

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA**  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
**DEL PERÚ**

**Análisis Y Diseño Estructural Comparativo de un  
Edificio de Concreto Armado de Diez Pisos con Bases  
Fija y Aislada**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presentan los bachilleres:

**Lucen Gómez, Jorge Enrique**  
**Samokic Quiquia, Yerko Anthony**

**ASESOR:**

**Ing. Wilson Silva Berrios**

**Lima, Octubre del 2018**

## DEDICATORIA

A mis queridos padres Jorge y Mercedes, quienes han velado por mi bienestar y educación, siendo mi apoyo constante, impulsándome a buscar el éxito, depositando su entera confianza en cada reto asumido y, sobre todo, un excelente ejemplo de vida a seguir. A mis hermanos Mayra y Diego, parte importante de mi vida y de la unidad familiar. A mis tíos, ejemplo de desarrollo profesional a quienes seguir. A mis segundas madres Irma y María, por su paciencia y amor incondicional; y, a mis abuelos Enrique y Ascencio, quienes me cuidan y guían desde el cielo.

***Jorge Enrique Lucen Gómez***

A mi madre Gladys, a mi hermana Leslie y a mi tío Sergio, de quienes de manera incondicional he recibido el apoyo, el consejo y la motivación que ha permitido esforzarme para obtener este nuevo logro profesional.

A mi mamita Ester, por haberme inculcado desde pequeño la importancia y el amor por los estudios.

A mis queridos tíos y tías, quienes han hecho todo lo posible por facilitarme el camino para alcanzar mis metas.

Sé que estas palabras no son suficientes para expresar mi agradecimiento, pero con ellas manifiesto mi aprecio, cariño y total apoyo a aquellas personas que me dieron la mano en los tiempos difíciles.

***Yerko Anthony Samokic Quiquia***

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradecemos a Dios, por habernos acompañado y guiado a lo largo de nuestra carrera, por ser fortaleza en los momentos de debilidad y por brindarnos una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobretodo felicidad.

La presente Tesis es el resultado de una suma de esfuerzos desplegados por sus autores; la misma que no habría sido posible concluir de manera satisfactoria sin la enorme y gratuita colaboración prestada por numerosas personas.

Al Ingeniero Wilson Silva Berrios, por sus valiosos conocimientos, por el apoyo desinteresado y generoso brindado a lo largo de toda la elaboración de la Tesis; y, por ser una excelente persona y, sobretodo, docente.

Al Ingeniero Juan Antonio Montalbetti, por incentivarnos estudiar los dispositivos de aislación sísmica; y, por ende, ser el punto de partida del presente proyecto.

Al Ingeniero Edison Moscoso Alcántara, por sus recomendaciones a las consultas realizadas sobre el diseño y modelación estructural del edificio con base fija.

Al Ingeniero Jhon Chiroque Paico, por la asesoría sobre las normas y consideraciones para el diseño de los aisladores sísmicos; así como, por el cálculo de los precios unitarios de los mismos.

Finalmente, al prestigioso jurado evaluador, por las revisiones de los diferentes capítulos de la Tesis y por sus valiosos comentarios.

## RESUMEN

La Tesis comprende el análisis y el diseño de una estructura de diez (10) pisos de *concreto armado*; la misma que incluye una comparación del diseño de la estructura sea con o sin aislamiento sísmico en su base. La edificación se encuentra ubicada en la ciudad de Lima sobre un terreno que tiene una buena capacidad portante, y su uso está destinado para oficinas. El proyecto contempla el uso de aisladores sísmicos para el análisis y el diseño del edificio. Así, para la elección del sistema de aislación más apropiado, se han diseñado dos (2) sistemas: (i) aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR); y, (ii) aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB). Luego de ello, se ha realizado un análisis dinámico modal espectral al edificio en estudio aislado, según el ASCE7-10, con el propósito de evaluar cuál es el sistema de aislación más adecuado. Una vez elegido el sistema, se ha realizado una comparación de respuesta entre la estructura de base fija y aislada mediante el análisis tiempo-historia; así como, una simple valorativa de sus costos directos.

## ABSTRACT

The thesis includes the analysis and design of a structure of ten (10) floors of reinforced concrete; It includes a comparison of the design of the structure with or without seismic isolation in its base. The building is located in the city of Lima on a land that has a good bearing capacity, and its use is intended for offices. The project includes the use of seismic isolators for the analysis and design of the building. Thus, for the choice of the most appropriate insulation system, two (2) systems have been designed: (i) elastomeric high-damping insulators (HDR); and, (ii) elastomeric insulators with lead core (LRB). After that, a modal and specific dynamic analysis was performed in the isolated laboratory, according to the ASCE7-10, with the purpose of evaluating which is the most suitable isolation system. Once the system has been chosen, a comparison has been made between the conventional and the secondary structure by means of time-history analysis; as well as, a simple assessment of their direct costs.

## Tabla de Contenidos

<b>Índice de Figuras</b> .....	<b>viii</b>
<b>Índice de Tablas</b> .....	<b>x</b>
<b>Capítulo 01: Introducción</b> .....	<b>1</b>
1.1. Resumen .....	1
1.2. Revisión de la literatura .....	2
1.3. Justificación .....	3
1.4. Objetivos .....	4
1.5. Metodología .....	5
<b>Capítulo 02: Aspectos generales del proyecto y arquitectura del edificio</b> .....	<b>7</b>
2.1. Descripción general y arquitectura del edificio. ....	7
<b>Capítulo 03: Estructuración, pre-dimensionamiento y modelado del Edificio con Base Fija</b> .....	<b>12</b>
3.1. Criterios de estructuración: Generalidades. ....	12
3.2. Predimensionamiento de Elementos Estructurales. ....	14
3.2.1. Predimensionamiento de losas. ....	14
3.2.2. Predimensionamiento de vigas. ....	14
3.2.3. Predimensionamiento de columnas. ....	15
3.2.4. Predimensionamiento de muros.....	17
3.2.5. Predimensionamiento de otros elementos. ....	17
3.3. Modelado de la Estructura con base fija. ....	18
<b>Capítulo 04: Fundamentos, normativa y sistemas de aislación basal</b> .....	<b>20</b>
4.1. Antecedentes generales. ....	20
4.2. Tipos y comportamientos de los aisladores. ....	21
4.2.1. Aislador Elastomérico Convencional. ....	21
4.2.1.1. Aislador Elastomérico de Bajo Amortiguamiento (LDB). ....	21
4.2.1.2. Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR).....	21
4.2.2. Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB).....	22
4.2.3. Aislador Péndulo Friccional.....	22
4.3. Norma Técnicas de Diseño. ....	24
4.3.1. FEMA.....	24

4.3.2. UBC.....	24
4.3.3. Norma Chilena Nch-2745.....	25
4.3.4. ASCE 7-10, Capítulo 17.....	25
4.3.4.1. Definiciones Importantes .....	26
4.3.4.2. Consideraciones Generales.....	27
4.3.4.3. Procedimiento de diseño .....	28
<b>Capítulo 05: Análisis y diseño de la estructura de base fija .....</b>	<b>35</b>
5.1. Análisis de la Estructura de base fija. ....	35
5.1.1. Modos de Vibración y Periodos Fundamentales.....	35
5.1.2. Consideraciones para el Análisis Sísmico. ....	36
5.1.3. Análisis Lineal Estático.....	38
5.1.4. Análisis Lineal Dinámico.....	38
5.1.5. Resultados Obtenidos. ....	39
5.1.5.1. Verificación de la Cortante Dinámica.....	39
5.2.5.2. Desplazamientos Relativos entre pisos.....	40
5.2 Diseño en Concreto Armado. ....	41
5.2.1. Diseño de Losas Aligeradas. ....	42
5.2.1.1. Diseño por Flexión.....	43
5.2.1.2. Verificación del Acero Mínimo y Máximo .....	44
5.2.1.3. Diseño por Corte .....	45
5.2.2. Diseño de Losa Macizas .....	46
5.2.2.1. Diseño por Flexión.....	47
5.2.2.2. Verificación de Acero Mínimo y Máximo.....	47
5.2.3. Diseño de Vigas peraltadas.....	49
5.2.3.1. Análisis Estructural. ....	49
5.2.3.2. Diseño por flexión.....	50
5.2.3.3. Acero Máximo y mínimo.....	50
5.2.3.4. Corte de Fierro.....	51
5.2.3.5. Diseño por Corte.....	53
5.2.4. Diseño de Columnas.....	56
5.2.6.1. Diseño por flexocompresión.....	57
5.2.6.2. Diseño por corte.....	59
5.2.5. Diseño de Placas.....	61
5.2.5.1. Diseño por flexo compresión.....	61
5.2.5.2. Diseño por corte. ....	62
5.2.5.3. Calculo del Acero Horizontal.....	64

5.2.5.4. Calculo del Acero Vertical.....	65
5.2.6. Diseño de la Cimentación.....	65
5.2.6.1. Análisis Estructural.....	66
5.2.6.2. Dimensionamiento de la Zapata.....	66
5.2.6.3. Diseño por Punzonamiento.....	67
5.2.6.4. Diseño por Corte.....	68
5.2.6.5. Diseño por Flexión.....	68
<b>Capítulo 06: Análisis y diseño de los aisladores sísmicos .....</b>	<b>70</b>
6.1. Estructuración del edificio con sistema Aislado.....	70
6.2. Diseño del Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR).....	71
6.2.1. Definición de Parámetros Objetivos.....	72
6.2.2. Predimensionamiento del Aislador HDR.....	73
6.2.2.1. Diámetro.....	73
6.2.2.2. Altura Del Caucho.....	73
6.2.2.3. Capacidad Axial del Aislador HDR.....	73
6.2.2.4. Capacidad por Volteo del Aislador HDR .....	74
6.2.3. Propiedades Dinámicas Del Aislador HDR.....	77
6.2.3.1. Rigidez Post-Fluencia.....	77
6.2.3.2. Rigidez Inicial .....	78
6.2.3.3. Fuerza de Histéresis.....	78
6.2.3.4. Fuerza de Fluencia.....	78
6.2.3.5. Desplazamiento de Fluencia.....	78
6.2.3.6. Rigidez Efectiva.....	79
6.2.3.7. Amortiguamiento Efectivo .....	79
6.2.3.8. Energía Disipada por Ciclo (EDC) .....	79
6.2.4. Análisis Dinámico del Aislador HDR.....	81
6.3. Diseño Del Aislador Elastomérico De Núcleo de Plomo (LRB).....	81
6.3.1. Definición de Parámetros Objetivos.....	82
6.3.2. Predimensionamiento del Aislador LRB.....	82
6.3.2.1. Diámetro.....	82
6.3.2.2. Altura del Caucho .....	82
6.3.2.3. Diámetro de Plomo.....	83
6.3.2.4. Capacidad axial del aislador .....	83
6.2.3. Propiedades Dinámicas del Aislador LRB.....	83
6.2.3.1. Rigidez Post-Fluencia.....	84
6.2.3.2. Rigidez Inicial .....	84

6.2.3.3. Fuerza de Histéresis.....	84
6.2.3.4. Fuerza de Fluencia.....	85
6.2.3.5. Desplazamiento de Fluencia.....	86
6.2.3.6. Rigidez Efectiva.....	86
6.2.3.7. Energía Disipada por Ciclo.....	86
6.2.3.8. Amortiguamiento Efectivo.....	86
6.2.4. Análisis Dinámico del Aislador LRB... ..	87
6.3. Comparación y elección del sistema de aislamiento .....	87
<b>Capítulo 07: Diseño de la estructura aislada .....</b>	<b>90</b>
7.1. Diseño de la Superestructura.. ..	90
7.1.1. Diseño de viga.....	91
7.1.2. Diseño de columna.....	95
7.1.2.1. Diseño de columna interior.....	95
7.1.2.2. Diseño de columna exterior.....	97
7.2. Diseño de la Subestructura.. ..	98
7.2.1. Diseño de pedestal.....	98
7.2.2. Diseño de zapata.....	100
7.3. Diseño de Muro de Contención. ....	103
7.4. Diseño del Pórtico del Ascensor. ....	107
<b>Capítulo 08: Análisis comparativo en la respuesta de ambos modelos estructurales y costos directos .....</b>	<b>111</b>
8.1. Participación Modal.....	111
8.2. Aceleración en el piso superior. ....	112
8.2.1. Comparación de la aceleración del piso superior para el Edificio fijo y el edificio aislado – dirección X e Y.....	112
8.2.2. Promedio de reducción de la aceleración del piso superior del Edificio fijo vs Edificio Aislado.....	113
8.3. Cortante Basal... ..	114
8.4. Derivas de los modelos.....	114
8.5. Desplazamientos Máximos .....	116
8.5.1. Comparación del desplazamiento máximo para el edificio fijo vs Edificio Aislado – dirección X e Y.....	117
8.6. Análisis Tiempo-Historia.....	118
8.6.1. Aceleraciones en los pisos .....	118
8.6.2. Desplazamiento del centro de masa en los pisos y aisladores.....	120
8.6.3. Derivas de entrepiso.....	123

8.7. Comparación de Costos Directos.....	124
8.8. Comparación de Rigidez Lateral.....	128
<b>Capítulo 09: Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>130</b>
<b>Bibliografía .....</b>	<b>134</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Capítulo 02: Aspectos generales del proyecto y arquitectura del edificio .....</b>	<b>7</b>
Figura 2.1. Plano de arquitectura del piso típico. ....	7
Figura. 2.2. Vista en elevación del edificio base fija (Corte A-A). ....	8
Figura 2.3. Vista en elevación del edificio de base Aislada (Corte A-A). ....	9
Figura 2.4. Plano de Arquitectura del primer piso .....	10
<b>Capítulo 03: Estructuración, pre-dimensionamiento y modelado del Edificio con Base Fija.....</b>	<b>12</b>
Figura 3.1. Vista en planta de la Estructuración.. ....	13
Figura. 3.2. Área tributaria y dimensionamiento de columnas.. ....	17
Figura 3.3. Vista en planta del Pre-dimensionamiento... ..	18
Figura 3.4. Vista en planta piso típico. ....	19
Figura 3.5. Vista tridimensional del edificio fijo en la base... ..	19
<b>Capítulo 04: Fundamentos, normativa y sistemas de aislación basal .....</b>	<b>20</b>
Figura 4.1. Aislamiento de base de un edificio.. ....	20
Figura. 4.2. Detalle General de la Estructura Aislada... ..	20
Figura. 4.3. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento... ..	21
Figura 4.4. Aislador con núcleo de plomo... ..	22
Figura 4.5. Principios de péndulo friccional... ..	23
Figura. 4.6. Espectro de Diseño y Espectro Máximo HDR (R=1) ... ..	29
Figura 4.7. Determinación de Centro de Masa y Centro de Rigidez... ..	31
Figura 4.8. Diagrama de flujo para el procedimiento de diseño de los aisladores sísmicos. ....	34

<b>Capítulo 05: Análisis y diseño de la estructura de base fija</b> .....	<b>35</b>
Figura 5.1. Ubicación del Centro de Masa y Rigidez. ....	38
Figura 5.2. Espectro de diseño usado para el análisis dinámico. ....	39
Figura. 5.3. Elevación de Losa Aligerada... ..	42
Figura 5.4. Bloque equivalente de compresiones... ..	42
Figura 5.5. Diagrama de Momento Flector (DMF) de vigueta a diseñar... ..	44
Figura 5.6. Diagrama de Fuerza Cortante de vigueta a diseñar... ..	46
Figura. 5.7. Envolvente de Diagrama de Momento Flector... ..	47
Figura 5.8. Envolvente de momento flector para la viga VP-3... ..	50
Figura 5.9. Envolvente de fuerza cortante para la viga VP-3... ..	50
Figura 5.10. Punto teórico de corte de fierro para una capacidad de refuerzo de $2\phi 3/4"$ ... ..	52
Figura. 5.11. Punto teórico de corte de fierro para una capacidad de refuerzo de $3\phi 3/4"$ .. ..	52
Figura 5.12. Elevación del tramo 3 de la viga VP-3, acero por flexión y corte de fierro... ..	53
Figura 5.13. Envolvente de fuerza cortante en el tramo 3 de la viga VP-3 del primer piso debido a la combinación de carga $1.25*(CM+CV) + 2.5*SXX$ ... ..	55
Figura 5.14. Diseño por corte del tramo 3 de la viga VP-3... ..	56
Figura. 5.15. Diagrama de interacción de la columna C-2... ..	59
Figura 5.16. Sección de la columna C-2 y distribución de estribos... ..	61
Figura 5.17. Acero en los núcleos de la placa P-2... ..	62
Figura. 5.18. Diagrama de interacción de diseño de la placa P-2... ..	62
Figura. 5.19. Diseño final de la Placa P-2... ..	65
Figura 5.20. DMF de la zapata Z-01... ..	68
Figura 5.21. Diseño final de la zapata en planta... ..	69
<b>Capítulo 06: Análisis y diseño de los aisladores sísmicos</b> .....	<b>70</b>
Figura 6.1. Sistema Aporticado empleado con el uso de los aisladores sísmicos..	70
Figura 6.2. Vista en planta del sistema de la estructuración del sistema aislado..	71
Figura 6.3. Nivel de Aislamiento bajo el piso 1 HDR (línea roja). ....	71
Figura 6.4. Esquema de distribución de Aisladores HDR.. ..	72
Figura 6.5. Partes de un aislador HDR.. ..	73
Figura 6.6. Vista en planta y elevación de la reducción del área del aislador debido a DTM.. ..	74
Figura 6.7. Curva de Histéresis del aislador elastomérico con núcleo de plomo (HDR). ....	77
Figura 6.8 Curva Histeretica de desgaste del aislador HDR... ..	89

<b>Capítulo 07: Diseño de la estructura aislada</b> .....	<b>90</b>
Figura 7.1. Diseño en planta de Viga de 40x100 en piso técnico... ..	91
Figura 7.2. Diagrama de momentos en el tramo de viga 40x100.... ..	92
Figura 7.3. Esquema de viga peraltada sobre el sistema de aislamiento. ....	92
Figura 7.4. Diseño en planta de Viga de 30 x 60 en pisos superiores.. ..	94
Figura 7.5. Diseño en planta de columna interior... ..	95
Figura 7.6. Diagrama de iteración de columna interior.... ..	96
Figura 7.7. Diseño en planta de columna exterior.... ..	97
Figura 7.8. Diagrama de iteración de la columna exterior.... ..	98
Figura 7.9. Diseño en planta de pedestal interior. ....	99
Figura 7.10. Diagrama de iteración del pedestal.....	100
Figura 7.11. Diagrama del pedestal.....	100
Figura 7.12. Diseño de Zapata aislada. ....	101
Figura 7.13. Diagramas para el diseño de muro de contención. ....	103
Figura 7.14. Diseño de muros de contención. ....	106
Figura 7.15. Caso de Estructuración del Ascensor con Placas.....	107
Figura 7.16. Distribución de cargas por parte de las columnetas.....	108
Figura 7.17. Detalle Del Muro de Albañilería aislado del Pórtico. ....	109
Figura 7.18. Detalle de refuerzo en columneta de amarre en muros de albañilería. .....	110
<b>Capítulo 08: Análisis comparativo en la respuesta de ambos modelos estructurales y costos directos</b> .....	<b>111</b>
Figura 8.1. Max. Desplazamiento en X-X relativo a la base. ....	116
Figura 8.2. Max. Desplazamiento en Y-Y relativo a la base. ....	117
Figura 8.3. Señal sísmica de Talca, componente E-W.....	118
Figura 8.4. Señal sísmica de Talca, componente N-S.....	118
Figura 8.5. Historia de desplazamiento del nivel de aislamiento en la dirección XX. .....	121
Figura 8.6. Historia de desplazamiento del nivel de aislamiento en la dirección YY. .....	121
Figura 8.7. Desplazamiento total máximo relativo a la base de ambos modelos extraídos del análisis tiempo historia. ....	122

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Capítulo 03: Estructuración, pre-dimensionamiento y modelado del Edificio con Base Fija.....</b>	<b>12</b>
Tabla. 3.1 Dimensiones calculadas para las columnas. ....	16
<b>Capítulo 04: Fundamentos, normativa y sistemas de aislación basal .....</b>	<b>20</b>
Tabla 4.1. Coeficiente de amortiguamiento .....	32
<b>Capítulo 05: Análisis y diseño de la estructura de base fija .....</b>	<b>35</b>
Tabla 5.1 Periodos y Masas Efectivas de los primeros diez (10) modos de vibración. ....	35
Tabla 5.2 Factores de zona, uso, suelo y periodos para el edificio en estudio.....	36
Tabla 5.3 Verificación de Irregularidad Torsional en XX. ....	37
Tabla 5.4 Verificación de irregularidad Torsional en YY. ....	37
Tabla 5.5 Fuerza Cortante estático en la base para las 2 direcciones principales ...	38
Tabla 5.6 Verificación de la Fuerza Cortante Dinámica .....	39
Tabla 5.7 Derivas relativas de entrepiso inelásticas en la dirección XX.....	40
Tabla 5.8 Derivas relativas de entrepiso inelásticas en la dirección YY.....	40
Tabla 5.9 Desplazamientos relativos y absolutos en la dirección XX.....	41
Tabla 5.10 Desplazamientos relativos y absolutos en la dirección YY.....	41
Tabla 5.11 Verificación del acero máximo .....	45
Tabla 5.12 Verificación del acero mínimo .....	45
Tabla 5.13 Cuantía balanceada vs $f'c$ para secciones rectangulares, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ .....	48
Tabla 5.14 Acero calculado, acero colocado y resistencia de diseño .....	51
Tabla 5.15 Longitudes de corte de fierro negativo de la viga VP-3 (Tramo 3 - sección A), medido desde el centroide del apoyo izquierdo .....	52
Tabla 5.16 Longitudes de corte de fierro positivo de la viga VP-3 (Tramo 3 - sección B) medido desde el centroide del apoyo izquierdo .....	52
Tabla 5.17 Cargas de gravedad en servicio y cargas de sismo a nivel de resistencia en la sección inferior y superior del primer piso de la columna C-2 .....	57
Tabla 5.18 Combinación de cargas con dirección de sismo XX para la sección inferior del primer piso de la columna C-2 .....	58
Tabla 5.19 Combinación de cargas con dirección de sismo YY para la sección inferior del primer piso de la columna C-2 .....	58
Tabla 5.20 Espaciamiento máximo de estribo en la columna C-2.....	60
Tabla 5.21 Combinaciones de cargas en dirección XX.....	61
Tabla 5.22 Carga de gravedad y sismo en la zapata Z-01.....	66

<b>Capítulo 06: Análisis y diseño de los aisladores sísmicos</b> .....	<b>70</b>
Tabla 6.1. Cantidad de Aisladores HDR utilizados. ....	72
Tabla 6.2. Definición de parámetros objetivos HDR. ....	72
Tabla 6.3. Diámetro utilizado para los aisladores HDR. ....	73
Tabla 6.4. Altura del caucho para el aislador HDR. ....	73
Tabla 6.5. Datos del aislador HDR para verificación desplazamientos. ....	76
Tabla 6.6. Verificación de la capacidad axial para el aislador HDR A y B. ....	76
Tabla 6.7. Verificación de desplazamientos por pandeo crítico HDR. ....	76
Tabla 6.8. Verificación de deformación por corte HDR. ....	76
Tabla 6.9. Rigidez Post-fluencia para el caso HDR .....	77
Tabla 6.10. Rigidez inicial para el caso HDR. ....	78
Tabla 6.11. Fuerza de Histéresis para el caso HDR. ....	78
Tabla 6.12. Fuerza de Fluencia para el caso HDR .....	78
Tabla 6.13. Desplazamiento de Fluencia para el caso HDR. ....	79
Tabla 6.14. Rigidez Efectiva para el caso HDR. ....	79
Tabla 6.15. Amortiguamiento efectivo para el caso HDR. ....	79
Tabla 6.16. Energía Disipada por Ciclo para el caso HDR. ....	80
Tabla 6.17. Cargas de gravedad en servicio y máxima en los aisladores. ....	80
Tabla 6.18. Coeficiente de amortiguamiento horizontal para el caso HDR. ....	81
Tabla 6.19. Cantidad de Aisladores LRB utilizados. ....	82
Tabla 6.20. Definición de parámetros objetivos para el caso LRB. ....	82
Tabla 6.21 Diámetro utilizado para los aisladores LRB. ....	82
Tabla 6.22 Altura del caucho para el aislador LRB. ....	82
Tabla 6.23 Diámetro del plomo para el aislador LRB. ....	83
Tabla 6.24. Datos del aislador LRB para verificación desplazamientos. ....	83
Tabla 6.25. Verificación de la capacidad axial del aislador LRB A y B.. ....	83
Tabla 6.26. Verificación de desplazamientos por pandeo crítico LRB. ....	83
Tabla 6.27. Verificación de deformación por corte debido a compresión. ....	84
Tabla 6.28 Rigidez Post-fluencia para el caso LRB. ....	84
Tabla 6.29 Rigidez inicial para el caso LRB. ....	84
Tabla 6.30 Fuerza de Histéresis para el caso LRB. ....	85
Tabla 6.31 Fuerza de Fluencia para el caso LRB. ....	85
Tabla 6.32 Desplazamiento de fluencia para el caso LRB. ....	85
Tabla 6.33 Rigidez efectiva para el caso LRB. ....	86
Tabla 6.34. Energía Disipada por ciclo para el caso LRB. ....	86
Tabla 6.35 Amortiguamiento efectivo para el caso LRB. ....	86
Tabla 6.36. Coeficiente de amortiguamiento horizontal para el caso LRB. ....	87

Tabla 6.37. Comparación entre la cortante basal para el edificio con aislador HDR vs aislador con núcleo de plomo. ....	87
Tabla 6.38. Comparación entre las derivas para el edificio con aislador HDR vs aislador con núcleo de plomo .....	87
Tabla 6.39. Comparación entre desplazamiento en la base para el edificio con aislador HDR vs aislador con núcleo de plomo. ....	88
Tabla 6.40. Comparación entre la aceleración de pisos superiores para el edificio con aislador HDR vs aislador con núcleo de plomo. ....	88

## **Capítulo 07: Diseño de la estructura aislada ..... 90**

Tabla 7.1. Tabla de Diseño por flexión de Viga 40x100.. ....	93
Tabla 7.2. Tabla de Diseño por corte de Viga 40x100.. ....	93
Tabla 7.3. Tabla de Diseño por flexión de Viga 30x60cm.. ....	94
Tabla 7.4. Tabla de diseño por flexo compresión de Viga 40x100.. ....	96
Tabla 7.5. Tabla de datos para el Diagrama de Iteración en columna exterior.. ....	97
Tabla 7.6. Tabla de datos para el diagrama de Iteración para el pedestal.. ....	99
Tabla 7.7. Tablas de solicitaciones sísmicas para el diseño de zapata.. ....	101
Tabla 7.8. Tablas de pre-dimensionamiento de zapata aislada.. ....	101
Tabla 7.9. Tablas de verificación de presiones de la zapata aislada.. ....	102
Tabla 7.10. Tabla para el cálculo del esfuerzo ultimo para distintas combinaciones.. ....	102
Tabla 7.11. Tabla de verificación de cortante y punzonamiento.. ....	103
Tabla 7.12. Tabla de Resultados Finales para Zapata aislada. ....	103
Tabla 7.13. Tabla de datos para el diseño de muro de contención. ....	104
Tabla 7.14. Tabla de verificación por deslizamiento.. ....	104
Tabla 7.15. Tabla de verificación por volteo.. ....	104
Tabla 7.16. Tabla de verificación por hundimiento.. ....	104
Tabla 7.17. Tabla de diseño de punta y talón.. ....	104
Tabla 7.18. Tabla de diseño de muro.. ....	105
Tabla 7.19. Momentos Actuantes en la tabiquería... ..	109

## **Capítulo 08: Análisis comparativo en la respuesta de ambos modelos estructurales y costos directos ..... 111**

Tabla 8.1. Porcentaje de participación de masa para los primeros 10 modos de vibración.....	111
Tabla 8.2. Sumatoria de masas efectivas .....	111
Tabla 8.3. Periodos de la Estructura de Base Fija y Aislada .....	112

Tabla 8.4. Comparación de las aceleraciones del edificio de base fija vs aislado en la dirección X e Y .....	112
Tabla 8.5. Reducción de la aceleración del piso superior del edificio fijo vs edificio aislado en dirección X e Y .....	113
Tabla 8.6. Cuadro comparativo de fuerza cortante para el edificio fijo vs aislado con el máximo sismo en la dirección X e Y .....	114
Tabla 8.7. Cuadro comparativo entre las derivas dinámicas de entrepiso en la estructura con y sin aislamiento y su reducción. ....	115
Tabla 8.8. Desplazamientos máximos de los centros de masa de los diafragmas para el Sismo de diseño en las direcciones X-X e Y-Y (m). ....	116
Tabla 8.9. Cuadro Comparativo del desplazamiento máximo para el edificio fijo vs Edificio Aislado – dirección X e Y .....	117
Tabla 8.10. Aceleración pico en el piso 1 y piso 10 extraído del análisis tiempo-historia. ....	119
Tabla 8.11. Aceleración pico en el nivel de aislamiento y en el último piso.....	119
Tabla 8.12. Desplazamientos absolutos máximos del modelo con base fija extraído del análisis tiempo – Historia .....	120
Tabla 8.13. Desplazamientos absolutos máximos del modelo con base aislada extraído del análisis tiempo historia .....	122
Tabla 8.14. Derivas máximas en las direcciones XX e YY del modelo de base fija debido al análisis tiempo – historia .....	123
Tabla 8.15. Derivas máximas en las direcciones XX e YY del modelo aislado debido al análisis tiempo – historia .....	123
Tabla 8.16. Comparación metrados de concreto y acero de las principales partidas para la Estructura de Base Fija (Elaboración Propia) .....	124
Tabla 8.17. Comparación metrados de concreto y acero de las principales partidas para la Estructura de Base Aislada (Elaboración Propia) .....	124
Tabla 8.18. Costos de aisladores .....	125
Tabla 8.19. Cuadro de Valores Unitarios Oficiales de Edificaciones para la Costa. ....	126
Tabla 8.20. Presupuesto referencial de la edificación de base fija .....	127
Tabla 8.21. Presupuesto referencial de la edificación aislada.....	127
Tabla 8.22. Cuadro de Masa y Desplazamiento para cada nivel en X e Y (Edificio de Base Fija).....	128
Tabla 8.23. Rigidez lateral del modelo base fija en X e Y .....	128
Tabla 8.24. Cuadro de Masa y Desplazamiento para cada nivel en X e Y (Edificio Aislado).....	129
Tabla 8.25. Rigidez lateral del modelo aislado en X e Y. ....	129

## **Capítulo 1: Introducción**

### **1.1. Resumen**

El presente proyecto comprende el análisis y el diseño de una estructura de diez (10) pisos de *concreto armado*; además de una comparación simple del comportamiento estructural del mismo edificio con o sin aislamiento sísmico en la base. La edificación se encuentra ubicada en la ciudad de Lima sobre un terreno con buena capacidad portante y su uso está destinado a oficinas.

El anteproyecto de arquitectura inicial contempla un edificio ubicado en esquina, por lo que estaría vulnerable a problemas de torsión. Sin embargo, para fines académicos de esta tesis se adopta la estructuración de tal forma que no se tenga en cuenta edificaciones vecinas en el modelo con base fija ni en el modelo aislado. En otras palabras, se modifica la arquitectura inicial solo en el sentido de no incluir las propiedades vecinas en sus alrededores (libre en sus cuatro lados); no obstante, si se respeta tanto la distribución de ambiente como las dimensiones de los mismos. En ese sentido se optó por colocar convenientemente muros de corte (placas) en las dos (2) direcciones principales y pórticos para tomar cargas de gravedad y sismo en el sistema de base fija, mientras que el sistema aislado contempla una estructuración en base a pórticos (sistema aporticado).

El proyecto ha contemplado la implementación de aisladores sísmicos para el análisis y el diseño del edificio (sub-estructura y súper-estructura). Asimismo, se ha propuesto para la elección del sistema de aislación más apropiado, el diseño de dos (2) tipos: (i) aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR); y, (ii) aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB). Luego de ello, se ha realizado un análisis dinámico modal espectral al edificio en estudio aislado, según el ASCE7-10, con el propósito de evaluar cuál es el sistema de aislación más adecuado. Una vez elegido el mejor sistema de aislamiento, se realiza una comparación de respuesta estructural entre la estructura de base fija y aislada mediante el análisis tiempo- historia; además de una simple valorativa de sus costos directos involucrados.

## 1.2. Revisión de la literatura

El Perú es un país sísmico y, por ello, uno de los objetivos más importantes de la Ingeniería Civil es evitar que las edificaciones colapsen. De otro lado, no es posible construir edificaciones totalmente *antisísmicas* dada la naturaleza compleja de los sismos y las limitaciones técnicas y económicas; pero ello, no implica que no sea posible reducir los daños tanto materiales como de vidas humanas.

La realidad peruana nos permite observar que muchas veces se ha optado por quitarle ductilidad a las estructuras aumentándole su rigidez. Ejemplo de ello, años atrás estaba permitido el uso de “muros de ductilidad limitada”, el cual contribuía en disminuir, considerablemente, el tiempo del vaciado y del techado de las edificaciones, haciendo muy rentable su uso. Sin embargo, los ingenieros se dieron cuenta de que tales muros eran muy rígidos y, por ende, “absorbían” demasiado sismo y no permitían deformarse a la estructura. En consecuencia, las posteriores normativas de diseño sísmico resistente limitaron su empleo a un máximo de 8 pisos, así como otras consideraciones al respecto.

La historia de los sismos en el Perú, informa que en Lima (ubicada en la costa, sobre el *cinturón de fuego*) hace más de cien (100) años no ha ocurrido un sismo de gran magnitud. Es por ello que se podría esperar un sismo no menor a 8.2 grados<sup>1</sup> de resultados muy graves, ocasionando el colapso de edificaciones y la pérdida de vidas humanas. No solo ello, también a la presencia de la falla del Huaytapallana, investigado por Philip y Megard<sup>2</sup>, la cual presenta un silencio sísmico de más de sesenta (60) años y podría generar un sismo devastador al activarse.

Ante esta problemática, existen varias formas de proteger las edificaciones. Una de ellas, mediante el empleo de los *aisladores sísmicos*, un sistema pasivo de protección y, como su nombre lo indica, tiene como objetivo aislar la base de la estructura del movimiento del suelo en caso de sismo, es decir, para un probable sismo máximo (evento extremo) que ocurre con un periodo de retorno

---

<sup>1</sup> Según el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

<sup>2</sup> PHILIP, H., and MEGARD, F., 1977. Structural analysis of the <sup>1</sup> superficial deformation of the Pariahuanca earthquakes (central Peru). *Tectonophysics* 38,259-278.

de dos mil quinientos (2 500) años, el sistema de *aislación sísmica* garantiza que no se produzca ningún daño estructural importante y del contenido de la edificación.

### 1.3. Justificación

Durante mucho tiempo, los ingenieros han diseñado edificaciones de todo tipo (industriales, viviendas, oficinas, etc.) y se ha propuesto el desarrollo de metodologías para reducir el tiempo y el costo de su ejecución; sin embargo, se ha olvidado de que, en la mayoría de los casos, tales diseños estructurales van a ser ocupadas, es decir, tienen por función albergar cantidades considerables de personas.

Por ello, resulta importante buscar la manera de salvaguardar las vidas humanas, en especial de las edificaciones de vivienda y oficinas, las cuales según la Norma E030 han sido clasificadas dentro de la Categoría C<sup>3</sup> (Edificaciones Comunes) y de las que debería darse la mayor importancia.

Asimismo, en el Perú es cada vez más común elaborar edificaciones altas, sea por necesidad de espacio o por querer sobresalir a las demás. Si bien resulta posible su construcción, también son propicios a sufrir grandes desplazamientos a fuerzas sísmicas, lo que ocasionaría daños considerables sin el debido cuidado y, en base a nuestra realidad, con posibles consecuencias fatales.

En base a ello, en los últimos años, la *ingeniería sísmo resistente* ha enfocado sus esfuerzos en el estudio de nuevas formas de mejoramiento del comportamiento de las edificaciones ante los eventos sísmicos; en este contexto, ha tomado gran importancia el sistema de protección mediante el empleo de aisladores sísmicos de base.

El empleo de aisladores sísmicos ha tenido un gran auge en varios países; no obstante, en el Perú su uso es reducido, debido a su alto costo y el desconocimiento de las ventajas que conlleva su empleo. Por esta razón, su difusión es importante para consolidar estructuras sísmicamente protegidas,

---

<sup>3</sup> Norma E030 2016. Capítulo 3: Categorías, Sistemas Estructurales y Regularidad de las Edificaciones. Pag: 7-9.

principalmente en Lima, ubicada en una zona de alto peligro sísmico de la costa peruana.

Por ello, se ha planteado un estudio comparativo del comportamiento estructural de un edificio con y sin aisladores, para validar y confirmar las ventajas competitivas frente a los modelos tradicionales.

#### **1.4. Objetivos**

##### **Objetivo general**

Realizar el análisis y el diseño de una estructura de diez (10) pisos, considerando base fija y un sistema de aislamiento sísmico en su base.

##### **Objetivos específicos**

- Estructurar la edificación para que soporte cargas de gravedad y cargas sísmicas, para ambos casos (de base fija y aislado)
- Elaborar un modelo elástico tridimensional del edificio para evaluar su comportamiento ante cargas de gravedad y cargas sísmicas.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales involucrados (losas aligeradas, vigas, columnas, placas y cimentación).
- Presentar un juego de planos estructurales tanto para el edificio de base fija como el aislado.
- Describir el comportamiento de los aisladores elastoméricos propuestos de alto amortiguamiento (HDR).
- Describir el comportamiento de los aisladores elastoméricos propuestos de caucho de núcleo de plomo (LRB).
- Escoger, entre los dos edificios propuestos, el aislador sísmico más apropiado para el mismo y los costos directos que su implementación representa frente a un edificio con base fija.

## 1.5. Metodología

### **Actividad 1: Recolección de datos del modelo de estudio**

Tarea 1.1: Se obtuvo el plano de arquitectura de un proyecto existente, ubicado en el distrito de Surco (Lima, Perú), destinado a oficinas, en ejecución, y servirá como base para la presente tesis académica.

### **Actividad 2: Estructuración del edificio de estudio**

Tarea 2.1: Se procedió con la estructuración del edificio, modificando la arquitectura inicial, y tomando en cuenta los criterios de ingenieros estructurales y la bibliografía adecuada.

### **Actividad 3: Pre-dimensionamiento y modelado del edificio de base fija en la base**

Tarea 3.1: Se procedió con el pre-dimensionamiento de los principales elementos estructurales, en base a criterios, supuestos y recomendaciones, realizados por la Norma y por ingenieros estructurales reconocidos.

Tarea 3.2: Se realizó el modelado del edificio, empleando el software ETABS versión 2016.2.1.

### **Actividad 4: Análisis y diseño de la estructura de base fija**

Tarea 4.1: Se realizó la combinación de cargas y el análisis dinámico modal espectral, con la finalidad de obtener la cortante basal del edificio; con ello, se calculó la cortante en la base de las columnas y la fuerza axial, debido al peso de la estructura.

Tarea 4.2: Se procedió a realizar la verificación de irregularidades, de la cortante dinámica y del factor de reducción sísmica "R", según norma E030.

Tarea 4.3: Se procedió con el diseño de los principales elementos estructurales.

### **Actividad 5: Análisis y diseño de la estructura aislada**

Tarea 5.1: Se realizó el estudio de las normas de aislamiento y se procedió a elaborar el diseño de los aisladores sísmicos mediante el procedimiento descrito por la Norma ASCE 7-10 y tomando como referencia la iteración mediante el periodo objetivo.

Tarea 5.2: Se procedió a efectuar el análisis dinámico del edificio aislado para cada tipo de aislador.

Tarea 5.3: Se realizó una comparativa entre los modelos en estudio para elegir el sistema de aislamiento óptimo. Se tomará como base la cortante basal resultante y el deterioro del material en el tiempo

Tarea 5.4: Se efectuó el diseño de la estructura aislada, dividida en dos (2) partes: (i) el diseño de la superestructura y (ii) el diseño de la subestructura (cimentación).

### **Actividad 6: Análisis comparativo del comportamiento sísmico entre la estructura de base fija y aislada.**

Tarea 6.1: Se comparó las aceleraciones, derivas, cortante basal, desplazamientos totales y relativos máximos, cargas y periodos entre el sistema de base fija y el aislado.

### **Actividad 7: Análisis comparativo de costos directos entre la estructura de base fija y aislada.**

Tarea 7.1: Se efectuó un comparativo entre los costos directos involucrados en la construcción de la estructura de base fija y la estructura aislada.

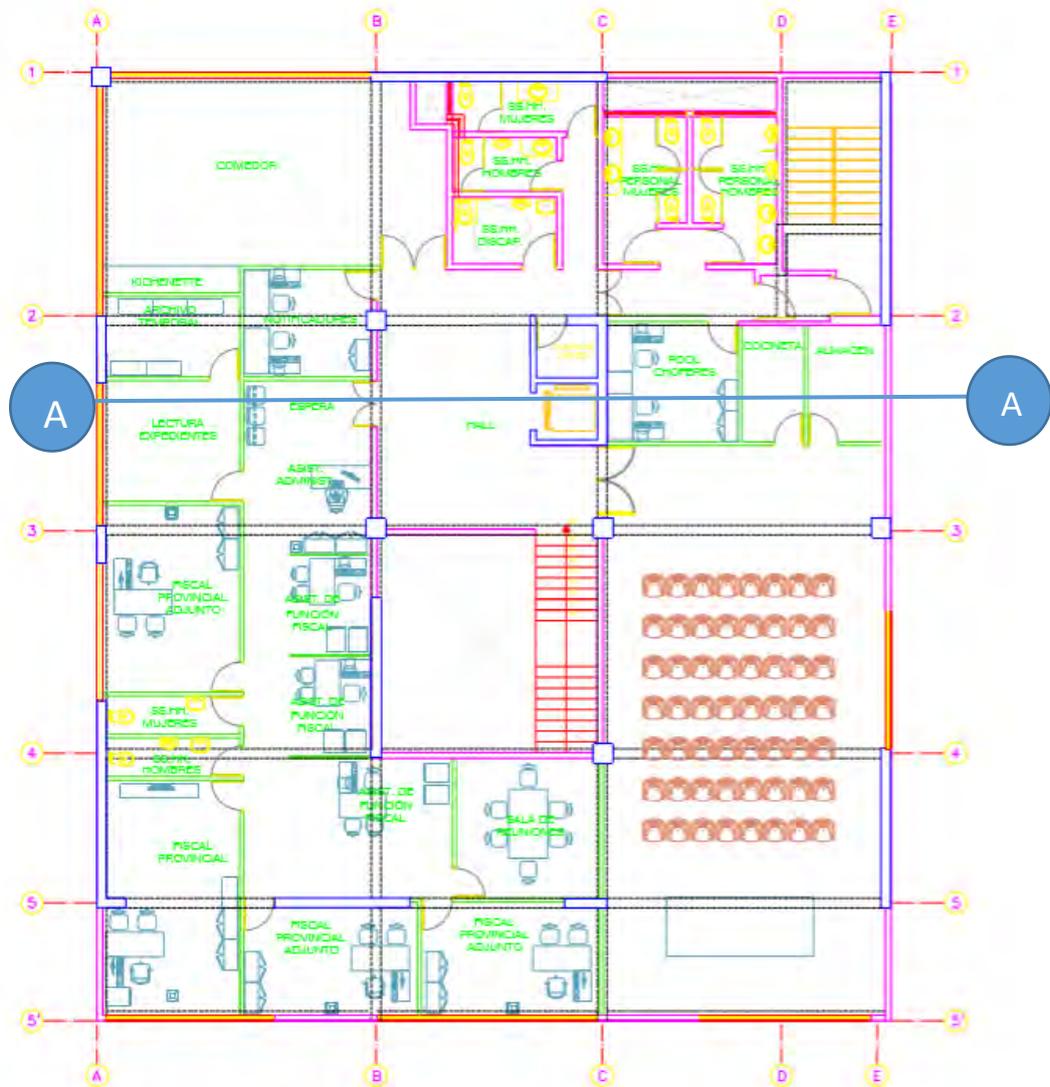
### **Actividad 8: Conclusiones y Recomendaciones.**

Tarea 8.1: Se efectuó las principales conclusiones y recomendaciones del proyecto.

