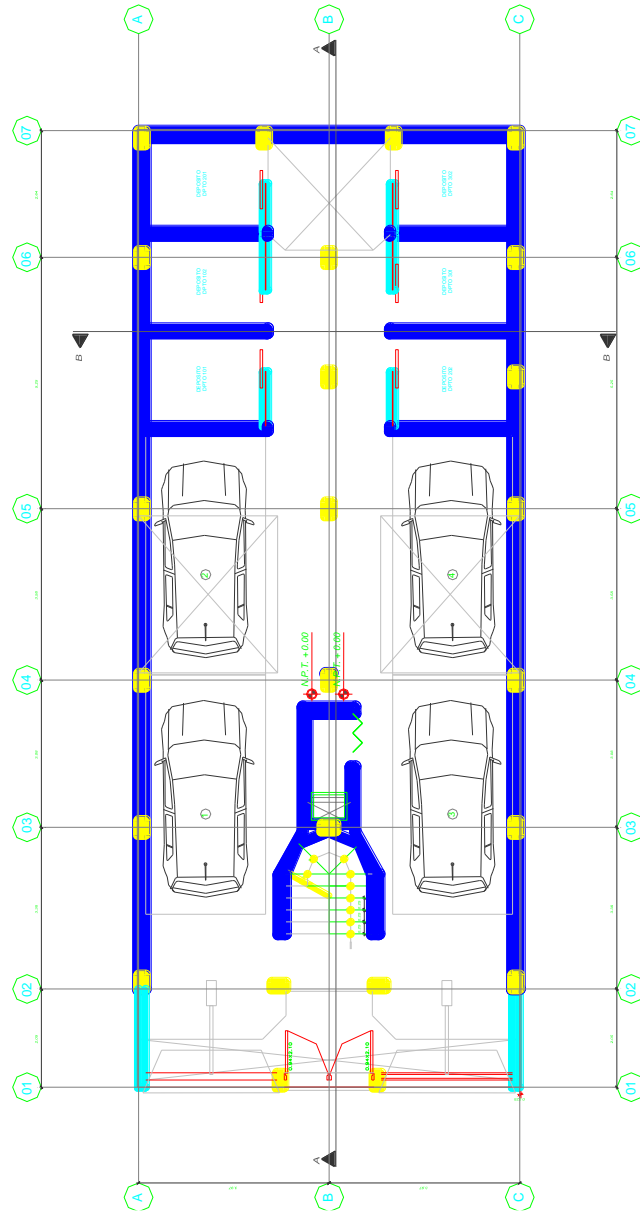


Figura 16. Plano de arquitectura 1

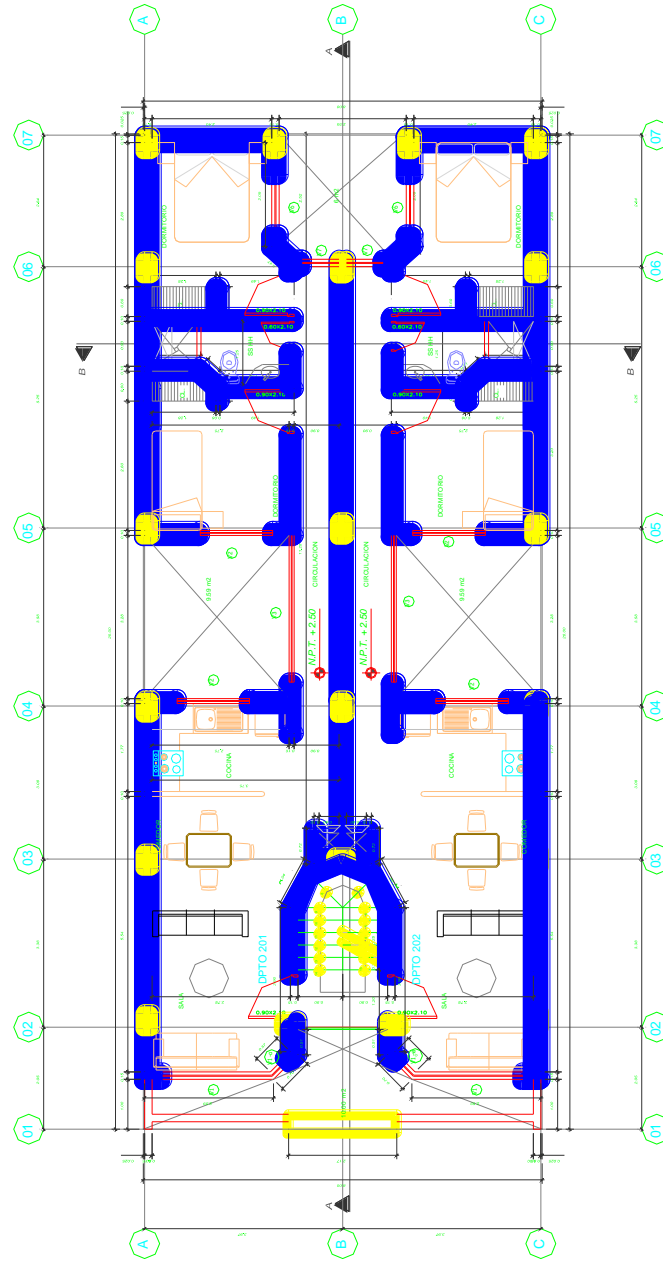


Figura 17. Plano de arquitectura 2

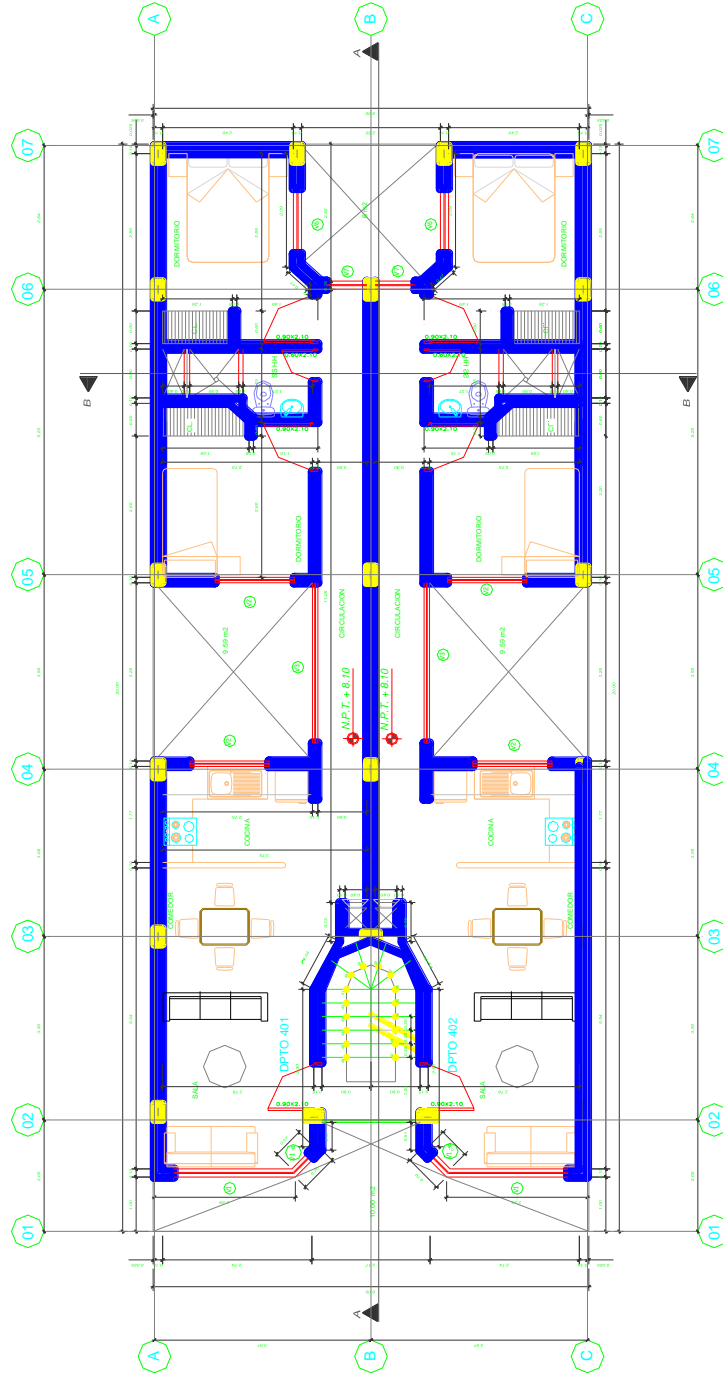


Figura 18. Plano de arquitectura 3

### 2.11.2. Estructuración

Estructuración para la edificación de 4 niveles se realizó con base en elementos de concreto armado específicamente se hizo una combinación de pórticos de concreto armado y muros de concreto armado

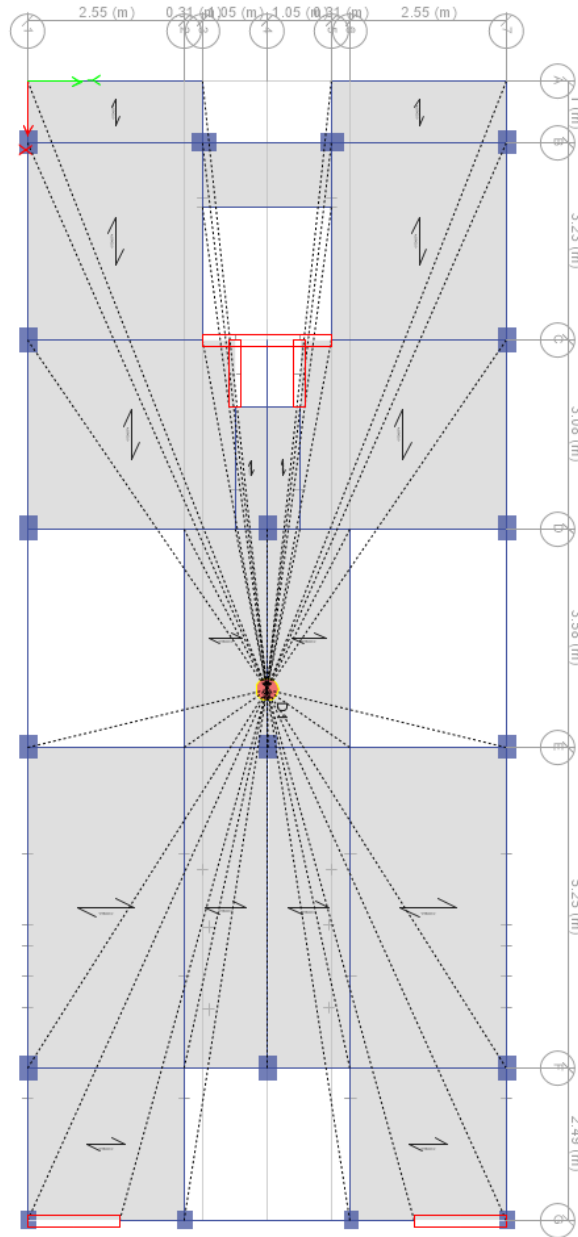


Figura 19. Estructuración en concreto armado

se usaron columnas de 30 x 40 alineadas tanto en x como en Y, dependiendo de las necesidades de rigidez lateral de la estructura analizada. Se usaron también muros de concreto armado aprovechando el área de escaleras y ascensores Asimismo se colocaron muros de concreto armado de 20 cm de espesor en la parte más profunda de la edificación esto con la finalidad de incrementar la rigidez lateral en dirección transversal y además de incrementar la rigidez torsional del sistema a continuación se muestra el sistema estructural elegido

### **2.11.3. Pre dimensionamiento**

El predimensionamiento de las losas de concreto armado establecidas en este trabajo se basaron en criterios típicos de la ingeniería, es decir, el peralte de las losas deberá ser como mínimo un veinticincoavo de la luz libre entre apoyos, esto es:

$$H=L/25=3.5/25=0.16$$

Se tomó un peralte de 20cm

Las vigas se predimensionaron de acuerdo con los requerimientos de la norma peruana de diseño en concreto armado. El peralte de las vigas deberá ser de por lo menos un doceavo de la luz, para que no sea necesaria la verificación de deflexiones diferidas.

En dirección longitudinal

$$H1=5.25/12=0.44m$$

Se tomará un peralte de

$$H1=0.45m$$



En dirección transversal

$$H1=3.5/12=0.31m$$

Se tomará un peralte de

$$H1=0.40m$$

Las columnas y placas se predimensionaron de acuerdo con los criterios de rigidez establecidos en la norma peruana, es decir, las secciones de los elementos verticales resistentes a sismos se eligieron de tal forma que las máximas distorsiones no superen los 7/100.

#### **2.11.4. Metrado de cargas para etabs**

Datos:

Espesor Losa Aligerada	:20.00 cm.
Altura de Tabique entrepiso	:2.80 m
Peso de acabados	:100 kg/m <sup>2</sup>
Peso propio de la losa aligerada	:300 kg/m <sup>2</sup>
Peso de tabiquería móvil	:100kg/cm <sup>2</sup>
Peso de carga de uso	:200kg/cm <sup>2</sup>