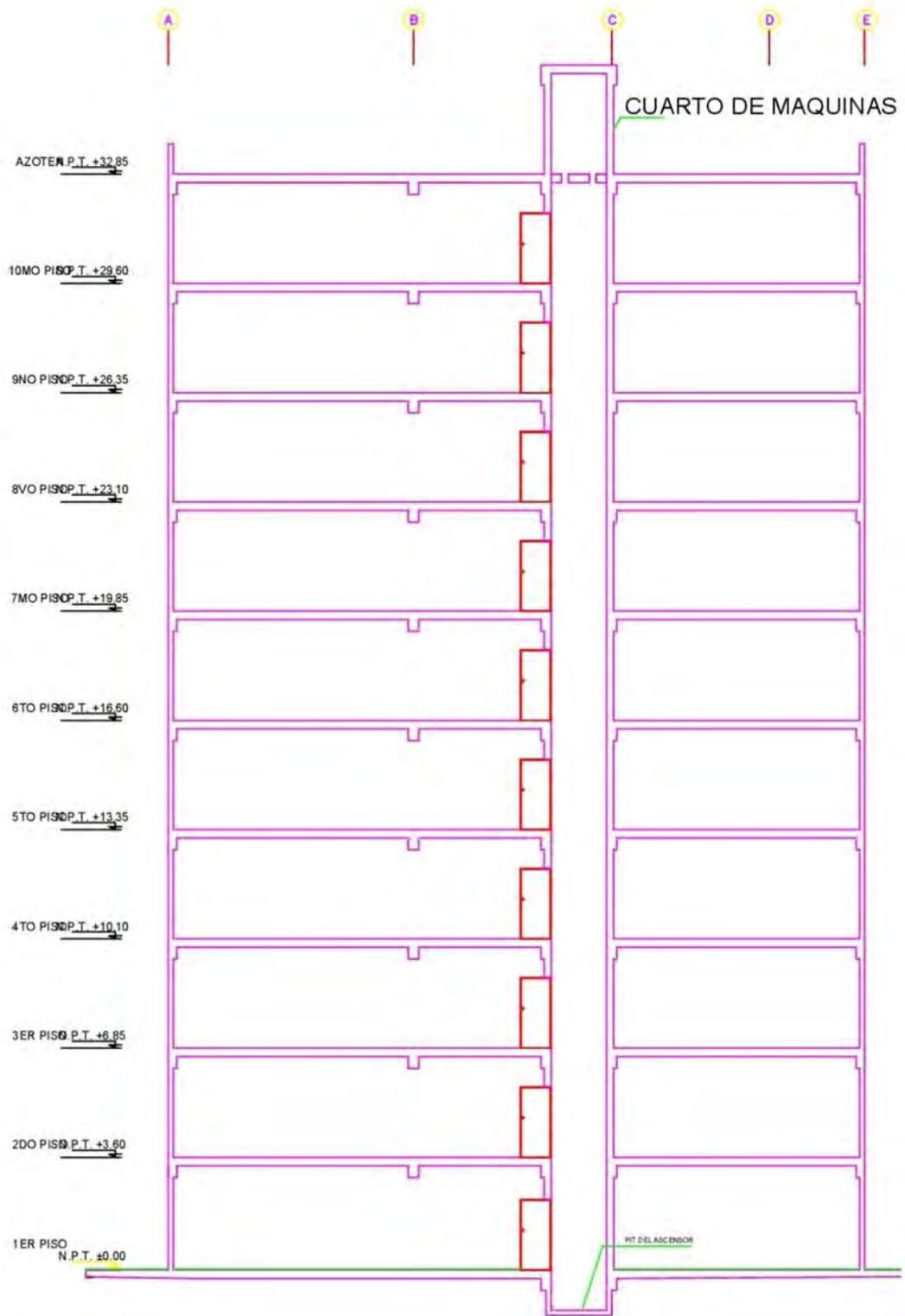
## **Capítulo 2: Aspectos generales del proyecto y arquitectura del edificio**

### **2.1. Descripción general y arquitectura del edificio**

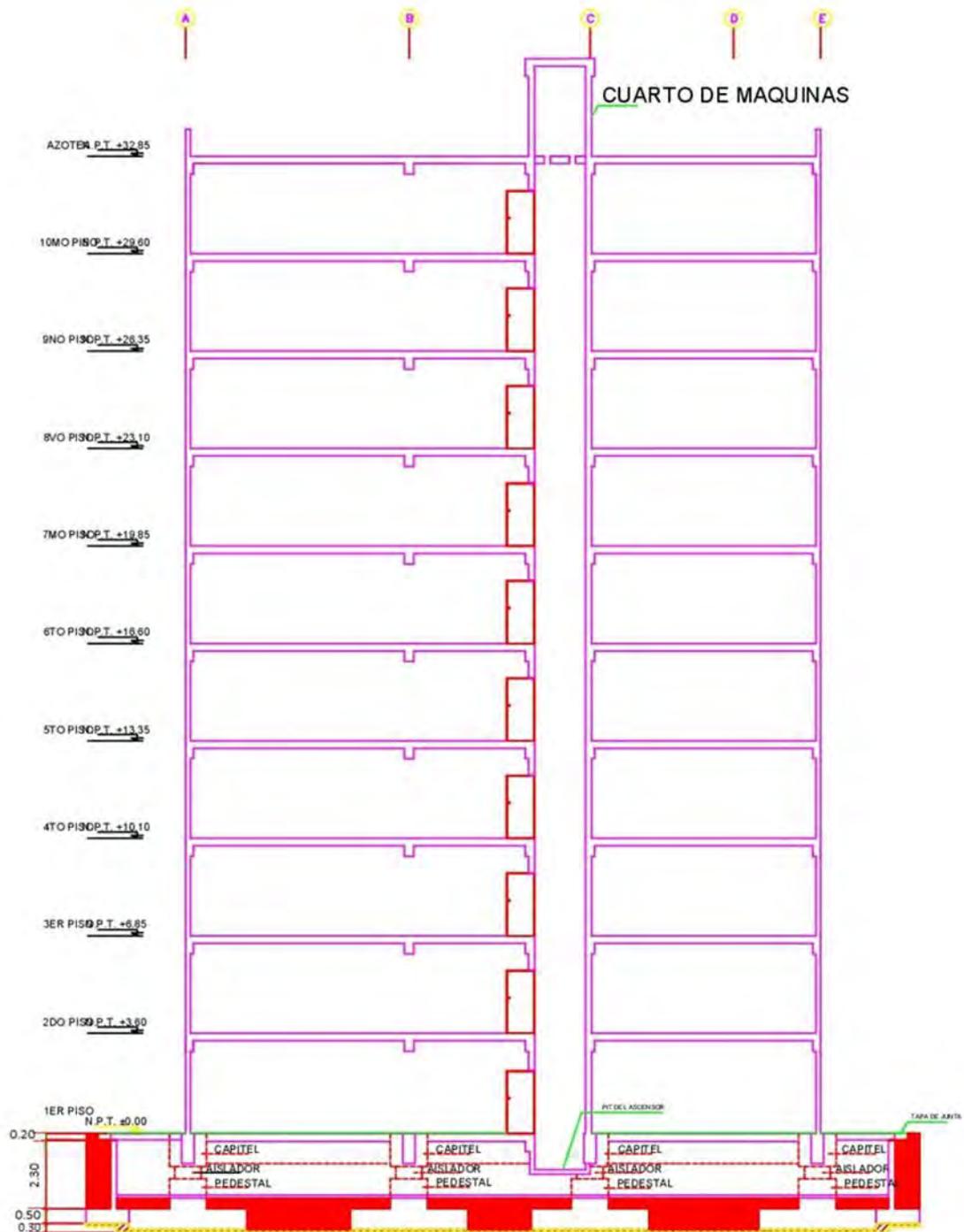
La estructura objeto de diseño es un edificio de oficinas de diez (10) pisos y por motivos académicos, libre en sus cuatro (4) lados (ello, con la finalidad de diseñarlo utilizando aisladores sísmicos, dado que se necesita espacios en sus extremos para permitir los desplazamiento de los mismos, Ver figura 2.1 y 2.4), y considerando el diseño de la caja del ascensor con placas para el modelo de base fija (Ver Figura 2.2) y un sistema de porticos con albañilería aislada para el caso de base aislada (Ver figura 2.3).



**Fig. 2.1 Plano de arquitectura del piso típico**



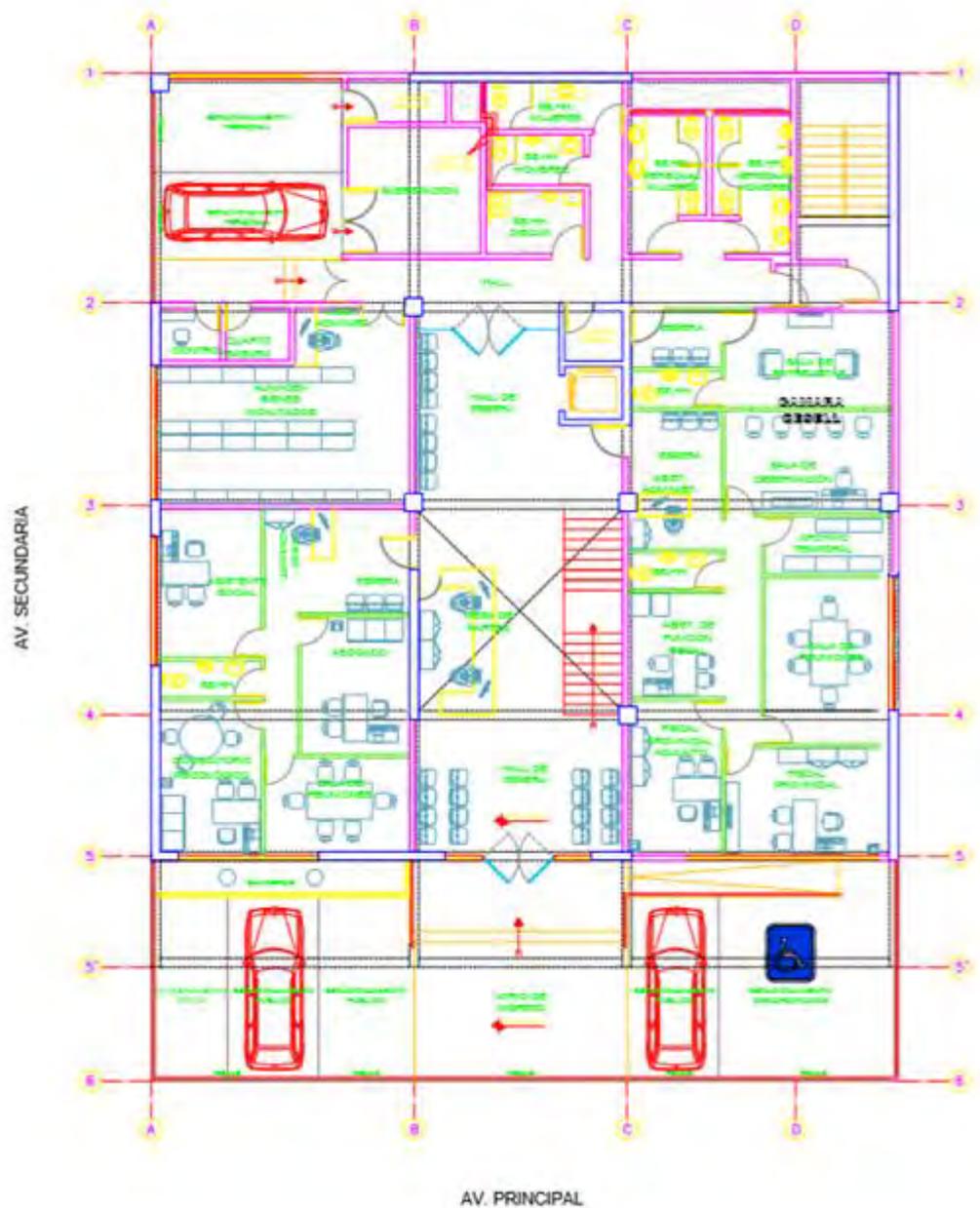
**Fig. 2.2 Vista en elevación del edificio base fija (Corte A-A)**



**Fig. 2.3 Vista en elevación del edificio de base Aislada (Corte A-A)**

El primer piso consta de un *hall* de espera (por lo que, se va a verificar si hay discontinuidad de diafragma) y tres (3) ambientes destinados a oficinas; así como, áreas comunes donde se ubica el ingreso a la escalera y el ascensor. Asimismo, existe una subestación que debe ser aislada del techo. En las zonas de los baños, en función de las necesidades de las instalaciones sanitarias, será diseñado con losa maciza o aligerado.

En los demás pisos la distribución es típica y con las mismas características, con dos (2) áreas destinadas a oficinas y áreas comunes conformada por un *hall*, comedor y servicios higiénicos. Los estacionamientos se encuentran fuera del área ocupada por las oficinas (Ver Fig. 2.4).



**Figura 2.4 Plano de Arquitectura del primer piso**

Posee una (1) escalera de emergencia y un (1) ascensor para el transporte vertical de personas y en el techo del último piso se encuentra el cuarto de máquinas para el ascensor y el tanque elevado, a los cuales se ingresa por la escalera de emergencia.

El área del terreno donde se encuentra la edificación tiene quinientos setenta y cuatro (574) m<sup>2</sup>. El área construida tiene cuatro mil ochocientos veintiseis (4 826) m<sup>2</sup> (476 m<sup>2</sup>, por piso), habiendo sido optimizada para albergar ambientes para oficinas.

Los ambientes han sido separados con muros delgados de 15 cm, como se puede ver en el plano en planta; en nuestro proyecto, se usará por tabiquería de ladrillo y placas para reducir espacios.



## **Capítulo 3: Estructuración, pre-dimensionamiento y modelado del Edificio con Base Fija.**

### **3.1. Criterios de estructuración. Generalidades**

El edificio en estudio presenta una cierta asimetría con la existencia de una abertura en el centro que generaría cierta irregularidad torsional; no obstante, se ha asumido preliminarmente el sistema estructural de muros de concreto armado.

Teniendo como base las recomendaciones del Ingeniero Antonio Blanco Blasco<sup>4</sup>, se ha procedido a realizar la estructuración, conforme a lo siguiente:

- a) Los muros de corte se han estructurado con alta densidad de muros, tanto en la dirección Y como X, la cual está dada por los muros de la caja de ascensor y columnas de gran peralte, con la finalidad de disminuir el problema de torsión.
- b) Las vigas sirven de amarre entre los elementos verticales. También se han colocado vigas chatas en las losas aligeradas donde existe la presencia de tabiques paralelos en el sentido de techado, de tal forma que el peso del tabique sea soportado íntegramente por ella.
- c) Las losas aligeradas se tienen tanto en una (1) como en dos (2) direcciones, tratando en su mayoría de que sean continuas, de modo tal que las cargas sobre éstas tengan una mejor distribución.

Asimismo, se tiene un volado de una longitud menor de tres (3) metros, el cual conviene hacerlo con losa aligerada en una dirección a diferencia de la zona del lado superior (entre los ejes 5 y 6) donde se tienen paños cuadrados (6.75 metros y 5.58 metros) que convendría hacerlos en dos (2) direcciones.

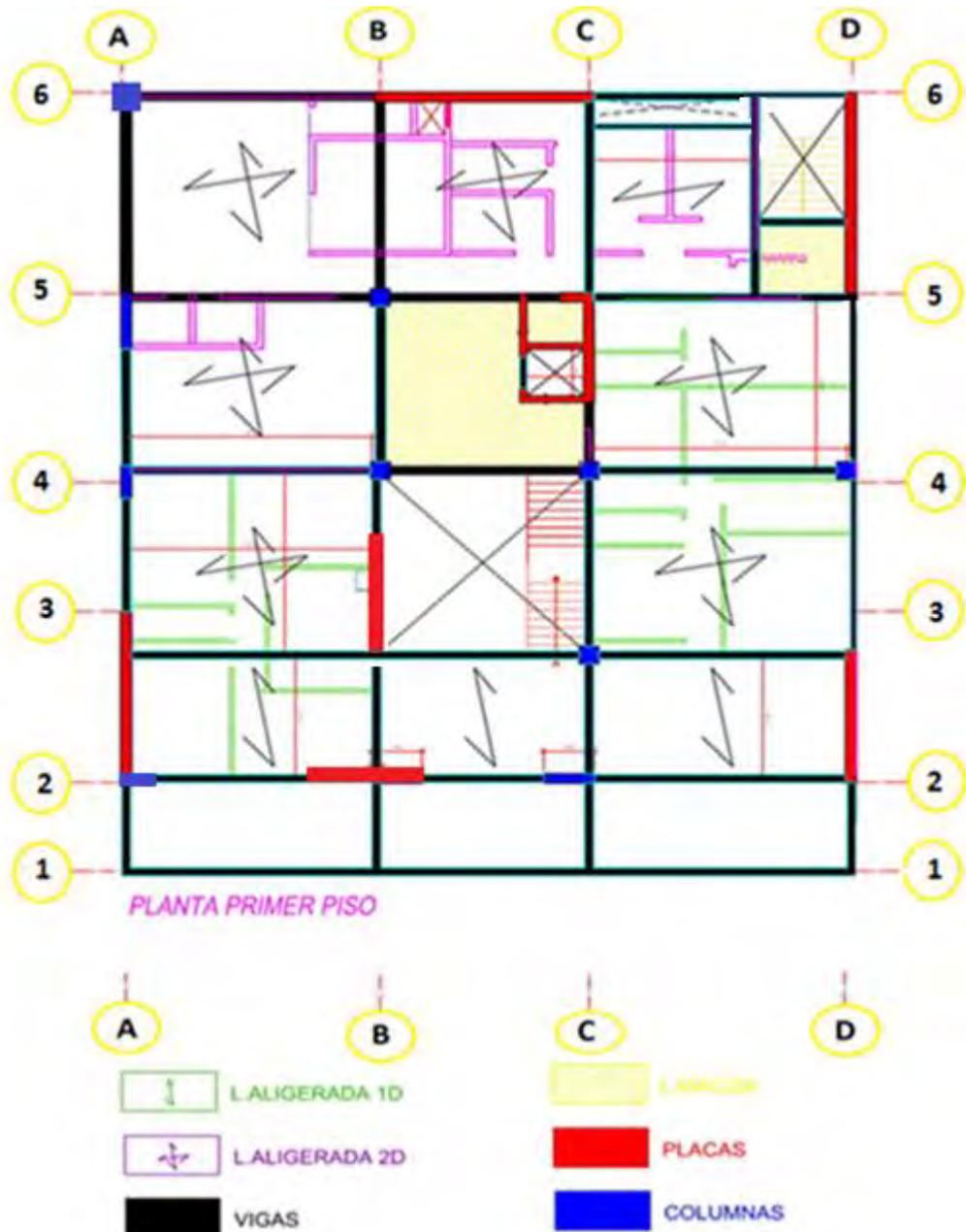
Además, se ha definido losas macizas armadas en dos (2) direcciones en las zonas cercanas a los ductos o aberturas, para rigidizar dichas zonas y, con ello, tener mayor resistencia al corte que una losa aligerada frente a una fuerza sísmica.

---

<sup>4</sup> BLANCO BLASCO, Antonio. *Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado*. Colegio de Ingenieros del Perú. Colección del Ingeniero Civil. Lima, págs. 5 – 14.

- d) Existen otros elementos, tales como el tanque elevado, el cuarto de máquinas, cisterna y escaleras; sin embargo, para el presente proyecto no se tomarán en cuenta, debido a que su rigidez es muy pequeña comparada con los elementos estructurales mencionados.

A continuación, se tiene un plano del piso típico del edificio estructurado (Ver Fig. 3.1), en la cual se puede observar todos los elementos estructurales mencionados anteriormente.



**Fig. 3.1 Vista en planta de la Estructuración.**

## 3.2. Pre-dimensionamiento de Elementos Estructurales

### 3.2.1. Pre-dimensionamiento de losas

Las losas de techado son de aligerados unidireccionales, principalmente; dado que, la orientación de la dirección de las losas siempre será hacia la luz más pequeña, se ha obtenido luces libres menores de cuatro (4) metros, en todos los casos. Esta pequeña dimensión nos conduce a pensar en un aligerado delgado con los ladrillos disponibles en el mercado de 20 cm, el cual sería más que suficiente en todos los paños, con cargo a verificar (especialmente en las luces donde se tiene tabiquería).

Lo descrito en el párrafo anterior se puede cumplir para todos los paños, excepto para el *hall* central, donde se ha elegido una losa maciza (similar en la zona de la escalera). Para fines estéticos, su espesor es el mismo que la losa aligerada, esto es, 20 cm. De esta forma, el techado en su totalidad se encuentra al mismo nivel en todos los pisos.

### 3.2.2. Pre-dimensionamiento de vigas

Se ha asumido que el edificio es de muros estructurales (según el Capítulo 21 de la Norma E.060 2009), lo cual se verificará luego de hacer el análisis sísmico, pues las vigas tienen un ancho no menor a 25 cm; sin embargo, si se comprueba que los muros toman la mayor parte de la cortante del sismo, sería conveniente para el diseño dejar esta dimensión uniforme en todas las vigas.

La manera más común de definir el peralte de una viga sería tomando esta dimensión como cierta fracción de la luz libre ( $l_n$ ). Según Morales Morales<sup>5</sup>, menciona peraltes del orden de  $l_n/10$  o  $l_n/12$ "; entonces, para nuestro caso, las vigas de los pórticos principales (ejes 3, 4, 5 y 6), pueden tener un peralte igual a un doceavo de su luz libre más grande (5 m), esto es, 40 cm.

---

<sup>5</sup> MORALES MORALES, Roberto. *Predimensionamiento de viga y columnas*.

En conclusión, todas las vigas han quedado con las dimensiones preliminares de 25 x 40 cm o, para no tener problemas con el encofrado, de 30 x 60 cm, las cuales, de manera objetiva, son apropiadas para las pequeñas áreas tributarias que estas tienen.

### 3.2.3.Pre-dimensionamiento de columnas

En el caso de las columnas, el primer criterio es uniformizarlas; por ello, se ha usado el criterio de áreas tributarias, es decir, se busca la que tenga mayor área tributaria de todas y se uniformiza en las otras.

Al buscar la columna con mayor área tributaria, ubicada en el eje 5 (Ver Fig. 3.2), se encuentra que esta tiene un área de 38.26 m<sup>2</sup>. Luego se procede a predimensionarla, para ello, es necesario tener presente ciertos datos que, a grandes rasgos, se detallan a continuación:

Peso de la carga muerta más carga viva (referencial):

#### Carga Muerta

- Losa → (losa de 25 o 30 cm) → 350 kg/m<sup>2</sup> (referencial)
- Acabado → 100 kg/m<sup>2</sup>
- Tabiquería → 100 kg/m<sup>2</sup>
- Vigas → 100 kg/m<sup>2</sup>
- Columnas y placa → 60 kg/m<sup>2</sup> (Referencia del Ing. Roberto Morales)

#### Carga Viva

- Para oficinas → 250 kg/m<sup>2</sup>

Total: 960 kg/m<sup>2</sup> → Se considera como referencia de 1000 kg/m<sup>2</sup>.

#### Resumiendo los datos

$P_{total} = 1000 \text{ kg/m}^2$

Área Tributaria = 38.26 m<sup>2</sup>

Número de Pisos = 10

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Para las columnas internas, siete (7) en total, se han despreciado totalmente los momentos flectores en el dimensionamiento. Es por ello

que, la expresión usual para su dimensionamiento, también utilizado por el Ing. Antonio Blanco<sup>6</sup>, se ha resumido a:

$$A_g \geq \frac{P_{serv}}{0.45f'_c} \dots \text{Ecuación 3.1}$$

Asimismo, las cuatro (4) columnas externas en total, las cuales tienen áreas tributarias menores. Según Blanco Blasco, se debe tener especial cuidado con este tipo de columnas y propone que debe colocarse un área bruta que alcance el 35% de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) en esfuerzo axial en servicio. En base a ello, se tiene un área bruta del concreto ( $A_g$ ), conforme a lo siguiente:

$$A_g \geq \frac{P_{serv}}{0.35f'_c} \dots \text{Ecuación 3.2}$$

Finalmente, mediante el método del tanteo se llega a un valor aproximado a utilizar para las columnas, las cuales se asume que son cuadradas. A continuación, se han resumido las dimensiones utilizadas para el caso de columnas ubicadas tanto en esquinas como centradas (Ver Tabla 3.1).

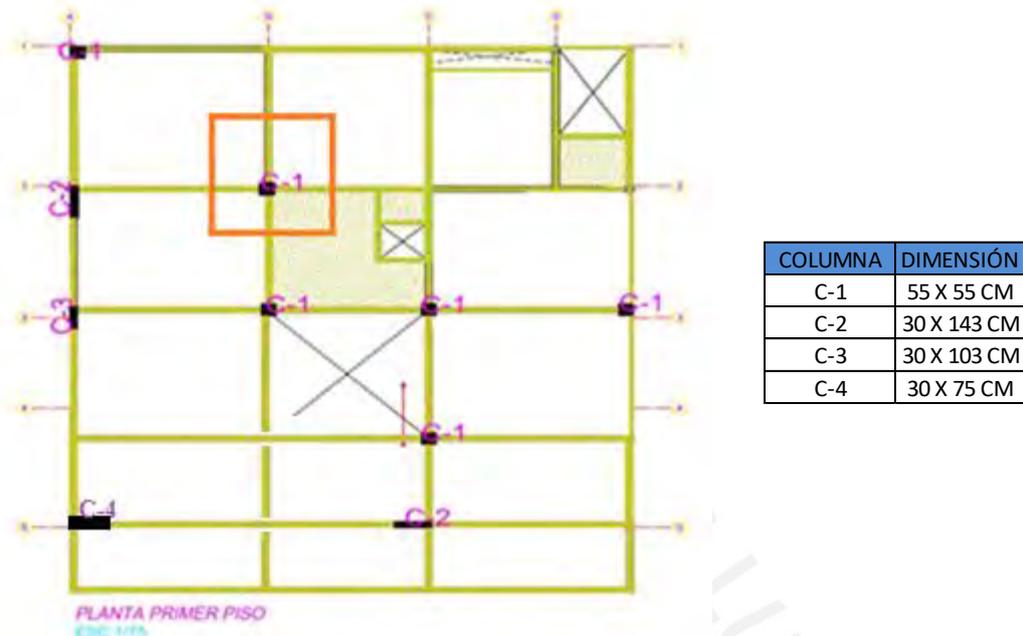
**Tabla. 3.1 Dimensiones calculadas para las columnas**

Columna	Ubicación	Número de Pisos	P <sub>serv</sub> (ton)	Estimación	Dimensionamiento	Lado de Columna	Lado Escogido (cm)
				A <sub>g</sub> (cm <sup>2</sup> )	Área de la columna (Ecuación 3.2) (cm <sup>2</sup> )		
C-1	Esquina	10	1	9.07	1234.01	35.13	35
Columna	Ubicación	Número de Pisos	P <sub>serv</sub> (ton)	A <sub>g</sub> (cm <sup>2</sup> )	Área de la columna (Ecuación 3.1) (cm <sup>2</sup> )	Lado de Columna	Lado Escogido (cm)
C-1	Centrada	10	1	36.26	3837.03	61.94	62

La Tabla muestra columnas ubicadas en el centro con dimensiones de 62 x 62 cm; no obstante, esta columna corresponde a la de mayor área tributaria con inclusión de sismo, por ello sin ser muy estrictos, se puede reducir las dimensiones a un valor aproximado de 55 x 55 cm (una reducción del 10%).

<sup>6</sup> BLANCO BLASCO, Antonio. *Ob. Cit.* Lima, págs. 5 – 14.

Todo lo mencionado a verificarse en el diseño. Así, en la Fig. 3.2 se detalla el dimensionamiento de todas las columnas-



**Fig. 3.2 Área tributaria y dimensionamiento de columnas**

### 3.2.4. Pre-dimensionamiento de muros

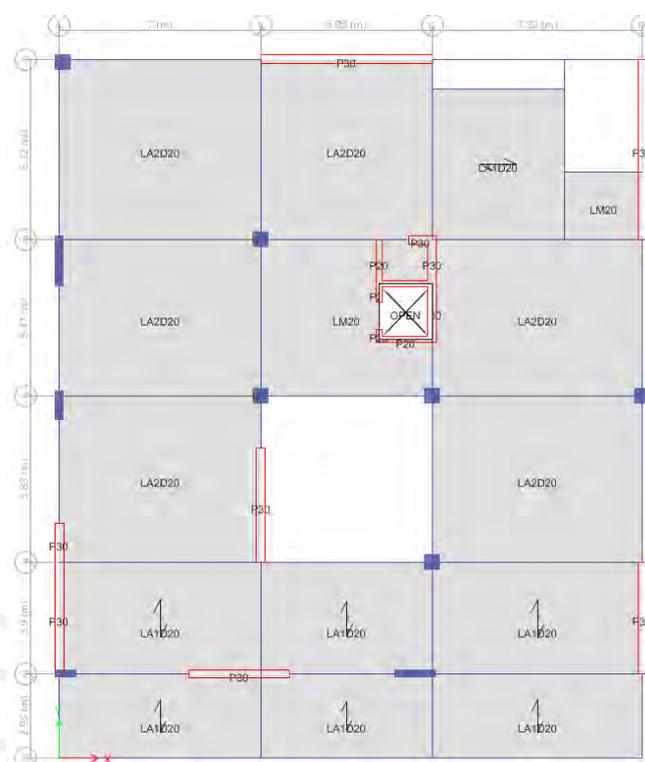
En el pre-dimensionamiento de placas, resulta difícil establecer un número, dado que, mientras mayor sea la cantidad, la estructura podrá resistir mayores fuerzas sísmicas, lo cual alivia los esfuerzos sobre los pórticos.

Para nuestro caso, se ha considerado como primera estimación un valor de 30 cm (similar a las vigas). Para la zona del ascensor, por obligación, se requiere el uso de placas por seguridad.

### 3.2.5. Pre-dimensionamiento de otros elementos

Para el caso de la escalera, al tener muros estructurales el proyecto, no sería necesario considerar su modelado, pues no modifica a gran escala la rigidez (por lo general, para estructuras flexibles si es necesario considerarla). En ese entendido, se ha omitido en el modelo y solo se ha considerado una (1) viga chata en la abertura de la escalera.

A continuación, se aprecia el pre-dimensionamiento final del proyecto (Ver Fig. 3.3), conforme a lo siguiente:



**Nomenclatura:**

**LA2D20:** Losa Aligerada en dos direcciones de 20 cm.

**LA1D20:** Losa Aligerada en una dirección de 20 cm.

**P30:** Placa de 30 cm de espesor.

**P20:** Placa de 20 cm de espesor.

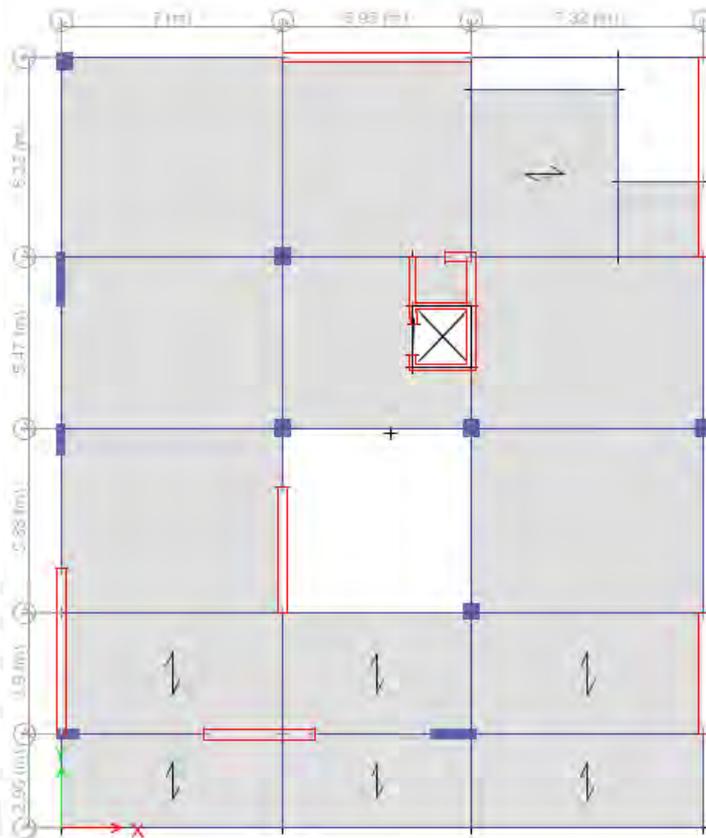
**LM20:** Losa maciza de 20 cm.

**Fig. 3.3 Vista en planta del Pre-dimensionamiento**

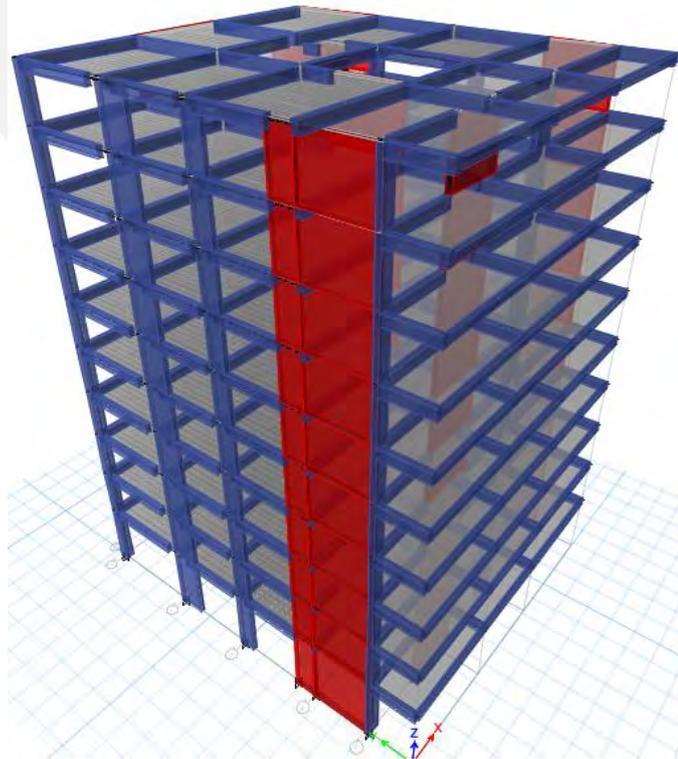
**3.3. Modelado de la estructura con base fija.**

- La losa aligerada ha sido modelada para el análisis de tipo “Membrane”, para reducir los GDL, por lo que se ha considerado únicamente la deformación en su plano, no permitiendo deformaciones fuera del mismo.
- La losa maciza, se ha modelado tipo “Shell-Thin”, el cual omite los efectos de corte. sin embargo considera la deformación fuera del plano del elemento permitiendo un cálculo estructural más exacto.
- Las placas se han modelado tipo “Shell-Thin”, ya que son elementos delgados en la dirección perpendicular a su plano, sin embargo trabajan a corte longitudinalmente.
- Las vigas se han modelado por elementos unidimensionales tipo “Beam”
- Las columnas se han diseñado tipo “Column”, colocándole para el análisis la cuantía mínima de acero definida por la E.060-2009.

A continuación, se muestra la vista en planta del piso típico (Ver Fig. 3.4); así como, una vista tridimensional del edificio analizado (Ver Fig. 3.5).



**Fig. 3.4 Vista en planta piso típico**



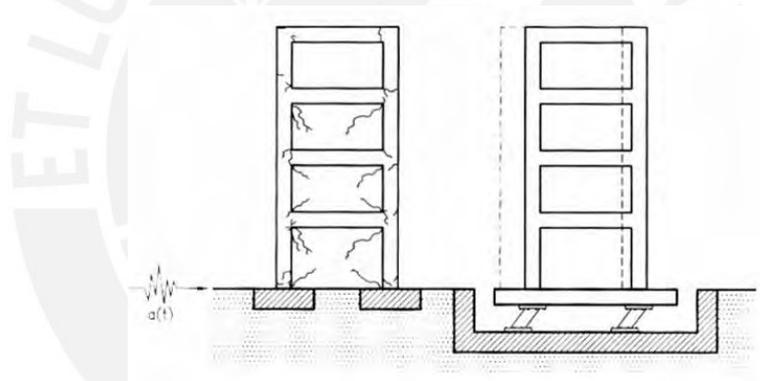
**Fig. 3.5 Vista tridimensional del edificio fijo en la base**

## Capítulo 4: Fundamentos, normativa y sistemas de aislación basal

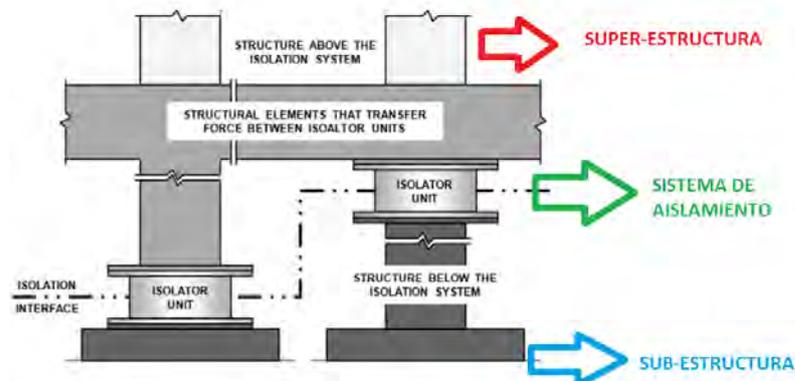
### 4.1. Antecedentes Generales

Desde el punto de vista básico, principalmente, un sismo genera movimientos horizontales del suelo a través de ondas que se propagan; tales movimientos son las principales causas de la generación de daños en los edificios, debido a que están conectados al suelo a través de los cimientos.

Una forma de minimizar los daños sería rigidizando la estructura; sin embargo, independizando la estructura del suelo se reduciría notablemente los daños, dado que la estructura “no sentiría” el movimiento del suelo. La estrategia de diseño sismoresistente que permite generar la independencia estructura – suelo se denomina *aislamiento basal*. A continuación, un esquema general (Ver Fig. 4.1<sup>7</sup>) con su detalle (Ver Fig. 4.2<sup>8</sup>)



**Fig. 4.1. Aislamiento de base de un edificio.**



**Fig. 4.2. Detalle General de la Estructura Aislada.**

<sup>7</sup> Diapositivas F. López Almansa Universidad Politécnica de Cataluña – Curso Aislamiento de Base.

<sup>8</sup> Diapositivas Presentación CDV – Sistema de Protección Sísmica.

## 4.2. Tipos y comportamientos de los aisladores

### 4.2.1. Aislador Elastomérico Convencional

Estos aisladores son apoyos elastoméricos laminados, intercalando un conjunto de láminas de acero, las cuales pueden deformarse en un plano horizontal, entregando una flexibilidad que permite al edificio moverse lateralmente bajo el movimiento producido por un sismo.

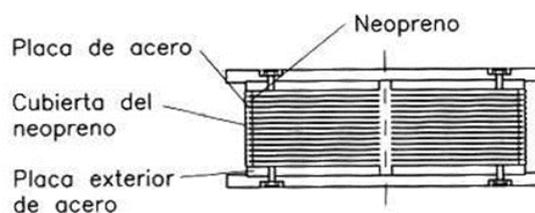
Los aisladores elastoméricos laminados cuentan en sus extremos superior e inferior con dos (2) placas de acero con las cuales se conecta a la superestructura en su parte superior y a la cimentación en su parte inferior. Dentro de los apoyos elastoméricos laminados se puede distinguir, principalmente, dos (2) tipos: aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR) y los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR).

#### 4.2.1.1. Aislador Elastomérico de Bajo Amortiguamiento (LDR)

Son aisladores que utilizan goma natural con un valor bajo de amortiguación, poseen las mismas características mencionadas en el punto anterior con la salvedad de que usan goma de baja capacidad de amortiguación.

#### 4.2.1.2. Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR)

Utiliza una goma que además de entregar la flexibilidad lateral y rigidez axial requerida, se diferencia de los elastómeros comunes, porque posee como propiedad natural un alto amortiguamiento que permite que alcance niveles del orden de 10 - 20% para esfuerzos de cortantes del 100%. Un esquema de un aislador HDR se presenta en la Fig. 4.3<sup>9</sup>.

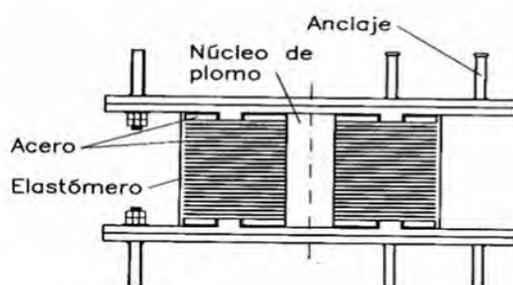


**Fig. 4.3. Aislador elastómero de alto amortiguamiento**

<sup>9</sup> Diapositivas F. López Almansa Universidad Politécnica de Cataluña – Curso Aislamiento de Base.

#### 4.2.2. Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB)

Los aisladores con núcleo de plomo son conexiones multicapas de goma y acero intercaladas parecidas al HDR. Por lo general, el sistema cuenta con un (1) solo núcleo de plomo inserto en el centro del aislador, cuya función proporciona medios adicionales de disipación de energía, proveyendo capacidad de absorción de energía mediante un amortiguamiento histerético. Presenta niveles de amortiguamiento de alrededor de 15-25%. Un corte esquemático de un LRB puede verse en la Fig. 4.4<sup>10</sup>.



**Fig. 4.4. Aislador con núcleo de plomo.**

#### 4.2.3. Aislador Péndulo Friccional

El Sistema de Péndulo Friccional (FPS) es un dispositivo que consigue el efecto de aislación, a través de un mecanismo deslizante unido a un efecto pendular (Ver Fig. 4.5<sup>11</sup>). El cual está compuesto por un deslizador articulado sobre el que descansa una superficie de acero inoxidable.

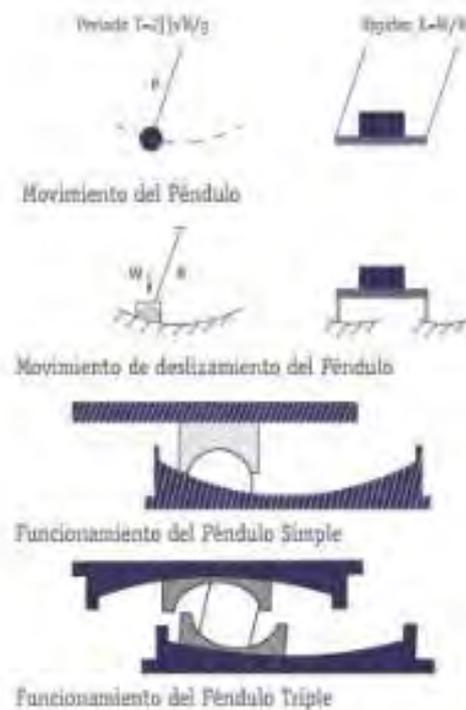
La rigidez efectiva del aislador y el periodo de aislación de la estructura son definidos por el radio de curvatura de la superficie cóncava. Existen de tres (3) tipos: fricción simple, doble y triple. Este último es el más utilizado, la cual ofrece mejor desempeño sísmico y fue desarrollado por el PhD Víctor Zayas<sup>12</sup>.

<sup>10</sup> Diapositivas F. López Almansa Universidad Politécnica de Cataluña – Curso Aislamiento de Base.

<sup>11</sup> Diapositivas F. López Almansa Universidad Politécnica de Cataluña – Curso Aislamiento de Base.

<sup>12</sup> AL-HUSSAINI, Tahmeed; ZAYAS, Victor & CONSTANTINO, Michalakis (1994) *Seismic isolation of multi-story frame structures using spherical sliding isolation systems*. Buffalo. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.

El concepto central se ha sustentado en poner la estructura en una cavidad esférica, la cual generaría un movimiento similar a un péndulo con un movimiento concéntrico y con la ventaja de regresar a su posición original (Ver figura 4.5). Tiene su origen en el aislador de péndulo simple, pero con la ventaja de que este es más práctico (el péndulo simple ocupa demasiado espacio y su uso reduce espacios arquitectónicos y la construcción de sótanos, las dimensiones en planta del apoyo de triple Péndulo son aproximadamente el 60% de las de un apoyo de Péndulo Simple<sup>13</sup>). Sin embargo, la principal desventaja que posee ante los anteriores sistemas propuestos es su costo elevado, pues su empleo resulta sobrevalorado en edificios de vivienda u oficinas, alejando la posibilidad de su empleo, pues en este tipo de edificaciones se busca que el costo de construcción sea menor, por ello es más común el empleo de aisladores elastoméricos para este tipo de edificaciones.



**Fig. 4.5. Principios de péndulo friccional**

<sup>13</sup> Aisladores Sísmicos Triple Péndulo de Fricción Conferencia CICP-Ecuador (2015).

### **4.3. Referencias y Normas Técnicas de Diseño:**

#### **4.3.1.FEMA**

La guía del FEMA propone dos (2) métodos para el análisis y el diseño de estructuras aisladas: (i) un método estático denominado “procedimiento de la fuerza lateral equivalente” y está basado en el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con una rigidez efectiva como aquella que ofrece el sistema de aislación para el desplazamiento en cuestión; y, (ii) un método dinámico, subdividido en uno que involucra un espectro y otro que compromete un análisis tiempo-historia.

El método estático no se usa para un diseño final, solo para el diseño preliminar y el método dinámico por combinación espectral es desarrollado solo para estructuras regulares rígidas y con pocos pisos.

En base a todo ello, el análisis tiempo-historia es el recomendado en la mayoría de los casos e involucra un mínimo de tres (3) pares (en ambas direcciones) de historias reales escaladas a valores específicos. No se profundizará en cuanto a mayores detalles con respecto a esta Norma, pues no será utilizada para el presente proyecto.

#### **4.3.2.UBC**

En este código se describen dos (2) metodologías para el análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos: (i) un análisis estático que se encuentra marcado por restricciones como la altura y regularidad de la estructura; y, (ii) un análisis dinámico que abarca el análisis de respuesta espectral, el análisis con el espectro de diseño de la zona donde se construye y el análisis tiempo-historia.

El procedimiento de análisis y diseño está basado fundamentalmente en los parámetros de desplazamiento de diseño DD y el desplazamiento máximo DM. No se profundizará en cuanto a mayores detalles con respecto a esta Norma, pues no será utilizada para el presente proyecto.

#### 4.3.3. Norma Chilena Nch-2745

Esta norma fue propuesta por ingenieros ingleses y chilenos, apoyados en la UBC del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433 del 1996 para dar sustento a los futuros diseños en el área sismoresistente.

Esta norma brinda las bases para realizar el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, el diseño de los elementos no estructurales, así como los ensayos requeridos para el sistema de aislaciones. Considera dos (2) niveles de sismo: sismo máximo y sismo de diseño; asimismo, no considera los factores de modificación de propiedades lambda ( $\lambda$ ).

Esta Norma se apoya en que el sistema de aislación y el sistema estructural destinado a soportar las fuerzas laterales se diseñen para resistir las deformaciones y esfuerzos producidos por el sismo. No se profundizará en cuanto a mayores detalles con respecto a esta Norma, dado que no será utilizada para el presente proyecto.

#### 4.3.4. ASCE 7-10, Capítulo 17

Al respecto, el acápite 3.9 de la Norma de Diseño Sismoresistente E.030, señala que: *“...se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente: “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010...”*. En base a ello, teniendo en consideración lo dispuesto por la norma peruana, se ha enfatizado con las disposiciones establecidas en el Capítulo 17 del ASCE 7-10.

El estándar ASCE 7 – 10, en su Capítulo 17, contiene lo que se considera el estado del arte en cuanto al análisis y diseño de estructuras aisladas sísmicamente. Éste se divide en ocho (8) secciones principales que

contienen criterios de cumplimiento obligatorio, salvo las excepciones que se hacen en el mismo documento.

La Norma ASCE/SEI 7-10 indica **dos (2) métodos** a emplearse para el análisis y diseño de estructuras aisladas en la base: (i) **el método estático o de fuerzas equivalentes**, el cual está basado en el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con una rigidez efectiva como aquella que ofrece el sistema de aislación para el desplazamiento considerado en el análisis. Este análisis no se ha recomendado para el diseño final.

Otro, (ii) **el método dinámico**, que contempla dos (2) métodos: el primero involucra un espectro, el cual se determina por parámetros de zona, suelo, uso y otros; este análisis tiene algunas restricciones que aplican a estructuras regulares rígidas. El segundo es un análisis **tiempo-historia**, el cual es el recomendado en la mayoría de los casos e involucra **un mínimo de tres (3) pares** en las **direcciones X e Y de sismos reales**.

La norma, a su vez, establece parámetros para el diseño de los dispositivos de aislación sísmica, la misma establece precisiones acerca de los requerimientos, restricciones y condiciones para el uso de los aisladores.

En el siguiente acápite se presentarán los criterios utilizados para el análisis y diseño de las estructuras aisladas.

#### **4.3.4.1. Definiciones importantes**

**Sismo de Diseño (DBE):** sismo con 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años, periodo de retorno de 475 años.

**Sismo Máximo (MCE):** sismo con 2 % de probabilidad de excedencia en 50 años, periodo de retorno de 2475 años.

**Desplazamiento para diseño:** desplazamiento lateral para un sismo de diseño, con exclusión adicional al desplazamiento actual y accidental debida a la torsión, requerida para el diseño del aislamiento del sistema.

**Desplazamiento total para diseño:** desplazamiento lateral total para un sismo de diseño incluyendo el desplazamiento adicional actual y debido a la torsión accidental, requerida para el diseño del sistema de aislamiento o un elemento del mismo.

**Desplazamiento total para MCE:** el desplazamiento lateral para el sismo *Máximo Considered Earthquake* (MCE) incluyendo el desplazamiento adicional debido al desplazamiento inicial y debido a la torsión accidental, será también necesario para la verificación de la estabilidad del sistema de aislamiento o la verificación de los elementos del sistema.

**Amortiguación efectiva:** es el valor equivalente del amortiguamiento viscoso que corresponde a la energía disipada durante la respuesta cíclica del sistema de aislamiento.

**Rigidez efectiva:** es el valor de la fuerza lateral en el sistema de aislamiento, o un elemento del mismo sistema, dividida por el correspondiente desplazamiento lateral.

**Desplazamiento máximo:** es el máximo Considerado *Earthquake* desplazamiento lateral, excluyendo desplazamiento adicional debido a la deformación actual y accidental por torsión.

#### **4.3.4.2. Consideraciones generales**

- Para dimensionar los aisladores se considera el Sismo Máximo Creíble (MCE) o sismo que tiene el 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años.
- Para diseñar la superestructura se considera el Sismo de Diseño (DBE) o sismo que tiene el 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años.
- Se considera un amortiguamiento efectivo para el máximo desplazamiento igual a 15%.
- El sistema de aislación colocado debe tener la capacidad de retornar a su posición original.
- Para un sismo máximo de 2500 años de periodo de retorno se tiene que el sistema de aislamiento debe ser estable con un factor de seguridad de 1. Asimismo, la arquitectura debe permitir que se pueda

inspeccionar tal nivel, por ello considera una altura mínima de 1.5 m, así como, se debe realizar una inspección cada dos años o luego de un sismo con intensidad de 6 en la escala de Mercalli.

- Para edificios mayores de 5 pisos se requiere realizar un análisis de tiempo historia. Para ello la norma exige el uso de 3 señales como mínimo de aceleración representativa del sismo máximo esperado con las mismas condiciones de la obra. No obstante, para el presente proyecto solo se ha considerado el uso de una señal, ello por fines académicos.
- Factores de Modificación de Propiedades Lambda ( $\lambda$ ): en función de las características de los materiales de los aisladores sísmicos (caucho, Plomo, teflón, acero). Existen límites superiores y límites inferiores, los cuales se clasifican de acuerdo a:
  1. Según condiciones ambientales y de envejecimiento.
  2. Según condiciones de temperatura, velocidad de carga y *Scragging*.
  3. Según condiciones de variabilidad en la fabricación.

Estas consideraciones son desarrolladas en el ASCE 7-16 y también en la próxima norma E.031. Sin embargo, la presente tesis no lo ha tomado en cuenta, por haber sido diseñando con el ASCE 7-10. Sin perjuicio de lo mencionado, es necesario entender este concepto para la elección del sistema de aislamiento, el cual será tratado en el Capítulo 6.

#### **4.3.4.3. Procedimiento de diseño**

- 1) Se calcula el espectro de diseño junto con el espectro máximo<sup>14</sup>. Para ello, se considera los parámetros de diseño, tales como los factores de zona sísmica (Z), tipo de suelo (S), importancia (U) y amplificación sísmica.

En el caso de las estructuras aisladas, el factor de uso es 1.0, dado que al dimensionar los aisladores no se utiliza un factor de reducción R. Para el análisis de la superestructura sí se debe utilizar las combinaciones de R y U adecuadas<sup>15</sup>. El coeficiente de amplificación

---

<sup>14</sup> Según la Norma E030.

<sup>15</sup> Para mayor precisión revisar el Capítulo 7 de la presente Tesis.

sísmica debe ser también igual a 1.0, debido a que, para los periodos propios de la aislación, no existe amplificación de la aceleración máxima.

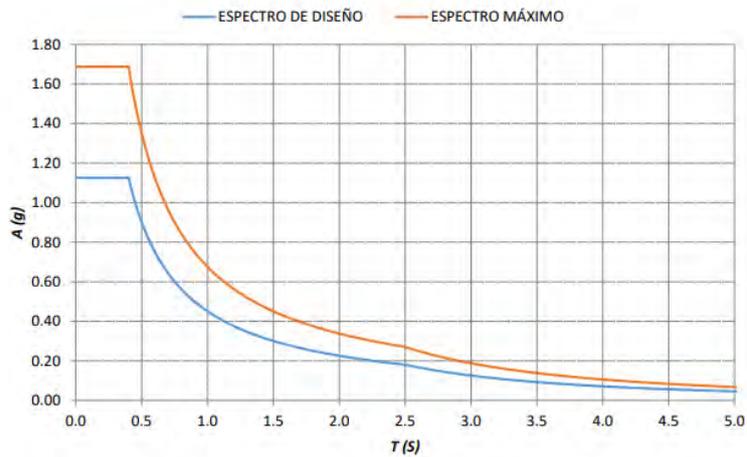
Con dicho espectro creado, se ha escalado para calcular la aceleración espectral de diseño ( $SD1_{(DBE)}$ ) y la aceleración espectral máxima creíble ( $SM1_{(MCE)}$ ). Dónde:

$$SD1_{(DBE)} = Z_{DBE} UCS$$

$$SM1_{(MCE)} = Z_{MCE} UCS$$

El espectro de respuesta MCE (Acápite 11.4.6 del ASCE 7.10), según Norma, se da multiplicando el espectro de respuesta de diseño por 1.5 (Ver Fig. 4.6).

$$MCE = 1.5 * DBE$$



**Fig. 4.6. Espectro de Diseño y Espectro Máximo HDR (R=1)**

- 2) Previo a los conceptos descritos líneas arriba, el siguiente paso es llevar la estructura a un periodo bastante alto. Como se ha mencionado anteriormente, se trabajó con dos (2) diseños en paralelo (uno para el sismo de diseño, DBE, y otro para el sismo máximo, MCE). Teniendo en claro tales conceptos, se procedió a definir los parámetros objetivos, el cual involucra un proceso iterativo, esto es, el periodo, amortiguamiento, desplazamiento de diseño, desplazamiento total y la rigidez efectiva.

Es importante mencionar que los valores asumidos en los parámetros deben estar en función a lo que se puede conseguir en el mercado, debe existir la posibilidad de ser provistos y verificados por ensayos, previos a ser instalados en la obra.

- 3) El periodo lo se ha asumido como tres (3) veces el valor del periodo de la base fija. A partir de dicho valor se parte para luego iterar. De igual forma el amortiguamiento también se asume. Así, por lo general, el amortiguamiento en una estructura normal es del 5%, pero en un sistema aislado es mucho mayor; no obstante, según norma, resulta casi imposible que se llegue a niveles de amortiguamiento por encima del 30%; por ello, se puede considerar un valor del 15% como inicial para la iteración.
- 4) Con el periodo y amortiguamiento objetivo de la estructura aislada, se procede a calcular el desplazamiento para los sismos de diseño y sismo máximo, empleando el procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente, dado en el Capítulo 17 de la norma americana ASCE/SEI 7-2010. Estos desplazamientos se comparan y ajustan a los obtenidos del análisis espectral lineal, haciéndose uso de ecuaciones para el cálculo del desplazamiento de la estructura aislada y total, considerando la excentricidad del mismo, conforme a lo siguiente:

$$\Delta = \frac{S_a * T^2 * g}{4 * \pi^2 * \beta} \dots \dots \dots \text{ecuación 4.1}$$

*Donde:*

*$\Delta$ : Desplazamiento de la estructura aislada.*

*$S_a$ : Aceleración espectral con 5% de amortiguamiento.*

*$T$ : Periodo objetivo del sistema de aislamiento.*

*$\beta$ : Coeficiente de amortiguamiento, que depende del amortiguamiento objetivo de la estructura aislada. Ver Tabla 4.1*

*$g$ : Gravedad.*

$$\Delta_T = \Delta * \left[ 1 + y * \frac{12 * e}{(b^2 + d^2)} \right] \dots \dots \dots \text{ecuación 4.2}$$

*Donde:*

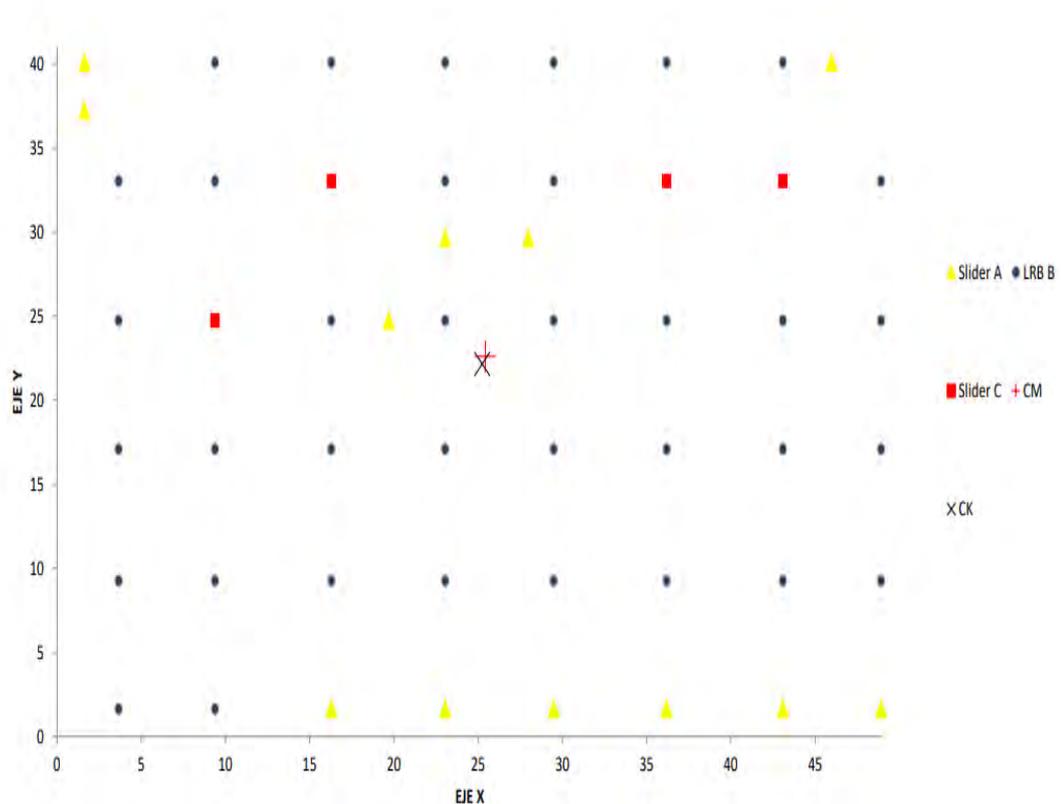
*$\Delta$ : Desplazamiento de la estructura aislada.*

$\Delta_T$ : Desplazamiento total de la estructura aislada, considerando excentricidad accidental.

$y$ : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento más distante. (Ver figura 4.7)

$e$ : Excentricidad accidental, considerada como el 5% del lado perpendicular al sismo en análisis.

$b$  y  $d$ : Dimensiones en planta de la estructura.



**Fig. 4.7. Determinación de Centro de Masa y Centro de Rigidez**

**Tabla 4.1. Coeficiente de amortiguamiento**

Amortiguamiento Efectivo B (%)	Coeficiente de amortiguamiento $\beta$
$\leq 2$	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
$\geq 50$	2.0

- 5) Se define la cantidad de aisladores. Se ha utilizado dos (2) tipos de aisladores, dado que uno de ellos se ubica en el perímetro del edificio y tiene un menor diámetro (debido que los perimetrales cargan menos); mientras que, para el centro de la edificación se tiene diámetros mayores.
- 6) Propiedades Geométricas. Estas son el diámetro y altura del caucho y el diámetro del plomo. El dimensionamiento se hace a partir del desplazamiento máximo total de los aisladores y la capacidad de carga máxima. Se escoge la más crítica. La carga máxima en cada aislador es la que se obtiene a partir de la combinación "1.25CM+1.25CV+CS".

También, por experiencia, se puede considerar inicialmente que la "CS" es el 30% de la "CM" y así usar la combinación "1.55CM + 1.25CV". El esfuerzo axial permisible debe ser especificado en las características del aislador o se toma como valor referencial en 800 ton/m<sup>2</sup>.

Una vez dimensionado, se escogen algunos tipos de aisladores en el catálogo del fabricante de acuerdo con la similitud del diámetro del aislador disponible (Di). La altura del caucho le da la capacidad de deformación horizontal porque la lámina de acero no se deforma. La iteración se realiza partiendo del valor:

$$Tr = \frac{D_{TM}}{1.5}$$

Mientras que el diámetro del plomo lo se ha considerado como un 15% del diámetro del aislador para comenzar con la iteración.

- 7) Propiedades dinámicas del aislador. El kd es la rigidez secundaria o rigidez de recuperación, el cual depende del área neta de caucho, la altura del aislador y el módulo de corte, comprendido entre 38 y 80 ton/m<sup>2</sup>.

$$K_d = \frac{G * A_e}{hc}$$

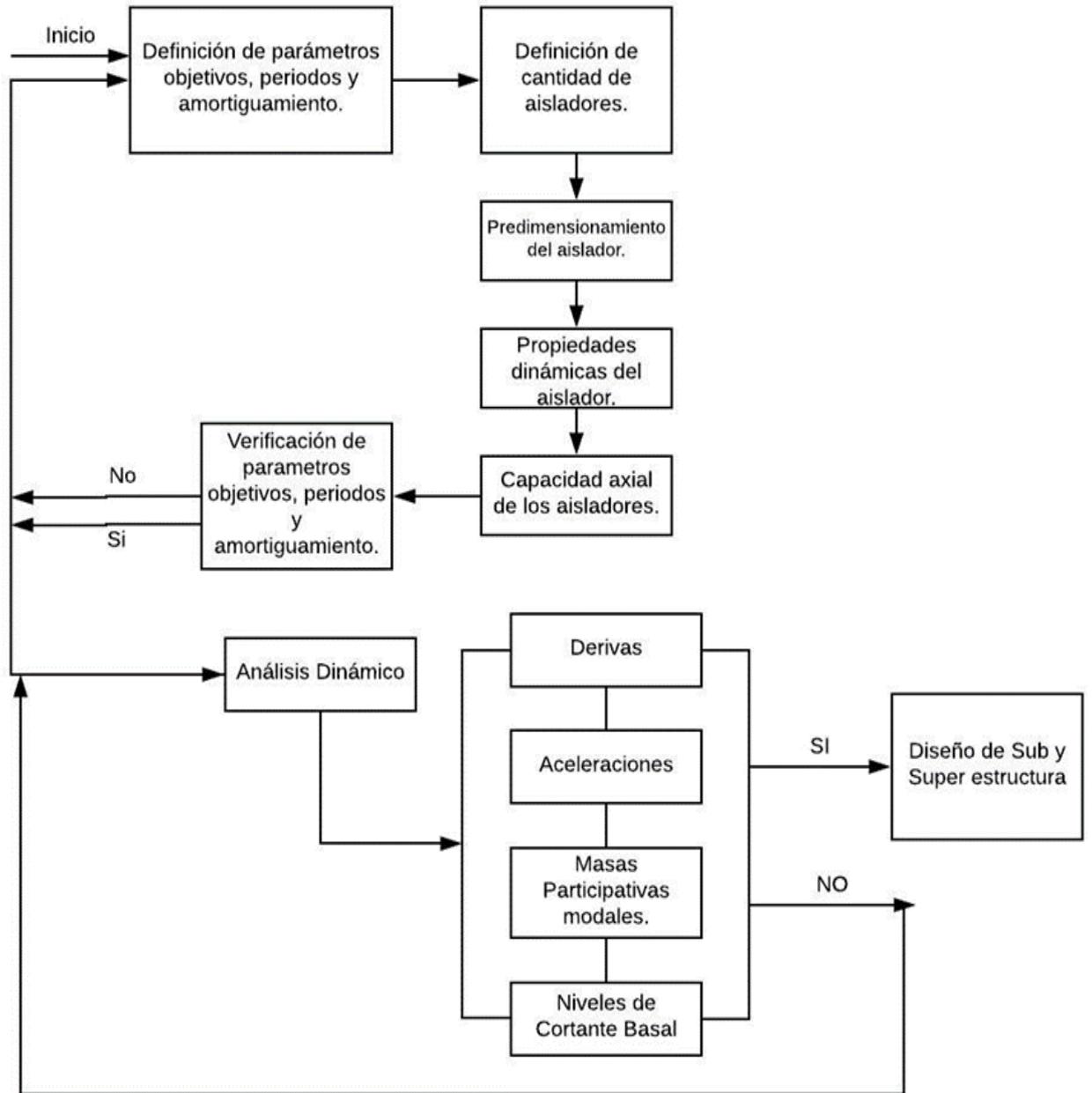
- 8) La rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo se calculan a partir de lo siguiente:

$$K_{eff} = \frac{F_{max}}{\Delta} = \frac{Q_d + K_d * \Delta}{\Delta} \dots \dots \text{ecuación 4.3}$$

$$\beta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{EDC}{K_{eff} * \Delta^2} \right) \dots \dots \text{ecuación 4.4}$$

- 9) Al finalizar el procedimiento, se espera conseguir que los parámetros objetivos planteados inicialmente cumplan con el desempeño esperado para la estructura; de no ser así, se plantea otra solución, haciendo variar las propiedades y la distribución de los elementos del sistema de aislamiento (a profundizarse en el Capítulo 6).
- 10) Una vez que se ha corroborado la iteración, se realiza el diseño tanto de la subestructura como de la superestructura. Asimismo, es recomendable el diseño de los muros de contención o taludes (en el caso de sótanos) que garanticen la resistencia lateral del suelo, procurando no bloquear el sistema de aislamiento.

Se adjunta el diagrama de flujo del diseño de aisladores siguiendo el procedimiento descrito anteriormente (Ver Fig. 4.8).



**Fig. 4.8. Diagrama de flujo para el procedimiento de diseño de los aisladores sísmicos**

## **Capítulo 5: Análisis y diseño de la estructura de Base Fija.**

Se ha efectuado dos (2) tipos de análisis, señalados en la norma peruana sismo-resistente: el análisis estático y el dinámico (modal - espectral), ambos en las direcciones principales XX e YY, considerando el efecto de la bi-direccionalidad del sismo con 100% en una dirección y 30% en la otra.

Asimismo, se va a considerar sismo en la dirección Z, dado que la arquitectura cuenta con volados de tres (3) metros de longitud, aproximadamente, con ello se busca verificar si las fuerzas gravitacionales generan fuerzas verticales relevantes respecto a las fuerzas del sismo.

### **5.1. Análisis de la estructura de base fija.**

#### **5.1.1. Modos de vibración y periodos fundamentales**

El número mínimo de modos de vibración se calcula considerando que la suma de las masas efectivas no sea menor al 90% de la masa total, dando como resultado los diez (10) primeros modos para cumplir con dicha condición. Asimismo, la respuesta máxima elástica esperada se calculará mediante el criterio conocido como *Complete Quadratic Combination* (CQC).

**Tabla 5.1 Periodos y Masas Efectivas de los primeros diez (10) modos de vibración**

Modos	MODELO BASE FIJA		
	UX	UY	UZ
1	72.67%	0.03%	0.85%
2	0.00%	69.30%	1.12%
3	0.49%	1.41%	68.95%
4	14.10%	0.02%	0.32%
5	0.16%	15.16%	0.89%
6	0.76%	1.17%	14.95%
7	0.06%	0.29%	0.04%
8	0.00%	0.01%	0.02%
9	0.00%	0.00%	0.00%
10	0.00%	0.00%	0.00%

Del análisis modal, se obtienen los periodos fundamentales para los dos (2) primeros modos de vibración que corresponden a las direcciones XX e YY, conforme a lo siguiente:

$$T_{xx} = 1.002 \text{ segundo} \quad \text{y} \quad T_{yy} = 0.746 \text{ segundos}$$

## 5.1.2. Consideraciones para el análisis sísmico

### Parámetros Sísmicos

Tabla 5.2 Factores de zona, uso, suelo y periodos para el edificio en estudio.

<b>Z</b>	0.45
<b>U</b>	1.00
<b>S</b>	1.00
<b>T<sub>p</sub></b>	0.40
<b>T<sub>l</sub></b>	2.50

- Factor de amplificación Sísmica “C”.

Este factor representa la aceleración que amplifica la estructura respecto de la aceleración del suelo para el caso en estudio es el siguiente:

$$C = 2.5 * \frac{TP}{T}, \quad T_p < T < T_L \dots \text{Ecuación 5.1}$$

Con los periodos fundamentales en las direcciones XX e YY calculadas líneas arriba en el análisis modal y los periodos T<sub>p</sub> y T<sub>l</sub>, se determina los factores “C” para usarlos posteriormente en el análisis estático:

$$C_{xx} = 2.5x\left(\frac{0.4}{1.128}\right) = 0.887 \quad \text{Y} \quad C_{yy} = 2.5x\left(\frac{0.4}{0.833}\right) = 1.20$$

- Irregularidades Estructurales (planta y altura)

El edificio en estudio es “regular” en ambas direcciones principales; se procede a verificar la irregularidad torsional en planta<sup>16</sup>, por estar el edificio ubicado en esquina y tener mayor tendencia a este tipo de

<sup>16</sup> Ver tablas 5.3 y 5.4

irregularidad. En dichas tablas se han obtenido desplazamientos relativos de entrepiso menores que el 50% del límite para distorsiones de entrepiso en concreto armado (0.007) establecidos por la norma; y también menores que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masa del mismo entrepiso, por lo que no se advierte irregularidad torsional. Asimismo, se adjunta en la figura 5.1 la ubicación del centro de masa con el centro de rigidez para notar la poca excentricidad presente y por ende la poca torsión en la misma.

**Tabla 5.3 Verificación de Irregularidad Torsional en XX.**

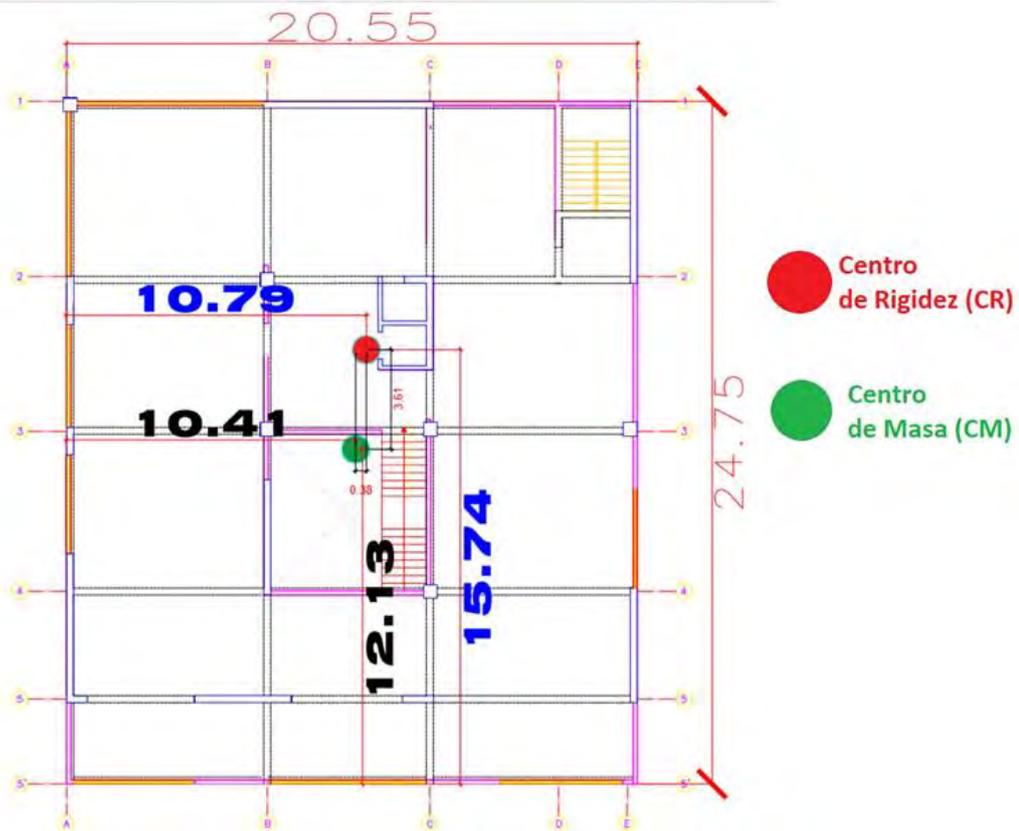
Nivel	Caso de Carga	$\Delta$ rel. entrepiso CM X-X	$\Delta$ máx. rel. X-X	$1.2*\Delta$ rel. CM X-X	$50%*\Delta_{perm.}$	Verificación X-X
Story10	DX Max	0.0415	0.0043	0.0498	0.0035	Regular
Story9	DX Max	0.0380	0.0050	0.0456	0.0035	Regular
Story8	DX Max	0.0341	0.0055	0.0410	0.0035	Regular
Story7	DX Max	0.0299	0.0059	0.0359	0.0035	Regular
Story6	DX Max	0.0254	0.0062	0.0305	0.0035	Regular
Story5	DX Max	0.0206	0.0064	0.0248	0.0035	Regular
Story4	DX Max	0.0158	0.0064	0.0189	0.0035	Regular
Story3	DX Max	0.0110	0.0060	0.0132	0.0035	Regular
Story2	DX Max	0.0065	0.0051	0.0078	0.0035	Regular
Story1	DX Max	0.0035	0.0036	0.0042	0.0035	Regular

**Tabla 5.4 Verificación de irregularidad Torsional en YY.**

Nivel	Caso de Carga	$\Delta$ rel. entrepiso CM Y-Y	$\Delta$ máx. rel. Y-Y	$1.2*\Delta$ rel. CM Y-Y	$50%*\Delta_{perm.}$	Verificación Y-Y
Story10	DY Max	0.0317	0.0038	0.0381	0.0035	Regular
Story9	DY Max	0.0285	0.0041	0.0342	0.0035	Regular
Story8	DY Max	0.0249	0.0043	0.0299	0.0035	Regular
Story7	DY Max	0.0213	0.0044	0.0256	0.0035	Regular
Story6	DY Max	0.0176	0.0045	0.0211	0.0035	Regular
Story5	DY Max	0.0139	0.0044	0.0166	0.0035	Regular
Story4	DY Max	0.0102	0.0042	0.0123	0.0035	Regular
Story3	DY Max	0.0068	0.0038	0.0082	0.0035	Regular
Story2	DY Max	0.0031	0.0037	0.00367	0.0035	Regular
Story1	DY Max	0.0030	0.0036	0.0036	0.0035	Regular

- Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica “R”.

Debido a la presencia de placas y columnas, según el acápite 3.2.1 de la NTE.030, el sistema estructural propuesto fue de “Muros estructurales”, debido a que estos absorben más del 70% de la fuerza cortante en la base, el factor  $R = 6$ .



**Figura 5.1 Ubicación del Centro de Masa y Rigidez.**

### 5.1.3. Análisis Lineal Estático

Se usa para verificar si la cortante dinámica alcanza el 80% (caso de estructuras regulares) de la cortante estática, según lo indicado en el acápite 4.6.4 de la NTE.030. Utilizando los parámetros sísmicos detallada línea arriba, se usará la ecuación 5.2 para calcular la magnitud de la cortante estática.

$$V = \frac{ZUSC}{R} * P \dots \text{Ecuación 5.2}$$

Para calcular la cortante estática, se necesita previamente calcular el peso de la edificación “P”, según el acápite 4.3 de la NTE.030 para categoría “C”, de la siguiente manera:

$$P = CM + 25\% * CV \quad CM = 3949 \text{ ton y } CV = 1371 \text{ ton}$$

$$P = 3949 + 0.25 * 1371 = 4292 \text{ ton}$$

Con esta información, se puede calcular la cortante estática para las dos (2) direcciones de análisis y expresarlo como porcentaje del peso de la edificación.

**Tabla 5.5 Fuerza Cortante estático en la base para las 2 direcciones principales**

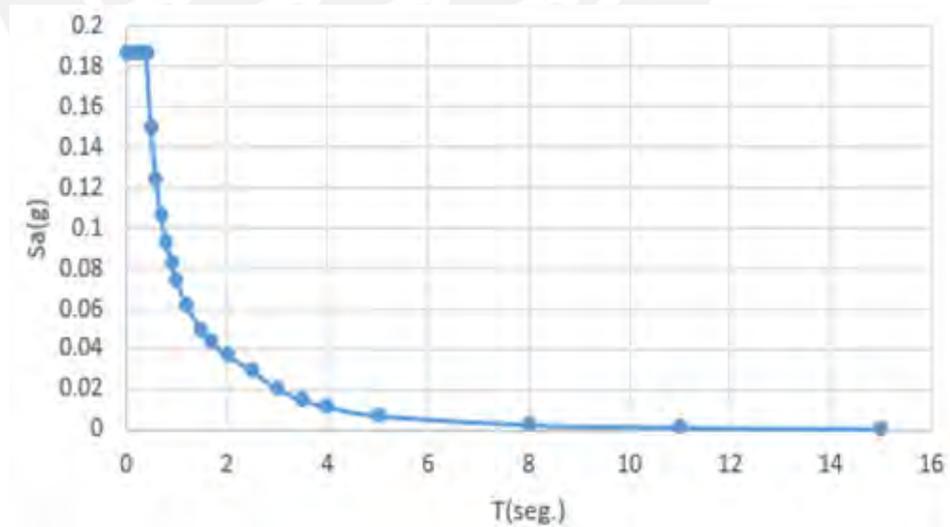
Dirección	Fuerza Cortante en la Base (V)		C/R
	%Peso Total	V (Ton)	
X	6.00%	259.80	0.137>0.125
Y	8.20%	351.00	0.185>0.125

#### 5.1.4. Análisis Lineal Dinámico (Modal – Espectral)

Se hace el análisis dinámico por combinación modal-espectral, para ello se construyó un espectro con pseudo aceleraciones, definidas por la siguiente relación:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} * g \dots \text{Ecuación 5.3}$$

A continuación, se construye el espectro variando el periodo, dado que el factor de amplificación sísmica "C" está en función al periodo de la estructura.



**Figura 5.2 Espectro de diseño usado para el análisis dinámico**

### 5.1.5. Resultados obtenidos:

Con el análisis realizado, se puede determinar el factor de escalamiento para amplificar las fuerzas al momento de realizar el diseño; asimismo, se puede determinar los desplazamientos entrepisos (relativo y absoluto), derivas máximas y fuerzas internas de todos los elementos debido a cargas de gravedad, sismo y combinaciones de ambas como se verá posteriormente.

#### 5.1.5.1. Verificación de la cortante dinámica

Del análisis dinámico se obtiene la cortante en la base para las direcciones XX e YY, los cuales se han comparado con la obtenida del análisis estático.

**Tabla 5.6 Verificación de la Fuerza Cortante Dinámica**

Dirección	Unidades	Cortante Estático	Cortante Dinámico	Factor de Escalamiento
Sismo XX	Ton	259.80	219.10	0.949<1
Sismo YY	Ton	351.00	273.80	1.026>1

#### 5.1.5.2. Desplazamientos relativos entre pisos

Las derivas de entrepiso del análisis dinámico (modal- espectral) en el rango lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas se multiplican por  $0.75 \cdot R$ , en el caso de estructuras regulares, para determinar los desplazamientos laterales inelásticos. Tal como se aprecia en la Tabla 5.7 y 5.8.

**Tabla 5.7 Derivas relativas de entrepiso inelásticas en la dirección XX**

Nivel	Caso de Carga	Dirección	Deriva X	Deriva X*0.75R	< 0.007
Story10	SDX Max	X	0.000778	0.003501	CUMPLE
Story9	SDX Max	X	0.000876	0.003942	CUMPLE
Story8	SDX Max	X	0.000968	0.004356	CUMPLE
Story7	SDX Max	X	0.001044	0.004698	CUMPLE
Story6	SDX Max	X	0.001098	0.004941	CUMPLE
Story5	SDX Max	X	0.001125	0.005063	CUMPLE
Story4	SDX Max	X	0.001111	0.005000	CUMPLE
Story3	SDX Max	X	0.001034	0.004653	CUMPLE
Story2	SDX Max	X	0.000863	0.003884	CUMPLE
Story1	SDX Max	X	0.000801	0.003605	CUMPLE

**Tabla 5.8 Derivas relativas de entrepiso inelásticas en la dirección YY**

Nivel	Caso de Carga	Dirección	Deriva Y	Deriva Y*0.75R	< 0.007
Story10	SDY Max	Y	0.000746	0.00336	CUMPLE
Story9	SDY Max	Y	0.000774	0.00348	CUMPLE
Story8	SDY Max	Y	0.000798	0.00359	CUMPLE
Story7	SDY Max	Y	0.000812	0.00365	CUMPLE
Story6	SDY Max	Y	0.000810	0.00365	CUMPLE
Story5	SDY Max	Y	0.000785	0.00353	CUMPLE
Story4	SDY Max	Y	0.000729	0.00328	CUMPLE
Story3	SDY Max	Y	0.000635	0.00286	CUMPLE
Story2	SDY Max	Y	0.000631	0.00284	CUMPLE
Story1	SDY Max	Y	0.000626	0.00282	CUMPLE

Las derivas inelásticas de entrepiso se multiplican por la altura de cada piso para calcular los desplazamientos inelásticos relativos, luego se procede a acumular estos valores para hallar el desplazamiento máximo absoluto correspondiente al nivel de la azotea.

**Tabla 5.9 Desplazamientos relativos y absolutos en la dirección XX**

Nivel	Dirección	Deriva X*0.75R	Altura (cm)	Dmax Relativo (cm)	Dmax Absoluto (cm)
Story10	X	0.00350	325	1.14	14.62
Story9	X	0.00394	325	1.28	13.48
Story8	X	0.00436	325	1.42	12.20
Story7	X	0.00470	325	1.53	10.78
Story6	X	0.00494	325	1.61	9.25
Story5	X	0.00506	325	1.65	7.65
Story4	X	0.00500	325	1.62	6.00
Story3	X	0.00465	325	1.51	4.38
Story2	X	0.00388	325	1.26	2.87
Story1	X	0.00361	445	1.60	1.60

**Tabla 5.10 Desplazamientos relativos y absolutos en la dirección YY.**

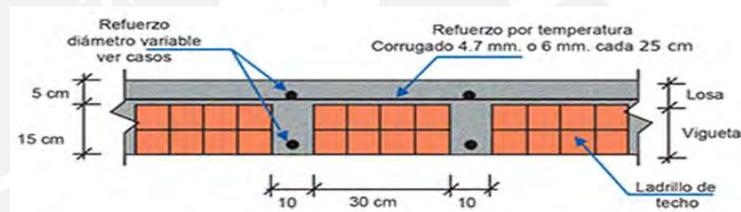
Nivel	Dirección	Deriva Y*0.75R	Altura (cm)	Dmax Relativo (cm)	Dmax Absoluto (cm)
Story10	Y	0.00336	325	1.09	11.08
Story9	Y	0.00348	325	1.13	9.99
Story8	Y	0.00359	325	1.17	8.86
Story7	Y	0.00365	325	1.19	7.69
Story6	Y	0.00365	325	1.18	6.50
Story5	Y	0.00353	325	1.15	5.32
Story4	Y	0.00328	325	1.07	4.17
Story3	Y	0.00286	325	0.93	3.10
Story2	Y	0.00284	325	0.92	2.18
Story1	Y	0.00282	445	1.25	1.25

## 5.2. Diseño en concreto armado

Luego del pre-dimensionamiento de los elementos que conforman la estructura del edificio, se ha realizado el análisis del sistema con lo cual se obtienen los esfuerzos (fuerzas internas) a los cuales estos están sometidos; con esta información, se realiza el “Diseño por Resistencia”, el cual confirmará si la dimensión de las secciones y el refuerzo dado a los elementos al inicio son suficientes o si habrá que modificarlas.