## Modelado en ETABS

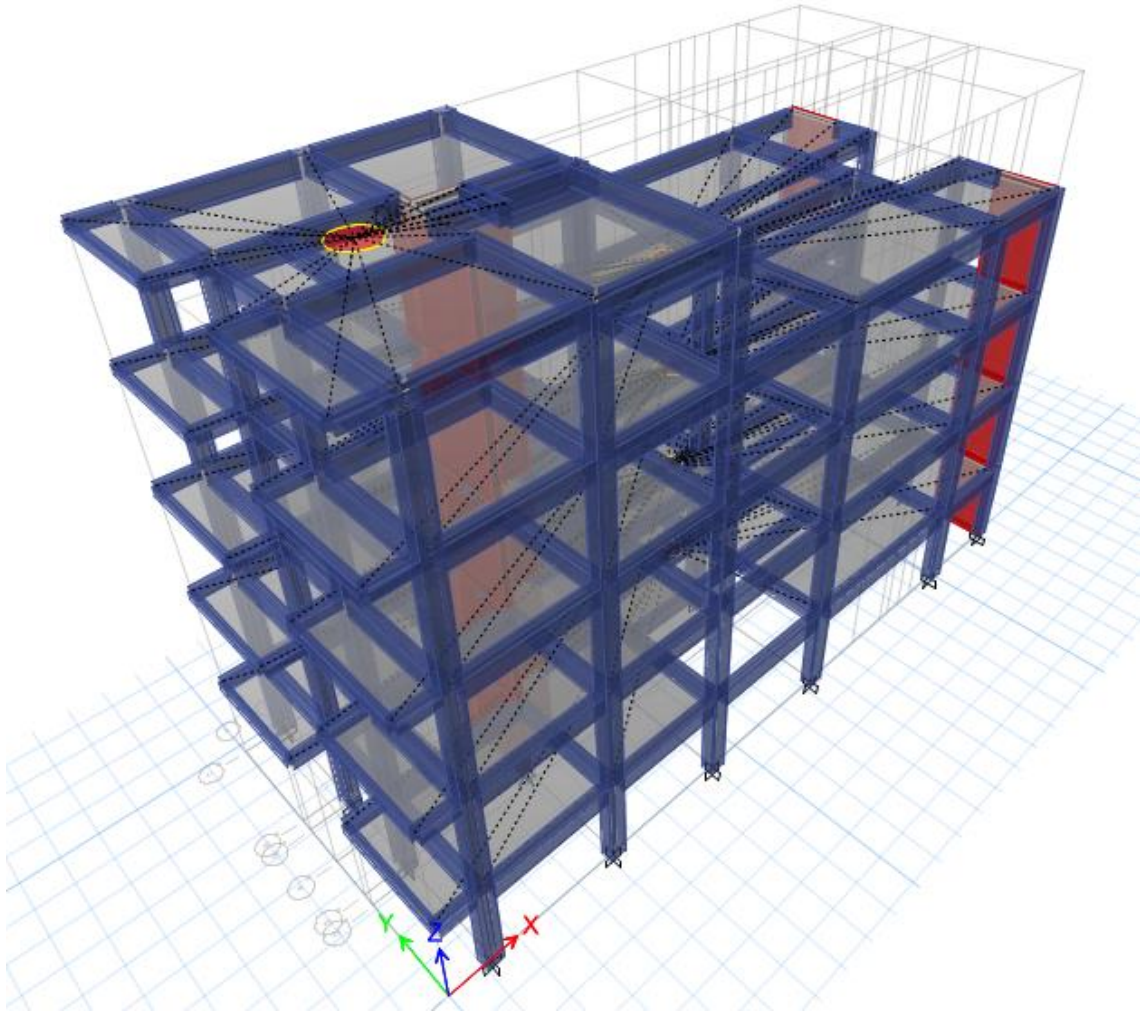


Figura 20. Modelo en concreto armado Etabs

## 2.11.5. Análisis Estático

### 2.11.5.1. Metrado de cargas

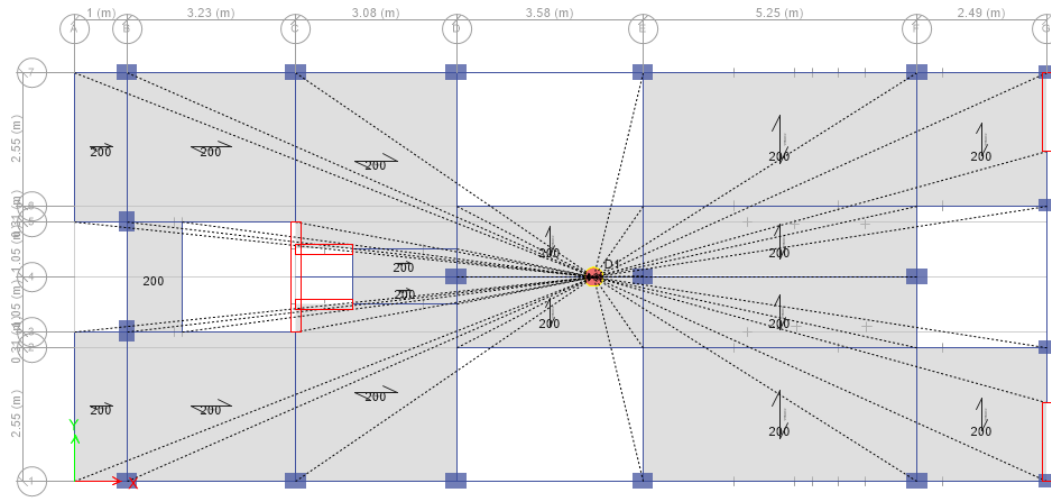


Figura 21. Cargas asignadas a las losas

### 2.11.5.2. Cálculo del periodo fundamental (T)

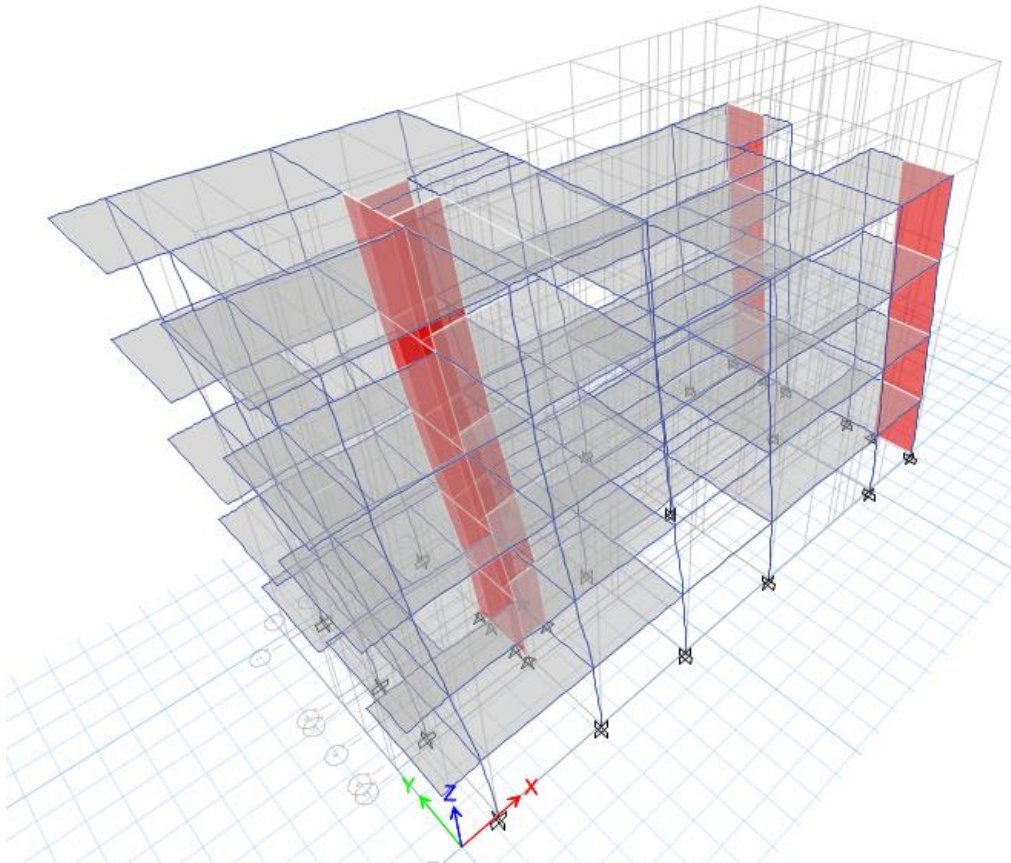


Figura 22. Periodo fundamental en Etabs

El periodo fundamental de la edificación analizada fue de:

$$T=0.354 \text{ s}$$

### 2.11.5.3. Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C)

$$C=2.5T_p/T=2.5(0.4)/2.5=0.4$$

### 2.11.5.4. Definición del sistema estructural

**Tabla 20**

*Fuerzas en columnas del sismo X*

Columna	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
C15	2.49	1.59	0.02	0.00	0.01	2.23
C17	6.33	1.70	0.05	0.00	0.05	2.31
C18	3.17	0.55	0.04	0.00	0.04	0.78
C20	2.49	1.59	0.02	0.00	0.01	2.23
C21	6.37	1.70	0.05	0.00	0.05	2.31
C25	3.29	0.55	0.04	0.00	0.04	0.78
C28	3.76	1.64	0.00	0.00	0.00	2.25
C29	2.76	1.14	0.03	0.00	0.04	1.87
C30	7.55	1.23	0.04	0.00	0.05	1.96
C31	0.72	1.78	0.07	0.00	0.07	2.37
C32	3.24	1.79	0.07	0.00	0.06	2.38
C33	7.58	1.23	0.03	0.00	0.05	1.96
C34	0.71	1.78	0.07	0.00	0.06	2.38
C35	3.25	1.79	0.07	0.00	0.06	2.39
C36	20.59	2.28	0.01	0.00	0.02	2.74
C38	8.83	0.08	1.05	0.00	1.38	0.10
C39	8.84	0.08	1.05	0.00	1.38	0.09

Fuente: elaboración propia

La suma de las cortantes aportadas por las columnas en dirección X, debido al sismo en X da como resultado

$$V_c=22.5$$

El cortante dinámico total fue de

$$V_{dx}=58.4$$

El porcentaje absorbido por las columnas fue de  
 $\%c=38.6\%$

En dirección se tiene un sistema estructural dual, es decir:  
 $R_x=7$

**Tabla 21**

*Fuerzas en columnas del sismo Y*

Columna	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
C15	2.73	0.33	0.35	0.03	0.58	0.46
C17	3.54	0.36	0.25	0.03	0.44	0.48
C18	11.25	0.07	0.40	0.01	0.42	0.07
C20	2.74	0.32	0.36	0.03	0.59	0.45
C21	3.54	0.35	0.25	0.03	0.44	0.47
C25	11.25	0.07	0.40	0.01	0.42	0.07
C28	2.47	0.01	0.53	0.03	0.72	0.01
C29	1.64	0.01	0.48	0.03	0.63	0.01
C30	7.85	0.24	0.82	0.03	1.20	0.40
C31	10.22	0.39	0.83	0.03	1.11	0.50
C32	4.89	0.39	0.48	0.03	0.76	0.51
C33	7.89	0.24	0.82	0.03	1.20	0.39
C34	10.22	0.38	0.83	0.03	1.11	0.50
C35	4.88	0.38	0.48	0.03	0.76	0.50
C36	0.37	0.01	0.62	0.03	0.87	0.01
C38	6.34	1.65	0.14	0.03	0.09	2.25
C39	6.39	1.65	0.14	0.03	0.09	2.25

Fuente: elaboración propia

La suma de las cortantes aportadas por las columnas en dirección Y, debido al sismo en Y da como resultado

$$V_c=8.17 \text{ t}$$

El cortante dinámico total fue de

$$V_{dy}=47.5 \text{ t}$$

El porcentaje absorbido por las columnas fue de  
 $\%c=17.2\%$

En dirección se tiene un sistema estructural de muros, es decir:  
 $R_y=6$

### 2.11.5.5. Cálculo de la fuerza cortante basal (V)

CALCULO DE FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES		
Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas estáticas actuando en el centro de masas de la edificación		
Parámetros sísmicos		
z	0.45	Factor de zona: Lima.
s	1.05	Factor de suelo
Tp	0.40	Periodo predominante del suelo
Tl	2.50	
U	1.00	Categoría de la edificación: Vivienda
Ro	8.00	Factor de reducción básico
Ia	1.00	
Ip	1.00	
R	8	Factor de reducción
T	0.35	Periodo de la estructura
C	2.50	Factor de amplificación sísmica
Peso de la edificación		
Wd	492.00 Ton	Peso debido a la carga muerta
wl	90.50 Ton	Peso debido a la carga viva
W=wd+0.25wl	537.25 Ton	Peso sísmico
La cortante estática basal se calcula mediante la siguiente expresión:		
$V=ZUCSW/R$	0.15	
V	79.33 Ton	Cortante estático basal

### 2.11.5.6. Excentricidad accidental

Excentricidad accidental en X

$$0.05 \cdot 19 = 0.95$$

Excentricidad accidental en Y

$$0.05 * 7.95 = 0.40$$

### 2.11.5.7. Control de desplazamiento lateral (Drift)

**Tabla 22**

*Desplazamiento del sismo en X*

Nivel	Elevation m	X-Dir 1/1000	Y-Dir 1/1000
Story5	13.2	3.11000	0.25900
Story4	10.5	4.02800	0.25600
Story3	7.8	5.12300	0.26000
Story2	5.1	5.18300	0.23300
Story1	2.4	2.81100	0.10700
Base	0	0.00000	0.00000

Fuente: elaboración propia

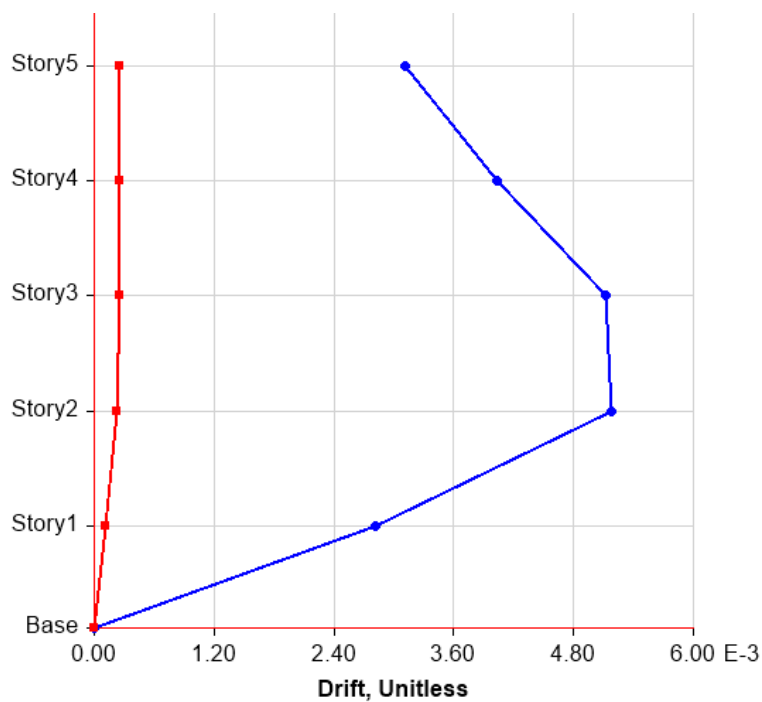


Figura 23. Desplazamiento sismo en X

**Tabla 23**

*Desplazamiento del sismo en Y*

<b>Nivel</b>	<b>Elevation m</b>	<b>X-Dir 1/1000</b>	<b>Y-Dir 1/1000</b>
Story5	13.2	0.63	4.71
Story4	10.5	1.24	6.24
Story3	7.8	1.32	6.67
Story2	5.1	1.16	5.79
Story1	2.4	0.58	2.75
Base	0	0.00	0.00

Fuente: elaboración propia

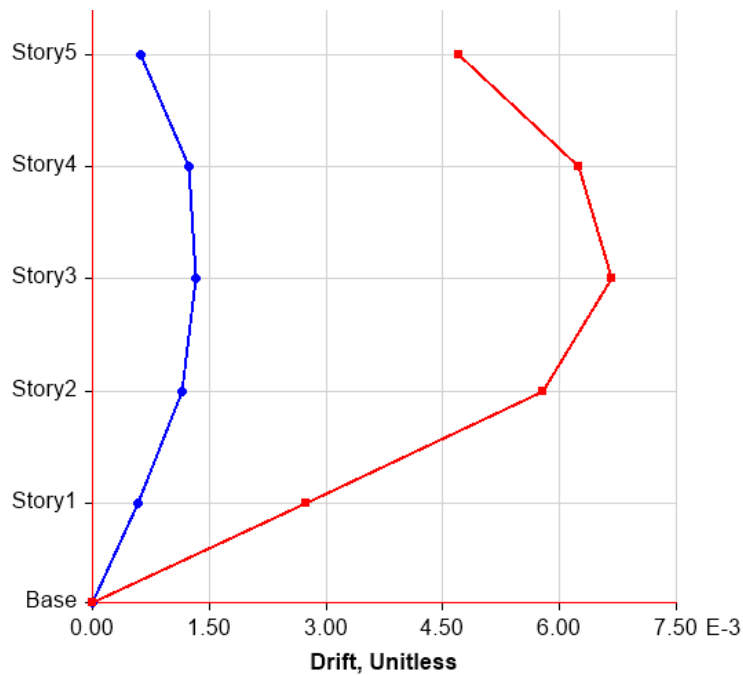
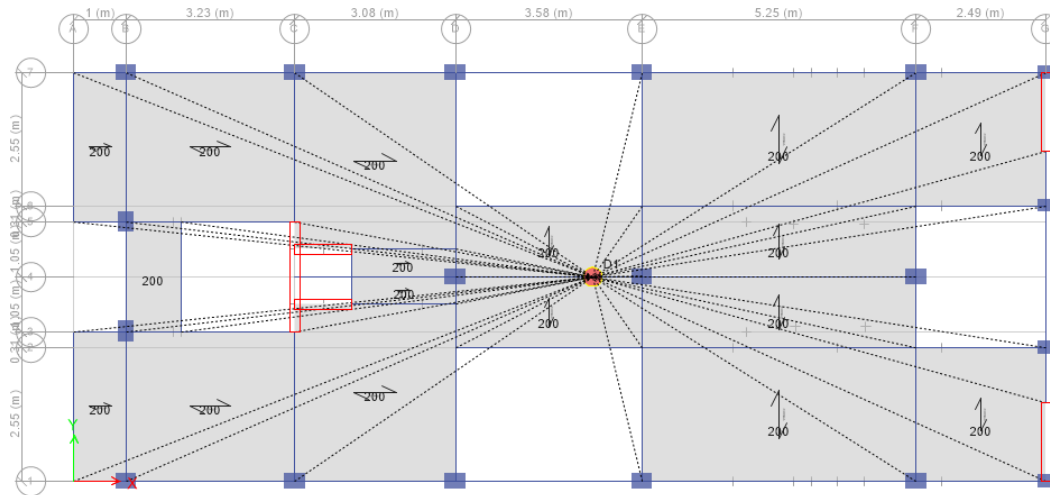


Figura 24. Desplazamiento sismo en Y



## 2.11.6. Análisis dinámico modal espectral por la norma E-030

### 2.11.6.1. Metrado de cargas



### 2.11.6.2. Irregularidades

#### 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.

0,75

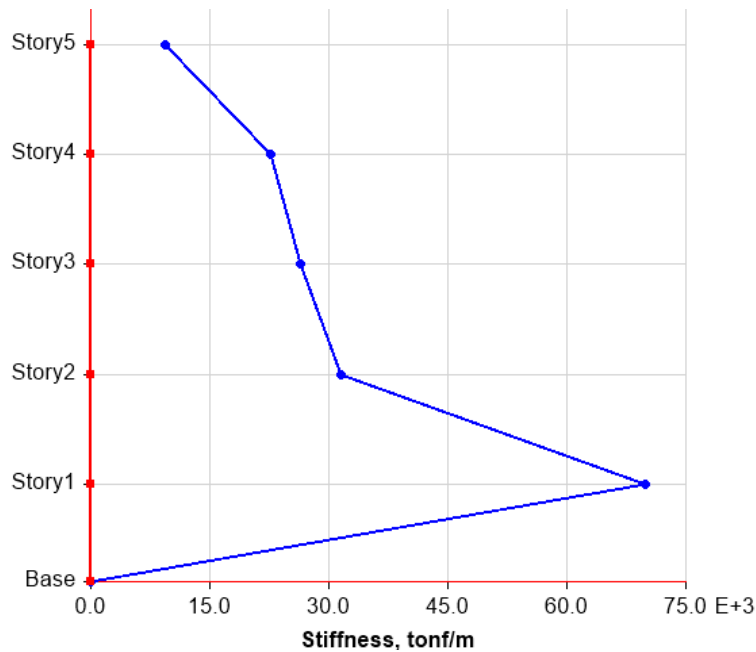


Figura 25. Irregularidad de rigidez

**Tabla 24**

*Irregularidad de rigidez*

Nivel	Elevation m	Location	X-Dir tonf/m	Ki+1/Ki	Prom/Ki
Story5	13.2	Top	9341.4	0.41	
Story4	10.5	Top	22626.0	0.86	
Story3	7.8	Top	26417.3	0.84	0.62
Story2	5.1	Top	31518.6	0.45	0.38
Story1	2.4	Top	69861.9		
Base	0	Top	0		

Fuente: elaboración propia

**Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)**

Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% 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.