### 5.2.1. Diseño de Losas Aligeradas

Las losas aligeradas son elementos bidireccionales que están compuestas por viguetas o nervios de concreto armado, ladrillo de techo y una pequeña losa de cinco (5) centímetros que lleva refuerzo por temperatura, estos dos (2) primeros van de forma intercalada (Ver Fig. 5.3<sup>17</sup>).



**Figura 5.3 Elevación de Losa Aligerada**

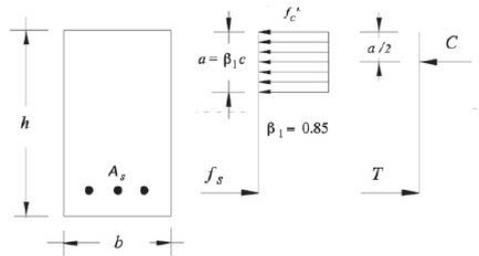
Para nuestro modelo, se usó losas aligeradas en una (1) sola dirección en los volados y entre los ejes 2 y 3; dos (2) losas macizas en el paño que contiene la caja de ascensores y entre los ejes 5 y 6; y el resto de los paños con losas en dos (2) direcciones. Todas las losas aligeradas tienen veinte (20) centímetros de peralte, diez (10) centímetros de ancho de viguetas y cuarenta (40) centímetros de distancia entre centroides de dos (2) viguetas contiguas.

### Bloque equivalente de compresiones en el concreto

Según este modelo, se consigue reducir notablemente los cálculos para el diseño de secciones de concreto armado sometidas a flexión. Del

<sup>17</sup> Extraído de <https://civilgeeks.com/2011/09/07/concepcion-estructural-losas-nervadas-aligeradas/>

equilibrio en el bloque de compresiones de la Figura 5.4 se tiene lo siguiente:



**Figura 5.4 Bloque equivalente de compresiones**

$$T = C \rightarrow 0.85 * f'_c * b * a = A_s * f_y; \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * b * f'_c}$$

El momento nominal en la sección se calcula tomando como centro en la mitad del bloque rectangular de compresiones y se va a obtener, lo siguiente:

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

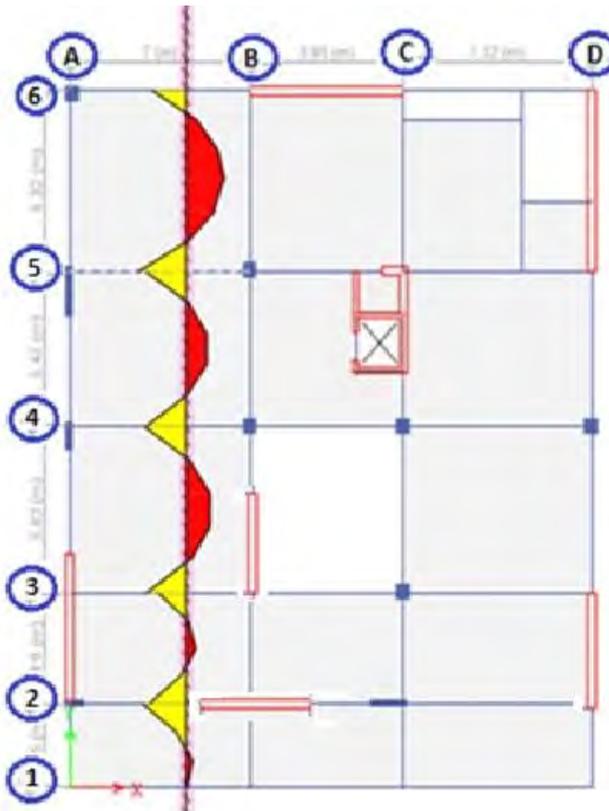
$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \rightarrow M_u = \phi * A_s * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Finalmente, resolviendo ambas ecuaciones se puede despejar el área de acero que necesita la sección "As", para cumplir con el diseño por Resistencia.

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right) \dots \text{Ecuación 5.4}$$

### 5.2.1.1. Diseño por Flexión

Diseño de la vigueta paralela al eje YY, entre los ejes 1 y 6 que cuenta con cinco (5) paños continuos; el último ubicado entre los ejes 1 y 2, en volado.



**Figura 5.5 Diagrama de Momento Flector (DMF) de viga a diseñar**

Del DMF se obtiene los últimos momentos provenientes del combo  $1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$ ; de los momentos en los apoyos (color amarillo), se ha escogido para el diseño lo más desfavorable, es decir, de mayor magnitud para diseñar; y, de igual modo, para momentos positivos (color rojo).

Se procede a calcular el acero de refuerzo negativo propio de los apoyos y el refuerzo positivo en el centro de los paños, usando la Ecuación 5.4, conforme a lo siguiente:

- $b = 10 \text{ cm}$
- $d = 17 \text{ cm}$ , (Considerando 3 cm de recubrimiento)
- $\phi = 0.90$  (Factor de Reducción de Resistencia a flexión)
- $f'c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y  $f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$M_u (-) = 0.98 \text{ ton} \cdot \text{m}$  (Momento último en el apoyo del eje 5). Se obtiene un acero  $A_s(-) = 1.73 \text{ cm}^2$ , el cual puede ser cubierto por dos (2) varillas de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro.

$M_u (+) = 0.75 \text{ ton} \cdot \text{m}$  (Momento último en el centro de los paños). Se obtiene un acero  $A_s(+) = 1.19 \text{ cm}^2$ , para lo cual se puede colocar un (1) fierro de  $\frac{1}{2}$ ".

### 5.2.1.2. Verificación de acero mínimo y acero máximo en aligerados

La NTE 0.60 fija la cantidad máxima de acero en tracción que puede contener una sección, con la finalidad de no producir una falla por compresión o falla frágil, dado que esta se caracteriza por tener poca disipación de energía y producirse de forma repentina.

El acero positivo y negativo máximo se calcula mediante la ecuación 5.5, para lo cual se debe hallar primero el acero balanceado.

$$As_{max} = 0.75 * Asb \dots Ecuación 5.5$$

Además, el acápite 10.5 de la NTE 0.60 también limita la cantidad de acero mínimo para evitar el tipo de falla frágil y garantizar que la resistencia de la sección agrietada sea mayor a la no agrietada.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \dots Ecuación 5.6$$

La ecuación 5.6 es general para cualquier sección; sin embargo, también la norma presenta como alternativa la ecuación 5.7, la cual es aplicable solo para secciones rectangulares y secciones T (con el ala en compresión).

$$As_{mínimo} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * bw * d \dots Ecuación 5.7$$

En las Tablas 5.11 y 5.12 se muestra la verificación de aceros máximos y mínimos que exige la norma, para la losa aligerada, el análisis cumple; además, se ha verificado que el acero mínimo negativo es aproximadamente el doble que el acero mínimo positivo, condición que deben cumplir las secciones T<sup>18</sup>.

**Tabla 5.11 Verificación del acero máximo**

		Asb	AS Máximo	As	As<As máximo
Acero	Positivo	10.00	7.50	1.19	Cumple
	Negativo	3.61	2.71	1.73	Cumple

**Tabla 5.12 Verificación del acero mínimo**

		As mínimo	As	As>As mínimo
Acero	Positivo	0.41	1.19	Cumple
	Negativo	1.01	1.73	Cumple

<sup>18</sup> OTTAZZI, G. *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima: Fondo Editorial PUCP, Acápite 10.8, 2014, pág. X.

### 5.2.1.3. Diseño por corte (Ensanche por Cortante)

Los ensanches se usan en las losas aligeradas para incrementar su resistencia a las fuerzas cortantes. Algunas veces el concreto de las viguetas no son capaces de resistir estos esfuerzos, debido a que los nervios no cuentan con refuerzo para cortante, es decir, no tienen estribos.

$$V_c = 1.1 * (0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d) \dots \text{Ecuación 5.8}$$

Mediante la ecuación 5.8 se calcula la resistencia al cortante del concreto para aligerados. En la ecuación 5.9 es propia del “Diseño por Resistencia” y para cortante se usa un factor de reducción de resistencia  $\phi$  de 0.85.

$$\phi * V_c \geq V_u \dots \text{Ecuación 5.9}$$

En el caso de que la fuerza cortante última,  $V_u$ , supere la resistencia del concreto al cortante  $\phi V_c$ , será necesario usar ensanches corridos o alternados, dependiendo de la demanda.

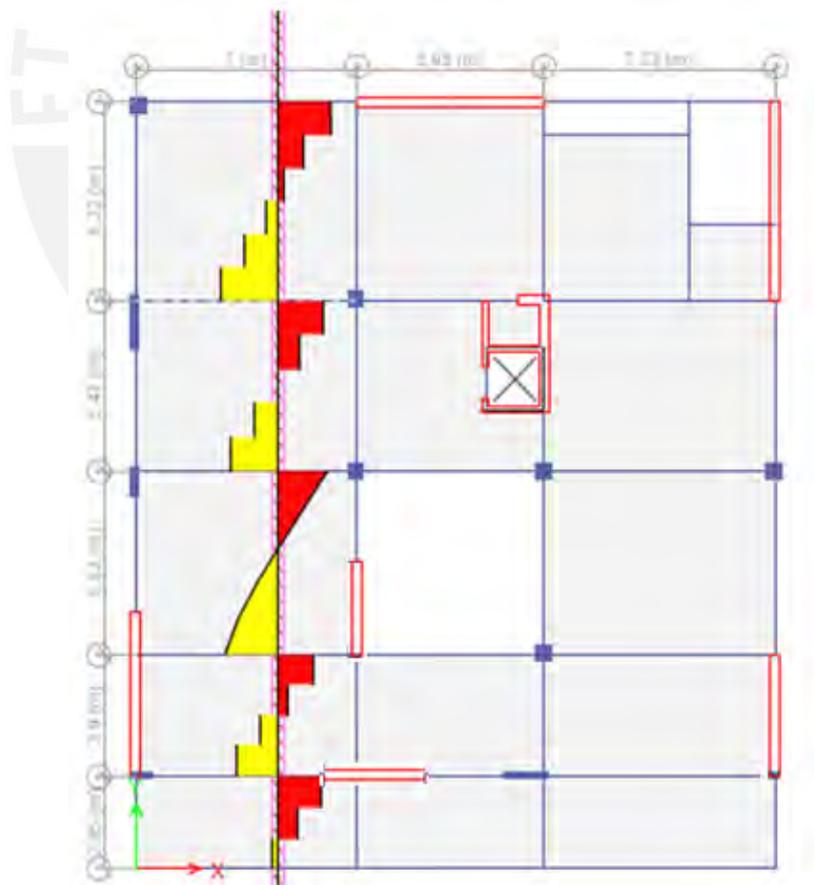


Figura 5.6 Diagrama de Fuerza Cortante de vigueta a diseñar

Del DFC de la figura 5.6 se obtiene la fuerza cortante última de la vigueta en análisis, se puede notar que esta tiene mayor magnitud en los apoyos que en el centro de las luces; asimismo, se tomará el paño más desfavorable, es decir, el que tenga mayor demanda para el diseño. La fuerza cortante  $V_u$  de diseño a una distancia “d” de la cara  $V_u=0.93$  toneladas; mientras que, usando las ecuaciones 5.8 y 5.9 se ha calculado un  $\phi V_c=1.22$  toneladas, no necesitando ensanche por cortante.

### 5.2.2. Diseño de losa maciza

Las losas macizas se diseñaron del mismo peralte que las losas aligeradas de veinte (20) centímetros, en la planta típica se usaron losas de este tipo en el ducto de ascensores y como apoyo de la escalera.

El análisis se ha realizado suponiendo el comportamiento elástico y los diagramas de momento flector y cortante se han obtenido luego de considerar la acción de cargas amplificadas por metro de ancho tributario.

#### 5.2.2.1. Diseño por flexión

Se va a diseñar la losa maciza del ducto de ascensores, localizada entre los ejes 45-BC.

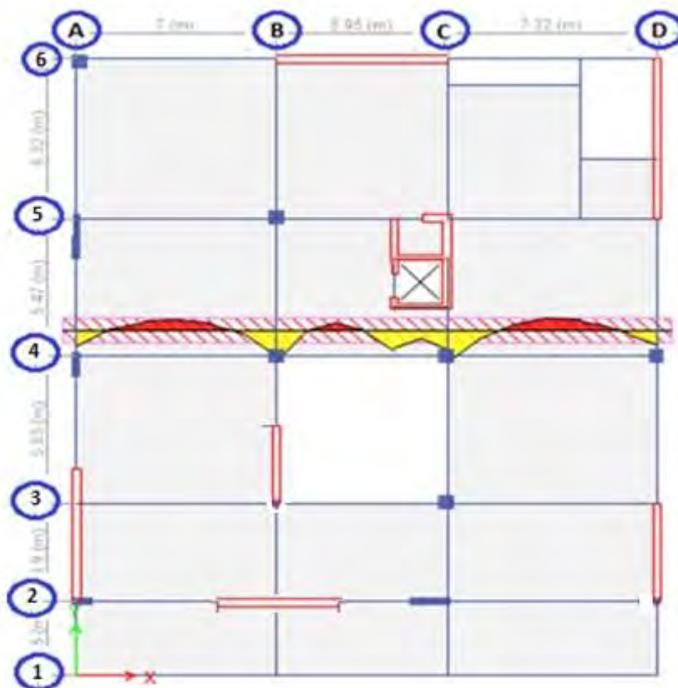


Figura 5.7 Envolvente de Diagrama de Momento Flector

Los últimos momentos que se obtienen del análisis estructural positivo y negativo, el ancho tributario “b” y el peralte efectivo “d”, se reemplazan en la ecuación 5.5 para calcular el área de acero requerido por flexión.

Mu (+)=0.70 ton\*m, b=100cm y d=17cm → As (+) requerido=1.10 cm<sup>2</sup>/m

Mu (-)=1.30 ton\*m, b=100cm y d=17cm → As (-) requerido=2.05 cm<sup>2</sup>/m

### 5.2.2.2. Verificación de acero máximo y mínimo

De la ecuación 5.6 se tiene la relación entre el acero máximo y el acero balanceado; además, por definición de cuantía de acero balanceado “pb”.

$$\rho b = \frac{Asb}{b * d} \dots Ecuación 5.10$$

Relacionando las ecuaciones 5.6 y 5.10, se obtiene la ecuación que se usa para calcular el acero máximo, extrayendo la cuantía balanceada de la Tabla 5.13<sup>19</sup>.

$$As \text{ máx} = 0.75 * \rho b * b * d \dots Ecuación 5.11$$

**Tabla 5.13 Cuantía balanceada vs f'c para secciones rectangulares, fy=4200kg/cm2**

f'c (kg/cm2)	Cuantia Balanceada
175	1.77%
<b>210</b>	<b>2.13%</b>
280	2.83%
350	3.33%
420	3.75%
450	3.90%

El cálculo del acero mínimo de flexión (acero de temperatura), que debe colocarse en la zona de momento positivo, se hace mediante la ecuación extraída del acápite 9.7 de la NTE.060, siguiente:

$$As(+)\text{min} = 0.0018 * b * h \dots Ecuación 5.12$$

El acero mínimo negativo As (-) min, se calculará mediante la ecuación 5.7, mientras que el acero mínimo positivo As (+) min y acero máximo As máx con las ecuaciones 5.12 y 5.11 respectivamente.

- As (+) max= 0.75\*2.13%\*100\*17=27.15 cm<sup>2</sup>/m

<sup>19</sup> OTTAZZI, G. *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima: Fondo Editorial PUCP, Capítulo 10.6.

- As (+) min=  $0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.6 \text{ cm}^2/m$ , S max=0.4 m
- As (-) min=  $\frac{0.7 \cdot \sqrt{210}}{4200} \cdot 100 \cdot 17 = 4.1 \text{ cm}^2/m$  ó 1.3 veces el acero calculado.

Dado que los valores obtenidos son muy menores al acero máximo, el acero mínimo controlará el diseño.

As (+) calculado=  $1.10 \text{ cm}^2/m < 3.6 \text{ cm}^2/m$ ; por lo tanto, controla el acero mínimo positivo.

As (-) calculado=  $2.05 \text{ cm}^2/m < 4.1 \text{ cm}^2/m$ ; sin embargo, se puede reducir a  $1.3 \cdot \text{As} (-)$ .

Por lo tanto, el diseño de acero queda con As (+)=  $3.6 \text{ cm}^2/m$  y As (-)=  $2.66 \text{ cm}^2/m$ , y el acero colocado será  $3/8" @ 20\text{cm}$  y  $3/8" @ 30\text{cm} + 3/8" @ 30\text{cm}$ , respectivamente.

### 5.2.3. Diseño de Vigas Peraltadas

Según el acápite 9.2 de la NTE.060, para obtener la resistencia requerida, se debe construir el envolvente de esfuerzos para DMF y DFC. Los combos para cargas de gravedad y cargas de sismo, según los acápites 9.2.1 y 9.2.3, respectivamente, son los siguientes:

$$U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$$

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

$$U = 0.9 \cdot CM \pm CS$$

#### 5.2.3.1. Análisis Estructural

Luego de ingresar las combinaciones de carga al programa, este resuelve la viga continua VP-3 de tres (3) tramos ubicada en el eje 3-3 del primer piso, esta viga se apoya transversalmente en los muros de corte P4 y P5 lo cual no permite desarrollar la capacidad a resistir momentos flectores, por lo que se asumen grados de libertad de rotación en los apoyos extremos de forma conservadora.

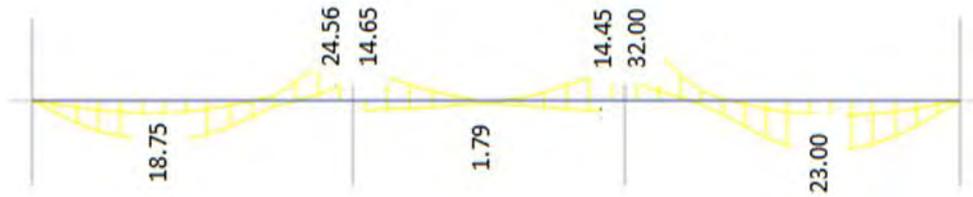


Figura 5.8 Envolvente de momento flector para la viga VP-3

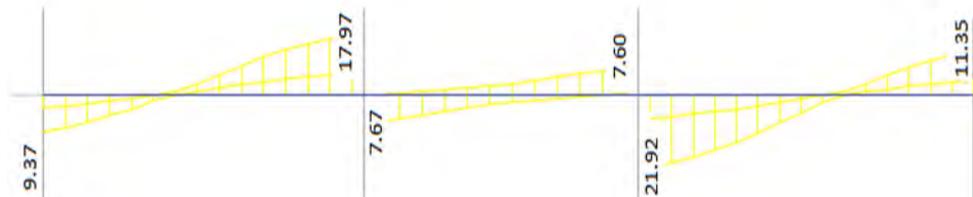


Figura 5.9 Envolvente de fuerza cortante para la viga VP-3

### 5.2.3.2. Diseño por flexión

La viga VP-3 tiene una sección de 30 x 60 cm; para diseñar el acero de refuerzo, se necesita conocer los momentos últimos “Mu” en el centro de la luz y en la cara de los apoyos, los cuales se obtienen de la envolvente de esfuerzos realizado en el análisis estructural, con esto deberá verificar la ecuación, siguiente:

$$\varphi * Mn \geq Mu \dots \text{Ecuación 5.13}$$

### 5.2.3.3. Acero máximo y mínimo

El acero mínimo se ha calculado con la ecuación 5.8; mientras que, para el acero máximo se ha usado la ecuación 5.11.

$$As \text{ máximo} = 0.75 * 2.13\% * 30 * 54 = 25.88 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mínimo} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 30 * 54 = 3.91 \text{ cm}^2$$

Mediante la ecuación 5.4 se calcula el acero de refuerzo en el centro de la luz del tramo 1, para lo cual se necesitan ingresar los siguientes parámetros:  $M_u = 18.75 \text{ ton}\cdot\text{m}$ ,  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $b = 30 \text{ cm}$  y  $d = 54 \text{ cm}$ .

$$As = \frac{0.85 * 210 * 30 * 54}{4200} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.75}{0.85 * 0.9 * 210 * 30 * 54^2}} \right) = 9.90 \text{ cm}^2$$

Esta sección requiere de un acero de  $9.9 \text{ cm}^2$ , por lo que, se debe colocar mayor acero a lo requerido:

$2\phi 3/4$ " (fierro corrido) + [ $1\phi 3/4$ " +  $1\phi 5/8$ " ] (bastones) que equivale a  $10.5 > 9.9 \text{ cm}^2$ .

Con ello se calcula la capacidad del acero que suministra la resistencia de diseño  $\phi * Mn$ . Usando el bloque equivalente se tiene lo siguiente:

$$T = C \rightarrow 0.85 * f'c * b * a = As * fy,$$

$$a = \frac{10.5 * 4200}{0.85 * 210 * 30} = 8.23 \text{ cm}$$

Se calcula el momento nominal de la sección, tomando el momento de la fuerza en el acero respecto del centroide del bloque de compresiones del concreto (pivote), para cancelar el momento que este produce.

$$\phi * Mn = \phi * As * fy * \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots \text{Ecuación 5.14}$$

$$\phi * Mn = 0.9 * 10.5 * 4200 * \left( 54 - \frac{8.23}{2} \right) = 19.8 \text{ ton} * m$$

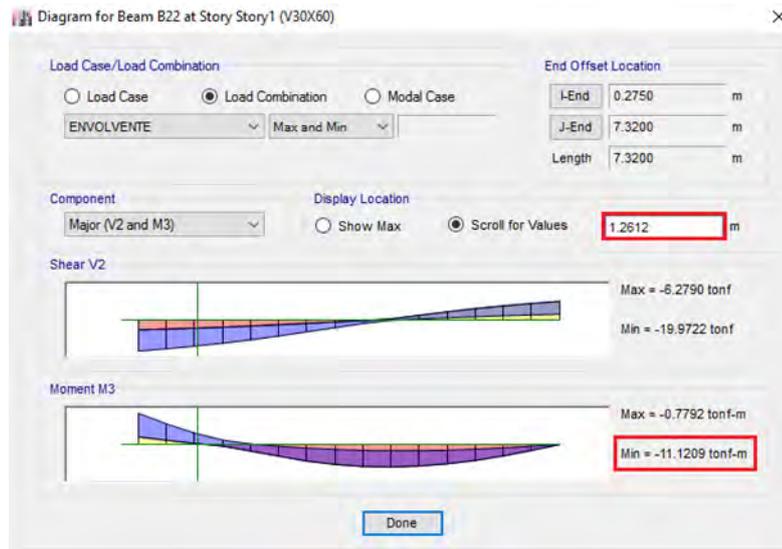
**Tabla 5.14 Acero calculado, acero colocado y resistencia de diseño**

Tramo	Sección	Mu (Ton*m)	As calculado (cm2)	As colocado (cm2)	Armado de Fierro	$\phi Mn$
Tramo 1	A	0.00	3.91	5.69	$2\phi 3/4$ "	11.12
	B	18.75	9.90	10.50	$3\phi 3/4$ " + $1\phi 5/8$ "	19.80
	C	24.56	13.32	15.88	$2\phi 3/4$ " + $2\phi 1$ "	28.55
Tramo 2	A	14.65	7.60	15.88	$2\phi 3/4$ " + $2\phi 1$ "	28.55
	B	1.79	3.91	5.69	$2\phi 3/4$ "	11.12
	C	14.45	7.49	18.64	$3\phi 3/4$ " + $2\phi 1$ "	32.90
Tramo 3	A	32.00	18.04	18.64	$3\phi 3/4$ " + $2\phi 1$ "	32.90
	B	23.00	12.38	13.68	$2\phi 3/4$ " + $4\phi 5/8$ "	25.02
	C	0.00	3.91	5.69	$2\phi 3/4$ "	11.12

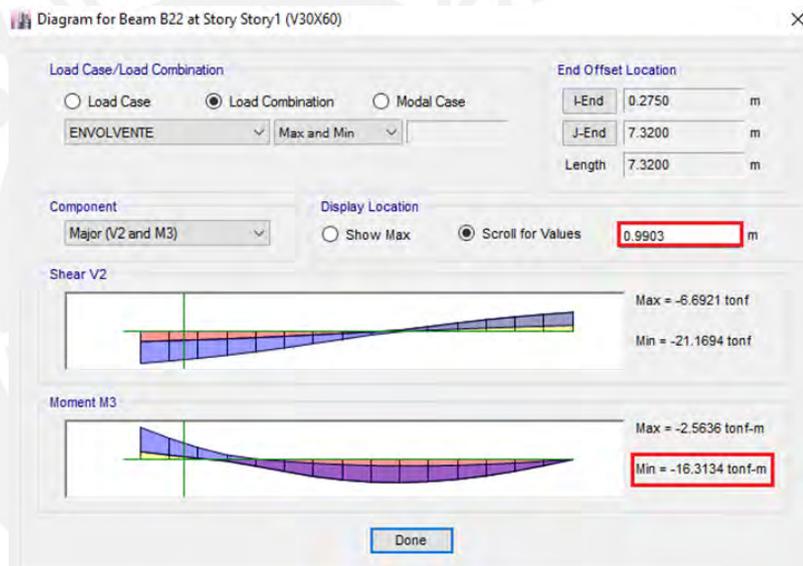
#### 5.2.3.4. Corte de fierro

Se realiza el corte de fierro del refuerzo para flexión de la viga VP-3 (tramo 3) por tener los mayores esfuerzos.

Se calcula la capacidad del acero " $\phi Mn$ " que provee el acero corrido  $2\phi 3/4$ " (11.12) y el acero corrido con bastones  $2\phi 3/4$ " +  $2\phi 3/4$ " (21.28), para igualar con la demanda de la envolvente de momentos y localizar los puntos teóricos de corte como se indica en las figuras 5.10 y 5.11.



**Figura 5.10 Punto teórico de corte de fierro para una capacidad de refuerzo de 2 $\phi$ 3/4"**



**Figura 5.11 Punto teórico de corte de fierro para una capacidad de refuerzo de 3 $\phi$ 3/4"**

A estos puntos teóricos de corte (medidos desde el centroide del apoyo) se le debe adicionar una longitud de desarrollo "Ld", según como se indica en las Tablas 5.15 y 5.16, obteniendo las distancias a las que se deben realizar el corte de fierro.

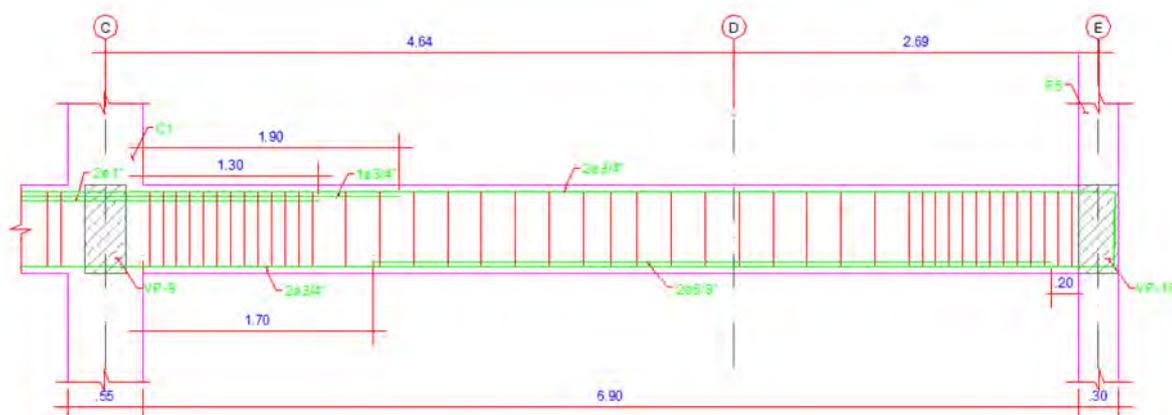
**Tabla 5.15 Longitudes de corte de fierro negativo de la viga VP-3 (Tramo 3), medido desde la cara del apoyo izquierdo**

Tipo de Fierro	Cantidad	As (cm <sup>2</sup> )	$\phi$ M(Ton*m)	Punto teórico de corte (m)	Ld (m)	Longitud de Corte (m)
Bastones	2 $\phi$ 3/4"+1 $\phi$ 3/4"+2 $\phi$ 1"	18.64	32.90	0.99	0.54	1.3
Bastones	2 $\phi$ 3/4"+1 $\phi$ 3/4"	8.52	16.31	1.26	0.88	1.9
Corrido	2 $\phi$ 3/4"	5.68	11.12	-	-	-

**Tabla 5.16 Longitudes de corte de fierro positivo de la viga VP-3 (Tramo 3)  
medido desde la cara del apoyo izquierdo**

Tipo de Fierro	Cantidad	As (cm2)	ØM(Ton*m)	Punto teórico de corte (m)	Ld (m)	Longitud de Corte (m)
Bastones	2Ø3/4"+4Ø5/8"	25.02	13.51	2.54	0.56	1.7
Corrido	2Ø3/4"	5.68	11.12	-	-	-

Finalmente, se ha realizado el corte de fierro correspondiente al tramo 3 de la viga VP-3, obteniendo una elevación de la viga con el fierro longitudinal seleccionado y las longitudes de corte (Ver Fig. 5.12)



**Figura 5.12 Elevación del tramo 3 de la viga VP-3, acero por flexión y corte de fierro.**

### 5.2.3.5. Diseño por Corte

El diseño por corte tanto en los elementos como las vigas han involucrado el uso de estribos o refuerzo transversal, es decir, los esfuerzos por cortante son resistidos por el concreto “Vc” y el acero “Vs”, en conjunto. El aporte del concreto y el acero se calculan mediante las ecuaciones siguientes:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \dots \text{Ecuación 5.14}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \dots \text{Ecuación 5.15}$$

Según lo mencionado anteriormente, la resistencia al corte suministrado por el concreto y acero “Vn” se calcula como la suma de ambas. Con lo cual, según el diseño por resistencia, se plantea la ecuación siguiente:

$$\phi * (V_c + V_s) \geq V_u \dots \text{Ecuación 5.16}$$

Dónde:  $\phi=0.85$  (Coeficiente de reducción de resistencia al corte)

Las vigas se han diseñado por capacidad, ello, para garantizar un tipo de falla dúctil considerando las disposiciones especiales para diseño sísmico que indica el acápite 21.4.3 de la norma E.060, para el cálculo de la resistencia requerida “Vu”.

La fuerza cortante de diseño Vu en vigas y columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido entre (a) y (b).

(a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (Mn) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas:

$$Vu = \frac{(Mni + Mnd)}{ln} + 1.25 * (wm + wv) * \frac{ln}{2} \dots \text{Ecuación 5.17}$$

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño del acápite 9.2.3 de la NTE.060 con un factor de amplificación igual a 2.5 para los valores de sismo.

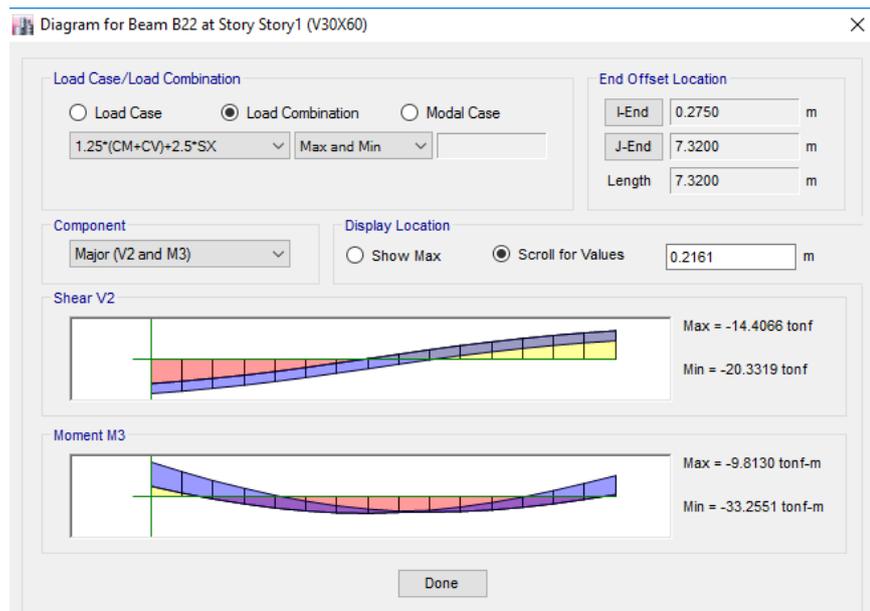
Se diseñará el tramo 3 de la viga VP-3, debido a que es el más cargado; por lo que, si se diseña para este tramo, el refuerzo de estribos también será suficiente para los demás.

Según el ítem (a), se debe calcular la cortante última Vu, para lo cual se obtienen los momentos nominales en los extremos izquierda y derecha de la luz de la viga de la tabla 5.11. Asimismo, los valores de carga muerta, viva y la luz libre (ln) son los que aparecen en la ecuación, siguiente:

$$Vu1 = \frac{(32.9/0.9 + 11.12/0.9)}{6.9} + 1.25 * (2.12 + 1.95) * \frac{6.9}{2} = 24.64 \text{ ton}$$

Según el ítem (b), se creará una combinación de carga U=1.25\*(CM+CV) +2.5\*SX, la cual tiene la mayor magnitud en cuanto a cargas de gravedad en comparación con los demás combos.

Según lo mostrado en la figura 5.13, se obtiene una fuerza cortante última “Vu” en el extremo izquierdo del tercer tramo de la viga VP-3 de Vu2=20.33 toneladas.



**Figura 5.13 Envolvente de fuerza cortante en el tramo 3 de la viga VP-3 del primer piso debido a la combinación de carga  $1.25*(CM+CV) + 2.5*SXX$ .**

Según los resultados obtenidos de cortante última “Vu” entre (a) y (b), se escoge la menor de las dos, es decir, se tiene una cortante última  $V_u=20.33$  ton.

Se calcula el aporte del concreto al cortante “Vc” mediante la ecuación 5.14, considerando para ello  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup>,  $b_w=30$  cm y  $d=54$  cm.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 54 = 12.44 \text{ ton}$$

Se calcula el aporte del acero (estribos) “Vs” al cortante de la sección, despejando de la ecuación 5.16 y reemplazando el valor del aporte del concreto “Vc” calculado líneas arriba se obtiene lo siguiente:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{20.33}{0.85} - 12.44 = 11.48 \text{ ton}$$

Con el “Vs” calculado, reemplazamos en la ecuación 5.15, despejando el espaciamiento entre estribos “s”, teniendo en cuenta, que los estribos a usar serán de 3/8” debido a que las barras longitudinales elegidas son de diámetro  $\frac{3}{4} < 1$ ”, según lo indicado en el acápite 21.4.4.4 de la NTE.060.

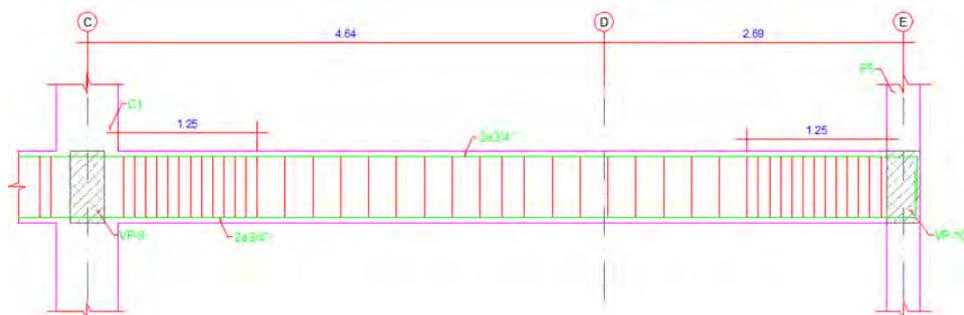
$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{0.71 * 2 * 4200 * 54}{11477} = 28 \text{ cm}$$

Además, en ese mismo acápite, la norma exige que en la zona de confinamiento (dos veces el peralte “h” medido desde la cara del apoyo a cada extremo de la viga), el espaciamiento de los estribos cerrados no debe exceder al menor de los siguientes:

- $d/4=13.5$  cm
- $24 d_e= 17$  cm
- $10 d_b= 20$  cm
- 30cm

Por lo tanto, para la distribución de estribos, se deberá colocar a una distancia  $2h=1.20$  metros; a cada extremo de la viga, un espaciamiento no mayor a 13.5 centímetros y el primer estribo a no más de 10 cm.

Mientras que, en la zona central, el espaciamiento no debe superar  $0.5d=27$  cm. Con ello la distribución final de estribos para el tramo 3 de la viga VP-3 será la siguiente: estribos cerrados de 3/8": 1 @ 5cm, 12 @10cm y Rto @25 cm, en cada extremo.



**Figura 5.14 Diseño por corte del tramo 3 de la viga VP-3.**

#### 5.2.4. Diseño de columnas

Las columnas son elementos verticales que transmiten los esfuerzos debido a su peso propio y de las vigas a las cuales sirve de apoyo, hacia la cimentación. Los esfuerzos a lo que estos elementos están sometidos frecuentemente son: carga axial (compresión), flexión biaxial y corte.

A diferencia de las vigas, las columnas se diseñan por flexo-compresión (compresión + flexión); sin embargo, la NTE.060 pone un límite a la carga axial presente en las columnas, por debajo del cual esta tendrá comportamiento de viga.

$$P_u < 0.1 * f'c * A_g \dots \text{Ecuación 5.18}$$

Asimismo, en el acápite 21.4.5.1, la norma limita la cuantía mínima y máxima de acero a usar en las columnas, según como se indica, aunque

para evitar el congestionamiento de acero debe evitarse sobrepasar la cuantía de 4%.

$$1\% \leq \rho \leq 6\%, \quad \rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$\rho$ : Cuantía de acero.

$A_{st}$ : Área de acero total.

$A_g$ : Área bruta de la sección.

Se va a diseñar las armaduras de la columna interior C-2, en el primer piso. Ubicado entre los ejes 22-CC, pre-dimensionado con una sección de 0.30 x 1.40 metros, tiene cargas de gravedad en servicio y de sismo a nivel de resistencia en ambas direcciones que se muestran en la tabla siguiente:

**Tabla 5.17 Cargas de gravedad en servicio y cargas de sismo a nivel de resistencia en la sección inferior y superior del primer piso de la columna C-2**

Carga	P(Ton)	V2(Ton)	V3 (Ton)	Sección	M2 (ton*m)	M3 (ton*m)
CM	235.25	2.42	1.09	Superior	2.65	5.08
				Inferior	1.55	4.24
CV	114.51	1.79	0.57	Superior	1.39	4.08
				Inferior	0.80	2.79
Sismo XX	20.35	12.62	0.30	Superior	0.01	0.40
				Inferior	0.70	<b>58.38</b>
Sismo YY	43.34	5.17	0.63	Superior	0.76	4.39
				Inferior	1.66	23.81

Según lo visualizado en la tabla citada, se observa que el momento predominante en la columna para el primer piso es el M3 para la dirección de sismo XX y que la sección inferior controla el diseño con 58.38 ton\*m. En cuanto a fuerza cortante, V2 controla el diseño para la misma dirección de sismo.

#### 5.2.4.1. Diseño por flexo compresión

Se calcula el umbral por debajo del cual el elemento debe diseñarse como una viga. Usando la ecuación 5.17 se tiene lo siguiente:

$$P_u < 0.1 * 210 * 30 * \frac{143}{1000} = 90.1 \text{ ton}$$

### Diagrama de Interacción

Debido a la complejidad de las ecuaciones para realizar el análisis y diseño de las columnas, los diagramas de interacción son de bastante utilidad ya que representan el lugar geométrico conformado por los pares (P; M) que agotan la capacidad de la sección.

Por lo que solo habrá que verificar que las cargas últimas obtenidas de las combinaciones se ubiquen dentro del diagrama para determinar si la elección de la armadura ha sido adecuada.

**Tabla 5.18 Combinación de cargas con dirección de sismo XX para la sección inferior del primer piso de la columna C-2**

Combinaciones	Pu(Ton)	Mu2(Ton*m)	Mu3 (Ton*m)
1.4*CM+1.7*CV	524.02	3.53	10.68
1.25*(CM+CV)+SXX	457.55	3.63	67.17
1.25*(CM+CV)-SXX	416.85	2.24	-49.59
0.9*CM+SXX	232.08	2.09	62.20
0.9*CM-SXX	191.38	0.70	-54.56

**Tabla 5.19 Combinación de cargas con dirección de sismo YY para la sección inferior del primer piso de la columna C-2**

Combinaciones	Pu(Ton)	Mu2(Ton*m)	Mu3 (Ton*m)
1.4*CM+1.7*CV	524.02	3.53	10.68
1.25*(CM+CV)+SYY	480.54	4.60	32.60
1.25*(CM+CV)-SYY	393.86	1.75	-18.21
0.9*CM+SYY	255.07	3.06	27.63
0.9*CM-SYY	168.39	1.25	-20.14

Según las dos (2) tablas citadas, la carga axial es mayor al umbral expuesto en la norma; por lo que, se debe diseñar al elemento seleccionado por flexo-compresión. Además, con la cuantía mínima exigida por la norma de 1% se propone la siguiente armadura para la sección de la columna interior C-2, conformada por 18 fierros de 3/4 “.

Con lo cual se obtiene una cuantía de acero de 1.19% que comprueba dicha condición.

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{18 * 2.84}{30 * 143} = 1.19\%$$

Para esta sección, se construye el diagrama de interacción de la sección para las cargas de diseño ( $\phi P_n$ ;  $\phi M_n$ ) y se verifica que los pares de cargas últimas, en ambas direcciones de sismo, están dentro del lugar geométrico.