**0,50**

<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b> 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.</p>	<p><b>0,90</b></p>
---	--------------------

**Tabla 25**

*Irregularidad de Masa*

Nivel	UX tonf-s <sup>2</sup> /m	UY tonf-s <sup>2</sup> /m	UZ tonf-s <sup>2</sup> /m	mi/mi+1
Story5	4.04	4.04	4.04	
Story4	12.2	12.2	12.2	1.05
Story3	11.6	11.6	11.6	1.00
Story2	11.6	11.6	11.6	0.97
Story1	12	12	12	

Fuente: elaboración propia

<p><b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, 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 (<math>\Delta_{prom}</math>). 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 indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p><b>0,75</b></p>
--	--------------------

**Tabla 26**

*Irregularidad torsional en X*

Nivel	Máximo en X mm	Promedio mm	Ratio
Story5	7.63	7.55	1.01
Story4	6.46	6.40	1.01
Story3	4.93	4.88	1.01
Story2	2.96	2.93	1.01
Story1	0.96	0.95	1.01

Fuente: elaboración propia

**Tabla 27**

*Irregularidad torsional en Y*

Nivel	Máximo en Y mm	Promedio en Y mm	Ratio
Story5	9.488	9.311	1.019
Story4	7.799	7.399	1.054
Story3	5.651	5.32	1.062
Story2	3.208	2.999	1.07
Story1	0.951	0.899	1.058

Fuente: elaboración propia

No hay irregularidad torsional en la estructuración dada. Así se concluye que los factores de irregularidad en planta y en altura son los siguientes:

$$I_a=1.0$$

$$I_p=1.0$$

### 2.11.6.3. Excentricidad accidental

Excentricidad accidental en X

$$0.05 \cdot 19 = 0.95$$

Excentricidad accidental en Y

$$0.05 \cdot 7.95 = 0.40$$

#### 2.11.6.4. Espectro de aceleración sísmica

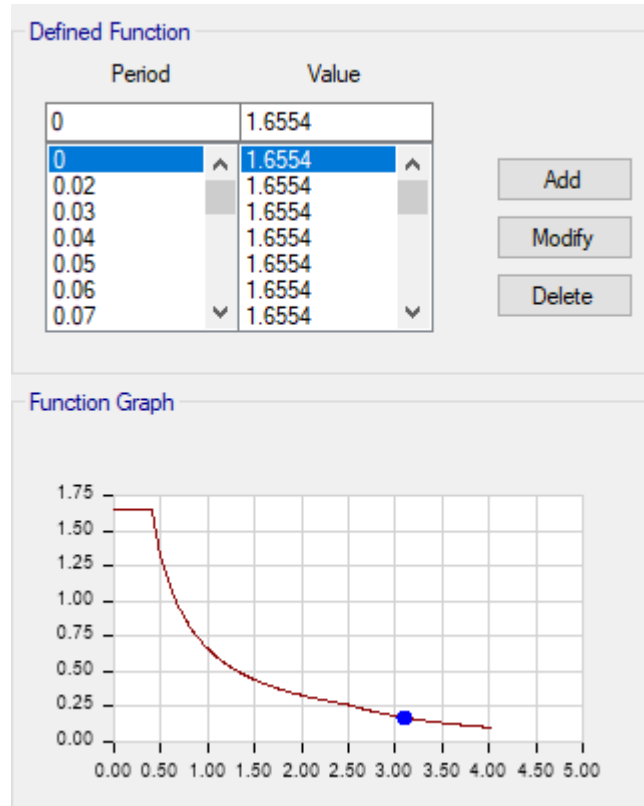


Figura 26. Espectro de aceleración sísmica 1

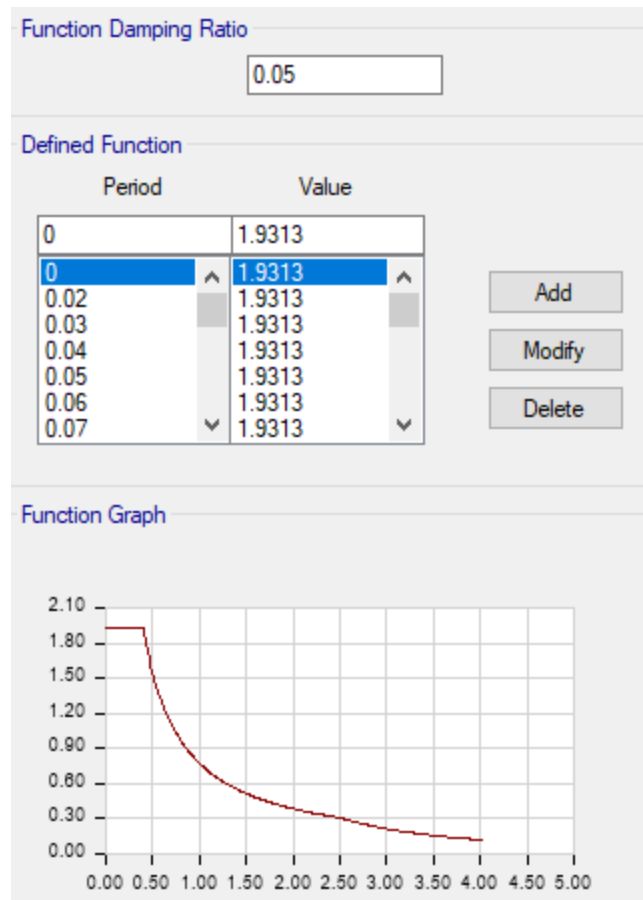


Figura 27. Espectro de aceleración sísmica 2

#### 2.11.6.5. Control de desplazamiento lateral (drift)

Tabla 28

*Desplazamiento lateral sismo X*

Nivel	Elevation m	X-Dir 1/1000	Y-Dir 1/1000
Story5	13.2	3.11000	0.25900
Story4	10.5	4.02800	0.25600
Story3	7.8	5.12300	0.26000
Story2	5.1	5.18300	0.23300
Story1	2.4	2.81100	0.10700
Base	0	0.00000	0.00000

Fuente: elaboración propia

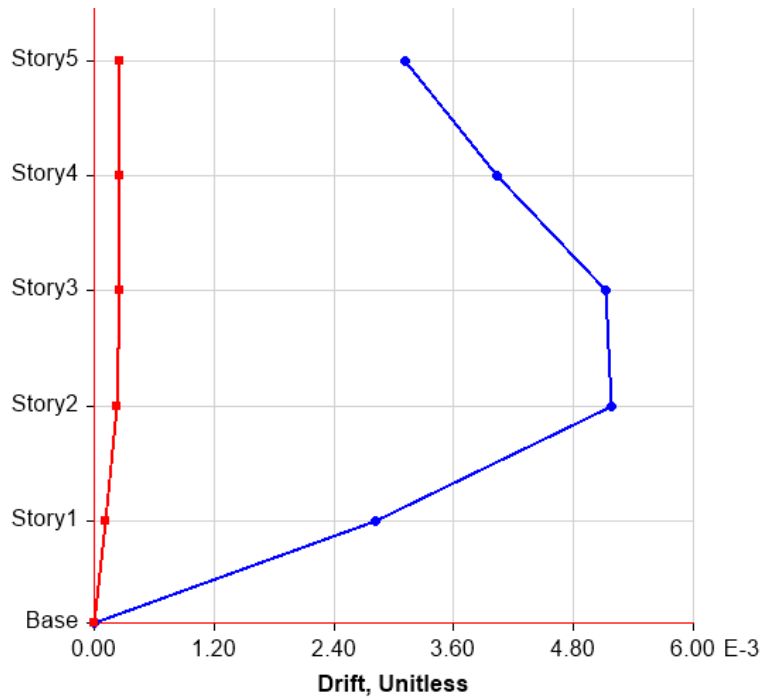


Figura 28. Desplazamiento lateral sísmico X

**Tabla 29**

*Desplazamiento lateral sísmico Y*

Nivel	Elevation m	X-Dir 1/1000	Y-Dir 1/1000
Story5	13.2	0.63	4.71
Story4	10.5	1.24	6.24
Story3	7.8	1.32	6.67
Story2	5.1	1.16	5.79
Story1	2.4	0.58	2.75
Base	0	0.00	0.00

Fuente: elaboración propia

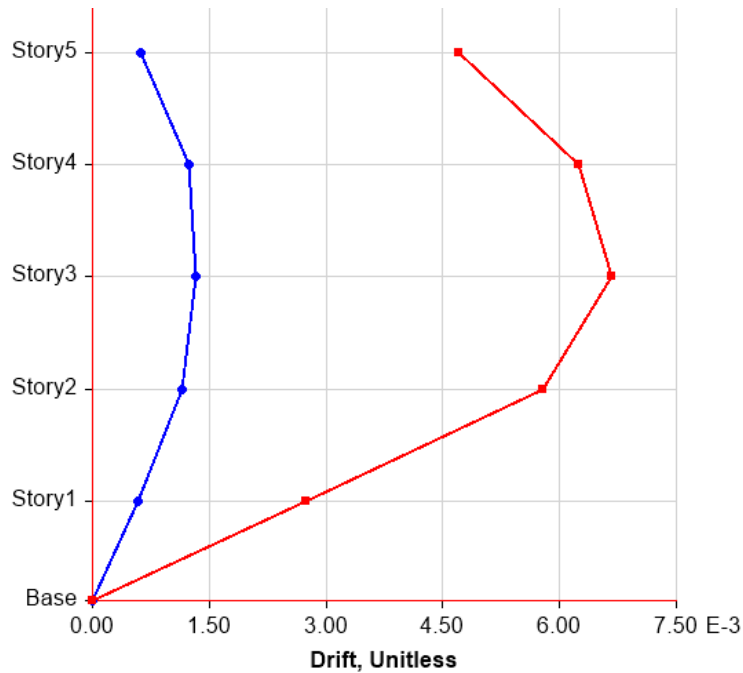


Figura 29. Desplazamiento lateral sismo Y

#### 2.11.6.6. Verificación de la fuerza cortante mínima

Tabla 30

*Fuerza cortante sismo X*

Nivel	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story5	13.2	Top	10.9086	0.0217
		Bottom	10.9086	0.0217
Story4	10.5	Top	34.7119	0.0766
		Bottom	34.7119	0.0766
Story3	7.8	Top	51.6488	0.1093
		Bottom	51.6488	0.1093
Story2	5.1	Top	62.4251	0.0936
		Bottom	62.4251	0.0936
Story1	2.4	Top	66.7113	0.1169
		Bottom	66.7113	0.1169
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Fuente: elaboración propia



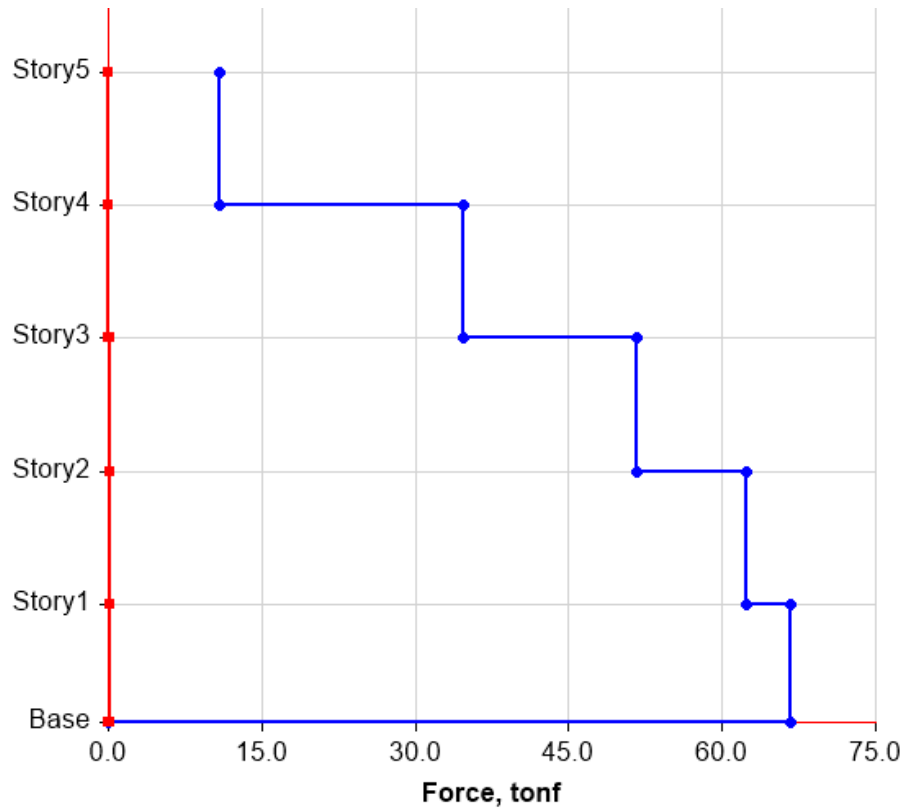


Figura 30. Fuerza cortante sismo X

**Tabla 31**

*Fuerza cortante sismo Y*

Nivel	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story5	13.2	Top	0.2978	13.498
		Bottom	0.2978	13.498
Story4	10.5	Top	0.3534	36.017
		Bottom	0.3534	36.017
Story3	7.8	Top	0.3147	50.75
		Bottom	0.3147	50.75
Story2	5.1	Top	0.1345	59.92
		Bottom	0.1345	59.92
Story1	2.4	Top	0.4314	63.382
		Bottom	0.4314	63.382
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Fuente: elaboración propia

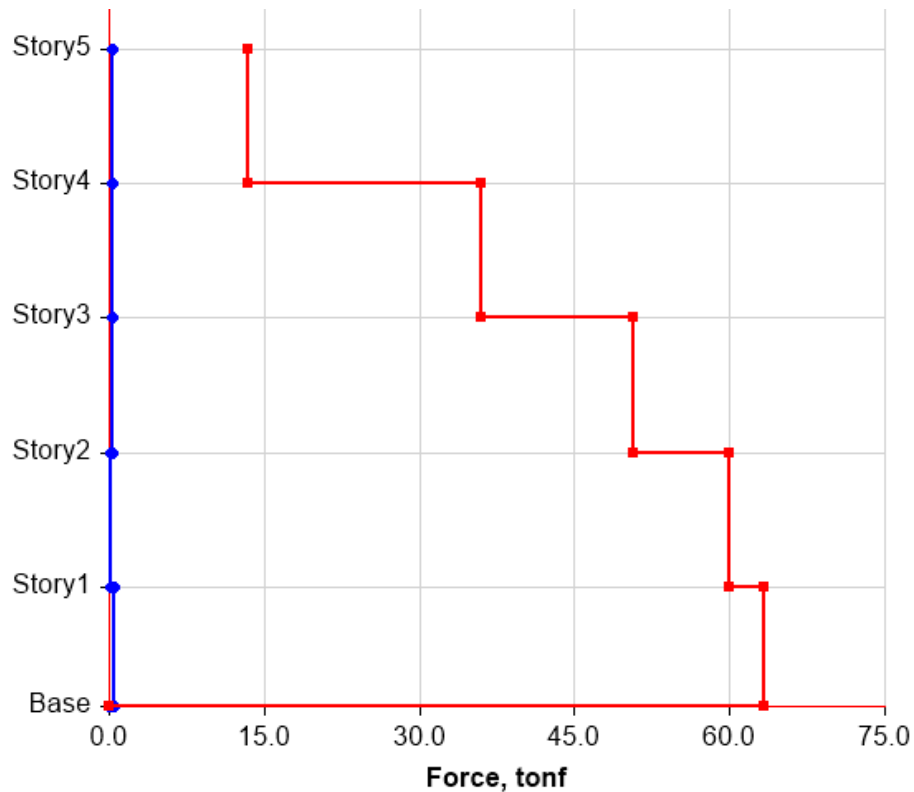


Figura 31. Fuerza cortante sismo Y

La cortante estática tuvo un valor de

$$V_{est}=79 \text{ t}$$

Las cortantes dinámicas fueron

$$V_{dx}=66.7 \text{ t}$$

$$V_{dy}=63.4 \text{ t}$$

Los factores de amplificación

$$EscX=1.18$$

$$EscY=1.24$$

### 2.11.7. Diseño de elementos estructurales

- Normas y cargas de diseño

Las normas de diseño consideradas para el presente trabajo de investigación son las

siguientes:

Norma de cargas E020

Norma de diseño sísmico E030

Norma de concreto armado E060

Norma de albañilería confinada E070

- **Método general de diseño**

El método general de diseño contemplado en este trabajo de investigación está basado en el método de diseño LRFD, contemplado en la norma peruana de diseño sísmico E060 y E070, que establece que la capacidad de un elemento debe ser mayor a la demanda ultima proveniente del análisis, es decir:

$$\phi M_n > M_u$$

### 2.11.7.1. Diseño de losas

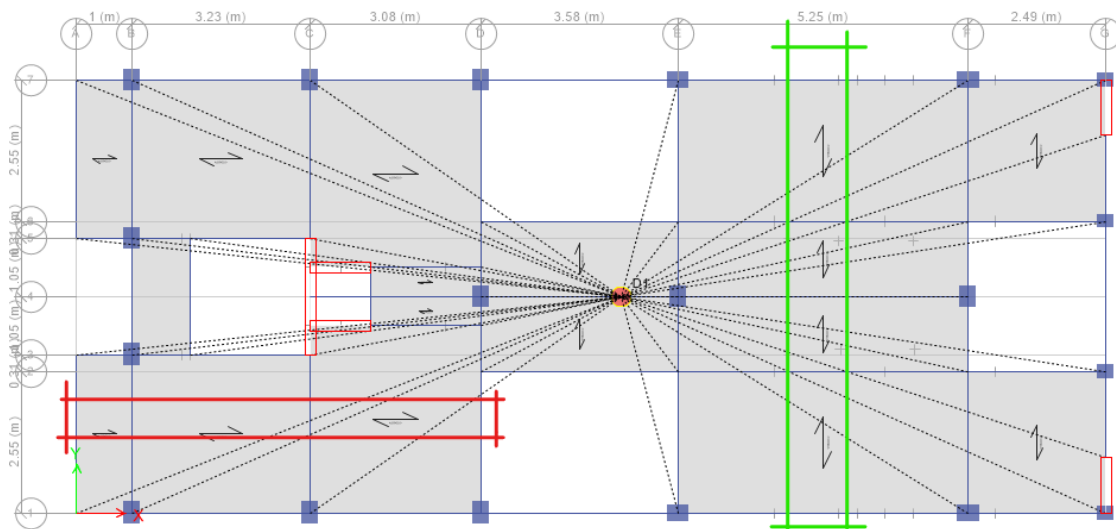
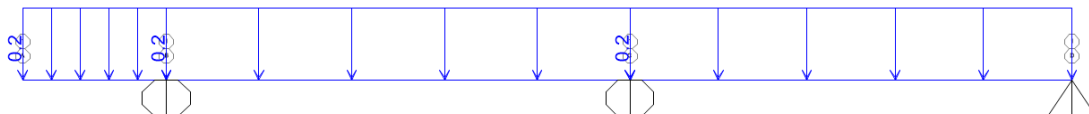
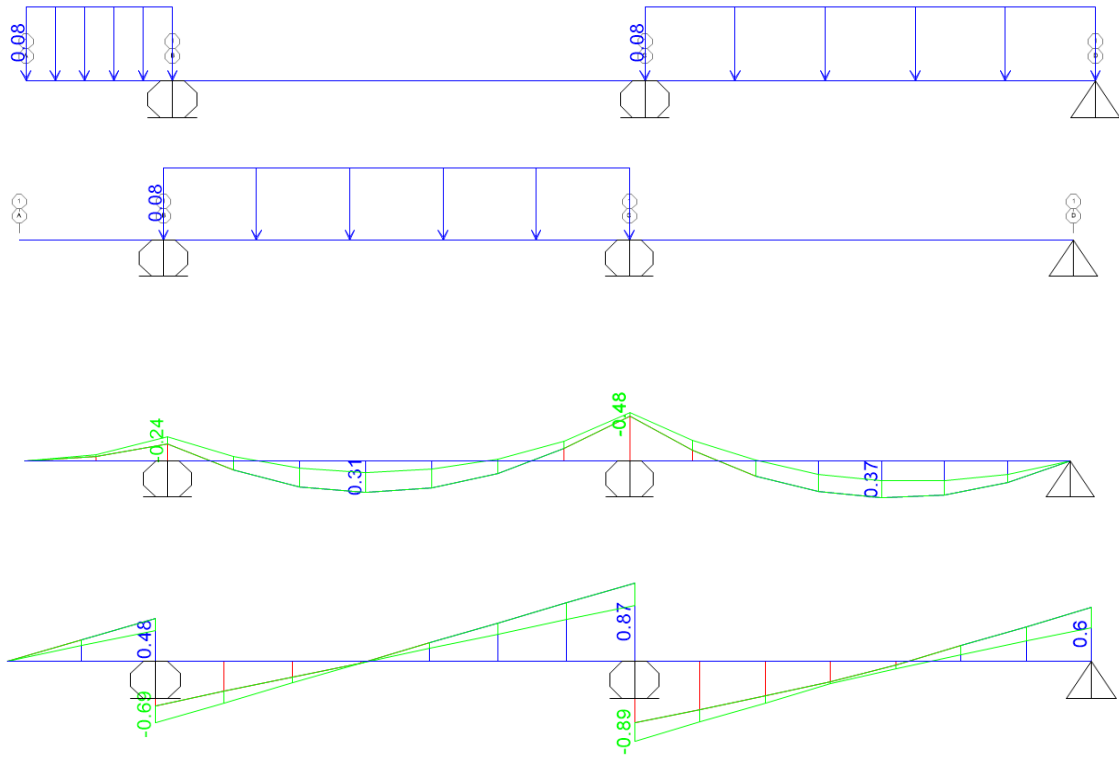


Figura 32. Losa para diseño





Diseño para el refuerzo positivo

### Diseño de viguetas

Geometría y materiales

$$b := 10 \cdot \text{cm}$$

$$h := 20 \cdot \text{cm}$$

$$r := 2 \cdot \text{cm}$$

$$f_{co} := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía y area de acero mínima

$$\rho_{\min} := \frac{0.70 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} = 0.002$$

$$A_{s\min} := \rho_{\min} \cdot b \cdot h = 0.48 \text{ cm}^2$$

+

Cuantía de acero balanceada y máxima

$$\beta := 0.85 \quad e_{cu} := 0.003 \quad E := 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad e_s := \frac{f_y}{E} = 0.002$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot \left( \frac{e_{cu}}{e_{cu} + e_s} \right) = 0.0217$$

$$A_{s\max} := 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot (h - r) = 2 \text{ cm}^2$$

Calculo del acero requerido

Factor de reducción

$$\phi := 0.9$$

Momento ultimo

$$M_u := 0.37 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$w := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot (h - r) = 15.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := 0.5 \cdot w \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_u}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s\min}, A_{s1}) = 0.51 \text{ cm}^2$$

Se usarán varillas de 3/8" 'pues suministran áreas de 0.71 cm<sup>2</sup>.

## Diseño para el refuerzo negativo

### Diseño de viguetas

Geometría y materiales

$$b := 10 \cdot \text{cm}$$

$$h := 20 \cdot \text{cm}$$

$$r := 2 \cdot \text{cm}$$

$$f_{co} := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía y area de acero mínima

$$\rho_{min} := \frac{0.70 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} = 0.002$$

$$A_{smin} := \rho_{min} \cdot b \cdot h = 0.48 \text{ cm}^2$$

Cuantía de acero balanceada y máxima

$$\beta := 0.85 \quad e_{cu} := 0.003 \quad E := 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad e_s := \frac{f_y}{E} = 0.002$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot \left( \frac{e_{cu}}{e_{cu} + e_s} \right) = 0.0217$$

$$A_{smax} := 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot (h - r) = 2 \text{ cm}^2$$

Calculo del acero requerido

Factor de reducción

$$\phi := 0.9 \quad +$$

Momento ultimo

$$M_u := 0.48 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$w := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot (h - r) = 15.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := 0.5 \cdot w \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_u}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h - r)}} \right) = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \max(A_{smin}, A_{s1}) = 0.669 \text{ cm}^2$$

Se usarán varillas de 3/8" 'pues suministran áreas de 0.71 cm<sup>2</sup>.

Verificación del cortante en viguetas

Cortante último del análisis  $V_u := 0.89 \cdot \text{tonf}$

Factor de reducción por cortante  $\varphi_c := 0.75$

Resistencia al corte del concreto  $V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot h = 1.69 \text{ tonf}$

Resistencia nominal  $V_n := \varphi_c \cdot V_c = 1.27 \text{ tonf}$

2.11.7.2. Diseño de vigas

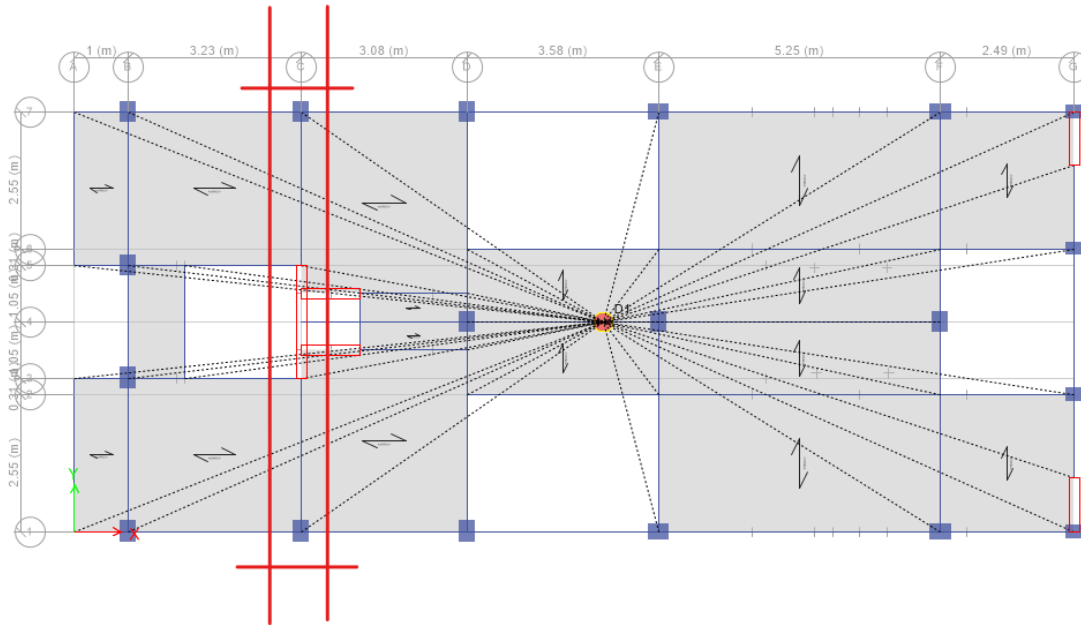


Figura 33. Viga para diseño

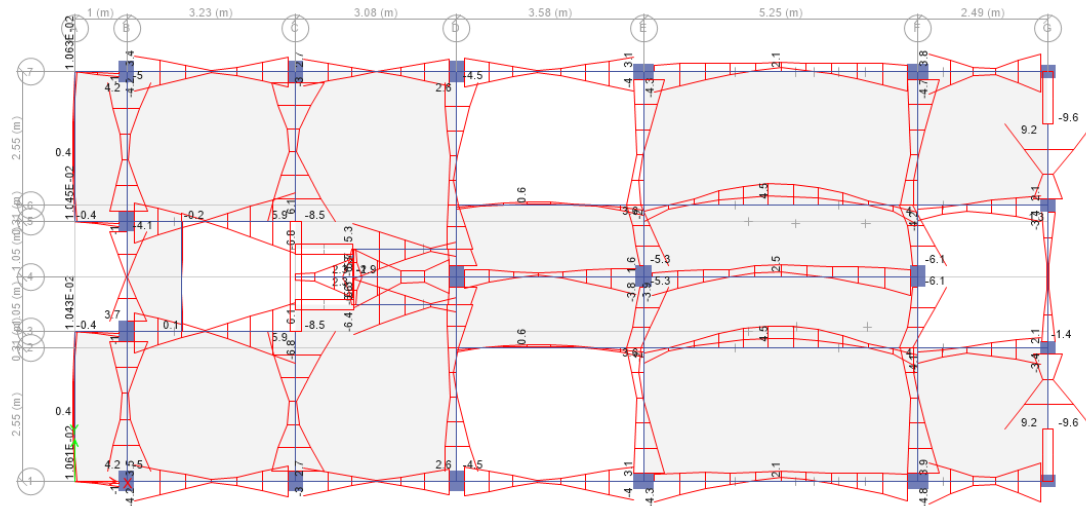


Figura 34. Diagramas en el modelo

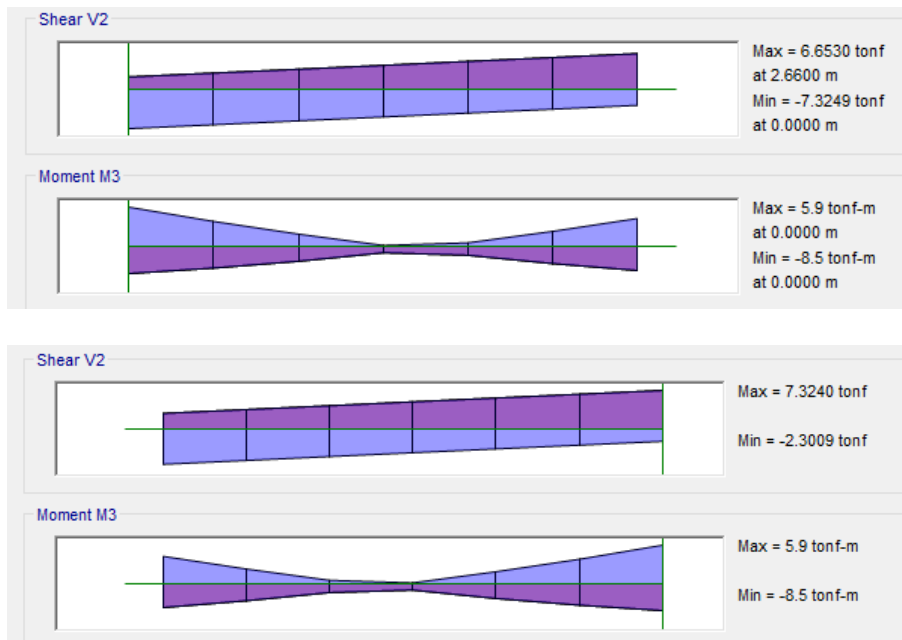


Figura 35. Diagramas de momentos y esfuerzos máximos



$$b := 25 \cdot \text{cm}$$

$$h := 40 \cdot \text{cm}$$

$$r := 6 \cdot \text{cm}$$

$$f_{co} := 280 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

+

Cuantía y area de acero mínima

$$\rho_{min} := \frac{0.70 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} = 0.003$$

$$A_{smin} := \rho_{min} \cdot b \cdot h = 2.79 \text{ cm}^2$$

Cuantía de acero balanceada y máxima

$$\beta := 0.85 \quad e_{cu} := 0.003 \quad E := 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad e_s := \frac{f_y}{E} = 0.002$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot \left( \frac{e_{cu}}{e_{cu} + e_s} \right) = 0.029$$

$$A_{smax} := 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot (h - r) = 12.283 \text{ cm}^2$$

Calculo del acero requerido

Apoyo izquierdo

Centro

Apoyo derecho

$$M_{ult} := 8.5 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{umt} := 0 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{urt} := 8.5 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ulb} := 5.9 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{umb} := 2 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{urb} := 5.9 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$w := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot (h-r) = 96.333 \text{ cm}^2 \quad \phi := 0.9$$

$$A_{slt} := 0.5 \cdot w \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Mult}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h-r)}} \right) = 6.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{slb} := 0.5 \cdot w \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Mulb}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h-r)}} \right) = 4.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{smt} := 0.5 \cdot w \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Munt}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h-r)}} \right) = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{smb} := 0.5 \cdot w \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Mumb}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h-r)}} \right) = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{srt} := 0.5 \cdot w \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Murt}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h-r)}} \right) = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{srb} := 0.5 \cdot w \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Murb}{\phi \cdot f_y \cdot w \cdot (h-r)}} \right) = 4.36 \text{ cm}^2$$

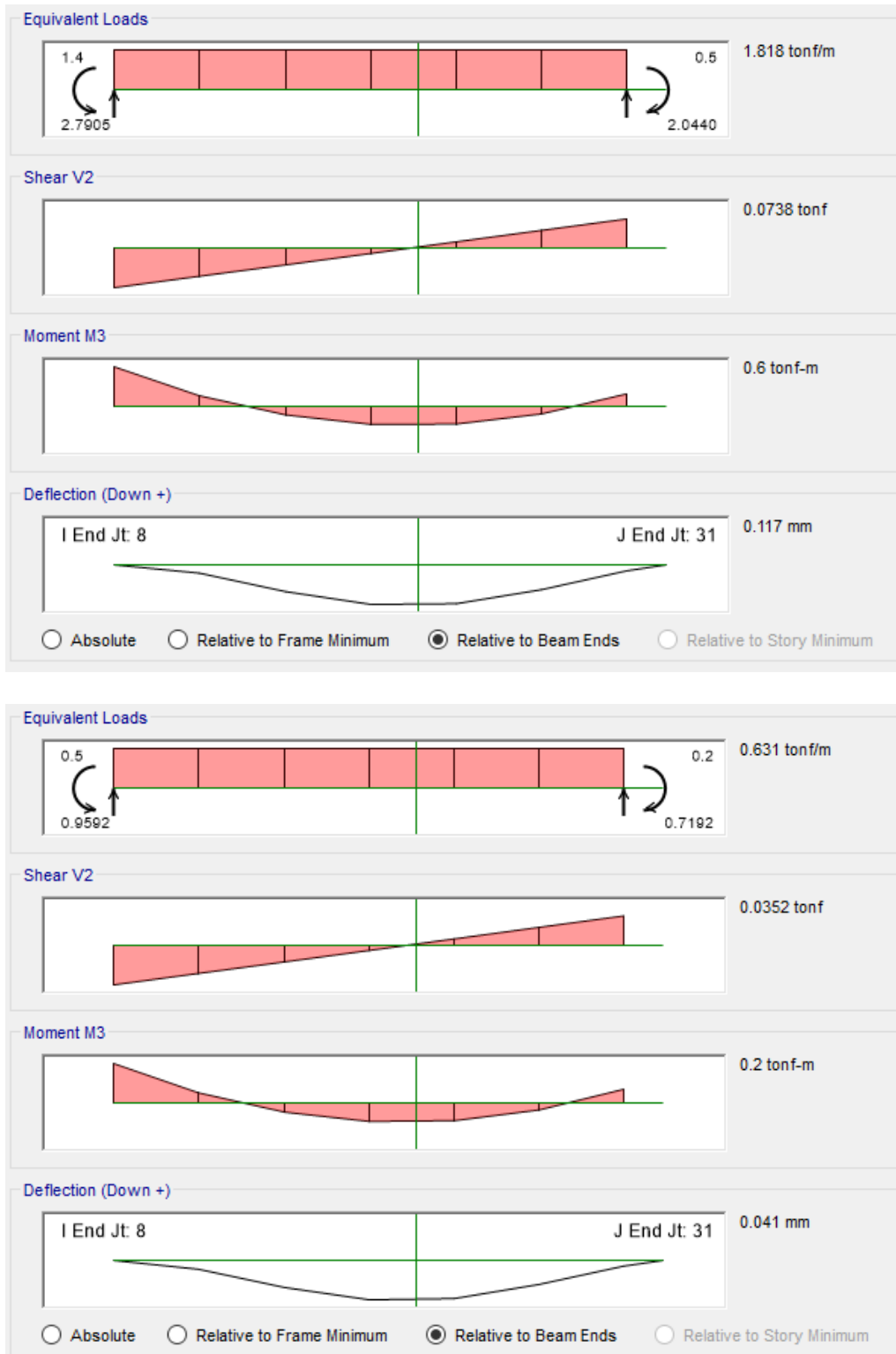


Figura 36. Diagramas de momentos y esfuerzos cortantes

Se usan dos varillas de tres cuartos corridas y una de refuerzo en los extremos.