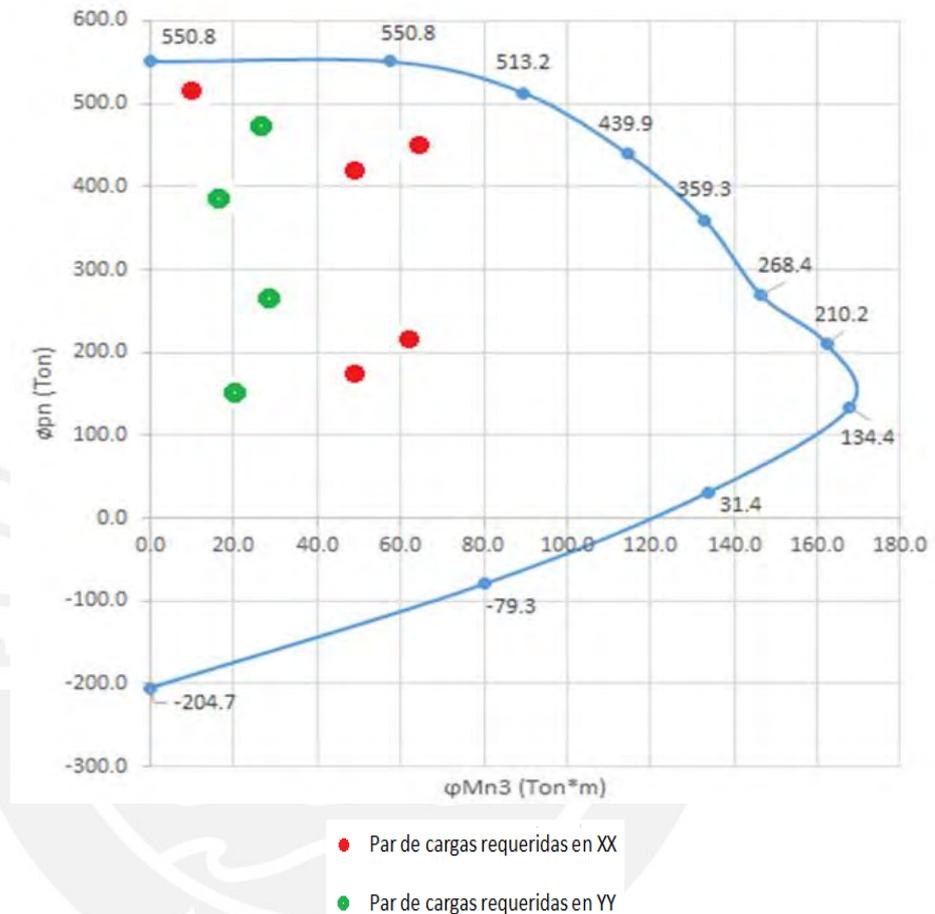


Figura 5.15 Diagrama de interacción de la columna C-2

#### 5.2.4.2. Diseño por corte

##### Diseño por Resistencia

Para el caso de elementos en flexo-compresión, como las columnas; la NTE.060 2009 en el acápite 11.3.1.2 propone una ecuación para determinar el aporte del concreto al cortante, conforme a lo siguiente:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) * bw * d \dots \text{Ecuación 5.19}$$

Nu: Carga axial de compresión con signo positivo en (Kgf).

Ag: Área Bruta en (cm<sup>2</sup>).

Las fuerzas cortantes últimas se obtienen de los combos; mientras que, el aporte del concreto  $V_c$  se consigue mediante la ecuación anterior. De la Tabla 5.20 se observa que el concreto por sí mismo es capaz de resistir las solicitaciones por cortante,

**Tabla 5.20 Espaciamiento máximo de estribo en la columna C-2**

Combinaciones	Pu(Ton)	Vu(Ton)	Vc(Ton)	Vs(Ton)	S(cm)
1.4*CM+1.7*CV	524.02	6.42	59.11	-	-
1.25*(CM+CV)+SXX	457.55	17.88	55.61	-	-
1.25*(CM+CV)-SXX	416.85	7.37	53.48	-	-
0.9*CM+SXX	232.08	14.80	43.76	-	-
0.9*CM-SXX	191.38	10.45	41.62	-	-

Sin embargo, de todas formas, habrá que reforzar la columna con estribos según las disposiciones especiales para el diseño sísmico establecidas en el Capítulo 21 de la NTE.060. En base a ello, para el sistema estructural estudiado conformado por muros estructurales, se tomará en cuenta las recomendaciones para el armado de estribos, según lo dispuesto por el acápite 21.4.5.3.

El espaciamiento máximo de estribos “So” en la zona de confinamiento no debe exceder el menor de los tres (3) siguientes:

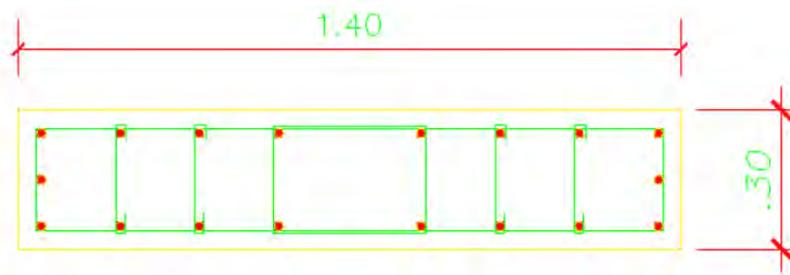
- $8d_b=15.2$  cm (Ocho diámetros de la barra longitudinal de menor diámetro)
- $1/2*b=15$  cm (Doce veces la menor dimensión del elemento)
- 10 cm

La longitud de confinamiento “Lo” medida desde la cara del nudo no debe ser menor que el mayor de los tres (3) siguientes:

- $1/6*L_n=65$  cm (La sexta parte de la luz libre del elemento)
- $L=143$  cm, (La mayor dimensión de la sección del elemento)
- 50 cm

Según estas condiciones  $S_o \leq 10$  cm y  $L_o \geq 143$  cm, con lo cual en la sección habrá un estribo cerrado de 3/8” más seis (6) ganchos de 3/8” espaciados de la manera siguiente:

1 @ 5cm, 14 @ 10cm y Rto @ 25 cm a cada extremo de la columna.



**Figura 5.16 Sección de la columna C-2 y distribución de estribos**

### 5.2.5. Diseño de Placas

Los muros de corte (placas) son elementos que al igual que las columnas resisten cargas axiales de compresión, flexión biaxial y corte.

Como ejemplo se va a diseñar la placa P-2 ubicada en el eje 6-6, la cual por su geometría y ubicación (paralela al eje XX), solo va a “trabajar” en su plano; por lo que, será suficiente con analizar el diagrama de interacción “Pu vs Mu33”.

Se calculó las cargas últimas debido a las combinaciones de gravedad y sismo del primer nivel del edificio en la Tabla 5.21, dado que es el lugar donde se producen los mayores esfuerzos.

**Tabla 5.21 Combinaciones de cargas en dirección XX**

Combinaciones	Pu(Ton)	M3(Ton*m)
1.4*CM+1.7*CV	1755.00	75.40
1.25*(CM+CV)+CSX	1507.30	1547.30
1.25*(CM+CV)-CSX	1507.30	1429.50
0.9*CM+CSX	812.10	1502.50
0.9*CM-CSX	812.10	1474.30

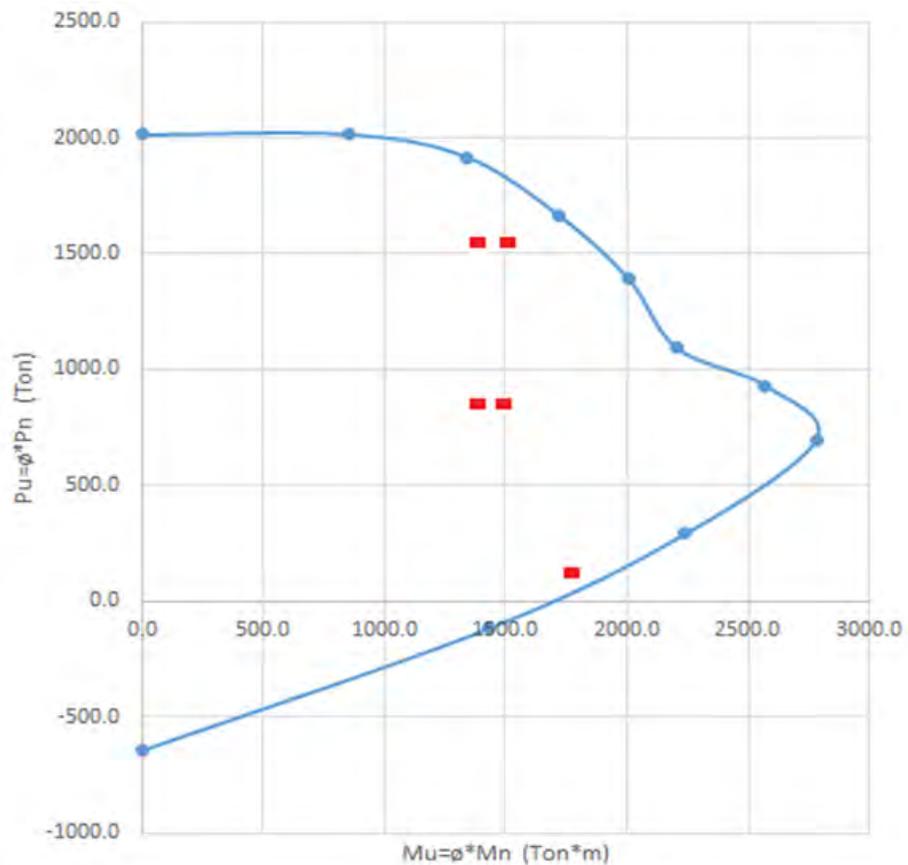
#### 5.2.5.1. Diseño por flexo compresión:

Según el acápite 11.10.10.5 de la E.060-2009, se debe usar dos (2) capas de acero distribuido de forma vertical y horizontal cuando el espesor del muro es mayor a veinte (20) centímetros, además de núcleos en sus extremos como elementos de borde, según detalla la figura 5.16, teniendo en los núcleos un total de acero de  $81.6 \text{ cm}^2$  (16 barras de 1”).



**Figura 5.17 Acero en los núcleos de la placa P-2**

Con esta distribución de acero se obtiene el siguiente diagrama de interacción (Figura 5.18), comprobando que los puntos se ubican dentro de esa región; por lo que, el diseño escogido es adecuado.



**Figura 5.18 Diagrama de interacción de diseño de la placa P-2**

### 5.2.5.2. Diseño por corte

El acápite 21.9.5.2 de la norma de concreto armado exige que los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido en su plano. Además, en cuanto a la resistencia al cortante en muros precisa que cuando la relación  $h_m/l_m \leq 2$ , se debe cumplir que la cuantía vertical sea mayor o igual a la horizontal ( $\rho_{horizontal} = 0.0025$ ).

Verificando dicha relación se tiene  $hm/lm = \frac{33.7}{6.15} = 5.48 > 2$ ; por lo tanto, no es necesario que la cuantía vertical sea mayor a 0.0025. Según el acápite 21.9.5.3, el cortante último para muros de corte debe ajustarse a la capacidad en flexión mediante la ecuación siguiente:

$$Vu \geq Vua * \left( \frac{Mn}{Mua} \right) \dots \text{Ecuación 5.20}$$

- Vua y Mua: Cortante y momento amplificado proveniente del análisis.
- Mn: Momento nominal calculado con el acero realmente colocado, asociado a la carga Pu.

Asimismo, el cociente  $\frac{Mn}{Mua} \leq R$ , donde “R” es el coeficiente de reducción sísmica para el caso en estudio igual a 6 (Muros Estructurales). En el acápite 11.10.4, la norma limita la resistencia nominal Vn en el plano horizontal del muro según la ecuación siguiente:

$$Vn \leq 2.6 * \sqrt{f'c} * Acw \dots \text{Ecuación 5.21}$$

- Acw: Área de corte de la sección transversal.

De la figura 5.18, gráficamente se obtiene el momento nominal máximo de diseño  $\phi * Mn = 2810 \text{ ton} * \text{m}$ , asociado a la carga axial última  $Pu = 735 \text{ ton}$ ; por lo que, el momento nominal despejando el coeficiente de reducción de resistencia “ $\phi = 0.9$ ”, será:  $Mn = 3122 \text{ ton} * \text{m}$ . Asimismo, del análisis estructural se obtienen el momento (Tabla 5.22) y cortante último, los cuales se reemplazan en la ecuación 5.20.

$$Vu \geq 148.8 * \left( \frac{3122}{1547.3} \right) = 300.2 \text{ Ton}$$

Además, se verifica la relación:  $\frac{Mn}{Mua} = 2.02 < 6$ .

La máxima cortante nominal se calcula mediante la ecuación 5.21; reemplazando valores, se tiene:

$$\phi Vn \leq 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 30 * 625 = 600.5 \text{ Ton}$$

Se observa que se cumple el diseño por resistencia. Con la ecuación 5.19 se determina el aporte del concreto a cortante para elementos sometidos con compresión axial, se comprueba previamente que  $Nu > 0.1 * f'c * Ag$  y considerando  $d = 0.8 * ln$ , se obtiene lo siguiente:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{210} * \left( 1 + \frac{1755}{140 * 30 * 625} \right) * 30 * (0.8 * 625) = 115 \text{ Ton}$$

Se observa que el concreto por sí solo no es capaz de resistir el cortante  $V_u > V_c$ ; por lo que, requiere acero de refuerzo horizontal y vertical.

### 5.2.5.3. Cálculo de acero horizontal

La norma de concreto armado en el acápite 11.10.10.1 exige que la resistencia “ $V_s$ ” para muros de corte se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$V_s = A_{cw} * \rho_h * f_y \dots \text{Ecuación 5.22}$$

Por lo que, para la cuantía mínima horizontal se tendrá lo siguiente:

$$V_s = 30 * 625 * 0.0025 * 4200 = 197 \text{ Ton}$$

Usando refuerzo horizontal de 3/8” distribuido en dos (2) capas, se calcula el espaciamiento “ $s$ ” usando la ecuación 5.14,

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * (0.8 * 625)}{197000} = 15 \text{ cm}$$

La zona de confinamiento medida desde la base del muro a una longitud equivalente a la mayor de las tres (3) siguientes:

(a)  $L_n = 6.15 \text{ m}$

(b)  $\frac{M_u}{4 * V_u} = \frac{3122}{4 * 300.2} = 2.6 \text{ m}$

(c) La altura de los dos primeros pisos = 7.70 m

Fuera de la zona de confinamiento (7.70 metros), la norma exige que el espaciamiento no sea mayor al menor valor entre  $3t$  ó 40cm. Por lo tanto, la distribución de acero horizontal será la siguiente: fierro de 3/8” en ambas caras del muro, los dos (2) primeros pisos @ 15cm, pisos superiores @ 40cm.

### 5.2.5.4. Cálculo de acero vertical

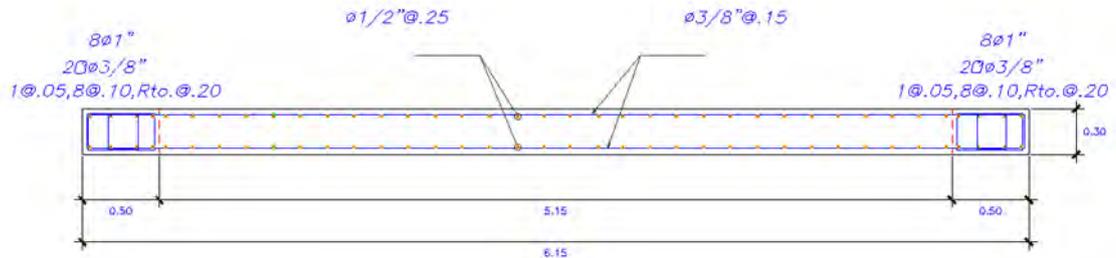
El acápite 11.10.10.3 de la norma exige un límite inferior de cuantía de acero vertical en muros de 0.0025, además, permite conocerla mediante la ecuación siguiente:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) * (\rho_h - 0.0025) \dots \text{Ecuación 5.23}$$

Usando esta ecuación se calcula la cuantía de acero vertical, notando que la cuantía horizontal es 0.0025, se cancela el segundo término teniendo como resultado la misma cuantía en ambas direcciones.

$$s = \frac{(2 * 1.29) * 4200 * (0.8 * 625)}{197000} = 25 \text{ cm}$$

Se tendrá distribuido, en el alma, el acero vertical en ambas caras del muro un fierro de 1/2" @ 25 cm.



**Figura 5.19 Diseño final de la Placa P-2**

### 5.2.6. Diseño de cimentación

Para el análisis se va a considerar de forma conservadora una capacidad admisible del suelo de  $4 \text{ kg/cm}^2$ , dado que según el estudio de suelos esta se calculó mayor a  $5 \text{ kg/cm}^2$ .

El esfuerzo generado entre el contacto del fondo de la zapata y el terreno se determina mediante la ecuación siguiente:

$$\sigma_{\text{actuante}} = \frac{P}{A} +/ - \frac{6 * Myy}{B * L^2} +/ - \frac{6 * Mxx}{B^2 * L} \dots \text{Ecuación 5.24}$$

Mxx-Myy: Momento alrededor de los ejes XX e YY.

L: Longitud de la zapata paralela a XX

B: Longitud de la zapata paralela a YY

A: Área de la sección de la zapata

P: Carga Axial

Debido a que el edificio se consideró para el estudio alejado de las propiedades de terceros; por lo que, en ausencia de zapatas excéntricas, la cimentación se diseñará únicamente con zapatas aisladas.

A manera de ejemplo, se va a diseñar la zapata interior Z-01, ubicada entre los ejes BB-55, por tener la mayor área tributaria en los pisos superiores.

### 5.2.6.1. Análisis estructural

Se determina las cargas que actúan en la zapata (axial y momento biaxial), el momento M22 es paralelo al eje XX; mientras que, el M33 al eje YY.

Tabla 5.22 Carga de gravedad y sismo en la zapata Z-01

Carga	Tipo/Dirección	P(Ton)	M22(Ton*m)	M33(Ton*m)
Gravedad	CM	198.81	-0.80	-1.38
	CV	85.88	-0.48	-1.00
Sismo	XX	45.79	2.38	6.43
	YY	31.82	4.32	2.51

### 5.2.6.2. Dimensionamiento de la zapata

La sección de la zapata se escoge de forma cuadrada y su longitud la se obtiene luego de aproximar el esfuerzo actuante (cargas de servicio), que se determina mediante la ecuación 5.22 y las cargas de la Tabla 5.22, a la capacidad admisible del suelo.

Para una zapata cuadrada de 3.70 metros de lado, se tiene una presión máxima actuante de  $2.11 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2$  y una presión mínima mayor a cero; por lo tanto, el pre-dimensionamiento tomado para la zapata resulta adecuado para el diseño.

Por simplicidad se va a calcular el esfuerzo actuante con la carga muerta axial, viva axial y los momentos correspondientes en la dirección que tenga mayor magnitud. En cuanto a las cargas de gravedad en la dirección M33; mientras que, para el sismo la dirección XX genera mayor momento también en M33.

$$P_{\text{servicio}} = 198.81 + 85.88 = 284.7 \text{ ton}$$

$$M_{\text{servicio}} = (-1.38) + (-1.00) + (6.43/1.25) = 2.76 \text{ Ton} * m$$

Comprobando que la excentricidad "e" sea menor a L/6 para garantizar que no haya tracciones en el suelo.

- $e = M/P = 0.01 \text{ metros}$
- $L/6 = 0.61 \text{ metros}$
- $e \lll L/6$  (Cumple)

Por lo que, no será necesario hacer alguna redistribución de momentos.

$$\sigma_{\text{máximo actuante}} = \frac{284.7}{3.7 * 3.7} + \frac{6 * 2.76}{3.7 * 3.7^2} = 21.1 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma \text{ m\u00ednimo actuante} = \frac{284.7}{3.7 * 3.7} - \frac{6 * 2.76}{3.7 * 3.7^2} = 20.5 \text{ Ton/m}^2$$

Ahora se puede obtener el esfuerzo de dise\u00f1o amplificando la presi\u00f3n m\u00e1xima actuante por el factor 1.25, dado que incluye sismo en la direcci\u00f3n XX.

$$\sigma \text{ dise\u00f1o} = 21.1 * 1.25 = 26.37 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

### 5.2.6.3. Dise\u00f1o por punzonamiento

Se debe verificar para garantizar que el concreto en la secci\u00f3n cr\u00edtica de la zapata (ubicado a "d/2" de la cara de la columna) sea capaz de resistir por s\u00ed solo, debido a que estos elementos prescinden de estribos, las solicitaciones por punzonamiento "Vu" de acuerdo al dise\u00f1o por resistencia y, de este modo, calcular el peralte de la zapata.

Seg\u00fan el ac\u00e1pite 11.12.2.1 de la NTE0.60, el aporte del concreto para las zapatas debe ser el menor obtenido de la ecuaci\u00f3n siguiente:

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d \dots \text{Ecuaci\u00f3n 5.25}$$

bo: Per\u00edmetro de la secci\u00f3n cr\u00edtica a "d/2" de la cara de la columna.

d: Peralte efectivo de la zapata (d=h-10).

Para un peralte h=75 cm, se tendr\u00e1 un peralte efectivo d= 65 cm, con este peralte asumido se va a verificar si cumple el dise\u00f1o por punzonamiento, adem\u00e1s, se tiene que la columna que llega a la zapata Z-01 tiene secci\u00f3n cuadrada de 55 cm de lado.

- $b_o = 4 * (55 + 65) = 480 \text{ cm}$
- $\phi * V_c = 407.3 \text{ Ton}$
- $V_u = 26.37 * (3.7 * 3.7 - (0.55 + 0.65)^2) = 323 \text{ Ton}$

El cortante \u00faltimo se calcula como el producto del esfuerzo de dise\u00f1o por el \u00e1rea de la zapata exterior a la secci\u00f3n cr\u00edtica, verificando por resistencia.

### 5.2.6.4. Dise\u00f1o por corte

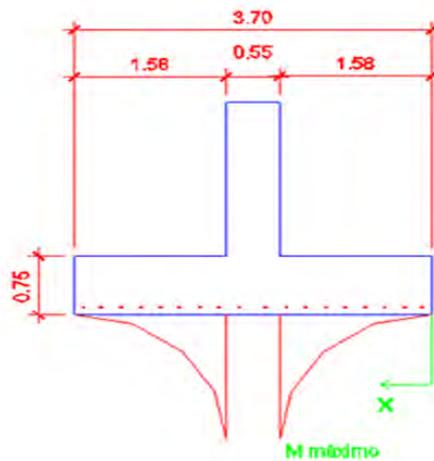
La verificaci\u00f3n por cortante se debe realizar igualmente considerando \u00fanicamente el aporte del concreto "Vc" en la secci\u00f3n cr\u00edtica de la zapata

ubicada a una distancia “d” de la cara de la columna. Usando la ecuación 5.13 del diseño por cortante para vigas se tendrá lo siguiente:

- $b_o = 4 * (55 + 2 * 65) = 740 \text{ cm}$
- $\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 740 * 65) = 314 \text{ Ton}$
- $V_u = 26.37 * (3.7 * 3.7 - (0.55 + 2 * 0.65)^2) = 271 \text{ Ton}$

### 5.2.6.5. Diseño por flexión

El diseño por flexión para una zapata aislada se hace considerando sus extremos como volados y los momentos se deben reducir a la sección crítica localizada a la cara de la columna.



**Figura 5.20 DMF de la zapata Z-01**

De la figura anterior, debido al contacto entre la zapata y el suelo se genera una presión constante en toda el área; tomando ‘momentos’ a una distancia igual a la longitud del volado se obtiene el ‘momento máximo’ a la cara de la columna.

$$M_u = \sigma_u * \frac{x^2}{2} * B \dots \text{Ecuación 5.26}$$

X: Longitud medida desde el extremo del volado

B: Longitud de la zapata en la dirección perpendicular al análisis.

$\sigma_u$ : Esfuerzo amplificado entre la zapata y el suelo

Se calcula el momento último “Mu”, reemplazando en la ecuación 5.26 el esfuerzo de diseño calculado previamente:

$$M_u = 26.37 * \frac{1.58^2}{2} * 3.70 = 121.8 \text{ Ton} * m$$

Ahora se calcula el acero total que va distribuido en la sección transversal a la dirección de análisis "B". Usando la ecuación 5.5 se tiene:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot 210 \cdot 370 \cdot 65}{4200} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 121.8 \cdot 10^5}{0.85 \cdot 0.9 \cdot 210 \cdot 370 \cdot 65^2}} \right) = 50.83 \text{ cm}^2$$

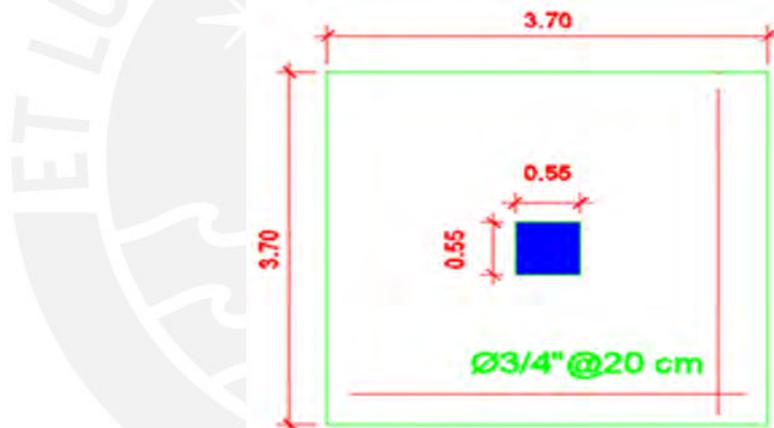
Verificando cuantía mínima:

$$A_s \text{ mínimo} = 0.0018 * 100 * 75 = 13.5 \text{ cm}^2/m$$

Como la zapata es cuadrada, bastará con analizar solo en esta dirección y el acero mínimo se calcula multiplicando por la longitud del lado de la zapata.

$$A_s \text{ mínimo} = (13.5 \text{ cm}^2/m) * (3.70m) = 49.95 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el acero calculado resulta ser ligeramente mayor al acero mínimo, por lo que se ha escogido un diámetro del acero de 3/4" distribuido cada veinte (20) cm en ambas direcciones.



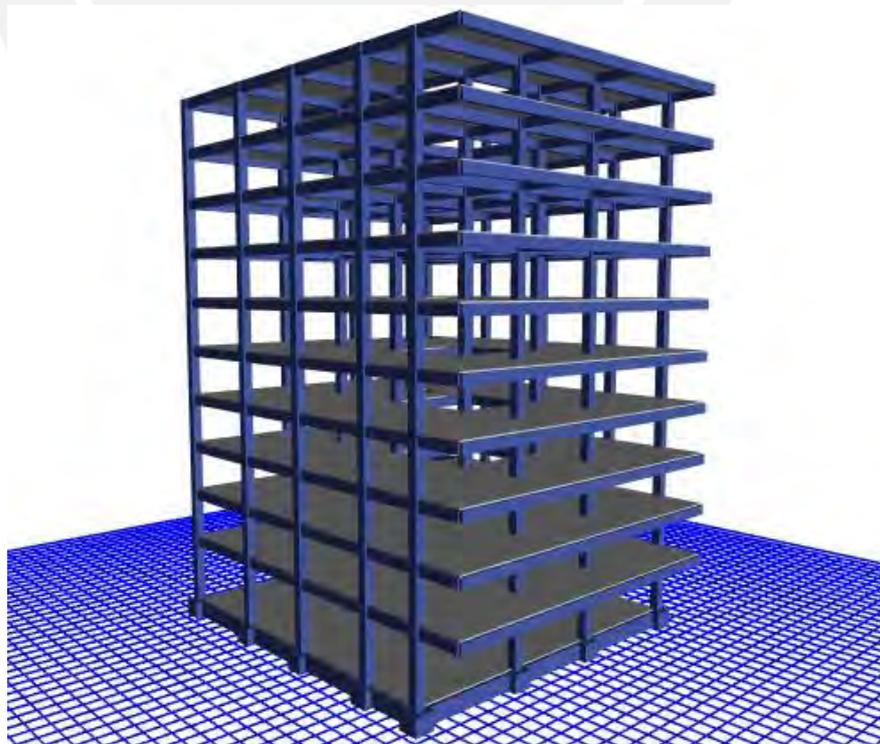
**Figura 5.21 Diseño final de la zapata Z-01 en planta**

## **Capítulo 6: Análisis y diseño de los aisladores sísmicos**

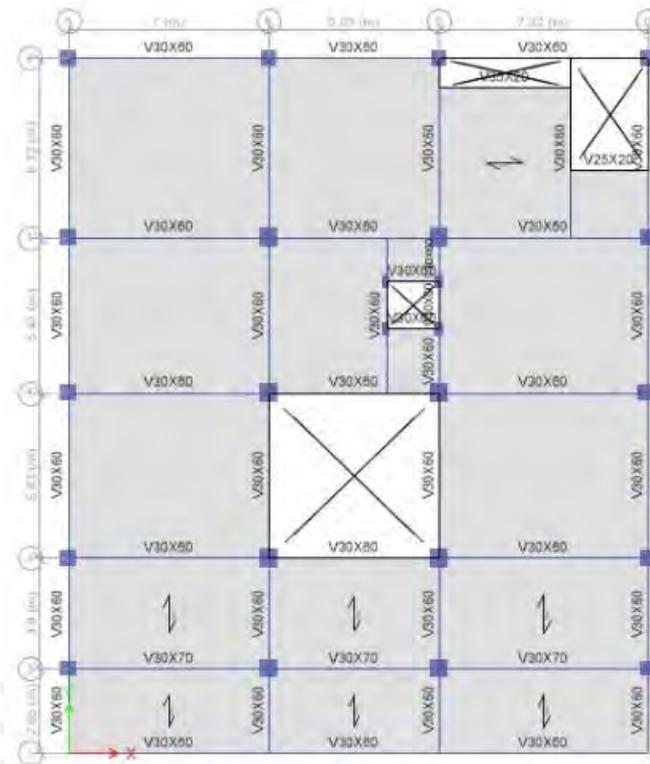
### **6.1. Estructuración del edificio del Sistema Aislado**

La estructuración y el modelado del edificio aislado se realizan enfocándose en el control del desplazamiento del sistema de aislación, debido a que la transmisión de fuerzas para la superestructura se ha reducido de manera considerable y no requiere el empleo de elementos de gran rigidez.

En consecuencia, las cargas de la superestructura son soportadas por un sistema aporticado (Ver Fig. 6.1). Asimismo, se propone como modelo mantener las dimensiones de columnas y vigas empleadas en el sistema de base fija, por ello todos los niveles tienen columnas de 55 x 55 cm (excéntricas) y de 65 x 65 cm (interiores); así como, vigas de 30 x 60 cm; no obstante, para la aislación en la base se requiere un peralte mayor; considerándose vigas peraltadas de 40 x 100 cm (Ver Fig. 6.2). Para el caso del ducto del ascensor, este será estructura mediante pórticos con albañilería aislada, el cual se expondrá su diseño en el Capítulo 7 correspondiente al diseño de la Superestructura.



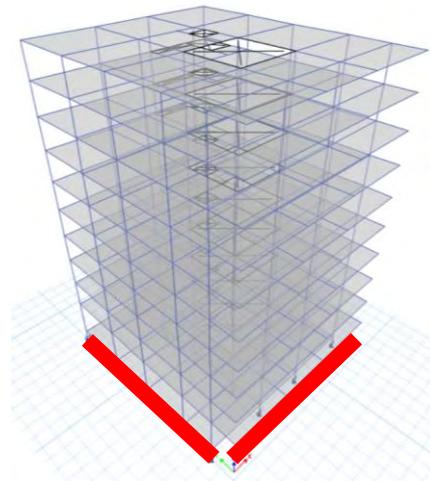
**Figura 6.1. Sistema aporticado empleado con el uso de los aisladores sísmicos.**



**Figura 6.2. Vista en planta de la estructuración del sistema aislado.**

## 6.2. Diseño del Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR)

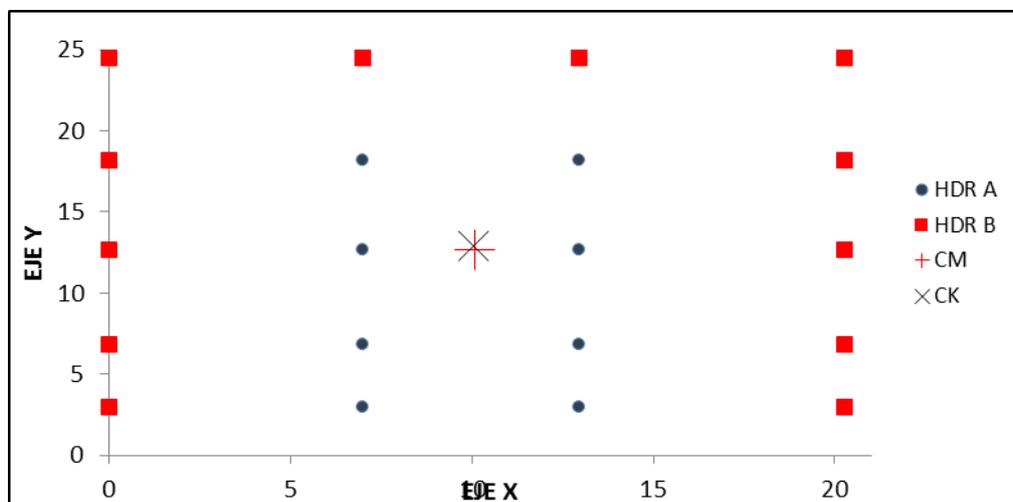
El diseño del aislador HDR sigue los lineamientos establecidos en el Capítulo 17 de la Norma ASCE 7-2010 (explicado en el Capítulo 4 de la presente tesis). El edificio presenta un nivel de aislamiento, que se encuentra bajo el piso 1 (Ver Fig. 6.3). Asimismo, se propone el uso de veinte (20) aisladores, debido a la misma cantidad de columnas distribuidas en el área del proyecto. Se tiene de dos (2) tipos (interiores y exteriores) tal como indica la Tabla 6.1 y la figura 6.4.



**Figura 6.3 Nivel de Aislamiento bajo el piso 1 (línea roja)**

**Tabla 6.1. Cantidad de Aisladores HDR utilizados**

Tipo	Cantidad
HDR-A	8.00
HDR-B	12.00



**Figura 6.4 Esquema de distribución de Aisladores HDR**

### 6.2.1. Definición de Parámetros objetivo:

Como se detalla en el Capítulo 4 de la presente Tesis, el primer paso establece hallar el periodo y amortiguamiento objetivo de la estructura aislada, para luego proceder a calcular el desplazamiento para los sismos de diseño y sismo máximo, empleando el procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente, dado en el Capítulo 17 de la norma americana ASCE/SEI 7-2010, estos desplazamientos se comparan y ajustan a los desplazamientos obtenidos del análisis espectral lineal.

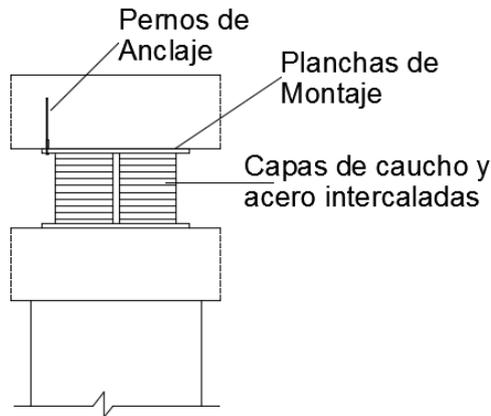
En nuestro caso, para no ser extenso en la presente tesis académica, se detallan a continuación los valores obtenidos del proceso de iteración:

**Tabla 6.2. Definición de parámetros objetivos HDR**

Parametros	Diseño (DBE)	Máximo (MCE)
Periodo Objetivo	2.66 seg	2.80 seg
Desplazamiento	0.207 m	0.346 m
Desplaz. Total	0.244 m	0.408 m
Amor. Objetivo	15.00%	10.47%
Rigidez Efectiva	2491 ton/m	2257 ton/m

### 6.2.2. Pre-dimensionamiento del aislador HDR

Se realizará el predimensionamiento del aislador HDR, para ello se muestra en la figura las partes que involucran a este tipo de aislador y se detallan las propiedades geométricas consideradas en el diseño.



**Figura 6.5. Partes de un Aislador HDR**

#### 6.2.2.1. Diámetro

**Tabla 6.3. Diámetro utilizado para los aisladores HDR**

Tipo	Diámetro (m)
HDR-A	0.750
HDR-B	0.725

#### 6.2.2.2. Altura del caucho

**Tabla 6.4. Altura del caucho para el aislador HDR**

Tipo	Altura del Caucho (m)
HDR-A	0.175
HDR-B	0.175

#### 6.2.2.3. Capacidad axial del aislador HDR

Se calcula el factor de seguridad del aislador cuando está en deformación cero y también para la deformación total máxima (DTM). Para ello, se han considerado ecuaciones de verificación, tal como detalla la Norma ASCE.

#### 6.2.2.4. Capacidad por volteo del aislador HDR

$$P_{crit} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} * G * S * \frac{B}{T_r} * \frac{A_r}{FS} \dots \text{ecuación 6.1}$$

Donde:

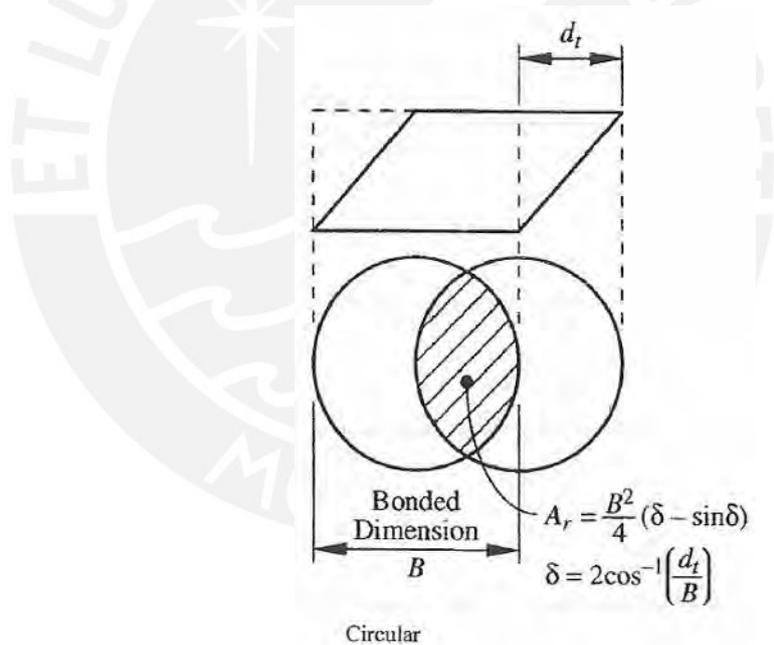
- $P_{crit}$ : Carga axial máxima a soportar por pandeo crítico.
- $G$ : Modulo de corte del caucho natural.
- $S$ : Factor de forma del aislador. Este se calcula como:

$$S = \frac{\frac{\pi}{4} * (B^2 - Dp^2)}{\pi * B * t_i} \dots \text{ecuación 6.2}$$

- $B$ : Diámetro efectivo del aislador, sin considerar la cobertura de caucho.
- $A_r$ : Área efectiva del aislador, sin considera la cobertura exterior de caucho. Esta es un área reducida por efecto de la deformación. Esta se calcula como:

$$A_r = \frac{B^2}{4} (\delta - \sin\delta) \dots \text{ecuación 6.3}, \quad \delta = 2\cos^{-1}\left(\frac{d_t}{B}\right) \dots \text{ecuación 6.4}$$

- Donde  $B$  es el diámetro efectivo y  $d_t$  es el desplazamiento total Máximo (DTM).
- $T_r$ : Altura total del caucho.
- $FS=3$  para condiciones sin deformar e igual a 1.1 para DTM.



**Figura 6.6 Vista en planta y elevación de la reducción del área del aislador debido a DTM.**

**Observación:** cuando el aislador se deforma lateralmente, el área que recibe la carga axial se reduce. Esta reducción depende del diámetro del aislador y de la deformación a la que será sometido. Para efectos de verificación del porcentaje de reducción se puede usar la ecuación siguiente:

$$R(\Delta) = 2 * \frac{B^2 * \text{Arcsen}\left(\frac{\sqrt{B^2 - \Delta^2}}{B}\right) - \Delta * \sqrt{B^2 - \Delta^2}}{\pi * B^2} \dots \text{ecuación 6.5}$$

### Capacidad por deformación por compresión

El aislador presenta tres (3) tipos de deformaciones:

#### Deformación por corte

$$\gamma_{\Delta} = \frac{\Delta}{T_r} \dots \text{ecuación 6.6}$$

Esta deformación deberá ser limitada a 250%, para evitar la sobre resistencia del aislador.

#### Deformación angular

$$\gamma_{\theta} = \frac{0.375^2 * \theta}{t_i * T_r} \dots \text{ecuación 6.7}$$

Donde:

- $\theta$ : Deformación angular
- $T_r$ : Altura total del caucho ( $N * t_i$ )

#### Deformación por compresión:

$$\gamma_c = \frac{6 * P_c * G * S * R}{E_c * A_b} \dots \text{ecuación 6.8}$$

Donde:

$E_c$ : Modulo de compresión del aislador, se define como:

$$E_c = E_0(1 + 2 * 0.85 * S^2) \dots \text{ecuación 6.9,}$$

$$E_0 = 4 * G \dots \text{ecuación 6.10}$$

Para los tres (3) diferentes niveles de deformaciones se deben cumplir:

$$\gamma_{\Delta} + 0.5 * \gamma_{\theta} + \gamma_c \leq 6.0 \dots \text{ecuación 6.11}$$

Se considera que el caucho natural tiene una deformación máxima de rotura de 600% como mínimo.

Para verificar la capacidad axial se consideran los siguientes factores de seguridad:

$$FS_{\Delta=0} = 3.00,$$

$$FS_{\min_{\Delta=DTM}} = 1.0$$

**a) Verificación para desplazamiento cero (0.00 m)**

Se consideraron los siguientes valores:

**Tabla 6.5. Datos del aislador HDR para verificación desplazamientos**

HDR-A	HDR-B
N=25	N=25
Ti= 0.007 m	Ti= 0.007 m
S= 25.42	S= 24.40
B=0.71 m	B=0.69 m
$\theta= 0.0$ rad	$\theta= 0.0$ rad
R=1	R=1

Donde:	
N	N° Capas del Caucho
Ti	Espesor del Caucho
S	Factor de Forma del Aislador
B	Diametro Efectivo del Aislador sin considerar la cobertura del caucho
$\theta$	Deformacion Angular

Finalmente se obtienen los resultados siguientes:

**Tabla 6.6. Verificación de la capacidad axial para el aislador HDR A y B**

Tipo	Capacidad de Volteo (Ton)	Capacidad de Compresión (Ton)	Capacidad Permisible (Ton)	P. Servicio (Ton)	F.S.	Condición FS $\geq$ 3
HDR-A	1771.90	2669.00	1771.90	333.00	5.32	OK
HDR-B	1527.00	2385.00	1527.00	220.00	6.94	OK

**b) Verificación para desplazamiento máximo (D<sub>TM</sub>)**

Por pandeo crítico:

**Tabla 6.7. Verificación de desplazamientos por pandeo crítico HDR**

Tipo	Ar (m2)	$\theta$ (Rad)	DTM (m)	Capacidad de Volteo (Ton)	Pmax (Ton)	F.S.	Condición FS $\geq$ 1
HDR-A	0.18	0.005	0.32	793.00	713	1.11	OK
HDR-B	0.16	0.005	0.32	655.00	520	1.26	OK

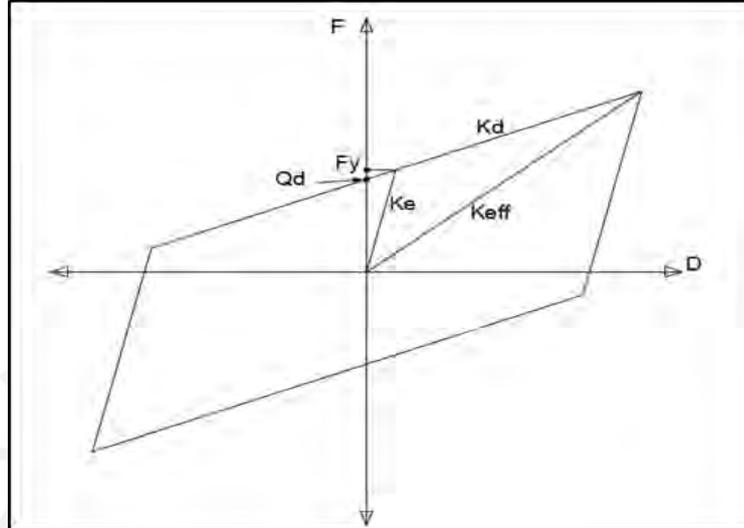
Por Deformación por corte debido a compresión:

**Tabla 6.8. Verificación de deformación por corte HDR**

Tipo	Ar (m2)	$\theta$ (Rad)	DTM (m)	Capacidad de Volteo (Ton)	Pmax (Ton)	F.S.	Condición FS $\geq$ 1
HDR-A	0.18	0.005	0.32	817.00	713	1.15	OK
HDR-B	0.16	0.005	0.32	655.00	520	1.26	OK

### 6.2.3. Propiedades dinámicas del aislador HDR

Las propiedades dinámicas del aislador HDR A y HDR B se pueden mostrar en el gráfico de comportamiento debido a fuerza-desplazamiento (Ver Fig. 6.6).