## DISEÑO DE VIGAS POR CAPACIDAD

### MATERIALES CONSIDERADOS

Esfuerzo de fluencia  $f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia a la compresión  $f_c := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### PROPIEDADES DE LA VIGA

Luz libre entre apoyos  $L_n := 3.9 \cdot \text{m}$

Peralte  $h := 40 \cdot \text{cm}$       Peralte efectivo  $d := h - 6 \cdot \text{cm} = 0.34 \text{ m}$

Base  $b := 25 \cdot \text{cm}$

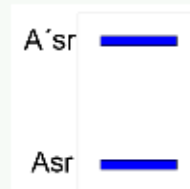
Carga muerta unitaria  $W_m := 1.82 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

Carga viva unitaria  $W_v := 0.63 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

### REFUERZO COLOCADO EXTREMO IZQUIERDO

Area de acero superior (left)  $A_{stl} := 8.55 \cdot \text{cm}^2$

Area de acero inferior (left)  $A_{sdl} := 5.70 \cdot \text{cm}^2$



### REFUERZO COLOCADO EXTREMO DERECHO

Area de acero superior (righ)  $A_{str} := 8.55 \cdot \text{cm}^2$

Area de acero inferior (righ)  $A_{sdr} := 5.70 \cdot \text{cm}^2$

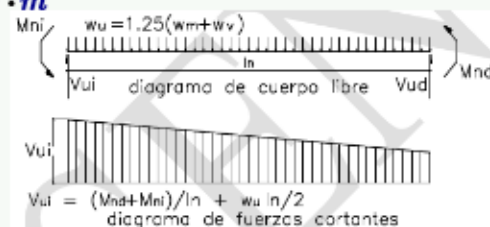
### • Análisis del primer caso

$$M_{ni} := f_y \cdot A_{stl} \cdot \left( d - \frac{f_y \cdot A_{stl}}{1.7 \cdot f_c \cdot b} \right) = 11.87 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{nd} := f_y \cdot A_{sdr} \cdot \left( d - \frac{f_y \cdot A_{sdr}}{1.7 \cdot f_c \cdot b} \right) = 8.26 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$W_u := 1.25 \cdot (W_m + W_v) = 3.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$V_{ui} := \frac{W_u \cdot L_n}{2} + \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} = 11.1 \text{ tonf}$$



Diametro de los estribos elegidos

$$db := \frac{3}{8} \cdot \text{in} = 9.525 \text{ mm}$$

Area de la varilla elegida

$$As := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 71.3 \text{ mm}^2$$

Numero de ramas por sección

$$n := 2$$

Espaciamiento máximo

$$S01 := \frac{fy \cdot n \cdot As}{Vui} \cdot d = 0.201 \text{ m}$$

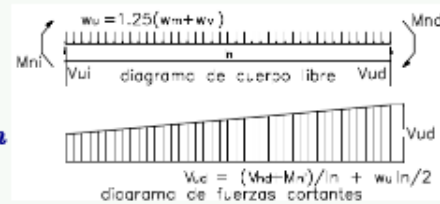
• Análisis del segundo caso

$$Mni := fy \cdot Asdl \cdot \left( d - \frac{fy \cdot Asdl}{1.7 \cdot fc \cdot b} \right) = 8.3 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mnd := fy \cdot Astr \cdot \left( d - \frac{fy \cdot Astr}{1.7 \cdot fc \cdot b} \right) = 11.9 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Wu := 1.25 \cdot (Wm + Wv) = 3.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$Vui := \frac{Wu \cdot Ln}{2} + \frac{Mni + Mnd}{Ln} = 11.1 \text{ tonf}$$



+

Diametro de los estribos elegidos

$$db := \frac{3}{8} \cdot \text{in} = 9.525 \text{ mm}$$

Area de la varilla elegida

$$As := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 71.3 \text{ mm}^2$$

Numero de ramas por sección

$$n := 2$$

Espaciamiento máximo

$$S01 := \frac{fy \cdot n \cdot As}{Vui} \cdot d = 0.201 \text{ m}$$

De los resultados encontrados, se ve que se requieren estribos de 3/8", distribuidos de acuerdo con la reglamentación de pórticos de dúctiles

[1@0.05, 7@0.10, Rtp@0.20](#)

### 2.11.7.3. Diseño de columnas

A modo de ejemplo de diseño de columnas, se procederá a diseñar la columna mostrada en la siguiente figura.

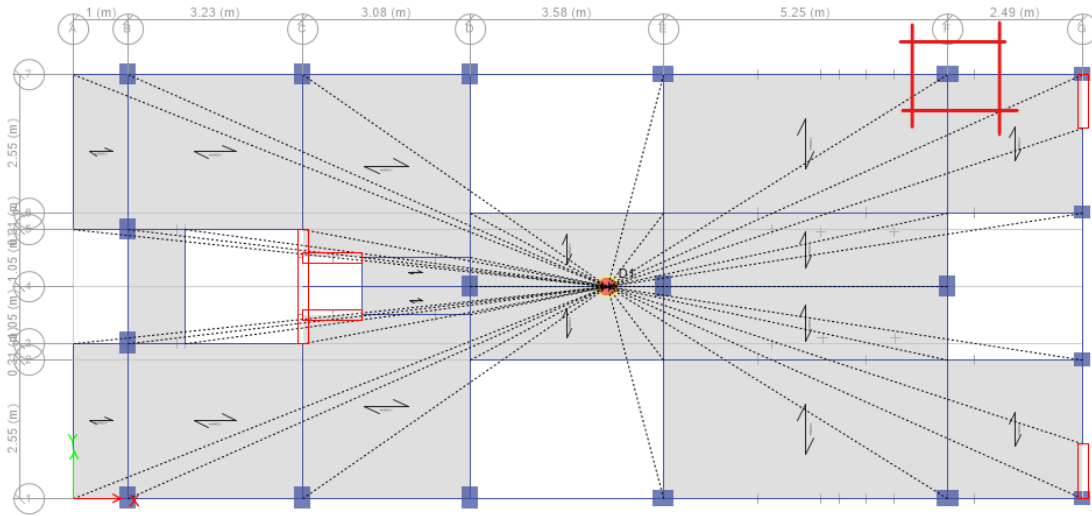


Figura 37. Columna para diseño

El diseño de cualquier elemento estructural requerirá del conocimiento de las fuerzas sísmicas y gravitacionales. A continuación, se muestran las fuerzas obtenidas del análisis.

**Tabla 32**

*Fuerzas obtenidas del análisis*

Caso	Estación m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Dead	0.0	-23.6	0.40	0.46	0.0	0.4	0.3
Dead	1.0	-23.4	0.40	0.46	0.0	-0.1	-0.1
Dead	2.0	-23.1	0.40	0.46	0.0	-0.5	-0.5
Live	0.0	-5.4	0.11	0.11	0.0	0.1	0.1
Live	1.0	-5.4	0.11	0.11	0.0	0.0	0.0
Live	2.0	-5.4	0.11	0.11	0.0	-0.1	-0.1
Sx	0.0	9.0	2.43	0.08	0.0	0.1	3.3
Sx	1.0	9.0	2.43	0.08	0.0	0.0	1.0
Sx	2.0	9.0	2.43	0.08	0.0	0.1	1.4

Sy	0.0	8.8	0.34	0.84	0.0	1.4	0.4
Sy	1.0	8.8	0.34	0.84	0.0	0.6	0.1
Sy	2.0	8.8	0.34	0.84	0.0	0.2	0.3

Fuente: elaboración propia

De acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico, la verificación de la demanda sísmica deberá hacerse considerando las combinaciones de carga propuestas en la norma peruana de diseño. A continuación, se muestran las combinaciones de carga obtenidas del análisis.

**Tabla 33**

*Combinaciones de carga*

Combo	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Comb1	-42.32	0.75	0.84	0.60	0.50
Comb2 Max	-14.69	2.82	0.54	0.40	3.60
Comb2 Min	-32.61	-2.03	0.37	0.30	-3.10
Comb3 Max	-14.87	0.73	1.30	1.80	0.70
Comb3 Min	-32.42	0.06	-0.38	-1.10	-0.10
Comb4 Max	-10.08	3.39	0.52	0.40	4.40
Comb4 Min	-32.48	-2.68	0.31	0.20	-3.90
Comb5 Max	-8.12	0.86	1.67	2.50	0.80
Comb5 Min	-34.44	-0.15	-0.84	-1.80	-0.30

Fuente: elaboración propia

El requerimiento de acero en la sección se determinó como el área de acero mínimo requerido por norma, es decir, del 1%. Con base en esto se usaron doce varillas de 12". A continuación, se muestra la sección considerada.

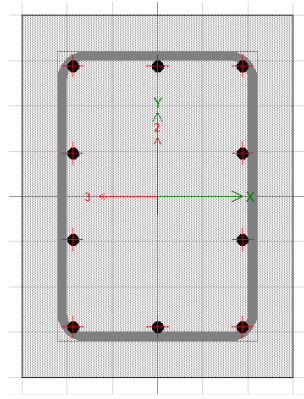


Figura 38. Columna modelo

La verificación de la demanda flexoaxial se hace mediante el diagrama de interacción. A continuación, se muestran los diagramas de interacción en ambas direcciones.

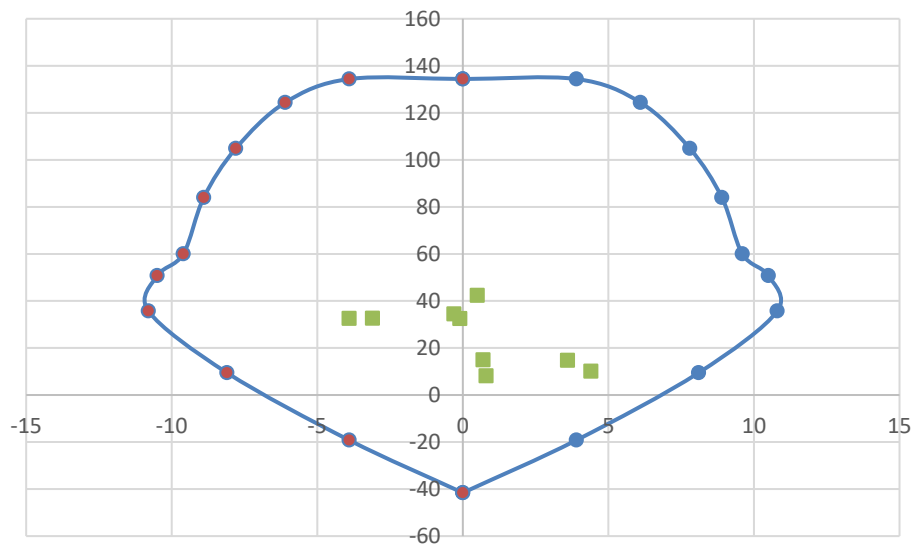


Figura 39. Diagrama de interacción en X



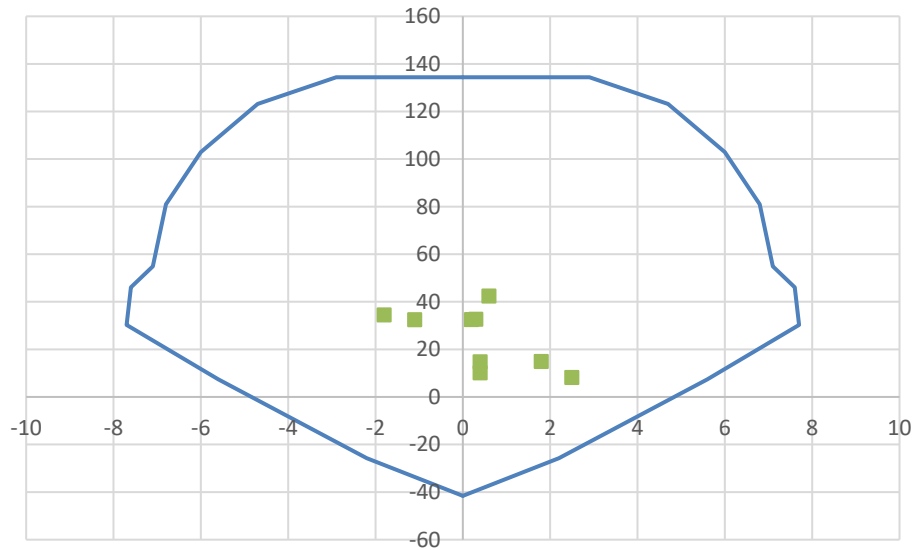


Figura 40. Diagrama de interacción en Y

#### Diseño de columnas por capacidad

##### Materiales y sección transversal de columnas

Base de la columna	$bo := 30 \text{ cm}$
Peralte de la columna	$to := 30 \cdot \text{cm}$
Altura de entrepiso	$hn := 2.40 \cdot \text{m}$
Resistencia a la compresion	$fco := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Esfuerzo de fluencia	$fy := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Recubrimiento	$ro := 6 \cdot \text{cm}$

##### Momentos nominales asociadas a la seccion de analisis en 3-3

Momento nominal superior	$Mns := 14.8 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$
Momento nominal inferior	$Mni := 14.8 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$
Cortante ultimo	$Vu := \frac{Mns + Mni}{hn} = 12.33 \text{ tonf}$

##### Aporte de la resistencia del concreto al cortante

$$Vc := 0.53 \cdot \sqrt{fco \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bo \cdot to = 7.62 \text{ tonf}$$

Cortante requerido por el refuerzo transversal

$$\phi := 0.75 \quad V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = 8.82 \text{ tonf}$$

Diametro de refuerzo transversal  $\phi_b := \frac{3}{8} \cdot \text{in}$

Area de las varillas  $A_{sb} := \frac{\pi \cdot \phi_b^2}{4} = 71.26 \text{ mm}^2$

Numero de ramas  $n_o := 2$

Espaciamiento del estribo  $s_o := \frac{n_o (t_o - r_o) \cdot f_y \cdot A_{sb}}{V_s} = 17.944 \text{ cm}$

Se colocarán estribos de la siguiente forma:

[1@0.05](#); [7@0.10](#); [Rto@0.15](#)

#### 2.11.7.4. Diseño de muros estructurales

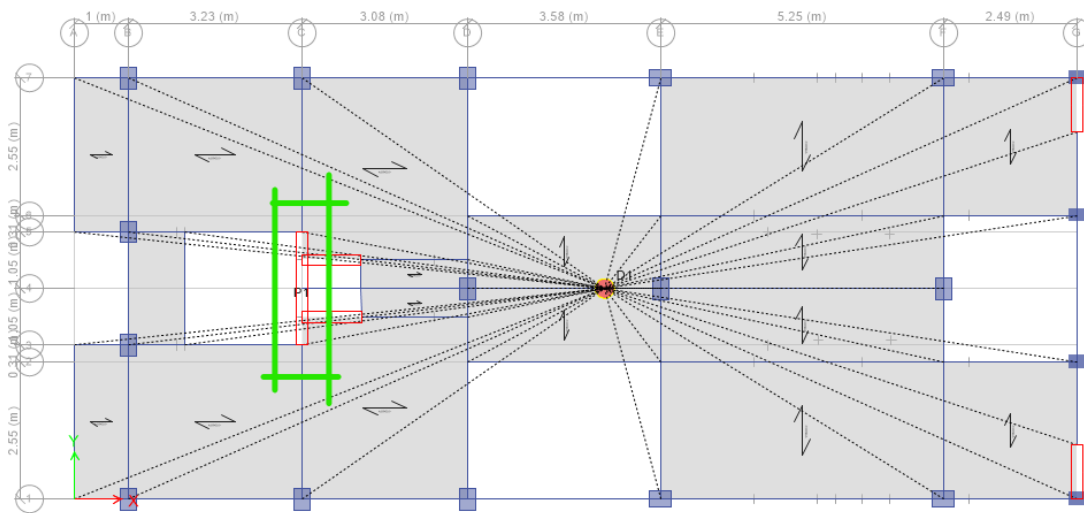


Figura 41. Placa para diseño

**Tabla 34**

*Fuerzas obtenidas del análisis*

Carga	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Dead	Top	-40.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Dead	Bottom	-42.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Live	Top	-6.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Live	Bottom	-6.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SX	Top	88.8	1.3	0.7	0.0	0.2	0.6
SX	Bottom	88.8	1.3	0.7	0.0	1.9	3.7
SY	Top	0.3	49.9	0.0	0.1	0.0	37.2
SY	Bottom	0.3	49.9	0.0	0.1	0.0	155.3

Fuente: elaboración propia

**Tabla 35**

*Combinaciones de carga*

Combo	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Comb1	-71.6	0.0	0.0	0.0	0.1	-0.1
Comb2 Max	46.0	1.3	0.7	0.0	1.9	3.7
Comb2 Min	-131.6	-1.4	-0.7	0.0	-1.9	-3.8
Comb3 Max	-42.5	49.9	0.0	0.1	0.0	155.2
Comb3 Min	-43.1	-50.0	0.0	-0.1	0.0	-155.3
Comb4 Max	72.5	1.7	0.9	0.0	2.4	4.6
Comb4 Min	-149.5	-1.7	-0.9	0.0	-2.3	-4.7
Comb5 Max	-38.1	74.9	0.0	0.2	0.0	232.9
Comb5 Min	-39.0	-74.9	0.0	-0.2	0.0	-232.9

Fuente: elaboración propia

## DISEÑO DE PLACAS

### Geometria de la sección y materiales

Longitud del muro	$lm := 2.10 \cdot m$
Espesor del muro	$tm := 0.20 \cdot m$
Altura del muro	$hm := 2.4 \cdot m$
Resistencia a la compresion del concreto	$fco := 210 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$
Esfuerzo de fluencia del acero	$fy := 4200 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$

### Cargas del analisis sismico

$$Pu := -39 \cdot tonf \quad Mu := 233 \cdot tonf \cdot m$$

### Cuantia de acero en los elementos de borde

Ancho del elemento de borde derecho	$br := 0.40 \cdot m$
Ancho del elemento de borde izquierdo	$bl := 0.40 \cdot m$
Distancia entre las cargas	$lr := lm - 0.5 \cdot br - 0.5 \cdot bl = 1.7 \ m$
Carga axial elemento de borde derecho	$Pru := \frac{Pu}{2} + \frac{Mu}{lr} = 117.56 \ tonf$
Carga axial elemento de borde izquierdo	$Plu := \frac{Pu}{2} - \frac{Mu}{lr} = -156.56 \ tonf$
Factor de reduccion por carga axial	$\phi := 0.85$

$$Puf := \max(\text{abs}(Plu), \text{abs}(Pru)) = 156.559 \ tonf$$

### Area de acero requerida en los bordes

$$Asb := \frac{\frac{1.25 \cdot Puf}{\phi} - 0.85 \cdot fco \cdot br \cdot tm}{fy - 0.85 \cdot fco} = 16.43 \ cm^2$$

### Area de acero en el alma del muro

Cuantia minima de refuerzo longitudinal	$\rho_w := 0.0025$	+
Area de refuerzo longitudinal /metro	$Asw := \rho_w \cdot 100 \cdot cm \cdot tm = 5 \ cm^2$	

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis anterior, se requiere un área de acero de  $16.5\text{cm}^2$  en los elementos de borde; sin embargo, del análisis del diagrama de interacción y de la demanda sísmica, se observó que se requería mucha más área. El área considerada fue de 12 varillas de  $3/4"$ .

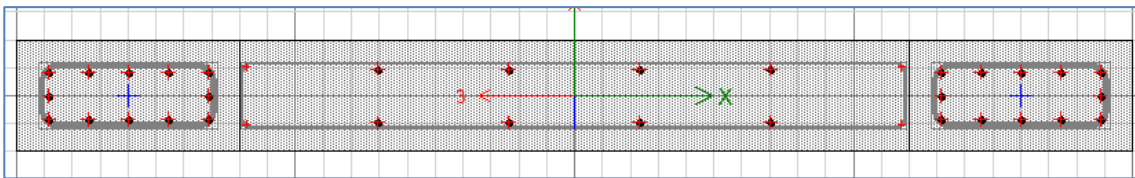


Figura 42. Placa modelo

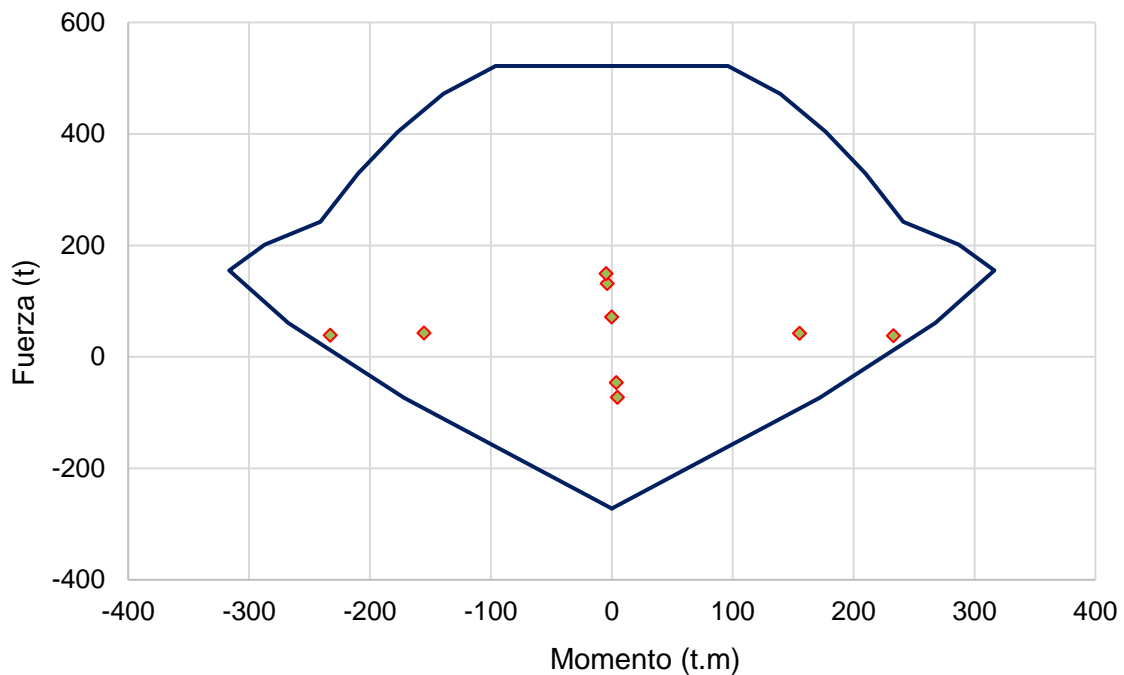


Figura 43. Diagrama de interacción de placa

### DISEÑO DE PLACAS POR CAPACIDAD

Fuerzas provenientes del análisis

Cortante ultimo análisis	$V_{ua} := 75 \cdot \text{tonf}$
Momento ultimo análisis	$M_{ua} := 233 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$
Momento nominal	$M_n := 384 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$
Razon Mn/Mua	$R_o := \frac{M_n}{M_{ua}} = 1.648$
Factor de amplificación	$R_o := 1.648$
Cortante ultimo del análisis	$V_u := V_{ua} \cdot R_o = 123.6 \text{ tonf}$

Aporte del concreto a la resistencia al corte

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co}} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \text{lm} \cdot \text{tm} = 35.56 \text{ tonf}$$

Calculo del cortante aportado por el acero

$$\phi := 0.75 \quad V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = 129.24 \text{ tonf}$$

Determinacion del refuerzo y espaciamiento

Diámetro de las varillas	$db := \frac{1}{2} \cdot \text{in}$
Area de las varillas	$Ab := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 126.677 \text{ mm}^2$
Número de capaz	$no := 2$
Espaciamiento maximo	$so := \frac{\text{lm} \cdot f_y \cdot no \cdot Ab}{V_s} = 19.059 \text{ cm}$

Como refuerzo horizontal, se colocarán varillas de acero de 1/2'' espaciadas cada 17.5cm.

### DISEÑO DE ELEMENTOS DE BORDE

Momento nominal	$M_u := 233 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$
Carga axial amplificada	$P_u := -39 \cdot \text{tonf}$
Esfuerzo de compresión	$\sigma_1 := \frac{P_u}{\text{lm} \cdot \text{tm}} - \frac{6 \cdot M_u}{\text{tm} \cdot \text{lm}^2} = -152.216 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Esfuerzo de tensión	$\sigma_2 := \frac{P_u}{\text{lm} \cdot \text{tm}} + \frac{6 \cdot M_u}{\text{tm} \cdot \text{lm}^2} = 135.368 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Profundidad del eje neutro	$c_o := \frac{\sigma_1}{\sigma_1 - \sigma_2} \cdot \text{lm} = 1.112 \text{ m}$
Desplazamiento superior del muro	$\delta_u := 5.7 \cdot \text{cm}$
Altura total del muro	$H_m := 13.2 \cdot \text{m}$
Distorsión de techo	$\frac{\delta_u}{H_m} = 4.318 \cdot 10^{-3}$
Distorsión mínima a considerar	$\Delta_o := 0.0043$
Evaluación del parámetro	$c_1 := \frac{\text{lm}}{600 \cdot (\Delta_o)} = 0.814 \text{ m}$

Como se observa de los resultados, se requieren elementos de borde

Se han colocado elementos de borde 40cm de profundidad.

### 2.11.7.5. Diseño de zapatas aisladas

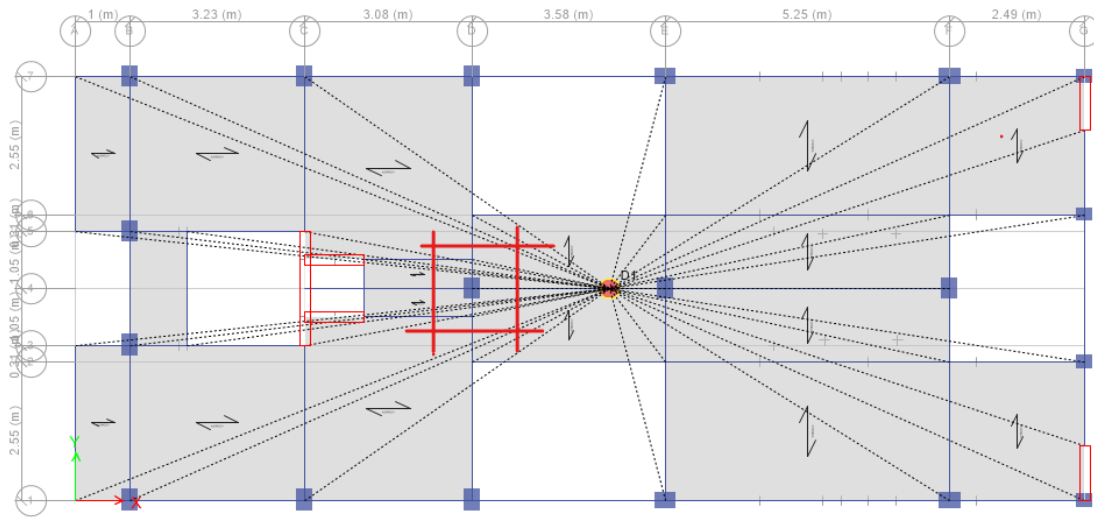


Figura 44. Zapata para diseño

**Tabla 36**

*Fuerzas obtenidas del análisis*

Caso	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Dead	0.0	-28.3	0.0	0.3	0.0	0.3	0.0
Dead	1.0	-28.1	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0
Dead	2.0	-27.8	0.0	0.3	0.0	-0.4	0.0
Live	0.0	-5.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
Live	1.0	-5.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
Live	2.0	-5.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
Sx	0.0	29.5	0.0	2.4	0.0	2.6	0.0
Sx	1.0	29.5	0.0	2.4	0.0	0.3	0.0
Sx	2.0	29.5	0.0	2.4	0.0	2.0	0.0
Sy	0.0	0.6	1.6	0.0	0.0	0.0	2.5
Sy	1.0	0.6	1.6	0.0	0.0	0.0	0.9
Sy	2.0	0.6	1.6	0.0	0.0	0.0	0.6

Fuente: elaboración propia

1) Dimensiones de la columna

$$t_3 = 0.30 \text{ m}$$



$$t_2 = 0.40 \text{ m}$$

$$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_3 \text{ orientado con (X o Y)} = Y$$

## 2) Cargas aplicadas

$$P_m = 28.30 \text{ tn}$$

$$P_v = 5.10 \text{ tn}$$

$$P_{sx} = 29.50 \text{ tn}$$

$$P_{sy} = 0.60 \text{ tn}$$

$$M_{mx} = 0.30 \text{ tn-m}$$

$$M_{vx} = 0.10 \text{ tn-m}$$

$$M_{my} = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$M_{vy} = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$M_{sx} = 2.60 \text{ tn-m}$$

$$M_{sy} = 2.50 \text{ tn-m}$$

## 3) Datos del terreno (capacidad admisible)

$$s_t = 4.00 \text{ kg/cm}^2 = 40.00 \text{ tn/m}^2$$

## 4) Dimensionamiento

### 4.1) verificación (Momento sin sismo)

$$P_m = 28.30 \text{ Tn}$$

$$P_v = 5.10 \text{ Tn}$$

$$M_{mx} = 0.30 \text{ tn-m}$$

$$M_{vx} = 0.10 \text{ tn-m}$$

$$M_{my} = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$M_{vy} = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$\text{Área tentativa} = \frac{33.40 \times 1.05}{36.00} = 0.97 \text{ m}^2$$

a) Buscando las dimensiones de la zapata:

$$L_x = 1.10 \text{ m}$$

$$L_y = 1.00 \text{ m}$$

b) Verificamos momentos en X

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$s = \frac{35.07}{1.10} + \frac{2.40}{1.21} = 33.87 \text{ tn/m}^2$$

c) Verificamos momentos en Y

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{35.07}{1.10} + \frac{0.00}{1.10} = 31.88 \text{ tn/m}^2$$

d) Verificamos biaxialmente

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{35.07}{1.10} + \frac{2.40}{1.21} + \frac{0.00}{1.10} = 33.87 \text{ tn/m}^2$$

#### 4.2) Verificación (Sismo en X)

$$P_m = 28.30 \text{ tn}$$

$$P_v = 5.10 \text{ tn}$$

$$P_{sx} = 29.50 \text{ tn}$$

$$P_{sy} = 0.60 \text{ tn}$$

$$M_{mx} = 0.30 \text{ tn-m}$$

$$M_{vx} = 0.10 \text{ tn-m}$$

$$M_{my} = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$M_{vy} = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$M_{sx} = 2.60 \text{ tn-m}$$

$$M_{sy} = 2.50 \text{ tn-m}$$

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{66.05}{1.10} + \frac{18.00}{1.21} + \frac{0.00}{1.10} = 74.92 \text{ tn/m}^2$$

#### 4.3) verificación (Sismo en Y)

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{66.05}{1.10} + \frac{2.40}{1.21} + \frac{15.00}{1.10} = 75.66 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo máximo es  $s_{\max} = 75.66 \text{ tn/m}^2 > 50.00 \text{ tn/m}^2$

Se necesita aumentar las dimensiones de la zapata

Dimensión a aumentar = **0.30 m**

las nuevas dimensiones de la zapata son:

$L_x = 1.40 \text{ m}$

$L_y = 1.30 \text{ m}$

Verificamos momentos en X

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$s = \frac{35.07}{1.82} + \frac{2.40}{2.55} = 20.21 \text{ tn/m}^2$$

Verificamos momentos en Y

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$s = \frac{35.07}{1.82} + \frac{0.00}{2.37} = 19.27 \text{ tn/m}^2$$

Verificamos biaxialmente

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$s = \frac{35.07}{1.82} + \frac{2.40}{2.55} + \frac{0.00}{2.37} = 20.21 \text{ tn/m}^2$$

Verificación (Sismo en X)

$$Pm = 28.30 \text{ tn}$$

$$Pv = 5.10 \text{ tn}$$

$$Psx = 29.50 \text{ tn}$$

$$Psy = 0.60 \text{ tn}$$

$$Mmx = 0.30 \text{ tn-m}$$

$$Mvx = 0.10 \text{ tn-m}$$

$$Mmy = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$Mvy = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$Msx = 2.60 \text{ tn-m}$$

$$Msy = 2.50 \text{ tn-m}$$

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$s = \frac{66.05}{1.82} + \frac{18.00}{2.55} + \frac{0.00}{2.37} = 43.35 \text{ tn/m}^2$$

Verificación (Sismo en Y)

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$s = \frac{66.05}{1.82} + \frac{2.40}{2.55} + \frac{15.00}{2.37} = 43.57 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo maximo es  $s_{max} = 43.57 \text{ tn/m}^2 < 50.00 \text{ tn/m}^2$