**Figura 6.7 Curva de Histéresis del aislador Elastomérico con núcleo de plomo (HDR)**

#### 6.2.3.1. Rigidez post-fluencia

Rigidez que aporta el caucho del aislador para desplazamientos mayores a  $D_y$  (desplazamiento de fluencia).

$$K_d = \frac{G * A_e}{hc} \dots \dots \text{ecuación 6.12}$$

Dónde:

- $K_d$ : Rigidez pos-fluencia.
- $G$ : Modulo de corte del caucho natural, puede variar entre 45-125 psi (Equivalente a 3.16-8.79 kg/cm<sup>2</sup>). En el proyecto se tomó 3.88 kg/cm<sup>2</sup>
- $A_e$ : Área en planta del caucho.
- $hc$ : Altura total del caucho.

Obteniéndose:

**Tabla 6.9. Rigidez Post-fluencia para el caso HDR**

Tipo	$K_d$ (Ton/m)
HDR-A	97.82
HDR-B	90.98

### 6.2.3.2. Rigidez inicial

Rigidez presente para desplazamiento menores al de fluencia ( $D_y$ ).

$$K_e = 10 * K_d \dots \dots \text{ecuación 6.13}$$

**Tabla 6.10. Rigidez inicial para el caso HDR**

Tipo	Ke (Ton/m)
HDR-A	978.20
HDR-B	909.77

### 6.2.3.3. Fuerza de histéresis

Valor de fuerza que intercepta a la curva del *loop* histérico al eje de ordenadas.

$$Q = \frac{\pi \beta_{ef} k_p D^2}{(2 - \pi \beta_{ef}) D - 2 D_y} \dots \dots \text{ecuación 6.14}$$

Donde:

- Qd: Fuerza histérica.
- D: desplazamiento para sismo de diseño

**Tabla 6.11. Fuerza de Histéresis para el caso HDR**

Tipo	Qd (Ton)
HDR-A	5.80
HDR-B	5.39

### 6.2.3.4. Fuerza de fluencia

Fuerza máxima que presenta el aislador para un estado de rigidez inicial.

$$F_y = 1.1(Qd) \dots \dots \text{ecuación 6.15}$$

**Tabla 6.12. Fuerza de Fluencia para el caso HDR**

Tipo	Fy (Ton)
HDR-A	6.38
HDR-B	5.93

### 6.2.3.5. Desplazamiento de fluencia

Desplazamiento máximo al estado de rigidez inicial.

$$\Delta_y = 0.05 H r \dots \dots \text{ecuación 6.16}$$

**Tabla 6.13. Desplazamiento de Fluencia para el caso HDR**

Tipo	$\Delta Y$ (m)
HDR-A	0.009
HDR-B	0.009

### 6.2.3.6. Rigidez efectiva

Rigidez resultante para el *loop* histerético.

$$K_{eff} = \frac{F_{max}}{\Delta} = \frac{Q_d + K_d * \Delta}{\Delta} \dots \dots \text{ecuación 6.17}$$

Donde:

- $F_{max}$ : Fuerza para el máximo desplazamiento.
- $\Delta$ : Desplazamiento del sistema estructural que varía de acuerdo al sismo en análisis, toma valores para sismo de diseño y sismo máximo.

Obteniéndose:

**Tabla 6.14. Rigidez Efectiva para el caso HDR**

Tipo	KeffD (ton/m)	KeffM (ton/m)
HDR-A	120.920	109.570
HDR-B	130.020	117.810

### 6.2.3.7. Amortiguamiento efectivo

Amortiguamiento del aislador sísmico depende de la calidad de la goma, de la cantidad de polímeros que presenta. Se toma una goma que tenga un amortiguamiento de 15% para sismo de diseño.

Obteniéndose:

**Tabla 6.15. Amortiguamiento efectivo para el caso HDR**

Tipo	$\beta_{effD}$ (%)	$\beta_{effM}$ (%)
HDR-A	15.00	10.00
HDR-B	15.00	10.00

### 6.2.3.8. Energía Disipada por Ciclo (EDC)

Calculado como el área del *loop* histerético, para el desplazamiento de diseño y máximo.

$$EDC = 4 * Q_d * (\Delta - \Delta_Y) \dots \dots \text{ecuación 6.18}$$

Obteniéndose:

**Tabla 6.16. Energía Disipada por Ciclo para el caso HDR**

Tipo	EDC-D (ton*m)	EDC-M (ton*m)
HDR-A	16.51	11.00
HDR-B	10.23	15.36

Una vez obtenidos estos valores, se procede a calcular las cargas de gravedad, en servicio y máxima de cada aislador. La cual se detalla a continuación:

**Tabla 6.17. Cargas de gravedad en servicio y máxima en los aisladores**

Dispositivo	CM (Ton)	CV (Ton)	CS (Ton)	M=CM+25%CV	Pmax=1.25(CV+CM)+CS
HDR-B	163.51	56.29	210.47	177.58	485.22
HDR-A	253.22	96.96	123.29	277.46	561.01
HDR-B	266.60	104.10	134.34	292.63	597.71
HDR-A	180.72	71.95	151.60	198.71	467.44
HDR-B	181.64	72.10	163.98	199.67	481.15
HDR-A	294.94	115.67	139.92	323.86	653.18
HDR-B	307.24	104.58	147.31	333.39	662.08
HDR-A	199.05	63.72	164.39	214.98	492.85
HDR-B	121.64	45.45	149.60	133.00	358.46
HDR-A	192.51	66.29	171.16	209.08	494.66
HDR-B	195.35	48.38	172.82	207.45	477.48
HDR-A	239.68	94.06	267.84	263.20	685.01
HDR-B	93.21	15.88	119.57	97.18	255.93
HDR-A	244.72	109.06	268.85	271.99	711.07
HDR-B	167.20	74.57	217.79	185.84	520.00
HDR-A	154.88	53.33	162.16	168.21	422.42
HDR-B	211.70	80.07	131.59	231.72	496.30
HDR-A	217.88	94.16	129.59	241.42	519.64
HDR-B	160.59	70.64	157.69	178.25	446.73
HDR-A	175.38	62.75	159.46	191.07	457.12

Finalmente, se obtiene la rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, los cuales deben ser igual a los parámetros objetivos que fueron asumidos al inicio del diseño.

### Rigidez efectiva

Suma del aporte de cada elemento

$$\sum(K_{effD}) = 2491 \text{tn/m}$$

$$\sum(K_{effM}) = 2257 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

### Amortiguamiento efectivo

Cuenta el aporte de los elementos en amortiguamiento.

$$\beta_{effD} = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{EDC_T}{\sum K_{effD} * \Delta^2} \right) \dots \dots \text{ecuación 6.19}$$

$$\beta_{effD} = 15\%$$

$$\beta_{effM} = 10.47\%$$

#### 6.2.4. Análisis Dinámico del Aislador HDR

Se ha realizado un análisis dinámico espectral mediante el uso del ETABS 2016, introduciéndose el espectro de diseño (Ver Fig. 2). Se aplica a casos de sismo en las dos (2) direcciones principales, en cada caso se consideró el 100% en la dirección principal y el 30% en la dirección secundaria.

El análisis lineal dinámico espectral se introduce los valores de rigidez efectiva y el coeficiente de amortiguamiento del aislador, obtenidas de la iteración. Para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento horizontal se usa la ecuación siguiente:

$$C = \frac{EDC * T}{2\pi^2 * D^2} \dots \dots \text{ecuación 6.20}$$

Donde:

- EDC: Energía disipada por ciclo
- T: Periodo objetivo de la estructura.
- D: Desplazamiento del sistema de aislamiento.

Tabla 6.18. Coeficiente de amortiguamiento horizontal para el caso HDR

Tipo	Sismo de Diseño	Sismo Maximo
HDR-A	C=16.51 ton*seg/m	C=11.00 ton*seg/m
HDR-B	C=15.36 ton*seg/m	C=10.23 ton*seg/m

### 6.3. Diseño del Aislador Elastomérico de Núcleo de Plomo (LRB)

De la misma forma que se ha realizado el diseño para el caso del HDR, se tiene que el edificio en estudio ha presentado un nivel de aislamiento que se encuentra bajo el piso 1 (Ver Fig. 6.3). Asimismo, se ha propuesto el uso de veinte (20) aisladores bajo el mismo criterio (Ver Fig. 6.4 y Tabla 6.1).

**Tabla 6.19. Cantidad de Aisladores LRB utilizados**

Tipo	Cantidad
LRB-A	8.0
LRB-B	12.0

**Observación:** El espectro que se usara es el mismo usado para el caso del HDR.

### 6.3.1. Definición de parámetros objetivos

Los parámetros objetivos se obtuvieron por un proceso de iteración y por fines prácticos, se muestra los valores obtenidos a continuación:

**Tabla 6.20. Definición de parámetros objetivos para el caso LRB**

Parametros	Diseño (DBE)	Máximo (MCE)
Periodo Objetivo	2.68 seg	2.85 seg
Desplazamiento	0.191 m	0.320 m
Desplaz. Total	0.233 m	0.390 m
Amor. Objetivo	18.00%	12.32%
Rigidez Efectiva	2467.63 ton/m	2178.50 ton/m

### 6.3.2. Pre-dimensionamiento del aislador LRB

#### 6.3.2.1. Diámetro

**Tabla 6.21 Diámetro utilizado para los aisladores LRB**

Tipo	Diametro (m)
LRB-A	0.750
LRB-B	0.700

#### 6.3.2.2. Altura del caucho

**Tabla 6.22 Altura del caucho para el aislador LRB**

Tipo	Altura del Caucho (m)
LRB-A	0.182
LRB-B	0.175

### 6.3.2.3. Diámetro del plomo

**Tabla 6.23 Diámetro del plomo para el aislador LRB**

Tipo	Diametro del Plomo (m)
LRB-A	0.100
LRB-B	0.090

### 6.3.2.4. Capacidad axial del aislador

Las ecuaciones y el procedimiento son iguales a los efectuados en el análisis del aislador de alto amortiguamiento HDR.

#### a) Verificación para desplazamiento cero (0.00 m)

Se consideraron los siguientes valores:

**Tabla 6.24. Datos del aislador LRB para verificación desplazamientos**

LRB-A	LRB-B
N=26	N=25
Ti= 0.007 m	Ti= 0.007 m
S= 24.92	S= 23.20
B=0.71 m	B=0.66 m
$\theta= 0.0$ rad	$\theta= 0.0$ rad
R=1	R=1

Finalmente se obtienen los siguientes resultados:

**Tabla 6.25. Verificación de la capacidad axial del aislador LRB A y B.**

Tipo	Capacidad de Volteo	Capacidad Compresión	Capacidad Permisible	P.Servicio	FS	Condicion FS $\geq 3$
LRB-A	1670.00	2616.00	1670.00	333.00	5.02	OK
LRB-B	1299.00	2106.00	1299.00	220.00	5.91	OK

#### b) Verificación para desplazamiento máximo ( $D_{TM}$ )

Por pandeo Crítico:

**Tabla 6.26. Verificación de desplazamientos por pandeo crítico LRB**

Tipo	Ar (m2)	$\theta$ (rad)	DTM (m)	Capacidad Comp (Ton)	Pmax (Ton)	FS	Condicion FS $\geq 1$
LRB-A	0.19	0.005	0.30	801.00	713.00	1.12	OK
LRB-B	0.15	0.005	0.30	576.00	520.00	1.11	OK

Por Deformación por corte debido a compresión:

**Tabla 6.27. Verificación de deformación por corte debido a compresión**

Tipo	Ar (m2)	$\Theta$ (rad)	DTM (m)	Capacidad Comp (Ton)	Pmax (Ton)	FS	Condicion FS $\geq 1$
LRB-A	0.19	0.005	0.30	896.00	713.00	1.26	OK
LRB-B	0.19	0.005	0.30	657.00	520.00	1.26	OK

### 6.2.3. Propiedades dinámicas del aislador LRB

Las propiedades dinámicas del aislador LRB A y LRB B presentan el mismo comportamiento que en el caso HDR.

#### 6.2.3.1. Rigidez post fluencia

Rigidez que aporta el caucho del aislador, presente para desplazamientos mayores a  $D_y$  (desplazamiento de fluencia) se calculará con la ecuación 6.16 (similar para el caso HDR). Obteniéndose:

**Tabla 6.28 Rigidez Post-fluencia para el caso LRB**

Tipo	Kd (ton/m)
LRB-A	92.390
LRB-B	83.810

#### 6.2.3.2. Rigidez inicial

Rigidez presente para desplazamiento menor al de fluencia ( $D_y$ ) se calculará con la ecuación 6.17. Obteniéndose:

**Tabla 6.29 Rigidez inicial para el caso LRB**

Tipo	Ke (ton/m)
LRB-A	923.900
LRB-B	838.070

#### 6.2.3.3. Fuerza de histéresis

Valor de fuerza que interseca a la curva del *loop* histérico al eje de ordenadas.

$$Q_d = \sigma_y * A_p \dots \text{ecuación 6.21}$$

Donde:

- $Q_d$ : Fuerza histérico.
- $\sigma_y$ : Esfuerzo de fluencia del plomo, puede variar entre 670-1510 ton/m<sup>2</sup>. Para este proyecto se usó 810 ton/m<sup>2</sup>.
- $A_p$ : Área de corte del plomo.

Obteniéndose:

**Tabla 6.30 Fuerza de Histéresis para el caso LRB**

Tipo	Qd (ton)
LRB-A	6.360
LRB-B	5.150

#### 6.2.3.4. Fuerza de fluencia

Fuerza máxima que presenta el aislador para un estado de rigidez inicial.

$$F_y = \frac{Q_d * K_e}{K_e - K_d} \dots \text{ecuación 6.22}$$

Obteniéndose:

**Tabla 6.31 Fuerza de Fluencia para el caso LRB**

Tipo	Fy(ton)
LRB-A	7.070
LRB-B	5.730

#### 6.2.3.5. Desplazamiento de fluencia

Desplazamiento máximo al estado de rigidez inicial.

$$\Delta_y = \frac{F_y}{K_e} \dots \text{ecuación 6.2}$$

Obteniéndose:

**Tabla 6.32 Desplazamiento de fluencia para el caso LRB**

Tipo	$\Delta Y$ (m)
LRB-A	0.008
LRB-B	0.007

### 6.2.3.6. Rigidez efectiva

Tabla 6.33 Rigidez efectiva para el caso LRB

Tipo	KeffD (ton/m)	KeffM (ton/m)
LRB-A	133.18	116.86
LRB-B	116.85	103.63

### 6.2.3.7. Energía disipada por ciclo

Tabla 6.34. Energía Disipada por ciclo para el caso LRB

Tipo	EDC-D (ton*m)	EDC-M (ton*m)
LRB-A	3.78	6.42
LRB-B	3.08	5.22

### 6.2.3.8. Amortiguamiento efectivo

Tabla 6.35 Amortiguamiento efectivo para el caso LRB

Tipo	KeffD (%)	KeffM (%)
LRB-A	19.00	13.00
LRB-B	17.00	12.00

Se realiza el procedimiento similar al caso expuesto en el HDR, obteniendo:

**Rigidez efectiva:**

$$\sum(K_{effD}) = 2467.63 \frac{tn}{m}$$
$$\sum(K_{effM}) = 2178.50 \frac{tn}{m}$$

### Amortiguamiento Efectivo

Cuenta el aporte de los elementos en amortiguamiento y se obtiene usando la ecuación 6.23:

$$\beta_{effD} = 17.79 \%$$

$$\beta_{effM} = 12.32 \%$$

#### 6.2.4. Análisis Dinámico del aislador LRB:

Se realizó un análisis dinámico espectral haciendo uso del programa ETABS 2016, similar al caso expuesto con el aislador HDR. Obteniéndose:

**Tabla 6.36. Coeficiente de amortiguamiento horizontal para el caso LRB**

Tipo	Sismo de Diseño	Sismo Maximo
LRB-A	C=21.07 ton*seg/m	C=13.72 ton*seg/m
LRB-B	C=17.16 ton*seg/m	C=11.15 ton*seg/m

#### 6.3. Comparación y elección del sistema de aislamiento

En primera instancia, se puede apreciar que las características del aislador elastomérico HDR con las del núcleo de plomo LRB son muy parecidas. En cuanto a las características geométricas, análisis de resultados y costos directos.

No obstante, la principal diferencia que generó poder inclinarnos por uno en especial fue la cortante basal. En el edificio con aisladores HDR la cortante máxima resultó 382 Ton y en comparación al núcleo de plomo que fue de 367 ton (4.00% más en la dirección X) y para el caso del sismo en Y que fue 392 ton en el HDR, contra 370 ton para el núcleo de plomo (5.57% más en la dirección Y).

**Tabla 6.37. Comparación entre la cortante basal para el edificio con aislador HDR vs aislador con núcleo de plomo**

Tipo	LRB	HDR	%Reducción
Fy (ton)	367.4455	382.7746	4.17%
Fy (ton)	370.4231	392.2547	5.89%

Para el caso de las derivas entre piso, estas se encontraban dentro del límite permitido por la norma (3‰ – 4‰); no obstante, se tiene una deriva menor para el caso del LRB.

**Tabla 6.38. Comparación entre las derivas para el edificio con aislador HDR vs aislador con núcleo de plomo**

Derivas	LRB	HDR	%Reducción
Deriva X	0.002886	0.002952	2.30%

Asimismo, se compara tanto el máximo desplazamiento en la base como la máxima aceleración obtenida en los pisos superiores, en donde los valores difieren poco, pero con mayor incidencia del aislador HDR frente al LRB (Ver Tablas 6.39 y 6.40).

**Tabla 6.39. Comparación entre desplazamiento en la base para el edificio con aislador HDR vs aislador con núcleo de plomo LRB.**

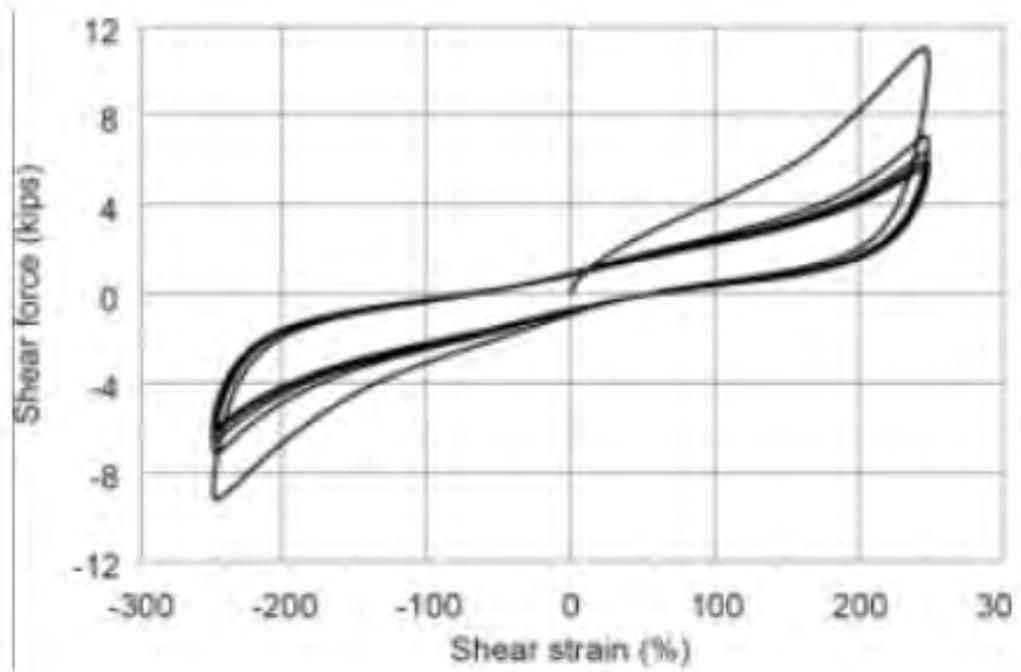
Desplazamientos en la Base	LRB	HDR	%Reducción
UX (m)	0.150290	0.170569	13.49%

**Tabla 6.40. Comparación entre la aceleración de pisos superiores para el edificio con aislador HDR vs aislador con núcleo de plomo LRB.**

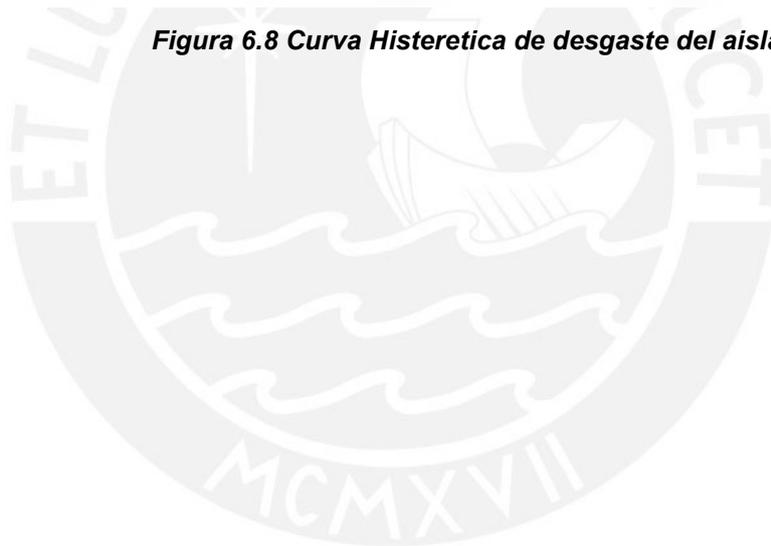
Aceleracion en los Pisos Superiores	LRB	HDR	%Reducción
UX (m/sec <sup>2</sup> )	0.207900	0.212682	2.30%
UY (m/sec <sup>2</sup> )	0.201000	0.207512	3.24%

Asimismo, también se puede elegir el mejor dispositivo en base al tipo de material en su composición. Por un lado, el aislador HDR está conformado por polímeros que al ser incluidos en el caucho le dan a este su nivel de amortiguamiento; sin embargo, el caucho con el paso del tiempo genera envejecimiento en el material lo que deriva en un posterior endurecimiento del mismo; este deterioro del material se ve reflejado en la curva histerética (Ver figura 6.8), la cual induce a una mayor fuerza de corte con el transcurrir del tiempo.

Por otro lado, el aislador LRB no tiene polímeros y el núcleo de plomo es lo que le da la capacidad de amortiguamiento o de disipación de energía. La ventaja de este sistema consiste en que al pasar los años la curva histerética será la misma. En otras palabras, estos tipos de sistemas son más estables que el aislador HDR, es decir, nos dará una curva predecible, ello se refleja en que todas las capas de caucho tienen una misma configuración en su deformación con la llegada del sismo. Es por ello que, teniendo esta consideración el tipo de material, y considerando los cálculos anteriores, se ha optado por el aislador LRB como el tipo de mecanismo a emplear en el sistema aislado.



**Figura 6.8 Curva Histeretica de desgaste del aislador HDR.**



## Capítulo 7: Diseño de la Estructura Aislada

### 7.1. Diseño de la Superestructura

Se parte de las siguientes consideraciones iniciales para el diseño:

**Del análisis estático se tiene:**

$$V = k_{eff} * Dd \dots \text{Ecuación 7.1}$$

Donde:

- $Dd$ : desplazamiento de diseño
- $K_{eff}$ : Rigidez efectiva a diseño del sistema de aislamiento

Reemplazando los valores obtenidos en el capítulo anterior, se tiene:

$$K_{eff} = 2467.63 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Dd = 0.191 \text{ m (Tabla 6.19)}$$

$$V = 2467.63 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 0.191 \text{ m} \rightarrow V = 471.3 \text{ ton}$$

Se toma el 90% $V = 424.20 \text{ ton}$  (Estructura Regular, E.030)

**Del análisis dinámico se tiene:**

- $V_x = 390.5 \text{ ton}$
- $V_y = 391.5 \text{ ton}$

**Fuerza Cortante Mínima:**

$$V = \frac{ZUCS}{R} P, \text{ donde el valor de } \frac{C}{R} \geq 0.125$$

Reemplazando:

$$V_{min} = 0.125 * 0.45 * 1 * 1 * 4396.66 = 247.3 \text{ ton}$$

**Factor de Escala:**

Dirección X:

$$F_x = \frac{V}{V_x} = 1.09 \dots \text{ecuación 7.2}$$

Dirección Y:

$$F_y = \frac{V}{V_y} = 1.08 \dots \text{ecuación 7.3}$$

### Factor de Reducción:

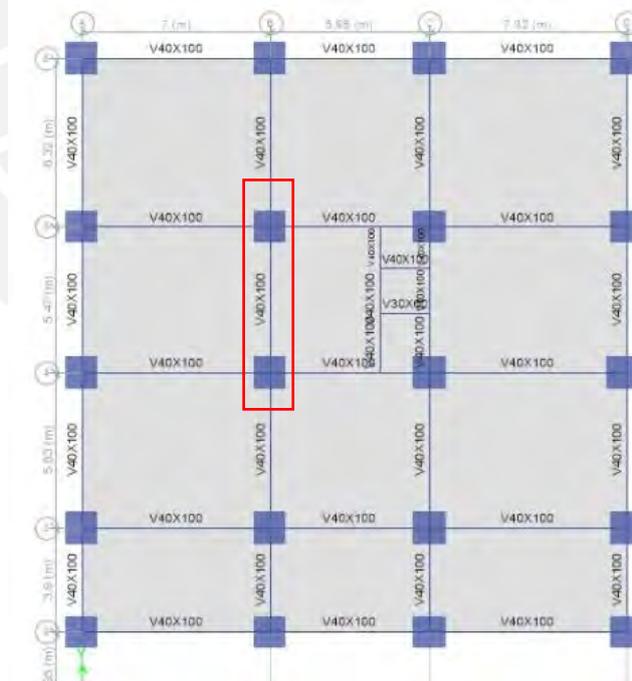
El factor de reducción<sup>20</sup> se basará en el tipo de sistema-resistencia fuerza sísmica utilizada para la estructura anterior del sistema de aislamiento y será de tres octavos del valor de R dada en la Tabla 12.2-1 (de dicha norma), con un valor máximo no mayor que 2,0 y un valor mínimo no inferior a 1,0.

Se tiene:  $1 < R = \frac{3}{8} * R1 < 2$ , donde un  $R1=8$  por ser un sistema de pórticos, por lo que nos quedaría  $R=3$ ; por ello se ha escogido  $R=2$ .

### 7.1.1. Diseño de Vigas

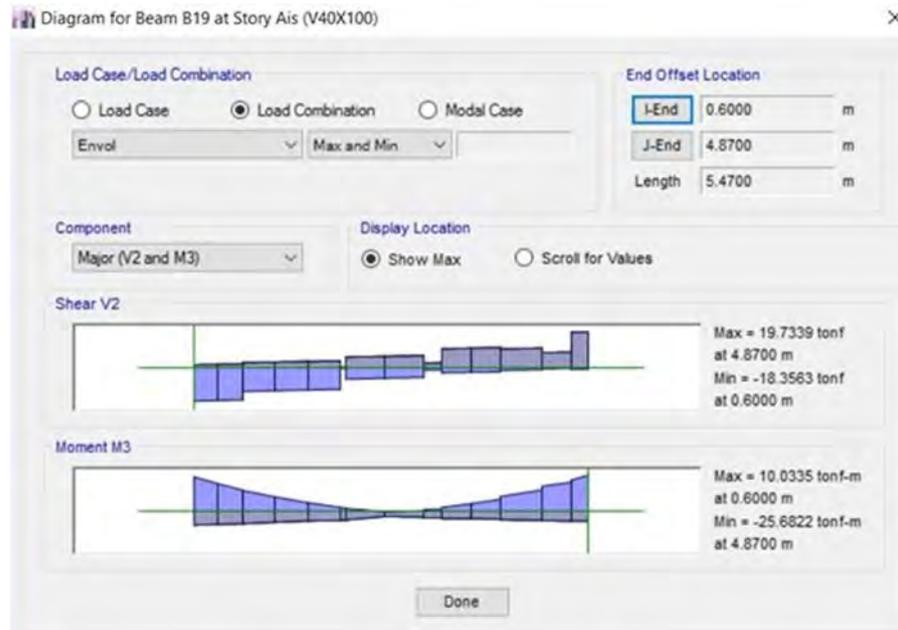
#### Diseño por flexión

Para el caso de vigas, se han diseñado dos (2) tipos. La primera interna ubicada sobre el sistema de aislamiento (entre los ejes 4 y 5 – Ver Figura 7.1). Usando la herramienta ETABS los momentos máximos de dicho tramo y considerando que las cargas fueron tomadas de la norma E-020 y las combinaciones de la norma E0.60 (similar a lo expuesto en el Capítulo 5), se tiene lo siguiente:



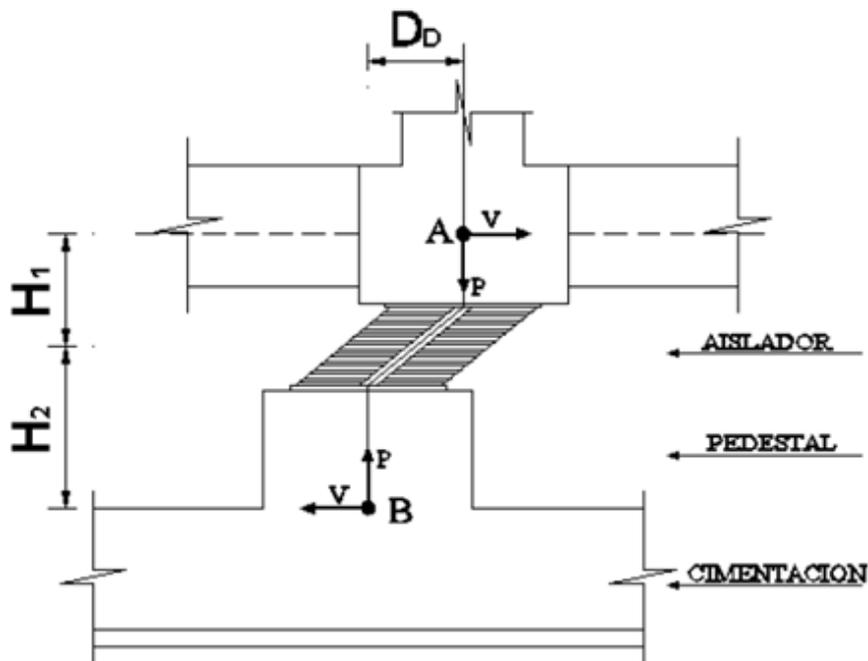
**Figura 7.1. Diseño en planta de Viga de 40 x 100 en piso técnico.**

<sup>20</sup> De acuerdo a la Norma ASCE 7-10.



**Figura 7.2.** Diagrama de momentos en el tramo de viga 40x100.

Finalmente, para el diseño se considera, lo siguiente:



**Figura 7.3.** Esquema de viga peraltada sobre el sistema de aislamiento

$$M_A = \frac{P * Dd}{2} + V * H1 \dots \text{ecuación 7.4}$$

Donde:

- $P$ = Carga Axial del aislador (fuerza ultima):  $P=653 \text{ ton}$
- $V$ = Fuerza de corte
- $H1$ =Altura entre el eje de la viga superior y el eje del aislador

$$H1 = 0.5 + 0.2 = 0.7 \text{ m}$$

De la ecuación 7.1, se obtiene:  $V = 133.18 * 0.191 = 25.43 \text{ ton}$

Reemplazando en la ecuación 7.4, se calcula el momento P-Delta:

$$M_A = 653 * \frac{0.191}{2} + 25.43 * 0.7$$

$$M_A = 80 \text{ ton} * \text{m}$$

Además, se obtiene el momento último como la suma del momento de la envolvente de la Figura 7.2 y el momento P-Delta, así se tiene lo siguiente:

$$Multimo = 80 + 25.68 = 105.7 \text{ ton} * \text{m}$$

**Tabla 7.1. Tabla de Diseño por flexión de Viga 40x100**

DATOS			
f'c(kg/cm <sup>2</sup> )	210	β1	0.85
fy(kg/cm <sup>2</sup> )	4200	φ	0.9
b(cm)	40	w	0.19
h(cm)	100	ρ	0.0095
d(cm)-2capas	91	As(cm <sup>2</sup> )	34.5
d'(cm)	6	Asmin	8.79
<b>Mu(tn-m)</b>	<b>105.4</b>	Asmax	58.01

De la tabla de diseño anterior, se concluye que el acero necesario para dicho tramo de viga será: *Acero necesario: 3 Ø 1" + 4 Ø 1"*

El acero a correr a todo lo largo es 3 Ø 1" y los bastones por momento negativo es 4 Ø 1" en los extremos superiores e inferiores.

### Diseño por Corte

Se tiene del análisis:  $Vu = 18.4 \text{ ton} * \text{m}$

**Tabla 7.2. Tabla de Diseño por corte de Viga 40x100**

DISEÑO CORTE					
Vc=0.53(f'c) <sup>0.5</sup> *bw*d- resistencia del concreto		Vs=Av*fy*t*d/s- Resistencia del acero		φVn=φ(vn+vs)	
f'c(kg/cm <sup>2</sup> )	210	S (cm)	25	φ	0.85
bw(cm)	40	As (cm <sup>2</sup> )	1.42		
d(cm)	91	fy(kg/cm <sup>2</sup> )	4200	φVn(tn)	39.73
Vc (tn)	27.96	Vs(tn)	21.7		

De la tabla de diseño anterior, se concluye que el acero necesario para dicho tramo de viga será: *Acero necesario: 1 Estribo de Ø 3/8": 1@0.05 + 20 @0.10, resto a @0.25*

Dicho estribo es por confinamiento de acuerdo a la norma E-060 2009.

Finalmente, se procede a diseñar el segundo tipo de viga, la cual está ubicada en los pisos superiores (Viga V-30X60, del eje 4, entre los ejes A y B del 2 do piso).



**Figura 7.4. Diseño en planta de Viga de 30x60 en pisos superiores.**

De la misma forma que para el caso anterior, se ha usado la herramienta ETABS para obtener los momentos últimos todo ello debido al análisis realizado por la combinación de cargas de las normas E020 y E060. Se tiene:

### Diseño por flexión

**Tabla 7.3. Tabla de Diseño por flexión de Viga 30x60cm**

DATOS			
$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210	$\beta_1$	0.85
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	$\phi$	0.9
b(cm)	30	w	0.25
h(cm)	60	$\rho$	0.0127
d(cm)-2capas	51	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	19.47
d'(cm)	6	$A_{smin}$	3.7
<b>Mu</b> (tn-m)	<b>31.9</b>	$A_{smax}$	24.38

De la tabla anterior, se concluye que el acero necesario para dicho tramo será: *Acero necesario: 2Ø 3/4" + 3 Ø 1"*

El acero a correr a todo lo largo es 2  $\varnothing 3/4"$  y los bastones por momento negativo es 3  $\varnothing 1"$  en los extremos superiores.

### 7.1.2. Diseño de columnas

Para el caso de las columnas se diseñan tanto una interior como exterior.

#### 7.1.2.1. Diseño de la columna interior

Columna del eje 5 y B, refuerzo y sección para el primer piso. Las cuantías de acero y secciones se reducen en los pisos superiores. Siguiendo los procedimientos descritos anteriormente y usando la herramienta ETABS se procede a obtener los momentos finales.



Figura 7.5. Diseño en planta de columna interior.

#### Diseño por flexo compresión

Se construye el diagrama de iteración con los siguientes datos:

Tabla 7.4. Tabla de diseño por flexo compresión de Columna 65x65 cm

DATOS	
Seccion	0.65 m x 0.65 m
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	210kg/cm <sup>2</sup>
Acero	16ø1"
Cuantía	1.92%
Puntos a evaluar:	
1.4CM+ 1.25CV	
P <sub>max</sub> =	546 tn
M <sub>max</sub> =	10 tn-m
1.25(CM+CV)+CS	
P <sub>max</sub> =	475 tn
M <sub>max</sub> =	47.5 tn-m
0.9CM-CS	
P <sub>max</sub> =	250 tn
M <sub>max</sub> =	43.4 tn-m

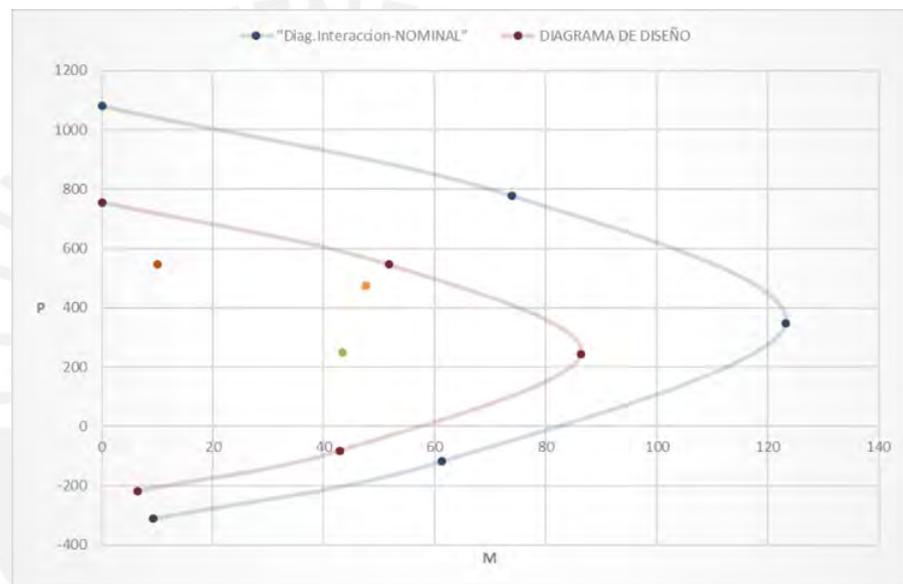


Figura 7.6. Diagrama de iteración de la columna interior.

### Diseño por Corte

Usando las ecuaciones descritas anteriormente, se tiene:

$$V_c = 0.53 * b * d * f'_c \frac{1}{2} = 27.96 \text{ ton}$$

$$V_s = A_s * f_y * \frac{d}{s} = 66.8 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se tiene: 3ø3/8", 1@0.05 + 10@0.15 + resto @0.25

### 7.1.2.2. Diseño de columna exterior

Columna del eje 4 y D, refuerzo para el primer piso. Siguiendo los procedimientos descritos anteriormente se obtienen los momentos finales:

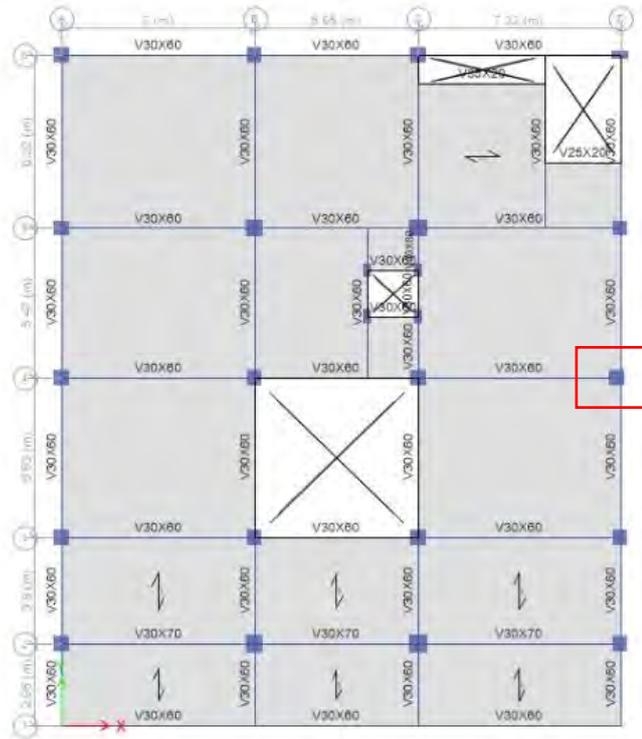


Figura 7.7. Diseño en planta de columna exterior.

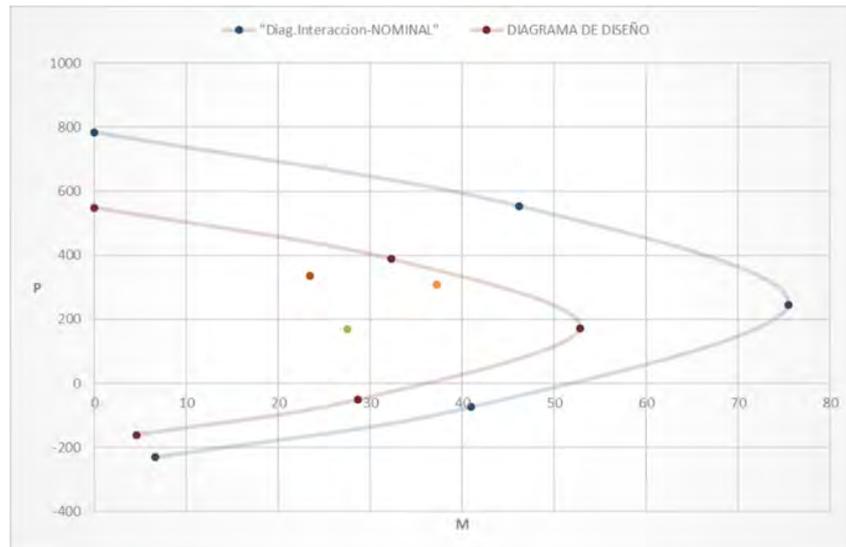
### Diseño por flexo compresión

Asimismo para el diseño por flexo compresión de la columna se dispone de los siguientes datos:

Tabla 7.5. Tabla de datos para el Diagrama de Iteración en columna exterior 55x55 cm.