No se necesita aumentar dimensiones de la zapata

Diseño

Cuando no se considera sismo:

$$s_{max} = 1.60 \times 20.21 = 32.34 \text{ tn/m}^2$$

Cuando se considera sismo:

$$s_{max} = 1.25 \times 43.57 = 54.46 \text{ tn/m}^2$$

Por lo tanto se efectuara el diseño con:  $s_{max} = 54.46 \text{ tn/m}^2$

Verificación por punzonamiento

Se tienen volados iguales = 0.55 m

Ingrese el peralte de la zapata  $d = 0.50 \text{ m}$

La altura de la zapata será  $h = 0.60 \text{ m}$

$$b_o = 2.00 \times 0.80 + 2.00 \times 0.90 = 3.40 \text{ m}$$

$$A_o = 0.80 \times 0.90 = 0.72 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 1.40 \times 1.30 = 1.82 \text{ m}^2$$

Cortante de diseño por punzonamiento

$$V_u = s_u (A_{\text{total}} - A_o) = 59.91 \text{ tn}$$

Cortante resistente por punzonamiento

$$V_c = (0.53 + 1.1/B_c) (\text{Raiz}(f'_c) b_o d)$$

$$\text{Donde } B_c = \frac{0.40}{0.30} = 1.33 \implies V_c = 333.8 \text{ tn}$$

$$\text{Por tanto } f V_c = 0.85 \times 333.81 = 283.74 \text{ tn}$$

$$f V_c > V_u \implies \text{El peralte escogido es correcto}$$

**Por cortante**

Cortante de diseño

$$V_u = \sigma_{\text{max}} L_x (\text{volado} - d)$$

$$V_u = 54.46 * 1.40 (0.55 - 0.50) = 3.81 \text{ tn}$$

**Cortante resistente**

$$V_c = 0.53 \text{ Raiz}(f'c) L_x d = 53.76 \text{ tn}$$

$$\text{Por tanto } \phi V_c = 0.85 \times 53.76 = 45.70 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \implies \text{El peralte escogido es correcto}$$

### Diseño por Flexión

Diametro ( 1/2, 5/8, 3/4, 1' : 5/8

#### Seccion 1-1

$$M_u = s \max (\text{volado})^2 * L_x / 2$$

$$M_u = 11.53 \text{ tn-m}$$

$$A_s = 6.17 \text{ cm}^2 / 1.40 \text{ m}$$

$$A_s = 4.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{min}} = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Seccion 2-2

$$M_u = s \max (\text{volado})^2 * L_y / 2$$

$$M_u = 10.71 \text{ tn-m}$$

$$A_s = 5.73 \text{ cm}^2 / 1.30 \text{ m}$$

$$A_s = 4.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{min}} = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

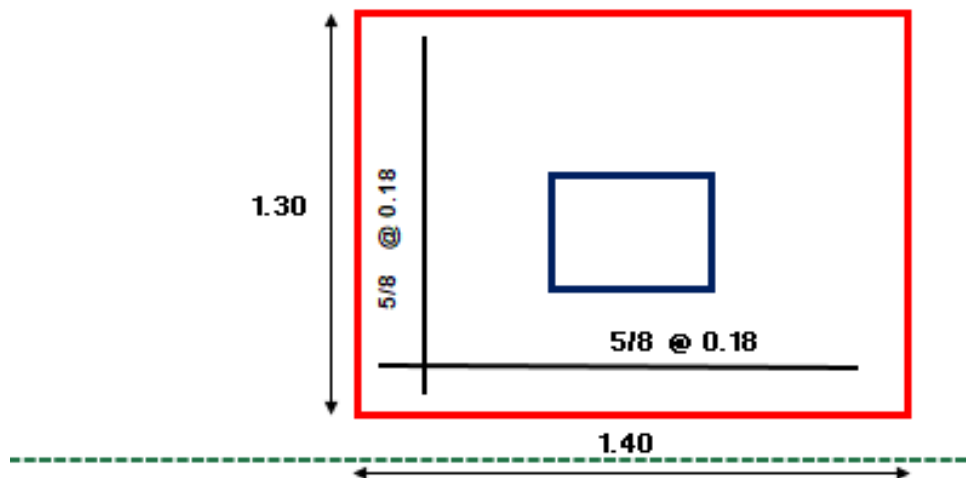
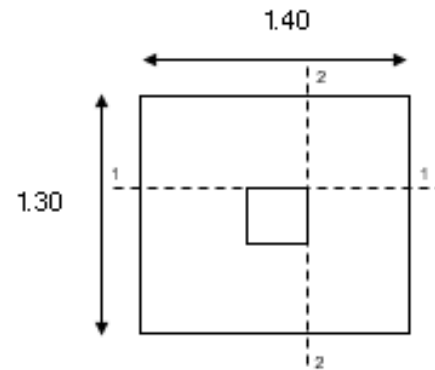


Figura 45. Dimensión de zapata

## 2.12. Evaluación Económica de las Propuestas

En esta sección del Trabajo de investigación se presentarán estimaciones de Los



costos de construcción aproximados para los sistemas estructurales de albañilería confinada y concreto armado sistemas que han sido analizados y usados para el diseño estructural del edificio multifamiliar analizado a lo largo del Trabajo de investigación es importante advertir al lector que se harán uso de rápidos asociados a ambos sistemas tales rápidos nos dan típicamente el costo de construcción por m<sup>2</sup> tanto para el sistema de albañilería confinada como pórticos de los pórticos de concreto armado.

### 2.12.1. Concreto armado

Conviene tener en cuenta que los horarios de costos asociados al sistema estructural de concreto armado han sido tomados del trabajo de Apaza presentada ante la universidad peruana Unión en el 2019 de acuerdo con este autor Los costos asociados a la construcción en pórticos de concreto armado están en el orden de los 580 soles por m<sup>2</sup> por piso. Tomando en cuenta que el área de la estructura analizada fue de 138 m<sup>2</sup>, el costo total de construir esta edificación será de 320160 nuevos soles.

Área	N pisos	c/m <sup>2</sup>	Total
138	4	580	320160

### 2.12.2. Albañilería confinada

Conviene tener en cuenta que los horarios de costos asociados al sistema estructural de concreto armado han sido tomados del trabajo de Apaza presentada ante la universidad peruana Unión en el 2019 de acuerdo con este autor. Los costos asociados a la construcción en pórticos de concreto armado están en el orden de los 560 soles por m<sup>2</sup> por piso. Tomando en cuenta que el área de la estructura analizada fue de 138 m<sup>2</sup>, el costo total de construir esta edificación será de 309120 nuevos soles.

Área	N pisos	c/m <sup>2</sup>	Total
138	4	560	309120

### 2.13. Criterios de seleccion

Para los criterios de elección entre un sistema estructural basado en una estructura de concreto armado y una estructura basada en albañilería confinada se tienen específicamente dos criterios básicos, a decir, el de respuesta sísmica y el criterio económico.

Empezaremos hablando por el criterio de respuesta sísmica. De acuerdo con los resultados obtenidos, una estructuración basada en albañilería confinada provee mayor rigidez lateral que una estructuración basada en concreto armado y esto se puede apreciar de los resultados presentados a lo largo del informe de investigación. De los resultados comparativos mostrados en las secciones pertinentes de hecho de acuerdo con estos resultados, las máximas distorsiones laterales en albañilería confinada no llegaron a superar el 1 por 1000, mientras que las máximas distorsiones laterales en concreto armado fueron de Casi 7 por 1000, estos parámetros de respuesta nos indican que al menos en edificaciones de este número de niveles conviene más un sistema de albañilería confinada.

Desde el punto de vista del criterio económico Se observa de acuerdo con los resultados presentados que un sistema estructural basado en albañilería confinada representa un costo inferior al realizado en un sistema estructural basado en concreto armado de hecho de acuerdo con los resultados presentados en este trabajo de investigación construir en albañilería confinada la misma edificación puede reportar hasta un 10% de ahorro con respecto de la misma edificación construida en concreto armado este criterio de selección nos hace pensar que en una edificación de las características estudiadas en este trabajo de investigación conviene más la selección de un sistema de albañilería confinada.

Tercer criterio tal vez no menos importante es el de los volúmenes de concreto armado requeridos entre un sistema estructural y otro es así que de acuerdo con los resultados encontrados en este trabajo de investigación se observó que el sistema basado en concreto armado puramente requiere de mayores volúmenes de concreto y cuantías de acero tanto longitudinal como transversal mientras que un sistema estructural basado en albañilería confinada debido a la gran rigidez del sistema estructural requiere de menores cantidades de concreto y de cuantías de refuerzo longitudinal y transversal esto en términos prácticos se traduce como columnas como secciones transversales menores a las correspondientes en un sistema estructural basado puramente en concreto armado comentarios similares pueden hacerse en el caso de vigas de concreto armado tanto para albañilería confinada como para concreto armado.

## CAPÍTULO III. RESULTADOS

### **3.1. Máximas distorsiones de entrepisos de los sistemas de concreto armado y albañilería confinada.**

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis sísmico, en las secciones anteriores, las máximas distorsiones laterales encontradas en la estructura diseñada con base en un sistema estructural de albañilería confinada fueron de alrededor de 1 por 1000, en la dirección x, mientras que este mismo parámetro para el caso de la estructura con un sistema basado en pórticos y placas de concreto armado, tuvo un valor de alrededor de 5.2 por 1000.

Estos resultados muestran con toda claridad que la rigidez lateral del sistema estructural basado en albañilería confinada fue sorprendentemente mayor al caso del sistema estructural basado en concreto armado, de hecho, como se puede apreciar de los valores numéricos comentados, la rigidez lateral de la estructura de albañilería en la dirección longitudinal x fue de 5 veces la rigidez lateral proveída por el sistema de concreto armado.

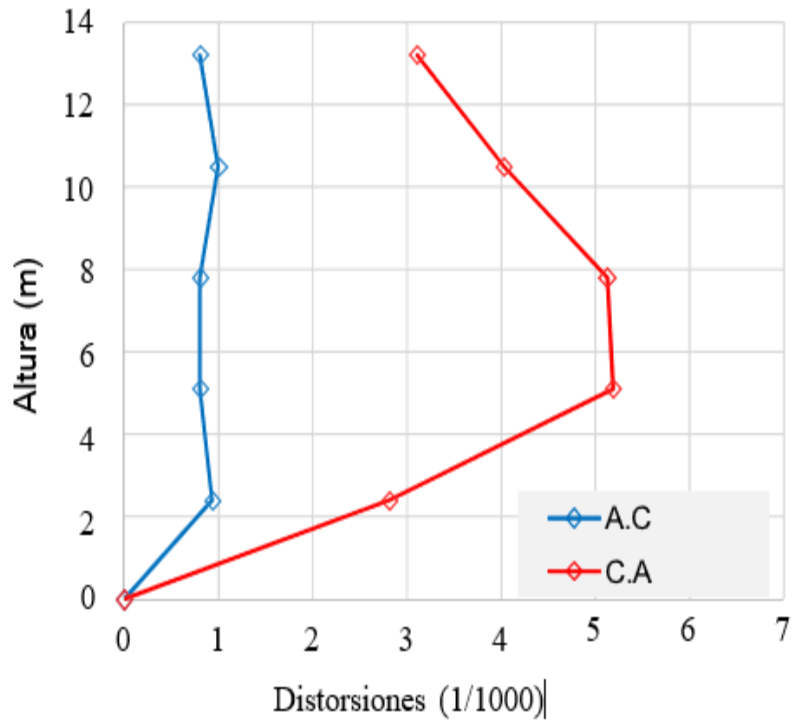


Figura 46. Distorsiones de los sistemas

Estos resultados no hacen sino abonar a una conclusión observada por otros investigadores en trabajos anteriores. Tal conclusión nos dice que típicamente los sistemas estructurales basados en albañilería confinada tienen mayor rigidez lateral que los sistemas basados en concreto armado, esto es debido sin lugar a dudas, a la gran rigidez lateral que aportan los muros de albañilería confinada, debido a las grandes dimensiones de estos frente a la rigidez aportada por los elementos de concreto armado con dimensiones típicamente inferiores a las de albañilería confinada. En la dirección del análisis Y considerada tanto para el caso de la estructura de concreto armado como para el caso de la estructura de albañilería confinada se encontró que las máximas distorsiones laterales en dirección Y y debidas a la acción del sismo en esta dirección arrojaron valores de distorsiones laterales de 6.5 por 1000 para el caso del sistema estructural basado en concreto armado mientras que este parámetro alcanzó un valor de 4.8 por 1000 para el caso de la albañilería confinada, tal como se puede apreciar en el gráfico adjunto. Estos resultados nos dicen que la rigidez lateral de un sistema de albañilería confinada es considerablemente superior a la rigidez proveída por los elementos y secciones de concreto armado considerado en la estructuración de la misma edificación.

### **3.2. Máximos desplazamientos**

En cuanto a los desplazamientos laterales, de acuerdo con los resultados obtenidos del análisis, estos han sido presentados y graficados en la siguiente figura de hecho, en esta figura se puede apreciar los máximos desplazamientos laterales obtenidos de la aplicación del sismo en dirección x. Como se puede apreciar y como era de esperar, los máximos desplazamientos laterales han sido obtenidos en la estructura con base en pórticos y muros de concreto armado, los máximos desplazamientos laterales se alcanzaron en el techo de la edificación y alcanzaron un valor de 60 mm,

en contraste, el máximo desplazamiento lateral para el caso del sistema de albañilería confinada fue obtenido en el último piso alcanzando un valor de 10 mm.

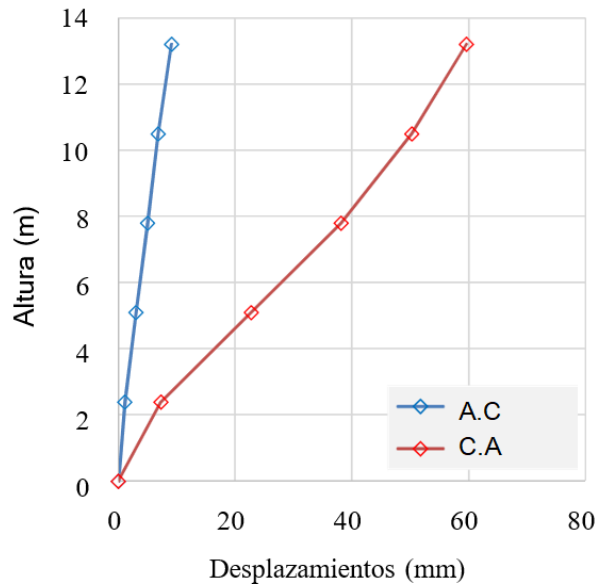


Figura 47. Desplazamientos de sistemas sismo en

X

Los máximos desplazamientos laterales encontrados del análisis de ambos sistemas estructurales se muestran a continuación es importante aclarar que estos desplazamientos fueron obtenidos de un análisis sísmico considerando la demanda sísmica en la dirección si se puede observar de este gráfico que los máximos desplazamientos laterales para los pórticos de concreto armado alcanzaron valores de cerca de 60 mm a nivel de techo mientras que estos mismos valores alcanzaron aproximadamente 55 mm de desplazamiento lateral nuevamente en techo armas. Como se puede apreciar del mismo gráfico los máximos desplazamientos laterales en cada nivel estuvieron muy próximos entre sí esto quiere decir que la rigidez lateral lograda en dirección El caso de los pórticos de concreto armado fue comparable a la A la rigidez lateral lograda Para el caso del sistema estructural

basado en albañilería confinada. Resulta interesante ya que un análisis cualitativo de los sistemas estructurales y la estructuración propuesta muestra que efectivamente los elementos o rigidez antes para ambos sistemas estructurales tuvieron características similares por lo que era de esperarse que tuvieran similares niveles de desplazamientos laterales

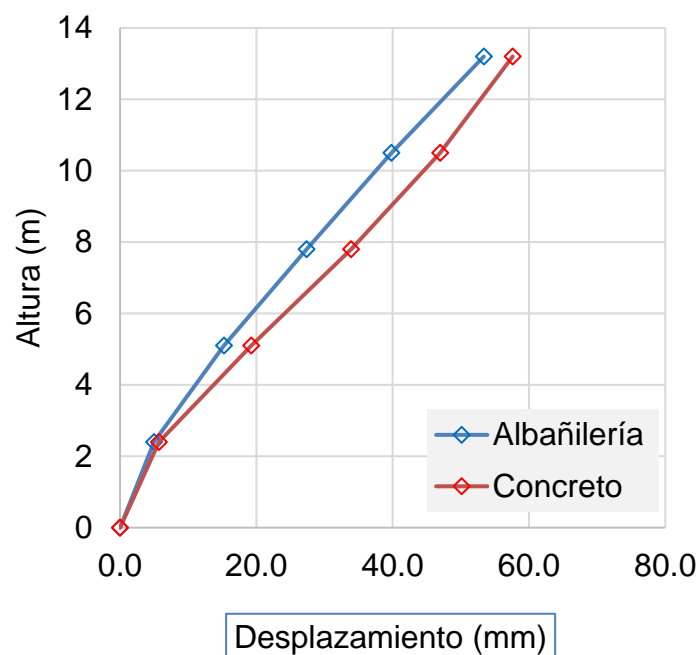


Figura 48. Desplazamientos de sistemas sísmicos en Y

### 3.3. Comparación de los costos

En el caso de los costos asociados a la construcción de ambos sistemas estructurales para la edificación analizada, se ha encontrado que la construcción

del sistema basado en concreto armado tuvo un costo superior al sistema basado en albañilería confinada. De hecho, de acuerdo con los números encontrados, construir este multifamiliar en concreto armado requeriría de una inversión de aproximadamente 320,000 soles mientras que la construcción de esta misma



edificación con un sistema estructural basado en albañilería confinada tendría un costo de aproximadamente 310,000 soles esto, como puede apreciarse una diferencia a tomarse en cuenta si se tiene además presente que ambos sistemas estructurales han mostrado presentar comportamientos similares

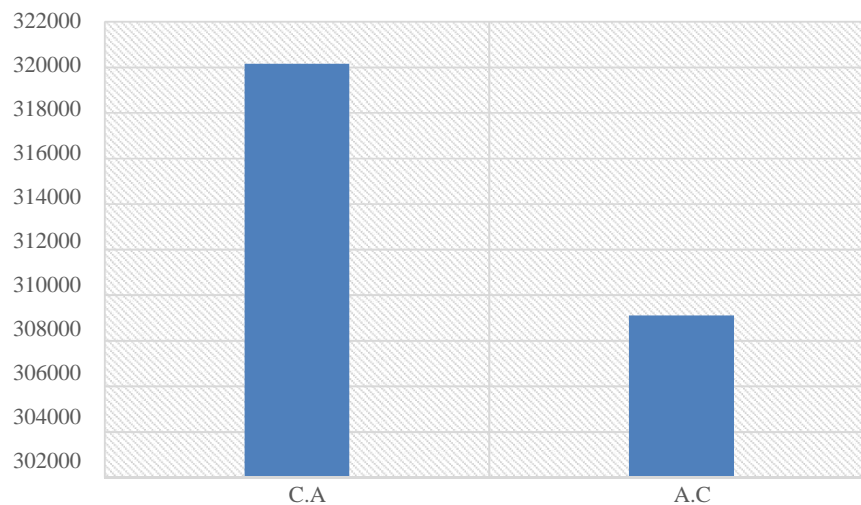


Figura 49. Costos de sistemas de construcción

Hay que tener en cuenta también que el diseño en ingeniería toma en cuenta además de los aspectos técnicos de las soluciones propuestas los aspectos económicos y si se toma en cuenta que ambos sistemas estructurales han mostrado tener comportamientos sísmicos buenos y acordes con la normativa vigente la mejor opción para la construcción de un multifamiliar de 5 pisos sería la de albañilería confinada.

## CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Se ha realizado el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de 4 niveles considerando dos sistemas estructurales básicos en de pórticos y placas de concreto armado y el basado en un sistema estructural de albañilería confinada. Como se ha podido mostrar a lo largo del informe el sistema basado en albañilería confinada ha tenido mayor rigidez lateral que el basado en pórticos de concreto armado también se ha observado que los costos de construcción en el caso del sistema de albañilería confinada ha sido considerablemente menor al caso de concreto armado. Por tanto se concluye que para el caso de una edificación multifamiliar de 4 niveles con las características analizadas en este trabajo de investigación resulta más conveniente el uso de un sistema de albañilería confinada.

De acuerdo con los resultados obtenidos a lo largo del Trabajo de investigación el sistema estructural basado en concreto armado cumple con los requisitos de rigidez y resistencia especificados tanto por la norma peruana de diseño sísmico E 030 como por la norma peruana de diseño en concreto armado E 060. De igual forma la edificación diseñada considerando un sistema estructural de albañilería confinada cumplido con los requisitos de rigidez y resistencia estipulados en las normas de diseño sísmico y la norma de diseño en albañilería E 070.

De acuerdo con el análisis económico de costos llevado a cabo en el presente Trabajo de investigación se ha podido observar que la edificación de albañilería confinada ha tenido un costo por metro cuadrado inferior al caso del sistema basado

en concreto armado dando como resultado final del costo de construcción de la edificación en concreto armado es mayor al de albañilería confinada de acuerdo con estos resultados se concluye que en términos económicos resulta más eficiente la construcción de un sistema de albañilería confinada.

Se concuerda con la investigación de Apaza y Quispe(2017) en donde concluyen que tanto el sistema de albañilería confinada como el de concreto armado tiene un comportamiento adecuado ante las fuerzas sísmicas, también concluye que la albañilería confinada es mas eficiente en vista de las configuraciones de planta.

De acuerdo con los análisis comparativos realizados en el presente Trabajo de investigación considerando los sistemas de albañilería confinada y concreto armado se ha encontrado que la rigidez lateral de la edificación de albañilería confinada resultó ser considerablemente mayor a la edificación de pórticos de concreto armado tomando en cuenta que ambos sistemas estructurales cumplen con Los criterios de rigidez de la norma peruana de diseño sísmico comentarios similares pueden realizarse con los desplazamientos laterales de cada sistema estructural de acuerdo con esto se concluye que la albañilería confinada presentó mayor rigidez lateral al ser comparada con los pórticos de concreto armado.

## REFERENCIAS

- Abanto, F. (2007). *Análisis y diseño de edificaciones de albañilería*. Perú: Editorial San Marcos.
- San Bartolomé, A. (1994). *Construcciones de Albañilería*. Perú: Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Villareal, G. (2013). *Ingeniería Sismorresistente*. Perú: Editora & Imprenta Grafica Norte S.R.L.
- Braja, M. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (4ta ed.). México: Editorial Internacional Thomson.
- Vásquez, O. (2011). *Todo sobre presupuestos en edificaciones*. Perú: Editora Color EIRL.
- Morales, R. (2006). *Diseño en concreto armado*. Perú: Fondo Editorial ICG.
- Hernández, S. (2016). *Metodología de la Investigación*. (6ta. ed.). México: Editorial McGraw-Hill/interamericana
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030. Diseño sismorresistente. (2016).Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.060. Concreto armado (2006). Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.070. Albañilería (2006). Lima.
- Zavaleta, L. (2019). *Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en la ciudadde Trujillo*. Universidad Privada Antenor Orrego.
- Apaza, P., & Quispe, E. (2017). *Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía*. Universidad Peruana Unión.

Balda, F. (2013). *Análisis y diseño estructural en concreto armado del Proyecto ampliación y mejoramiento de laboratorios de la escuela profesional de Educación Física de la Universidad Nacional del Altiplano – Puno*. Universidad Nacional del Altiplano.

Quiroz, C. (2016). *Evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada con plateas de cimentación en la ciudad de Juliaca*. Universidad Néstor Cáceres Velázquez.

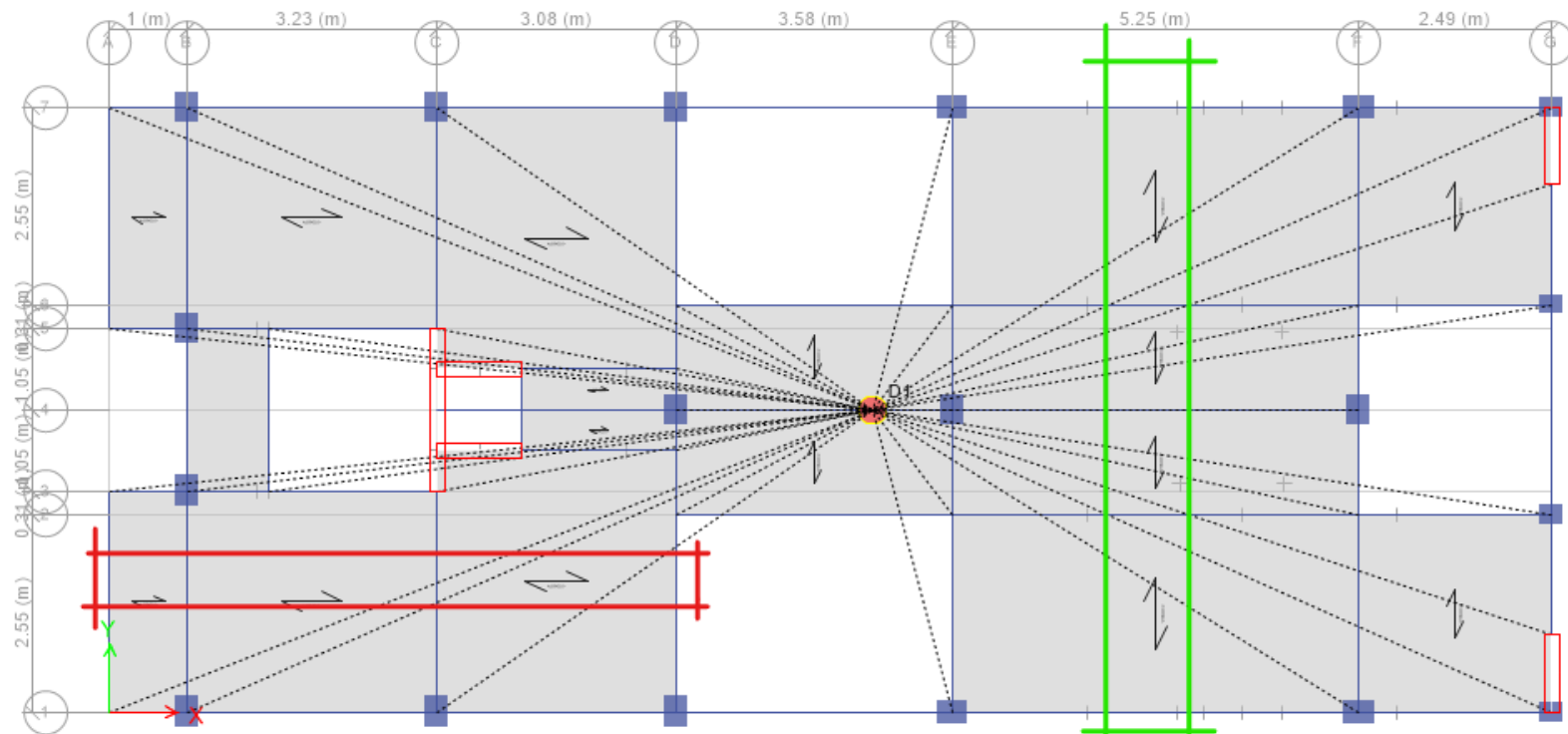
Quispe, E. (2016). *Análisis de la propuesta de la norma e-030 y la norma vigente para los sistemas aporticado, mixto y de albañilería en la ciudad de Puno*. Universidad Nacional del Altiplano.

## ANEXOS

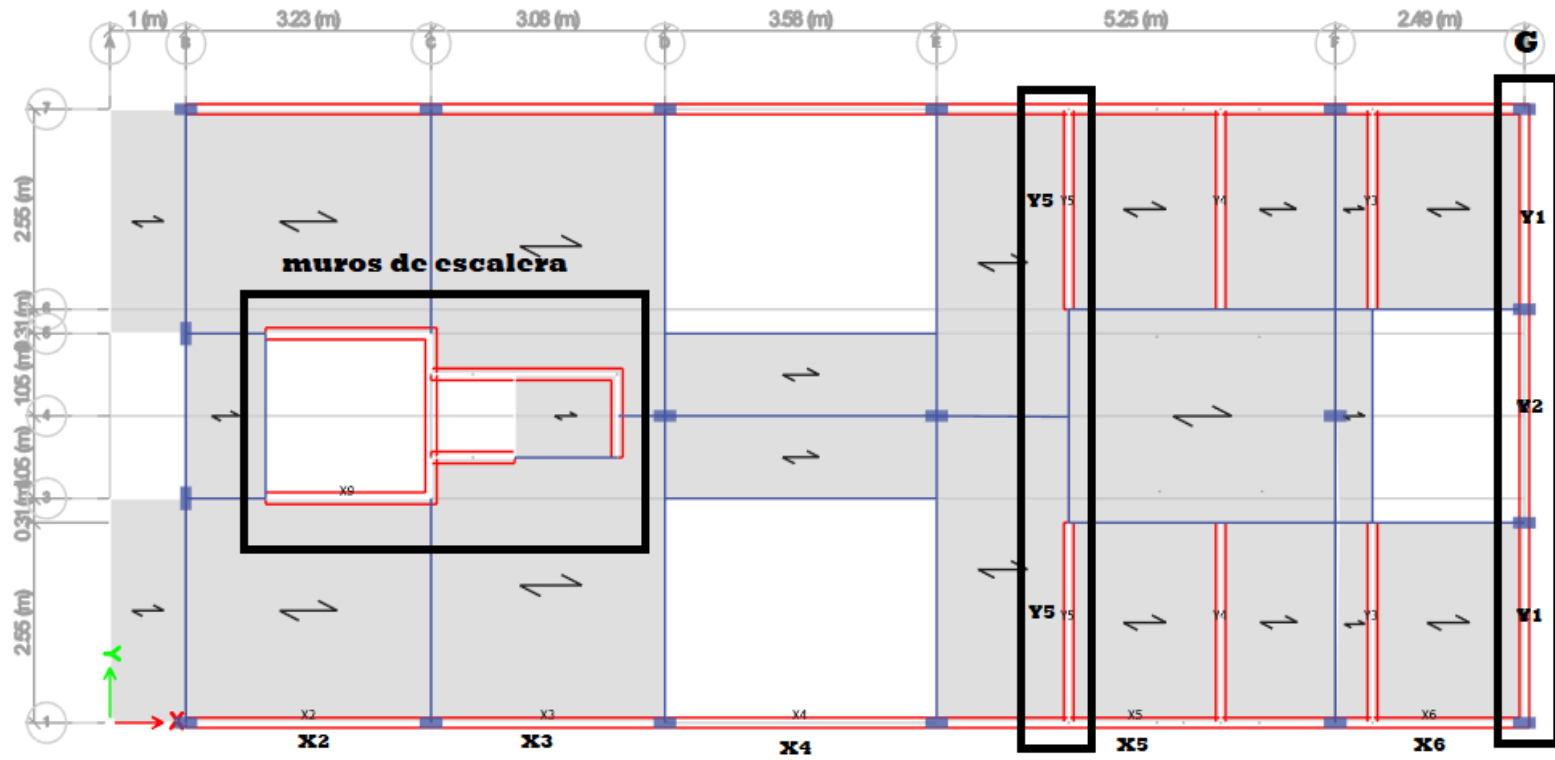
### Anexo 1. Matriz de Consistencia

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	DEFINICIÓN DIMENSIÓN	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Estructuras verticales lineales (muros de concreto armado y albañilería confinada)	"Las estructuras verticales de tipo lineal que están disponibles en nuestra contemporaneidad, cuentan con la dualidad en el cerramiento y de carga ya planteada en la Antigüedad con Vitruvio, quien consideró, desde un punto de vista, el diseño y, por otro, el recorte, una especie de capa externa a la construcción estructural. Para ciertos agentes de innovación, esta metodología trae consigo la presentación de la división real entre la estructura de puntos y la textura de conclusión externa. (Martins, 2015, p. 5)	Las estructuras verticales de tipo lineal serán evaluadas por su respuesta estructural, desplazamiento y fuerza en la base, con los indicadores correspondientes como cálculos de ingeniería sísmica, reacción de la estructura, espectro de respuesta; máximo, medio y bajo desplazamiento; factor zona, factor suelo y peso de la edificación. Siendo medibles con las fichas de recolección de datos, así como el ETAB's	Respuesta estructural	"Es una importante herramienta de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área del diseño sismorresistente". (Elbio, 2002, p. 1)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cálculo de ingeniería sísmica.</li> <li>- Reacción de la estructura.</li> <li>- Espectro de respuesta.</li> </ul>	RAZÓN
			Desplazamiento	"El desplazamiento de diseño depende del estado limite considerado y también dependerá si las consideraciones estructurales o no son más restrictivas.". (Bono, 2009, p. 4).	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Máximo desplazamiento</li> <li>- Medio desplazamiento</li> <li>- Bajo desplazamiento</li> </ul>	
			Fuerza en la base	"Fuerza en la base o cortante basal, es la reacción que tu estructura tiene cuando está sujeta principalmente a Fuerzas Accidentales (horizontales) como viento o sismo". (NTE030, 2016, p. 11).	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Factor zona</li> <li>- Factor suelo</li> <li>- Peso de la edificación</li> </ul>	
Diseño comparativo	El diseño comparativo estructural está asociado a las propiedades que tienen los elementos que la conforman, física, geoméricamente y de sus resistencias. (Palomino, 2010)	El diseño comparativo será evaluado con sus características geométricas, características estructurales y cálculo de esfuerzos internos, con sus indicadores como ubicación, robustez, uniformidad de elementos resistentes; calidad del concreto, albañilería sin confinamiento, agrietamientos; columna, viga y losa. Medibles con las fichas de recolección de datos, y el ETAB's	Característica geométrica	"La geometría juega un papel muy importante, ya que es esencial para economizar la edificación con el ahorro de materiales, al tener menos desperdicio y aprovechar mejor cada material". (Aguiar, 2016, p.108)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ubicación</li> <li>- Uniformidad de elementos resistentes</li> </ul>	
			Característica estructural	"Estudia las vibraciones de cuerpos flexibles, en muchos casos las deformaciones relativas entre algunas partes de la estructura". (García, 1998, p.2).	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Calidad del concreto armado</li> <li>- Albañilería confinada</li> <li>- Agrietamientos</li> </ul>	
			Cálculo de esfuerzos internos	"El factor de seguridad que se utilizó para la carga vertical, proporciona un margen al cual se puede recurrir y que asegura una resistencia adicional contra las fuerzas sísmicas verticales del movimiento del terreno". (Martínez, 1988, p. 227).	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Columnas</li> <li>- Vigas</li> <li>- Ladrillo</li> </ul>	

## Anexo 2. Estructuración en concreto armado



**Anexo 4. Estructuración en albañilería confinada.**





**Anexo 4. Modelo de concreto armado.**