DATOS	
Seccion	0.55m x 0.55m
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210 kg/cm <sup>2</sup>
Acero	12ø1"
Cuantía	2.01%
Puntos a evaluar:	
1.4CM + 1.25CV	
Pmax =	336.8 tn
Mmax =	23.4 tn.m
1.25(CM + CV) + CS	
Pmax =	307.90 tn
Mmax =	37.20 tn.m
0.9CM - CS	
Pmax =	169.0 tn
Mmax =	27.50 tn.m

Finalmente, se tiene que se procede a construir el diagrama de iteración respectivo:



**Figura 7.8. Diagrama de iteración de la columna exterior**

### Diseño por corte

$$V_c = 0.53 * b * d * f'c^{\frac{1}{2}} = 19.43 \text{ ton}$$

$$V_s = A_s * f_y * \frac{d}{s} = 54.87 \text{ ton}$$

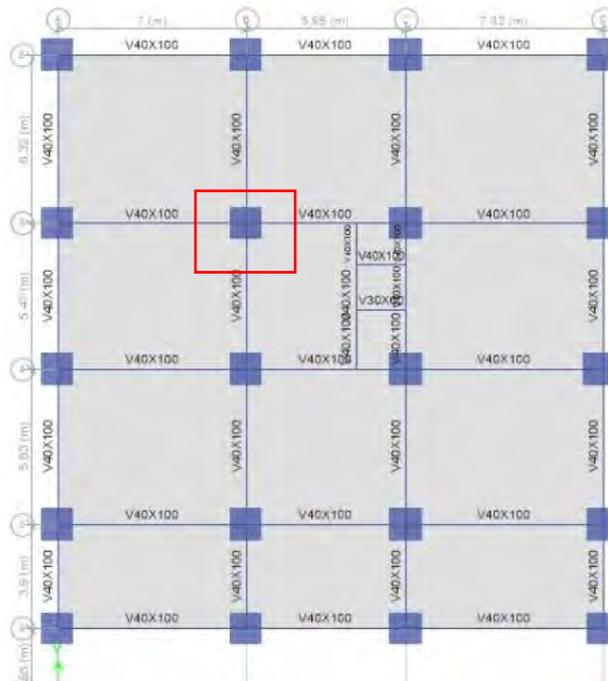
Por lo tanto, se tiene:  $3\phi 3/8", 1@0.05 + 10@0.15 + \text{resto } @0.25$

## 7.2. Diseño de la Subestructura

### 7.2.1. Diseño de pedestales:

Para nuestro caso en estudio, al no presentar sótanos, la parte inferior del aislador estará conectado directamente a la cimentación mediante un pedestal de concreto armado. Asimismo, es recomendable no diseñar el pedestal tan esbelto para que su respuesta no esté controlada por flexión. Para el diseño se toma el pedestal ubicado en la intersección de los ejes B y 5 (tal como se muestra en figura 7.9). Asimismo, de la figura 7.4 se tiene:

$$M_B = \frac{PD_D}{2} + V * H_2$$



**Figura 7.9. Diseño en planta de pedestal interior.**

### Diseño por flexión compresión

El diseño del pedestal por flexocompresión se realiza de forma similar a la de una columna, en la cual se calcula el diagrama de interacción y se verifica que las combinaciones de cargas se encuentren por debajo de las combinaciones de cargas de rotura.

Datos para el diagrama de iteración:

**Tabla 7.6. Tabla de datos para el diagrama de iteración para el pedestal**

DATOS	
Seccion	1.20mx1.20m
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	210kg/cm <sup>2</sup>
Acero	12Ø1"
Cuantía	2.01%
<b>Pu: carga axial última del aislador</b>	
<b>V: fuerza de corte</b>	
<b>V=keff*Dd</b>	
H2: altura entre la base del pedestal y eje del aislador	
H2=1.0+0.2=1.20m	
V=133.18*0.191=25.43 tn, para el aislador más rígido.	
Pu= 653 tn	
Ma=653*.191/2+25.43*1.20	
Ma=93.0 ton*m	

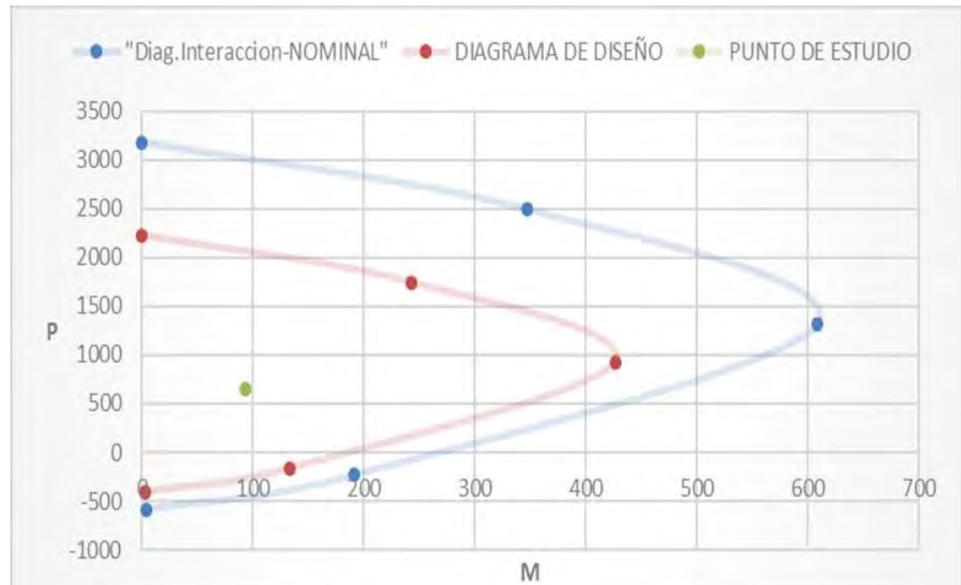


Figura 7.10. Diagrama de iteración del pedestal

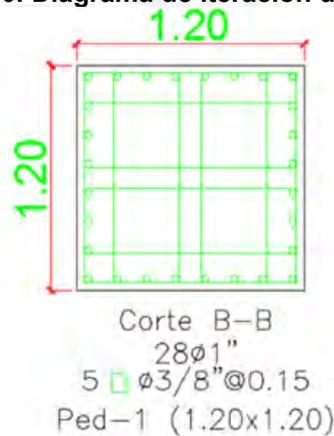


Figura 7.11. Diseño Pedestal

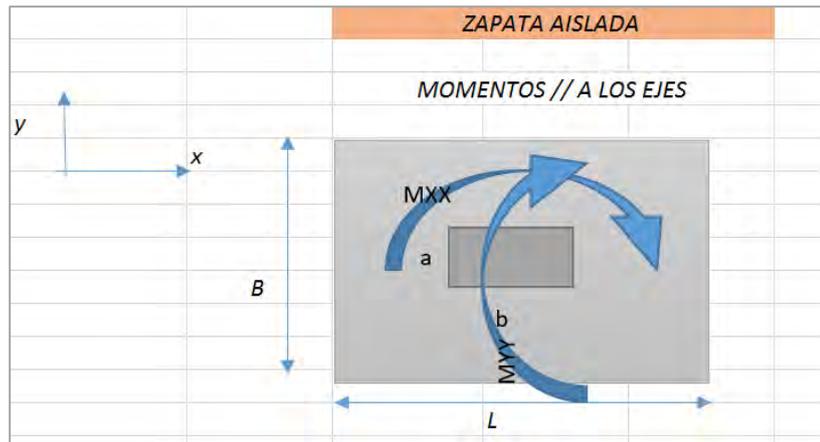
### Diseño por Corte

$$V_c = 0.53 * b * d * f'c^{1/2} = 107 \text{ tn}, V_s = A_s * f_y * \frac{d}{s} = 115.3 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se tiene: 5ø3/8", @0.15 cm.

### 7.2.2. Diseño de zapata

El diseño de las zapatas para la estructura aislada sigue el mismo procedimiento establecido en el Capítulo 5, con el diseño de la estructura de base fija. Sin embargo, se adicionó un momento debido al efecto P – delta que equivale al  $P \cdot \Delta / 2$  para las cimentaciones. En la Tabla 7.7, se presentan las características principales de una zapata del edificio aislado. A manera de ejemplo se diseñó la zapata de la intersección de los ejes B y 5.



**Figura 7.12. Diseño de Zapata Aislada.**

**Tabla 7.7. Tablas de solicitaciones sísmicas para el diseño de zapata**

DATOS		SOLICITACIONES		
a(m)	1.2	PM(tn)	305	
b(m)	1.2	PV(tn)	120	
qt(tn/m <sup>2</sup> )	52.8		// X-X	// Y-Y
Pp(%total)	15	MV(tn*m)	11.46	11.46
>qt(sismo)%	30	MM(tn*m)	29.13	29.13
f'c(kg/cm <sup>2</sup> )	210		SISMO X-X	SISMO Y-Y
fy(kg/cm <sup>2</sup> )	4200	PS(tn)	30	32
φ(CORTANTE)	0.85	MS(tn*m)	33.38	33.57
φ(FLEXION)	0.9			

Para el pre-dimensionamiento se trabajó con las cargas en servicio en la base del elemento y se estimó el peso de la zapata en un 5% más de las cargas en servicio (Tabla 7.8)

**Tabla 7.8. Tablas de pre-dimensionamiento de zapata aislada**

PREDIMENSIONAMIENTO		
Pt(tn)	488.75	
A(area)m <sup>2</sup>	9.257	
b-a	0	para volados iguales
L(m)	3.5	OK
B(m)	3.5	

Lo siguiente es verificar que la presión en el suelo ante cargas de servicio no exceda el  $q_{neta-adm}$  (Tabla 7.9). Asimismo, las combinaciones de carga para tal verificación se aprecian en la Tabla 7.10.

**Tabla 7.9. Tablas de verificación de presiones de la zapata aislada**

SIN SISMO				CON SISMO			
X-X	$\sigma x(+)$	45.58	OK	X-X	$\sigma x(+)$	52.7	OK
	$\sigma x(-)$	34.22	OK		$\sigma x(-)$	32	OK
Y-Y	$\sigma Y(+)$	45.58	OK	Y-Y	$\sigma Y(+)$	52.89	OK
	$\sigma Y(-)$	34.22	OK		$\sigma Y(-)$	32.13	OK
BIAXIAL				BIAXIAL			
	$\sigma YX$	51.26	OK	X-X	$\sigma x(+,+)$	58.38	OK
	$\sigma YX$	28.54	OK		$\sigma x(-,-)$	26.32	OK
	$\sigma YX$	39.9	OK		$\sigma x(-,+)$	37.68	OK
	$\sigma YX$	39.9	OK		$\sigma x(+,-)$	47.02	OK
				Y-Y	$\sigma Y(+,+)$	58.57	OK
					$\sigma Y(-,-)$	26.45	OK
					$\sigma Y(-,+)$	47.21	OK
					$\sigma Y(+,-)$	37.81	OK

**Tabla 7.10. Tabla para el cálculo del esfuerzo ultimo para distintas combinaciones**

Cálculo de $\sigma$						
COMBINACION	X-X			Y-Y		
1.4CM+1.7CV	Pu	631		Pu	631	
	Mu	60.2605		Mu	65.56075	
	(+)	(-)		(+)	(-)	
	$\sigma$	59.94	43.08	$\sigma$	60.68	42.34
1.25(CM+CV)+CS	Pu	561.25		Pu	563.25	
	Mu	84.115375		Mu	84.306375	
	(+)	(-)		(+)	(-)	
	$\sigma$	57.59	57.59	$\sigma$	57.78	57.78
1.25(CM+CV)-CS	Pu	501.25		Pu	499.25	
	Mu	17.353375		Mu	17.162375	
	(+)	(-)		(+)	(-)	
	$\sigma$	43.35	38.49	$\sigma$	43.16	38.35
0.9*CM+CS	Pu	304.5		Pu	306.5	
	Mu	59.59575		Mu	59.78675	
	(+)	(-)		(+)	(-)	
	$\sigma$	33.2	16.52	$\sigma$	33.39	16.65
0.9*CM-CS	Pu	244.5		Pu	242.5	
	Mu	-7.16625		Mu	-7.35725	
	(+)	(-)		(+)	(-)	
	$\sigma$	18.96	20.96	$\sigma$	18.77	20.83
	$\sigma(\text{tn/m}^2)$	60.68		respuesta del suelo		

Dado que todos los valores están por debajo del esfuerzo admisible, esto quiere decir que las dimensiones de las zapatas si son las adecuadas. Ahora, se escoge el mayor valor de esfuerzo “59.94 Ton/m<sup>2</sup>” y se multiplica por el factor 1.25 para realizar el diseño por flexión y verificación por cortante y punzonamiento, tal y como se aprecia en la Tabla 7.11.

**Tabla 7.11. Tabla de verificación de cortante y punzonamiento**

Punzonamiento		Cortante	
D(m)	0.6	D(m)	0.6
At(m <sup>2</sup> )	12.25	Vu	33.38
Ao(m <sup>2</sup> )	3.24	$\phi Vc$	39.17
Vu	546.77	CONDICION	OK
$\phi Vc$	564.05		
CONDICION	OK		

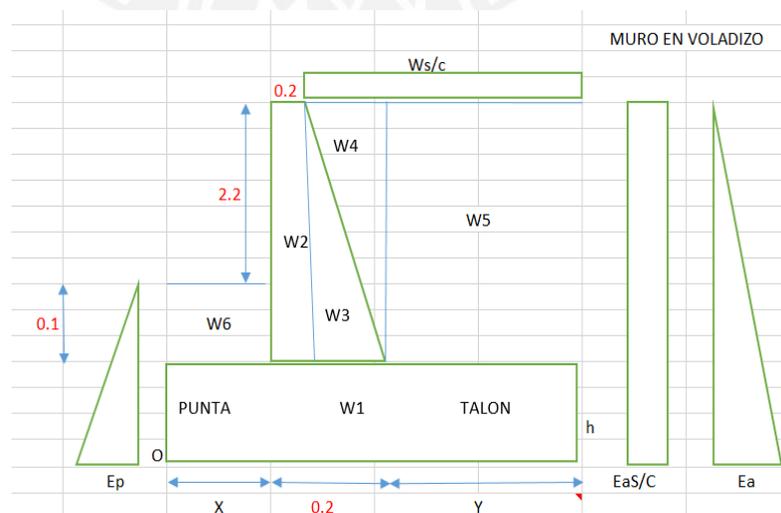
**Tabla 7.12. Tabla de Resultados Finales para Zapata aislada.**

RESULTADOS FINALES	
L(m)	3.5
B(m)	3.5
H(m)	0.7
$\phi$ (plg)	1"
S(cm)	20

### 7.3. Diseño de muro de contención

El muro de contención fue diseñado debido a que, pese a no tener sótanos, para el caso aislamiento, si es necesario contar con un semisótano por inspección. Estos muros son estructuras que sirven para contener el terreno u otro material en desnivel y se diseñan con el objetivo de resistir el empuje del suelo y las cargas verticales y horizontales provenientes de la superestructura.

En la figura 7.18 se presenta el diagrama de fuerzas involucradas para el diseño del muro



**Figura 7.13. Diagramas para el diseño de muro de contención**

El diseño se inicia con la selección de dimensiones tentativas, las cuales se analizan por requerimientos de estabilidad y estructurales, revisándose luego las dimensiones. Este es un proceso de iteraciones sucesivas, que se optimiza mediante programas de cómputo.

Para el cálculo del empuje activo se empleará la teoría de Coulomb y Rankine<sup>21</sup>. Para efectos de la tesis se considera un ángulo de fricción interna de  $\phi=30^\circ$  y un peso específico del terreno igual a  $\gamma = 2,150 \text{ kg/m}^3$ .

Las siguientes tablas muestran el proceso desde los datos necesarios (Tabla 7.12) hasta la verificación por punzonamiento (Tabla 7.13), volteo (Tabla 7.14) y hundimiento (Tabla 7.15).

**Tabla 7.13. Tabla de datos para el diseño de muro de contención**

DATOS			
h(m)	0.5	Y concreto(tn/m <sup>3</sup> )	2.4
Ka	0.27	X(m)	<b>0.4</b>
Kp	3.35	Y(m)	<b>0.8</b>
$\mu$	0.35	Fs(deslizamiento)	1.25
qt(tn/m <sup>2</sup> )	52.8	Fs(volteo)	1.5
S/C(tn/m <sup>2</sup> )	0.25	f'c(kg/cm <sup>2</sup> )	210
Y suelo(tn/m <sup>3</sup> )	2.15	fy(kg/cm <sup>2</sup> )	4200

**Tabla 7.14. Tabla de verificación por deslizamiento**

VERIFICACION POR DESLIZAMIENTO			
$F_{resistente}$	$F_r(\mu \cdot N) + E_p$	3.76	
$F_{actuante}$	$E_a + E_{as}/c$	2.46	
	$F_{resi}/F_{act}$	1.52	OK

**Tabla 7.15. Tabla de verificación por volteo**

VERIFICACION POR VOLTEO			
$M_{resistente}$	$\Sigma M_{wi} + M_{Ep}$	6.2	
$M_{actuante}$	$M_{Ea} + M_{eas}/$	2.4	
	$M_{resi}/M_{act}$	2.6	OK

**Tabla 7.16. Tabla de verificación por hundimiento**

VERIFICACION DE HUNDIMIENTO						
$\Sigma M$	3.8	$e'$	0.54	$\sigma (+)$	8.53	<b>OK</b>
$\Sigma P$	7.03	$e$	0.16	$\sigma (-)$	1.51	<b>OK</b>

<sup>21</sup> Muros de Contención y de Sótano (Jesús López, Luis López, Amparo Moreno).

Para el diseño, se ha procedido a dividir el cuerpo en varias zonas horizontales para obtener los momentos de flexión longitudinales. Luego se ha dividido la losa del talón en varias franjas longitudinales para luego usar los diagramas de presión y las ecuaciones de momento para obtener los momentos de flexión longitudinales.

**Tabla 7.17. Tabla de diseño de punta y talón**

DISEÑO DE PUNTA			DISEÑO DE TALON		
FLEXION			FLEXION		
$\phi$	0.9		$\phi$	0.9	
Mu(tn.m)	0.85		Mu(tn.m)	1.98	
b(cm)	100		b(cm)	100	
d(cm)	40		d(cm)	40	
As(cm <sup>2</sup> )	0.56		As(cm <sup>2</sup> )	1.31	
As min(cm <sup>2</sup> )	4.5		As min(cm <sup>2</sup> )	4.5	
As correr	4.5		As correr	4.5	
$\phi$ (plg)	1/2"	1.27	$\phi$ (plg)	1/2"	1.27
S(cm)	20	OK	S(cm)	20	OK
CORTANTE			CORTANTE		
$\phi$	0.85		$\phi$	0.85	
Vu(tn)	3.98		Vu(tn)	3.9	
$\phi$ *Vc(tn)	26.11	OK	$\phi$ *Vc(tn)	26.11	OK

#### **Diseño de muro:**

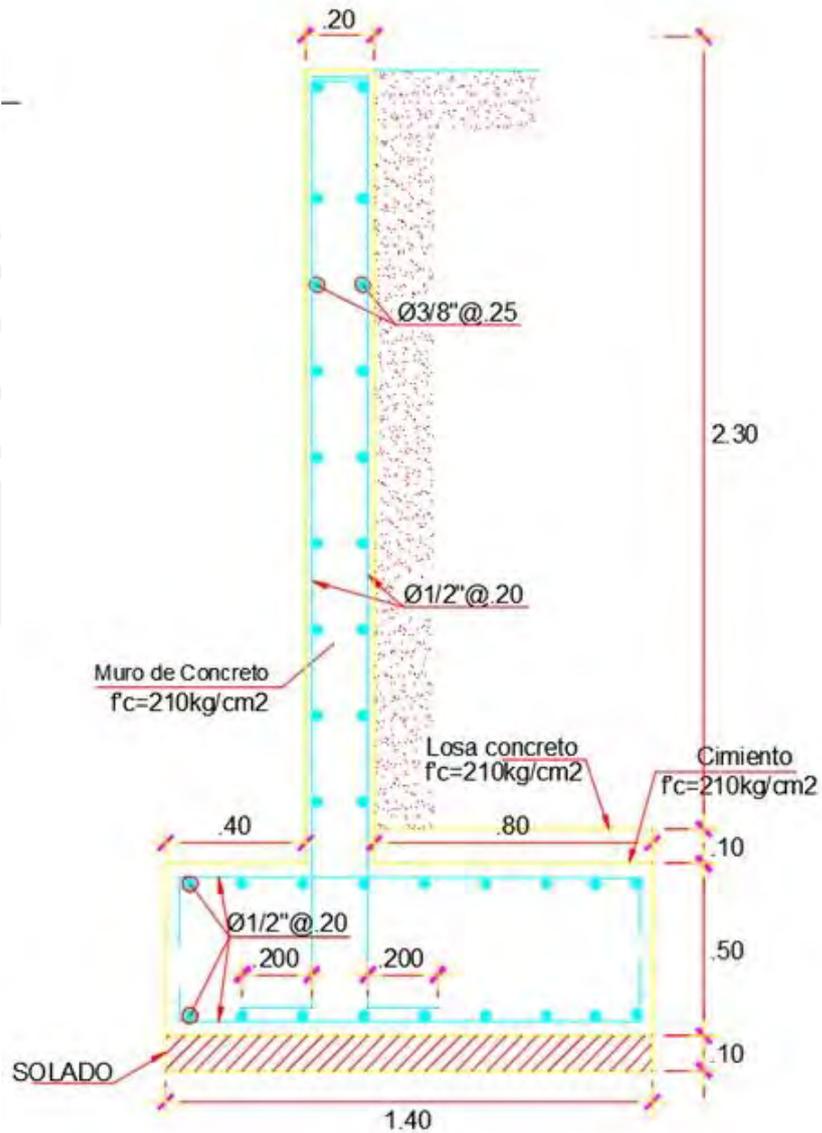
Finalmente, se diseña el muro tanto por flexión, cortante y temperatura. Para el cálculo por flexión, se tiene un momento máximo de 1.95 ton\*m. Este valor fue obtenido de la resistencia de materiales, considerando una distribución triangular de presiones.

Para el refuerzo horizontal se respetará la cuantía mínima exigida por la Norma Peruana, es decir,  $p_h = 0.0020$ ; con esto se tendrá:  $A_s = 0.0020 (100 \cdot 25) = 5.0$  cm<sup>2</sup>. Ello se cumple colocando  $3/8" \phi @ .25$ .

La resistencia a cortante de los muros de sótano está dada únicamente por el aporte del concreto, la cual se verifica en la tabla 7.18. Del análisis estructural, se tiene que el cortante máximo se da en la base del muro, con un valor igual a 2.41 Ton. Se puede apreciar que  $V_u < \phi V_n$ . Lo que verifica este requisito.

**Tabla 7.18. Tabla de diseño de muro**

DISEÑO DE MURO							
FLEXION			TEMPERATURA			CORTANTE	
$\phi$	0.9		VERTICAL			$\phi$	0.85
Mu(tn.m)	1.95		As correr	0.975			
b(cm)	100		$\phi$ (plg)	3/8"	0.71	Vu(tn)	2.41
d(cm)	13		S(cm)	25	OK		
As(cm <sup>2</sup> )	4.13		HORIZONTAL				
As min(cm <sup>2</sup> )	3.14		As correr	1.3		S(cm)	8.49
As correr	4.13		$\phi$ (plg)	3/8"	0.71		
$\phi$ (plg)	1/2"	1.27	S(cm)	25	OK	8.49	OK
S(cm)	20	OK					



**Figura 7.14. Diseño de muro de contención.**

#### 7.4. Diseño de Pórticos del Ascensor:

Como primera alternativa se planteó el uso placas como forma de estructurar el ascensor del sistema aislado. Sin embargo, se concluyó que estos afectan a los aisladores del costado (Ver Figura 7.15), generando tracción en los dispositivos (los aisladores sísmicos no soportan esfuerzos de tracción), dichas fuerzas están alrededor de 70 ton.

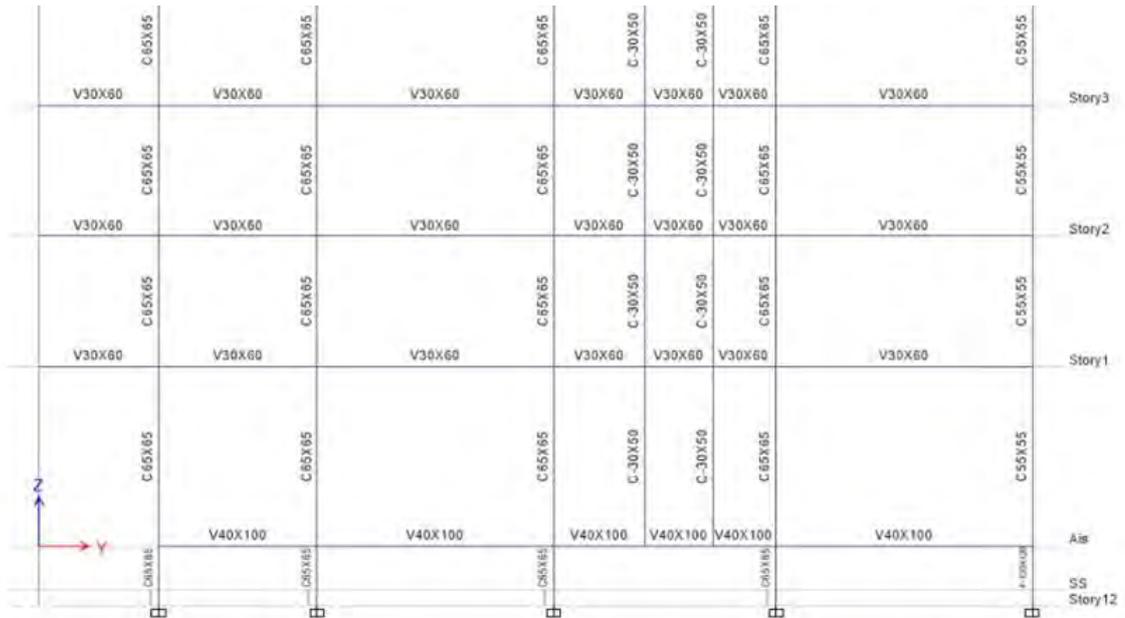
Por lo tanto, se llegó a la conclusión de estructurar el sistema aislado del ascensor con tabiquería separada del pórtico, el cual se debe diseñar solo para resistir fuerza de volteo en la dirección más desfavorable. Asimismo, esta solución planteada se ha realizado en todos los proyectos reales aislados con ascensores, los cuales no requieren de un análisis especial dado que la fuerza y aceleración son menores debido al aislamiento.



**Figura 7.15. Caso de Estructuración del Ascensor con Placas.**

Como se aprecia en la figura no es necesario incorporar aisladores sísmicos en el ascensor, sin embargo, se realizó la estructuración del mismo incluyendo columnas de 30x50 cm formando un pórtico con las vigas del ascensor y dentro de ellos un tabique de albañilería de 15cm de espesor y altura de 2.65 (según el modelo), el cual tiene un peso de:  $1.8 \times 0.15 \times 2.65 = 0.72$  ton/m.

Asimismo, se modifican las vigas del piso técnico, las cuales ahora son de 40x100, como el resto de vigas, dado que soportan la carga puntual de las columnas de 30x50.



**Figura 7.16. Distribución de cargas por parte de las columnetas.**

**Diseño de Elementos No estructurales:**

Estos se deben diseñar para resistir una fuerza sísmica horizontal “F”, asociada a su peso “Pe”, cuya resultante se aplica al centro de masa del elemento:

$$F = \frac{ai'}{g} * C1 * Pe$$

**Donde:**

ai: aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural esta soportado o anclado al sistema estructural de la edificación, **obtenido mediante un análisis dinámico.**

F= Fuerza lateral en el nivel donde se apoya o se ancla el elemento no estructural.

En base a lo anterior expuesto tenemos:

C1=2 (Para muros y tabiques dentro de una edificación)

La altura entre piso: 3.25 m-0.6-0.15=2.50 m

Pe=1.8\*1.6\*0.15\*2.50=1.08 Ton

a= 1.275 m/s<sup>2</sup> (aceleración máxima del edificio aislado en el piso superior)

$$F = \frac{ai'}{g} * C1 * Pe$$

$$F = \frac{1.275'}{9.81} * 2 * Pe$$

$$F = 0.25Pe$$

Asimismo, según la Norma E030-2016, los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura deberán diseñarse para soportar una fuerza mínima de:

$$F_{min} = 0.5 * Z * U * S * Pe$$

$$F_{min} = 0.5 * 0.45 * 1 * 1 * Pe$$

$$F_{min} = 0.23Pe$$

*Por lo tanto, concluimos que dicha fuerza lateral cumple con los requisitos mínimos exigidos por la Norma.*

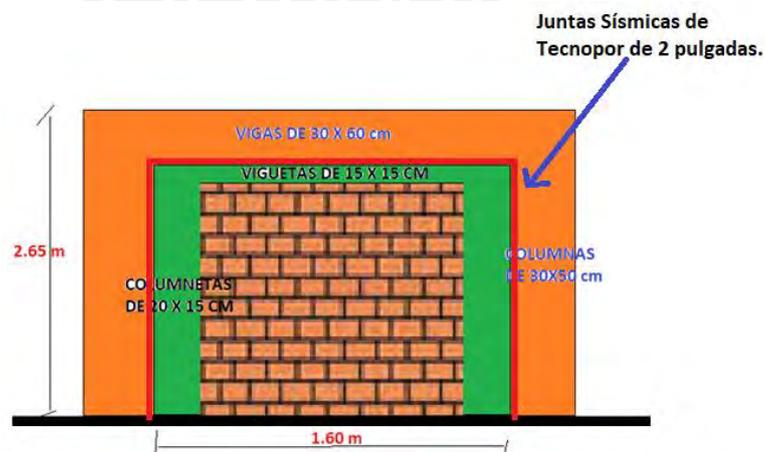
Asimismo, se verifica el momento sísmico dado por la Norma e030 con los valores de momento actuante ocurridos para el modelo de base aislada. Es decir, con las aceleraciones obtenidas para los pisos 1, 5 y 10, y con el valor de la masa del tabique obtenemos una fuerza lateral equivalente en dichos pisos y con ello calculamos el momento actuante (Ver tabla 7.19). Estos valores se comparan con el momento sísmico establecido en la Norma E030-2006 (Acápites 6.3):

$$M = 0.25 * 1.08 * 1.25 = 0.272 \text{ ton} * m$$

**Tabla 7.19. Momentos Actuantes en la tabiquería.**

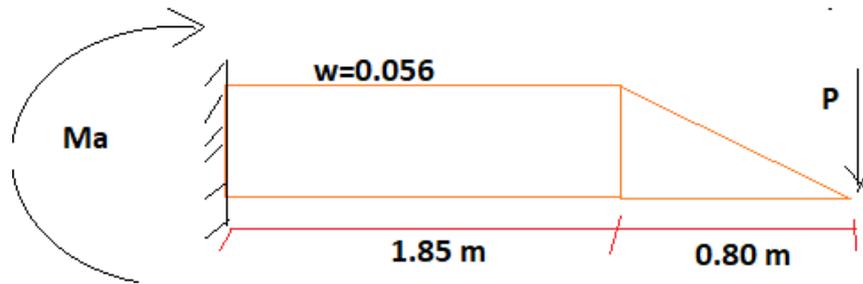
Nivel	Dirección	Aceleración (m/seg <sup>2</sup> )	Masa de la Tabiquería (Ton*seg <sup>2</sup> /m)	Fuerza Lateral (Ton)	Altura (m)	Momento Actuante (Ton*m)
Piso 10	X	1.2753	0.11	0.1403	1.2500	0.1754
Piso 5	X	0.9810	0.11	0.1079	1.2500	0.1349
Piso 1	X	0.9810	0.11	0.1079	1.2500	0.1349

Asimismo, se muestra en la figura 7.17 una elevación de la tabiquería analizada. En base a ello se verificará el volteo del mismo en la dirección más desfavorable.



**Figura 7.17. Detalle Del Muro de Albañilería aislado del Pórtico**

**Análisis de Columnetas:**



**Equilibrio Estático:**

$$W=0.007*9.81$$

$$W=0.056 \text{ ton/m}$$

$$P=0.07*0.8*1.6/2*1/2$$

$$P=0.022 \text{ ton}$$

$$Ma = 0.22*2.65 + 0.056*1.85*1.85/2 + 0.056*0.8/2*(0.8/3 + 1.85)$$

$$Ma = 0.2 \text{ ton} * m$$

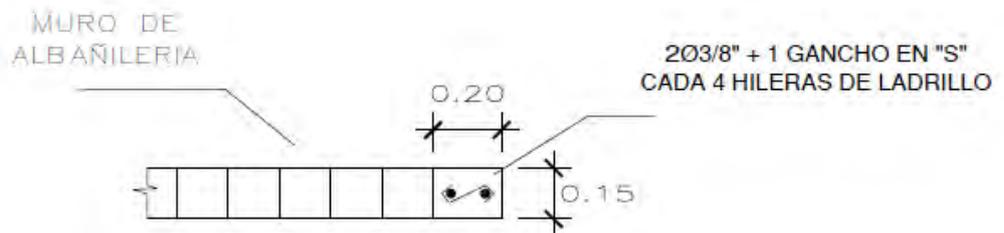
**Verificación de esfuerzos admisibles:**

La verificación se realizó por esfuerzos admisibles por tracción según E070-2006 (Acápites 29.8)

$$f_t = 0.15 \text{ Mpa} \left( 15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\text{Presión} = 0.07 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \leq \frac{15 \text{ton}}{\text{m}^2} \dots \text{CUMPLE}$$

**Recomendación en el armado de columnetas: Solo se ponen ganchos de  $\Phi 3/8''$  @ 4 hileras de ladrillos.**



**Figura 7.18. Detalle de refuerzo en columneta de amarre en muros de albañilería**

## Capítulo 8: Análisis comparativo en la respuesta de ambos modelos estructurales y los costos directos

### 8.1. Participación modal

El modo fundamental para la estructura con base fija se da en la dirección X con un porcentaje del 69.57% de la masa total de la estructura. El segundo modo se da en la dirección Y, con un 64.74% de la masa total de la misma. Finalmente, el tercer modo se da en la rotación en Z con un 60.83% de la participación total. Asimismo, se tiene los mismos resultados en cuanto a la importancia de modos para la estructura aislada (Ver Tabla 8.1).

Como se ha mencionado en el extracto de la norma E030 2016-4.6.1, resulta necesario considerar una suma de masa efectiva por lo menos del 90%. En el caso del modelo de base fija se llega a dicho valor: en la dirección X el modo 17, en la dirección Y el modo 55; mientras que, para la rotación en Z en el modo 60. Ello no sucede en el caso del modelo aislado donde la verificación de la suma de masas efectivas se da en los primeros tres (3) modos (Ver Tabla 8.2)

**Tabla 8.1. Porcentaje de participación de masa para los primeros 10 modos de vibración**

Modos	MODELO BASE FIJA			MODELO BASE AISLADA		
	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	72.67%	0.03%	0.85%	96.65%	0.20%	1.63%
2	0.00%	69.30%	1.12%	0.24%	98.27%	0.12%
3	0.49%	1.41%	68.95%	1.54%	0.17%	96.99%
4	14.10%	0.02%	0.32%	1.42%	0.00%	0.06%
5	0.16%	15.16%	0.89%	0.00%	1.26%	0.00%
6	0.76%	1.17%	14.95%	0.02%	0.00%	1.08%
7	0.06%	0.29%	0.04%	0.11%	0.00%	0.00%
8	0.00%	0.01%	0.02%	0.00%	0.09%	0.00%
9	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.09%
10	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

**Tabla 8.2. Sumatoria de masas efectivas**

Modos	MODELO BASE FIJA			Modos	MODELO BASE AISLADA		
	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma UZ$		$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma UZ$
15	90.72%			1	96.65%		
35		90.20%		2		98.47%	
40			90.02%	3			98.74%

El periodo de la estructura aislada es de **3.054 seg**; mientras que, el periodo de la estructura de base fija es de **1.002 seg**; es decir, alrededor del triple del periodo en la estructura con aisladores de núcleo de plomo.

**Tabla 8.3. Periodos de la Estructura de Base Fija y Aislada.**

	MODELO BASE FIJA		MODELO BASE AISLADA	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
<b>PERIODOS</b>	1.002	0.746	3.054	3.022

## 8.2. Aceleración en el piso superior

### 8.2.1. Comparación de la aceleración del piso superior para el edificio fijo y el edificio aislado.

**Tabla 8.4. Comparación de las aceleraciones del edificio de base fija vs aislado en la dirección X e Y**

	Modelo Base Fija		Modelo Base Aislada	
	Aceleraciones (en función de g)			
Pisos	UXX	UYX	UXX	UYX
10	1.29	1.23	0.13	0.12
9	0.89	0.93	0.12	0.11
8	0.68	0.74	0.11	0.10
7	0.71	0.68	0.10	0.10
6	0.78	0.73	0.10	0.10
5	0.82	0.80	0.10	0.09
4	0.84	0.78	0.10	0.09
3	0.81	0.66	0.10	0.09
2	0.63	0.45	0.10	0.09
1	0.32	0.22	0.10	0.10
Base	0.45	0.45	0.11	0.11

Según la Tabla 8.4, para la dirección X una aceleración máxima de  $2.112 \cdot R / g = 1.29 \text{ g.}$ ; mientras que, para el caso aislado una aceleración máxima de  $0.2079 \cdot R / g = 0.13 \text{ g.}$  Para estos sismos, el suelo acelera  $0.45\text{g}$ ; por lo que, para la estructura con base fija se incrementa en 2.86 y para el caso aislado se reduce en 3.75 veces (la cuarta parte).

Ello es importante dado que una menor aceleración evita pérdidas en la parte no estructural (mobiliarios). Asimismo, este análisis también se refleja en cuanto al periodo de la estructura, a mayor periodo de la estructura, menor será la aceleración y, por ende, menor el conjunto de

fuerzas con las que se diseñará la estructura (ello debido al espectro de aceleraciones de la norma peruana).

Asimismo, según la misma tabla, para la dirección Y, una aceleración máxima de  $2.0105 \cdot R / g = 1.23 \text{ g}$ ; mientras que, para el caso aislado, una aceleración máxima de  $0.201 \cdot R / g = 0.12 \text{ g}$ . Para estos sismos, el suelo acelera  $0.45 \text{ g}$ ; por lo que, para la estructura con base fija se incrementa en 2.73 y para el caso aislado se reduce en 3.75 veces (la cuarta parte, similar al caso en X).

### 8.2.2. Promedio de reducción de la aceleración del piso superior del edificio fijo vs edificio aislado

**Tabla 8.5. Reducción de la aceleración del piso superior del edificio fijo vs edificio aislado en dirección X e Y**

Nivel	Modelo Base Fija	Modelo Base Aislada	%De Reducción en la Azotea
	Dirección X-X		
Piso 10	m/seg <sup>2</sup>	m/seg <sup>2</sup>	
	12.6549	1.2753	89.92%
	Dirección Y-Y		
	m/seg <sup>2</sup>	m/seg <sup>2</sup>	
	12.0663	1.1772	90.24%

Como se aprecia en la tabla anterior, el porcentaje de la reducción de la aceleración de los pisos superiores se ha visto favorecido con el empleo de los aisladores sísmicos, reduciéndose alrededor del 90%.

### 8.3. Cortante basal

Para el máximo sismo en la dirección X e Y:

Tabla 8.6. Cuadro comparativo de fuerza cortante para el edificio fijo vs aislado con el máximo sismo en la dirección X e Y

Pisos	Modelo Base Fija (R=6)		Modelo Base Aislada (R=1)	
	Vxx (Ton)	Vyy (Ton)	Vxx (Ton)	Vyy (Ton)
Story10	54.23	60.80	6.71	6.68
Story9	105.47	124.22	14.00	13.97
Story8	138.84	171.18	20.61	20.62
Story7	161.97	206.14	26.58	26.63
Story6	181.43	234.81	32.04	32.13
Story5	200.61	261.84	37.13	37.26
Story4	220.85	288.23	41.90	42.11
Story3	241.44	311.25	46.42	46.70
Story2	258.85	327.50	50.73	51.08
Story1	268.72	335.52	55.03	55.51
Base	269.30	335.97	61.10	61.74

En la Tabla 8.6, se aprecia que la máxima fuerza cortante en la base del edificio fijo utilizando el máximo sismo en la dirección X es de 269.30 Ton y para el edificio aislado es de 61.10 Ton. Concluyéndose que la máxima fuerza cortante en la base del edificio fijo se reduce un 77% al utilizar los aisladores de núcleo de plomo para el máximo sismo en la dirección X.

Asimismo, la máxima fuerza cortante en la base del edificio fijo, usando el máximo sismo en la dirección Y, es de 335.97 Ton y para el edificio aislado es de 61.74 Ton. Concluyéndose que la máxima fuerza cortante en la base del edificio fijo se reduce 82% al utilizar los aisladores de núcleo de plomo para el máximo sismo en la dirección Y.

### 8.4. Derivas de los modelos

Las derivas resultantes de la aplicación del sismo de diseño (100% en la dirección de interés y 30% en la dirección perpendicular simultáneamente). Se muestran las derivas para las direcciones X e Y.

**Tabla 8.7. Cuadro comparativo entre las derivas dinámicas de entrepiso en la estructura con y sin aislamiento y su reducción.**

Pisos	Derivas X-X ( $\Delta_i/h_i$ )			Derivas Y-Y ( $\Delta_i/h_i$ )		
	Modelo Base Fija (‰)	Modelo Base Aislada (‰)	%De Reducción (%)	Modelo Base Fija (‰)	Modelo Base Aislada (‰)	%De Reducción (%)
Story10	3.501	0.550	84.29%	3.357	0.540	83.91%
Story9	3.942	0.910	76.92%	3.483	0.840	75.88%
Story8	4.356	1.260	71.07%	3.591	1.140	68.25%
Story7	4.698	1.590	66.16%	3.654	1.410	61.41%
Story6	4.941	1.890	61.75%	3.645	1.660	54.46%
Story5	5.063	2.160	57.33%	3.533	1.890	46.50%
Story4	5.000	2.420	51.60%	3.281	2.100	35.99%
Story3	4.653	2.650	43.05%	2.858	2.290	19.86%
Story2	3.884	2.890	25.58%	2.840	2.510	11.62%
Story1	3.605	2.700	25.10%	2.815	2.580	8.35%

En la Tabla 8.7, se advierte que la máxima deriva de piso para el edificio de base fija en la dirección X es 5.063‰ (nivel 5) y para el edificio aislado de 2.890‰ (nivel 2). Asimismo, la reducción máxima de deriva se da en el nivel 10 con un 84.29%.

Asimismo, en la misma tabla se aprecia que la máxima deriva de piso en la dirección Y para el edificio de base fija es 3.654‰ (nivel 7) y para el edificio aislado de 2.580‰ (nivel 1). Asimismo, se concluye que la reducción máxima de deriva se da en el nivel 10 con un 83.91%.

Como se detalla líneas arriba la deriva máxima de la estructura con base fija es de 5.063‰, por debajo de tolerancia de la norma de 7.00‰. Esto implica que es considerablemente rígida. Así también, la deriva máxima de la estructura aislada es de 2.890‰, por debajo del límite de 3-4‰<sup>22</sup>.

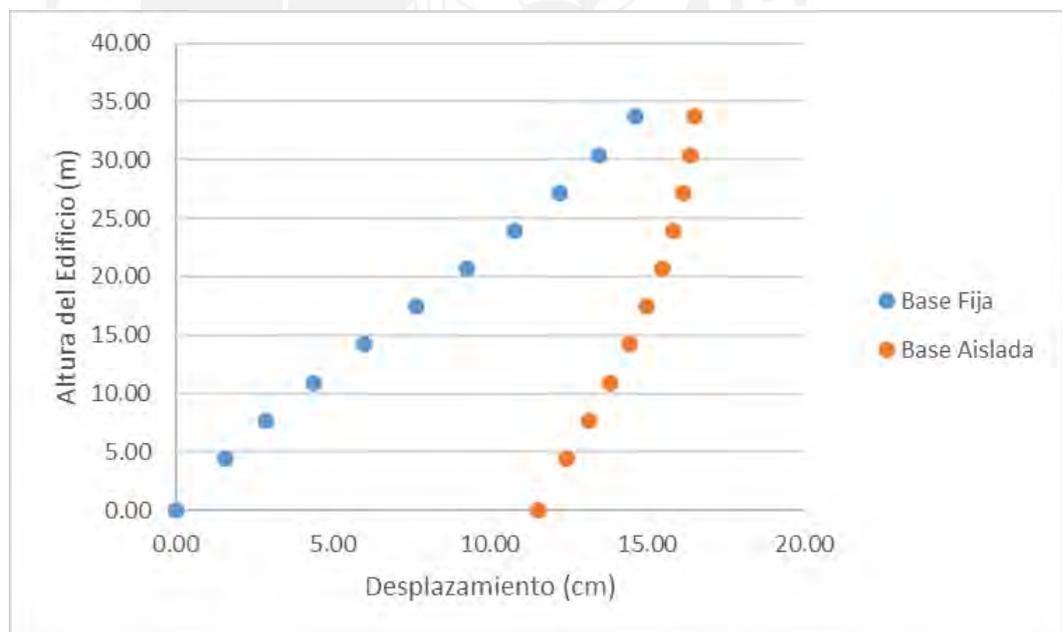
<sup>22</sup> Establecido por HAZUS

## 8.5. Desplazamientos máximos

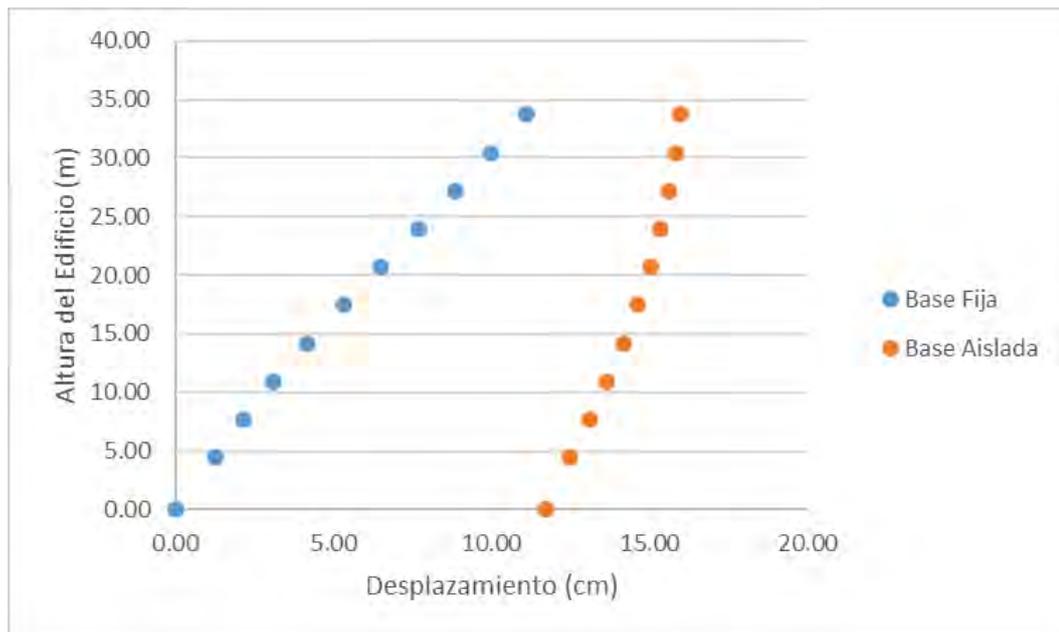
### Sismo en la Dirección X-X

**Tabla 8.8. Desplazamientos máximos de los centros de masa de los diafragmas para el Sismo de diseño en las direcciones X-X e Y-Y (m)**

Pisos	Modelo Base Fija (R=6)		Modelo Base Aislada (R=1)	
	Max. Desplazamiento X (cm)	Max. Desplazamiento Y (cm)	Max. Desplazamiento X (cm)	Max. Desplazamiento Y (cm)
Piso 10	14.62	11.08	16.50	15.95
Piso 9	13.48	9.99	16.36	15.82
Piso 8	12.20	8.86	16.14	15.62
Piso 7	10.78	7.69	15.84	15.35
Piso 6	9.25	6.50	15.46	15.02
Piso 5	7.65	5.32	15.00	14.62
Piso 4	6.00	4.17	14.46	14.17
Piso 3	4.38	3.10	13.84	13.66
Piso 2	2.87	2.18	13.16	13.10
Piso 1	1.60	1.25	12.46	12.50
Base	0.00	0.00	11.56	11.73



**Figura 8.1. Máx. Desplazamiento en X-X relativo a la base.**



**Figura 8.2. Máx. Desplazamiento en Y-Y relativo a la base.**

Según la Tabla 8.8 y teniendo como referencia la figura 8.1 y 8.2, el desplazamiento total en ambas direcciones resulta mayor para la estructura aislada en el primer nivel (7.8 veces más para la dirección X-X y 10 veces más para la dirección Y-Y); sin embargo, el desplazamiento de la estructura aislada se concentra en el nivel de aislamiento.

### 8.5.1. Cuadro Comparativo del desplazamiento máximo para el edificio fijo vs Edificio Aislado – dirección X

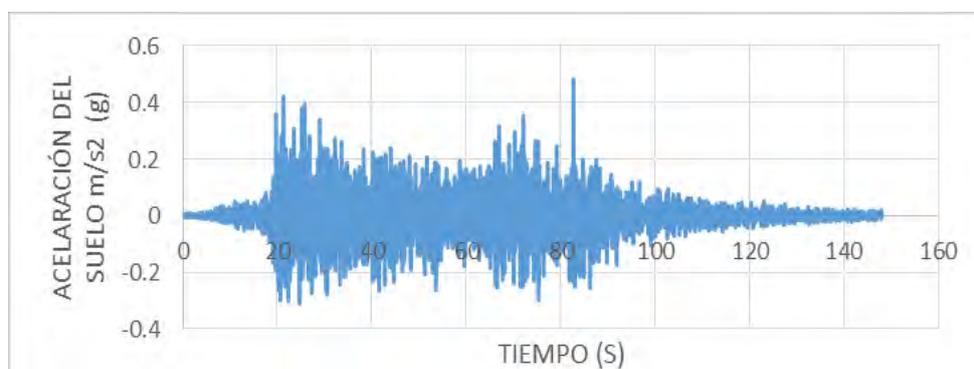
**Tabla 8.9. Cuadro Comparativo del desplazamiento máximo para el edificio fijo vs Edificio Aislado – dirección X e Y**

	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	Modelo Base Fija (R=6)	Modelo Base Aislado (R=1)	%De Reducción	Modelo Base Fija (R=6)	Modelo Base Aislado (R=1)	%De Reducción
Desplazamiento Total respecto a la base (cm)	13.03	7.1	45.51%	9.94	6.62	33.40%

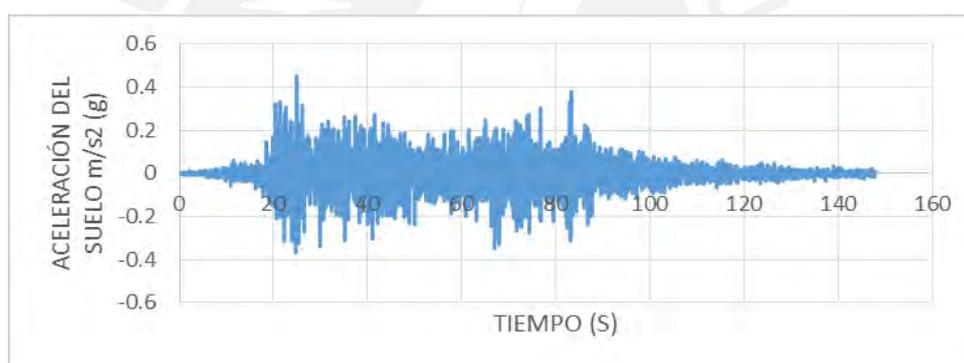
Según la Tabla 8.9, el desplazamiento del edificio fijo se reduce cerca del 45.51 % cuando se utiliza el aislador con Núcleo de Plomo considerando el máximo sismo de los centros de masas de los diafragmas en la dirección X-X. Asimismo, considerando el máximo sismo en la dirección Y-Y, el valor se reduce en 33.40%.

## 8.6. Análisis Tiempo-Historia

El objetivo es comparar los valores picos de la historia de aceleraciones y desplazamientos del primer y último nivel, en ambos modelos estudiados. Para el análisis, se utilizará el registro sísmico chileno de Talca del año 2010 con los componentes E-W y N-S, escaladas al espectro de la norma peruana Z4 y S1.



**Figura 8.3. Señal sísmica de Talca, componente E-W**



**Figura 8.4. Señal sísmica de Talca, componente N-S**

### 8.6.1. Aceleraciones en los pisos

#### a) Modelo de Base Fija:

El modelo de base fija del edificio sometido a la señal del registro sísmico Talca 2010, mostrados en las dos (2) figuras anteriores, considerando el efecto de la bidireccionalidad del sismo normalizado<sup>23</sup> con aceleración pico en la base de 0.45g, amplifica la aceleración en el primero y décimo piso, conforme a lo siguiente:

<sup>23</sup> Según el espectro de la norma NTE.030.

**Tabla 8.10 Aceleración pico en el piso 1 y piso 10 extraído del análisis tiempo- historia.**

Señal Sísmica	ACELERACION (m/s <sup>2</sup> )				
	PISO 1	En funcion de la aceleracion (g)	Piso 10	En funcion de la aceleracion (g)	Factor de Amplificacion Dinamica
<b>Talca 2010 E-W U1/UX</b>	4.73	0.48	13.58	1.38	<b>2.875</b>
<b>Talca 2010 E-W U2/UY</b>	4.73	0.48	14.57	1.49	<b>3.104</b>
<b>Talca 2010 N-S U1/UX</b>	5.20	0.53	14.91	1.52	<b>2.868</b>
<b>Talca 2010 N-S U2/UY</b>	4.43	0.45	12.33	1.26	<b>2.800</b>

La estructura amplifica la aceleración para el piso 1 en un 17.8% y 6.7% en las direcciones XX e YY, respectivamente; asimismo, para el piso 10 la señal se amplifica 3.38 veces en la dirección XX y 3.31 veces en la dirección YY.

Por otra parte, se observa que en este modelo la aceleración se incrementa considerablemente con respecto a la altura del piso al suelo, siendo en la señal N-S U1/UX la que mayor amplificación genera.

**b) Modelo de Base Aislada:**

El modelo aislado, sometido al mismo registro sísmico anterior en cada componente de la señal usada para el estudio, reduce las aceleraciones del edificio. Las aceleraciones en el primer y último piso se muestran a continuación:

**Tabla 8.11 Aceleración pico en el nivel de aislamiento y en el último piso**

Señal Sísmica	ACELERACION (m/s <sup>2</sup> )				
	PISO 1	En funcion de la aceleracion (g)	Piso 10	En funcion de la aceleracion (g)	Factor de Amplificacion Dinamica
<b>Talca 2010 E-W U1/UX</b>	1.69	0.17	2.41	0.25	<b>1.471</b>
<b>Talca 2010 E-W U2/UY</b>	1.78	0.18	2.39	0.24	<b>1.333</b>
<b>Talca 2010 N-S U1/UX</b>	1.74	0.18	2.66	0.27	<b>1.500</b>
<b>Talca 2010 N-S U2/UY</b>	1.72	0.18	2.60	0.27	<b>1.500</b>

Dado que la aceleración de la señal se atenúa bruscamente cuando llega al nivel de aislamiento y la superestructura se amplifica poco la aceleración en comparación con el modelo de base fija es mucho mayor.

## 8.6.2. Desplazamiento del centro de masa en los pisos y aisladores:

### a) Modelo Base Fija:

Los desplazamientos máximos del centro de masa, tanto en la base y la azotea del modelo de base fija del análisis tiempo historia se muestran a continuación:

**Tabla 8.12. Desplazamientos absolutos máximos del modelo con base fija extraído del análisis tiempo – Historia**

	Desplazamientos (cm)	
	Piso 1	Piso 10
Talca 2010 E-W U1/UX	1.10	17.60
Talca 2010 E-W U2/UY	0.60	13.60
Talca 2010 N-S U1/UX	0.13	18.00
Talca 2010 N-S U2/UY	0.70	13.50

Según esta información y estando ambos desplazamientos en direcciones ortogonales en el mismo plano, se calcula la resultante (dicho cálculo se da a manera general con el fin de obtener un valor aproximado del desplazamiento dado que dichos desplazamientos no coinciden en el tiempo).

- Para el piso 1 se tiene:

$$\text{Desplazamiento} = \sqrt{0.013^2 + 0.007} = 0.015m$$

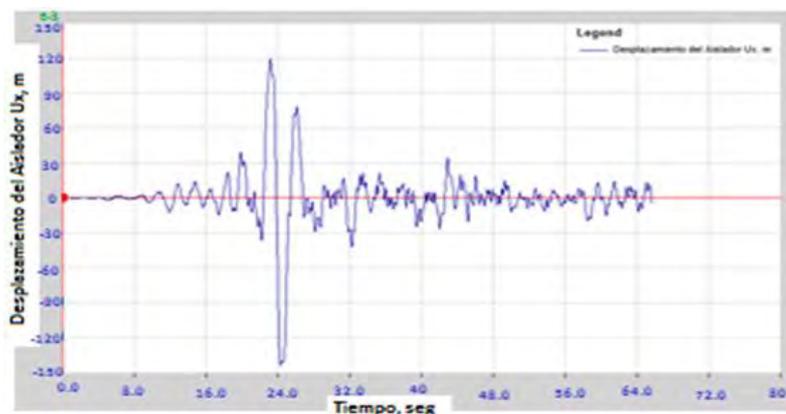
- Para el piso 10 se tiene:

$$\text{Desplazamiento} = \sqrt{0.180^2 + 0.136^2} = 0.225m$$

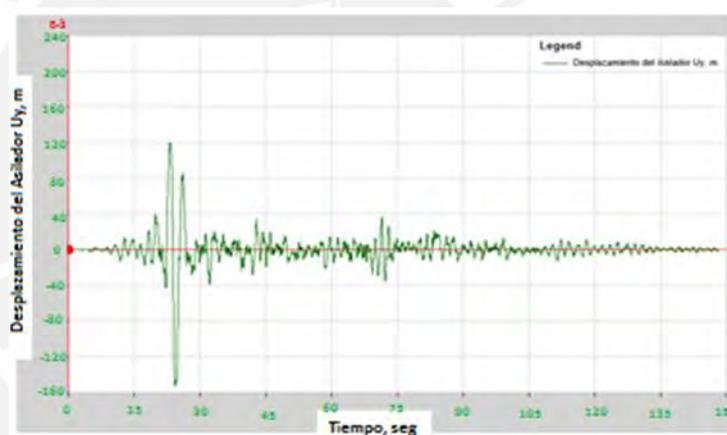
Teniendo en cuenta que el sistema estructural del modelo base fija está conformado propiamente por muros estructurales, la deformada representativa concuerda con los resultados, dado que existe poco desplazamiento del primer nivel con respecto al suelo (1.5 cm) y en la azotea (22.5 cm), teniéndose un desplazamiento relativo del piso diez (10) con respecto al piso uno (1) de 21 cm.

## b) Modelo de Base Aislada:

Se muestran las historias de desplazamientos para el nivel de aislamiento (Ver Figs. 8.5<sup>24</sup> y 8.6<sup>25</sup>).



**Figura 8.5. Historia de desplazamiento del nivel de aislamiento en la dirección XX**



**Figura 8.6. Historia de desplazamiento del nivel de aislamiento en la dirección YY**

Los desplazamientos del centro de masa del diafragma rígido en el nivel de aislamiento, piso 1 y piso 10, se muestran a continuación:

<sup>24</sup> Debido a la señal TALCA 2010 N-S U1, con valor máximo de 0.145 metros.

<sup>25</sup> Debido a la señal TALCA 2010 N-S U2, con valor máximo de 0.152 metros.

**Tabla 8.13. Desplazamientos absolutos máximos del modelo con base aislada extraído del análisis tiempo historia**

	Desplazamientos (cm)		
	Aisladores	Piso 1	Piso 10
Talca 2010 E-W U1/UX	11.40	12.60	16.90
Talca 2010 E-W U2/UY	11.60	12.70	15.80
Talca 2010 N-S U1/UX	14.50	16.00	22.20
Talca 2010 N-S U2/UY	15.20	16.70	22.80

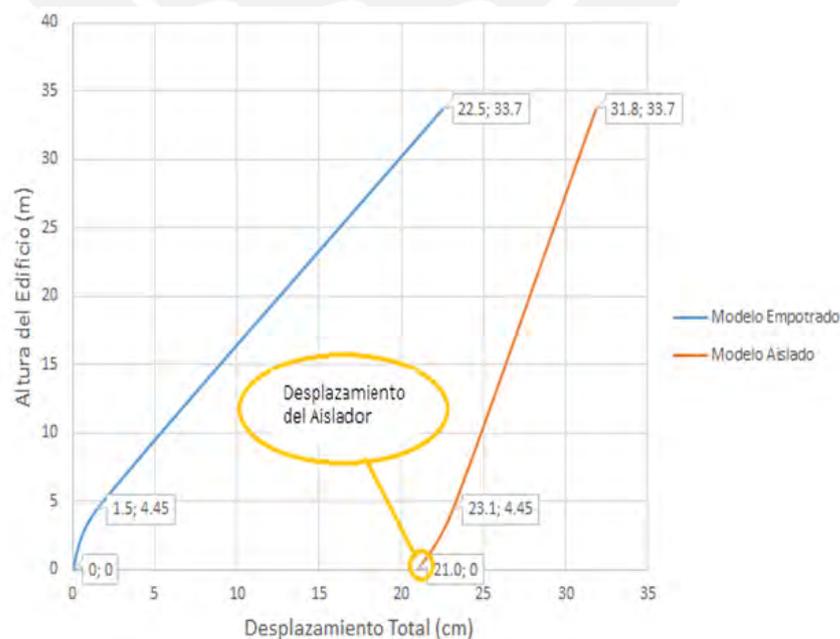
Se calcula el desplazamiento máximo resultante para cada componente del registro sísmico, siendo ortogonales y en el mismo plano.

- Para el nivel de aislamiento:

$$\text{Desplazamiento} = \sqrt{0.145^2 + 0.152^2} = 0.21\text{m}$$

- Para el piso 1:  $\text{Desplazamiento} = \sqrt{0.160^2 + 0.167^2} = 0.231\text{m}$
- Para el piso 10:  $\text{Desplazamiento} = \sqrt{0.222^2 + 0.228^2} = 0.318\text{m}$

Se observa que el grueso del desplazamiento se lleva los aisladores, ya que su desplazamiento es 21 cm. Sin embargo, el desplazamiento relativo del piso 10 con respecto al piso 1 es solo de 8.7 cm, mucho menor que en el modelo de base fija (21 cm) tal como se muestra en la figura 8.7, notando del deformado bastante desplazamiento en los primeros niveles y muy poco en los pisos superiores típico de los modelos tipo corte (Edificio Aporticado).



**Figura 8.7. Desplazamiento total máximo relativo a la base de ambos modelos extraídos del análisis tiempo historia.**

### 8.6.3. Derivas de entrepiso

#### a) Modelo Base Fija:

Las derivas de entrepiso del modelo de base fija debido al análisis tiempo – historia con las señales anteriores serán limitadas a no más de 1.25 el valor de 7‰ de la norma, con lo cual las derivas deberán ser menores a 8.75‰ tal como se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 8.14. Derivas máximas en las direcciones XX e YY del modelo de base fija debido al análisis tiempo – historia**

Pisos	MODELO BASE FIJA	
	XX (‰)	YY (‰)
10	6.90	5.20
9	8.00	5.50
8	8.40	5.70
7	8.50	5.60
6	8.30	5.40
5	8.40	5.20
4	8.20	4.90
3	7.90	4.40
2	6.90	3.50
1	3.70	1.80

#### b) Modelo Base Aislado:

Para el modelo aislado las derivas máximas usando el análisis tiempo – historia deberán estar en el rango de 2.5‰ – 5‰<sup>26</sup>, para daño estructural leve – moderado.

**Tabla 8.15. Derivas máximas en las direcciones XX e YY del modelo aislado debido al análisis tiempo – historia**

Pisos	MODELO BASE AISLADA	
	XX (‰)	YY (‰)
10	1.10	1.00
9	1.70	1.60
8	2.10	1.90
7	2.50	2.30
6	2.60	2.50
5	2.90	2.70
4	3.20	2.80
3	3.60	3.10
2	3.80	3.30
1	3.60	3.40

<sup>26</sup> Según Hazus - MH 2.1.

## 8.7. Comparación de Costos Directos

Se realizó el metrado del acero y el concreto de cada elemento estructural para determinar las incidencias de ratios de dichos elementos para cada tipo de estructuración presentada. Asimismo, el costo directo que involucra la construcción de la edificación de base fija con respecto a la aislada se calculará en base a ratios de construcción por área techada establecidos por el Ministerio de Viviendas Construcción y Saneamiento.

A continuación, se muestran en las siguientes tablas los metrados obtenidos en concreto y acero tanto para el sistema de base fija como el aislado.

**Tabla 8.16. Comparación metrados de concreto y acero de las principales partidas para la Estructura de Base Fija (Elaboración Propia)**

Descripción	Acero (Kg)	Concreto (m3)	Incidencia del Acero Sobre el Concreto (kg/m3)	Incidencia del Acero Sobre el Area Techada (kg/m2)	Incidencia del Concreto Sobre el Area Techada (m3/m2)
Cimentación	6194.360	225.218	27.504	1.284	0.047
Placas	23385.542	385.844	60.609	4.846	0.080
Columnas	19878.842	121.357	163.805	4.119	0.025
Losas (Aligeradas y macizas)	35395.424	481.632	73.491	7.334	0.100
Vigas (peraltadas y chatas)	47818.663	319.549	149.644	9.909	0.066
<b>Total</b>	<b>132672.831</b>	<b>1533.601</b>	<b>86.511</b>	<b>27.491</b>	<b>0.318</b>

**Tabla 8.17. Comparación metrados de concreto y acero de las principales partidas para la Estructura de Base Aislada (Elaboración Propia)**

Descripción	Acero (kg)	Concreto (m3)	Incidencia del Acero Sobre el Concreto (kg/m3)	Incidencia del Acero Sobre el Area Techada (kg/m2)	Incidencia del Concreto Sobre el Area Techada (m3/m2)
Cimentación	6194.636	206.060	30.062	1.283	0.043
Piso Técnico	3340.792	163.261	20.463	0.692	0.034
Columnas	39757.684	236.237	168.296	8.237	0.049
Losas (aligeradas y macizas)	35395.424	481.632	73.491	7.333	0.100
Vigas (peraltadas y chatas)	67952.837	374.431	181.483	14.078	0.078
Muro de Contención	2338.554	108.809	21.492	0.484	0.023
<b>Total</b>	<b>154979.927</b>	<b>1570.430</b>	<b>98.686</b>	<b>32.109</b>	<b>0.325</b>

En base a las tablas anteriores podemos concluir:

Según la tabla 8.16, los elementos de mayor incidencia de acero por metro cuadrado son las vigas y losas; esto, porque en su mayoría se emplea solo barras de 1'' para fierro corrido y para bastones, teniéndose fierro distribuido. El consumo total de acero es de 27.5 kg por metro cuadrado de área techada. A partir del metrado de acero y concreto se ha calculado el peso del edificio. Se tiene en total 132.6 ton de Acero y 1533 m<sup>3</sup> de concreto.

Por lo tanto, se tiene un peso de 3 811 ton y comparándose con el valor hallado en el Capítulo 5 (con un adicional del 25% de carga viva) el cual fue de 4 292 Ton se encuentra en una relación de 88%. Con dicha relación se puede aproximar a un metrado correcto, dado que el porcentaje restante corresponderá a los acabados, tabiques y carga viva que se colocarán en el edificio.

Asimismo, si se compara los metrados para los edificios en mención se observa una mayor incidencia de acero y concreto en las partidas de columnas y vigas. Ello era de esperarse debido que se modificó la estructuración del edificio convencional por un sistema en base a pórticos para el sistema aislado. El ratio de las losas se mantiene debido a que este elemento no ha sido modificado en ninguno de los dos casos, mientras que la incidencia del metrado en la cimentación varía muy poco. Finalmente, se considera el metrado de un nivel adicional en el sistema aislado (Piso técnico) y el incremento acero y concreto del sistema por el empleo de los muros de contención.

Para el caso aislado se presenta una cotización a la empresa CDV por fines académicos (Tabla 8.18).

**Tabla 8.18. Costos de aisladores**

	COSTO (\$)	COSTO (S/.)
8 AISLADORES SISMICOS LRB A	\$134,000.00	S/. 435,500.00
12 AISLADORES SIMICOS LRB B		

### **En resumen**

1. Caso de base fija:

En el caso del costo de la construcción, los valores de las principales partidas se han realizado en base a *valores referenciales dados por el*

Ministerio de Vivienda en base de área techada (Ver tabla 8.19)<sup>27</sup> posteriormente, los gastos generales y utilidades, en porcentaje, se han estimado en 10% c/u, respectivamente.

**Tabla 8.19. Cuadro de Valores Unitarios Oficiales de Edificaciones para la Costa.**

CATEGORÍA	VALORES POR PARTIDAS EN NUEVOS SOLES POR METRO CUADRADO DE ÁREA TECHADA						
	ESTRUCTURAS		ACABADOS				INSTALACIONES ELÉCTRICAS Y SANITARIAS (7)
	MUROS Y COLUMNAS (1)	TECHOS (2)	PISOS (3)	PUERTAS Y VENTANAS (4)	REVESTIMIENTOS (5)	BAÑOS (6)	
<b>A</b>	Estructuras laminares curvadas de concreto armado que incluyen en una sola armadura la cimentación y el techo. Para este caso no se considera los valores de la columna N°2.	Losa o aligerado de concreto armado con luces mayores de 6m. Con sobrecarga mayor a 300 kg/m <sup>2</sup> .	Mármol importado, piedras naturales importadas, porcelanato.	Aluminio pesado con perfiles especiales. Madera fina ornamental (caoba, cedro o pino selecto). Vidrio insulated <sup>(1)</sup>	Mármol importado, madera fina (caoba o similar), baldosa acústica en techo o similar.	Baños completos (7) de lujo importado con enchape fino (mármol o similar).	Aire acondicionado, iluminación especial, ventilación forzada, sist. hidro neumático, agua caliente y fría, intercomunicador alarmas, ascensor, sist. de bombeo de agua y desagüe (5), teléfono, gas natural.
	<b>487.16</b>	<b>294.76</b>	<b>261.30</b>	<b>264.38</b>	<b>284.46</b>	<b>96.16</b>	<b>282.61</b>
<b>B</b>	Columnas, vigas y/o placas de concreto armado y/o metálicas.	Aligerados o losas de concreto armado inclinadas.	Mármol nacional o reconstituido, parquet fino (olivo, chonta o similar), cerámica importada, madera fina.	aluminio o madera fina (caoba o similar) de diseño especial, vidrio polarizado (2) y curvado, laminado o templado.	Mármol nacional, madera fina (caoba o similar) enchapes en techos.	Baños completos (7) importados con mayólica o cerámico decorativo importado.	Sistemas de bombeo de agua potable (5), ascensor, teléfono, agua caliente y fría, gas natural.
	<b>314.09</b>	<b>193.04</b>	<b>156.61</b>	<b>139.36</b>	<b>215.91</b>	<b>73.12</b>	<b>206.34</b>
<b>C</b>	Placas de concreto (e=10 a 15 cm), albañilería armada, ladrillo o similar con columna y vigas de amarre de concreto armado.	Aligerado o losas de concreto armado horizontales.	Madera fina machihembrada, terrazo.	Aluminio o madera fina (caoba o similar), vidrio tratado polarizado (2), laminado o templado.	Superficie caravista obtenida mediante encofrado especial, enchape en techos.	Baños completos (7) nacionales con mayólica o cerámico nacional de color.	Igual al Punto "B" sin ascensor.

Módulo de Lima Metropolitana, acumulado al mes de febrero del 2018. 1.0038

En la Tabla 8.19 se ha resumido el presupuesto referencial de la estructura de base fija.

Es importante aclarar que dentro de los gastos generales están incluidos los sueldos del personal administrativo de la obra, como ingeniero residente, ingenieros asistentes, prevencionista, topógrafos, maestro de obra, pólizas y gastos financieros.

Asimismo, no se incluyen los gastos de municipales, revisión de anteproyecto, gestión de proyectos, certificados de parámetros urbanísticos, etc. Esto último, debido a la importancia de brindar solo un estimado de costos directos y no entrar en mayor detalle en cuanto al análisis económico del mismo.

<sup>27</sup> A efectos de determinar el valor total de los predios, se aplicará los valores arancelarios de terrenos y valores unitarios oficiales de edificación aprobada en el Informe N° 439-2017-VIVIENDA-VMVU-DGPRVU de la Dirección General de Políticas y Regulación en Vivienda y Urbanismo y el Informe N° 109-2017-VIVIENDA/VMVU-DGPRVU-SRM de la Coordinadora (e) del Área de Valores de la Dirección General de Políticas y Regulación en Vivienda y Urbanismo.

**Tabla 8.20. Presupuesto referencial de la edificación de base fija**

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Sin IGV	IGV	Total
Muros y Columnas	m2	4,826.00	314.09	1,515,798.34	272,843.70	1,788,642.04
Techos	m2	4,826.00	193.04	931,611.04	167,689.99	1,099,301.03
Pisos	m2	4,826.00	156.61	755,799.86	136,043.97	891,843.83
Puertas y Ventanas	m2	4,826.00	139.36	672,551.36	121,059.24	793,610.60
Revestimientos	m2	4,826.00	215.91	1,041,981.66	187,556.70	1,229,538.36
Baños	m2	4,826.00	73.12	352,877.12	63,517.88	416,395.00
Instalaciones Electricas y Sanitarias	m2	4,826.00	206.34	995,796.84	179,243.43	1,175,040.27
<b>Costo Directo</b>				6,266,416.22	1,127,954.92	7,394,371.14
<b>Gastos Generales (10%)</b>				626,641.62	112,795.49	739,437.11
<b>Utilidad (10%)</b>				626,641.62	112,795.49	739,437.11
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>				7,519,699.46	1,353,545.90	8,873,245.37

## 2. Estructura aislada

Para el caso de la estructura aislada, se ha considerado los mismos precios unitarios, dado que a pesar de que el sistema estructural pueda variar (de un sistema de placas a uno aporticado), las partidas de estructuras y acabados se pueden estimar con *ratios* similares. No obstante, en la especialidad de "Instalacion Sanitaria" se debe considerar un aumento de alrededor del 25% del costo original, ello debido a la utilización de tuberías flexibles, que incrementan su costo.

En cuanto al costo de los aisladores, se incluye el precio estimado por parte de la empresa CDV (Tabla 8.18) y el *ratio* del costo de instalación estimado por la misma empresa. Todo ello se resume en la Tabla 8.21.

**Tabla 8.21. Presupuesto referencial de la edificación aislada.**

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Sin IGV	IGV	Total
Muros y Columnas	m2	4,826.00	314.09	1,515,798.34	272,843.70	1,788,642.04
Techos	m2	4,826.00	193.04	931,611.04	167,689.99	1,099,301.03
Pisos	m2	4,826.00	156.61	755,799.86	136,043.97	891,843.83
Puertas y Ventanas	m2	4,826.00	139.36	672,551.36	121,059.24	793,610.60
Revestimientos	m2	4,826.00	215.91	1,041,981.66	187,556.70	1,229,538.36
Baños	m2	4,826.00	73.12	352,877.12	63,517.88	416,395.00
Instalaciones Electricas y Sanitarias	m2	4,826.00	257.925	1,244,746.05	224,054.29	1,468,800.34
Asiladores Sismicos	m2	4,826.00	90.25	435,546.50	78,398.37	513,944.87
Costo de Instalacion	m3	4,826.00	65.00	313,690.00	56,464.20	370,154.20
<b>Costo Directo</b>				7,264,601.93	1,307,628.35	8,572,230.28
<b>Gastos Generales (10%)</b>				726,460.19	130,762.83	857,223.03
<b>Utilidad (10%)</b>				726,460.19	130,762.83	857,223.03
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>				8,717,522.32	1,569,154.02	10,286,676.33

## 8.8. Comparación de Rigidez Lateral:

### a. Modelo de Base Fija:

La respuesta espectral de las estructuras de “n” grados de libertad se idealiza como masas concentradas en puntos discretos usando sistemas equivalentes de 1GDL para cada modo de vibración y la respuesta se obtiene mediante superposición modal CQC.

Para estructuras de varios grados de libertad dinámicos se debe tomar en:  $M^*$  se denomina masa generalizada ( $M^* = \sum M_i \phi_i^2$ ), siendo  $M_i$  la masa de cada nivel y  $\phi_i$  los desplazamientos laterales normalizados a la unidad en el techo. En la tabla 8.23 se muestra los resultados obtenidos para dicho caso.

**Tabla 8.22. Cuadro de Masa y Desplazamiento para cada nivel en X e Y (Edificio de Base Fija)**

NIVEL	MASA (ton*s2/m)	DESPLAZAMIENTO X en metros	$\Phi_i$ X	DESPLAZAMIENTO Y en metros	$\Phi_i$ Y
1	43.751	0.0160	0.109	0.0125	0.113
2	43.751	0.0287	0.196	0.0218	0.197
3	43.751	0.0438	0.300	0.0310	0.280
4	43.751	0.0600	0.410	0.0417	0.376
5	43.751	0.0765	0.523	0.0532	0.480
6	43.751	0.0925	0.633	0.0650	0.587
7	43.751	0.1078	0.737	0.0769	0.694
8	43.751	0.1220	0.834	0.0886	0.800
9	43.751	0.1348	0.922	0.0999	0.902
10	43.751	0.1462	1.000	0.1108	1.000

**Tabla 8.23. Rigidez lateral del modelo base fija en X e Y.**

M* xx	178.20	ton*s2/m	M* yy	165.38	ton*s2/m
Txx	1.002	seg	Tyy	0.746	seg
Wxx	6.271	rad/s	Wyy	8.423	rad/s
K* xx	7007	Ton /m	K* yy	11732	Ton /m

### b. Modelo de Base Aislada:

Siguiendo el mismo procedimiento anterior, se ha calculado la rigidez lateral de la superestructura (Aporticada) y piso técnico, despreciando la rigidez propia de los aisladores.

**Tabla 8.24. Cuadro de Masa y Desplazamiento para cada nivel en X e Y  
(Edificio Aislado)**

NIVEL	MASA (ton*s2/m)	DESPLAZAMIENTO X en metros	$\Phi$ X	DESPLAZAMIENTO Y en metros	$\Phi$ Y
Aislamiento	50.968	0.116	0.701	0.117	0.733
1	39.857	0.125	0.755	0.125	0.781
2	39.857	0.132	0.798	0.131	0.819
3	39.857	0.138	0.839	0.137	0.856
4	39.857	0.145	0.876	0.142	0.888
5	39.857	0.150	0.909	0.146	0.913
6	39.857	0.155	0.937	0.151	0.944
7	39.857	0.158	0.960	0.154	0.963
8	39.857	0.161	0.978	0.156	0.975
9	39.857	0.164	0.992	0.158	0.988
10	39.857	0.165	1.000	0.160	1.000

**Tabla 8.25. Rigidez lateral del modelo aislado en X e Y.**

M* xx	353.60	ton*s2/m	M* yy	361.28	ton*s2/m
Txx	3.049	seg	Tyy	2.995	seg
Wxx	2.061	rad/s	Wyy	2.098	rad/s
K* xx	1502	Ton /m	K* yy	1590	Ton /m

## **Capítulo 9: Conclusiones y recomendaciones**

El objetivo de la tesis ha sido la realización de un análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio con base fija y base aislada. Para ello, se han utilizado dos (2) tipos de aisladores sísmicos, a través de un análisis dinámico y tiempo-historia, usándose para este último solo un registro sísmico.

Se han evaluado cuatro (4) parámetros estructurales: (i) la deriva del edificio, (ii) la aceleración en el piso superior, (iii) la fuerza cortante en la base y (iv) el desplazamiento del edificio.

Asimismo, parte del proyecto, ha sido el diseño sismoresistente de ambos modelos.

Sobre la base del estudio realizado, se han podido alcanzar las conclusiones siguientes:

**PRIMERO:** La estructuración para el modelo con base fija proporcionó una rigidez lateral adecuada en ambas direcciones; en consecuencia, las derivas inelásticas máximas fueron de 0.005063 en X y 0.002890 en Y, los cuales son menores al límite establecido por la Norma de 0.0070.

**SEGUNDO:** Las derivas y desplazamientos obtenidos para el modelo de base fija mediante el análisis tiempo-historia son mayores a los que se han obtenido mediante el análisis dinámico modal-espectral; debido a ello, la Norma sismoresistente limita la deriva máxima a 1.25 veces la deriva permisible 7‰.

**TERCERO:** Usando en análisis dinámico modal espectral se obtiene desplazamientos mayores, respecto a la base, en el modelo de base fija (ver página 116-117). Esta tendencia se mantiene al emplear el análisis tiempo-historia en la estructura (ver figura 8.7).

**CUARTO:** La estructura de base fija cumple los requisitos mínimos de torsión y es posible asegurar que, conforme al análisis dinámico modal-espectral, la edificación no tendría problemas de rotación, debido a que se le ha dado una adecuada estructuración de los elementos, tales como pórticos y muros de corte, los cuales aportan rigidez en las dos (2) direcciones principales.

**QUINTO:** El periodo fundamental es 1.002 seg para la edificación de base fija y 3.054 seg para la edificación aislada para el primer modo de vibración, el cual tiene relevancia en la dirección XX, con lo que las aceleraciones máximas en la azotea se reducen de 12.655 cm/s<sup>2</sup> a 1.275 cm/s<sup>2</sup>, respectivamente; por lo que, la superestructura aislada está sometida a menor demanda sísmica en 90%.

**SEXTO:** Se ha identificado que el aislador más efectivo es el LRB, en comparación con el aislador HDR, debido a que, principalmente, reduce la fuerza cortante en la base en un 84%.

**SÉTIMO:** Según el análisis tiempo–historia, el desplazamiento resultante total del último piso con respecto a la base para la edificación de base fija es 22.5 cm, y de 31.8 cm en la edificación aislada; notándose que el aislador se desplaza 21 cm. Por lo que, los desplazamientos de la azotea relativos a la base son 22.5 cm y 10.8 cm, respectivamente, reduciéndose en 52% el desplazamiento de modelo de base fija.

**OCTAVO:** El *ratio* de acero requerido en el diseño resultó 27.49 kg/m<sup>2</sup> de área techada, habiendo mayor *ratio* de acero en vigas (9.90 kg/m<sup>2</sup>) y losas (7.34 kg/m<sup>2</sup>); esto es, debido a que en la mayoría de las vigas típicas como resultado de la demanda sísmica se han usado barras de acero corrido de 3/4" y 1", mientras que en las losas se han usado barras de acero corrido de 3/8" y 1/2", como resultado de la demanda sísmica.

**NOVENO:** El costo de la edificación de base fija sería de S/ 8, 873, 245.37 y de la edificación aislada de S/ 10, 286, 676.33. Esta última es más onerosa en 14%, debido a la incorporación de los dispositivos de aislamiento y al empleo de tuberías sanitarias flexibles.

**DÉCIMO:** En base al estudio realizado, el costo por m<sup>2</sup> de área construida del proyecto desarrollado se incrementaría en US\$ 70,00, ello, por el empleo de aisladores sísmicos.

**DÉCIMO PRIMERO:** Debido a la menor demanda sísmica advertida, debido al aislamiento sísmico, ha sido conveniente prescindir de los muros de corte para el modelo aislado, usando un sistema estructural aporticado, por lo cual no es posible

comparar directamente la reducción de dimensiones de los elementos estructurales en ambos modelos.

**DÉCIMO SEGUNDO:** La rigidez lateral generalizada de la superestructura obtenida en el modelo de base aislada se ha reducido en 21% en XX y en 13% en YY con respecto al modelo de base fija.

Finalmente, las recomendaciones se detallan a continuación:

**PRIMERO:** Para el diseño de un edificio aislado, se debe tener en cuenta consideraciones diferentes a un edificio de base fija. Por un lado, asegurarse de que la rigidez lateral de los entresijos se distribuya de manera uniforme, pues esto evita la concentración de tracciones inducidas por sismo, lo cual daña fácilmente los aisladores.

**SEGUNDO:** Los aisladores toman un momento de volteo; no obstante, este se redistribuye a lo largo de su altura como momentos distribuidos muy pequeños, los cuales al desplazarse generan la anulación del mismo. Asimismo, se requiere un emparrillado conformado por vigas de gran peralte y una losa encima del nivel de aislación que tome los momentos del edificio y lo estabilice. Esto, se daría debido a que, si no se colocan vigas a los aisladores, estos tendrán un movimiento diferencial en todas sus partes. Lo que se busca con la llega del sismo es tener un movimiento homogéneo, por ello es necesario formar un diafragma rígido con vigas y losas que garanticen el desplazamiento homogéneo de todos los aisladores. En cuanto al peralte de la viga, se tiene, por experiencia, momentos mayores al orden de las 100 tonxm, lo cual nos induce a considerar peraltes superiores a los 40 cm, para garantizar la estabilidad y el diseño.

**TERCERO:** Dado que la norma peruana exige derivas de entresijo mucho menores (0.0025-0.005) según FEMA, para un daño estructural leve – moderado para estructuras aisladas en comparación al límite que exige en edificios tradicionales (0.007), el requerimiento de rigidez lateral también es menor, ya que las fuerzas que genera el sismo en la estructura aislada se reducen en comparación al modelo de base fija.

**CUARTO:** Aunque la ductilidad siempre es deseable en una estructura, se espera que una estructura aislada movilice menos ductilidad para el mismo sismo,

ya que se diseña para un factor de reducción de fuerza sísmica (R) comprendido entre 1 y 2, mientras que una estructura de base fija de concreto armado se diseña para un factor R comprendido entre 6 y 8.

**QUINTO:** Las señales sísmicas usadas para el análisis tiempo –historia deben considerar un tipo de suelo parecido al estudiado; además, para este estudio no se vio conveniente escalar señales peruanas de terremotos importantes ocurridos en territorio peruano, dado que se modifican las frecuencias, optándose por usar el registro de Talca – Chile del 2010.

**SEXTO:** La Norma ASCE 7-10 se encuentra alejada de la realidad peruana. Las zonas sísmicas que propone el ASCE son mayores a las encontradas en el Perú; así, el trabajo con la normativa americana puede confundir al diseñador. Por ejemplo, desde el año 2003, Chile tiene normativa para el análisis y el diseño; en atención a ello, resulta recomendable que se busque a través de las entidades competentes la promulgación de una normativa acorde a nuestra realidad.

**SÉTIMO:** Inicialmente se había estructurado la edificación con un menor número de placas. No obstante, pese a que las derivas se encontraban por debajo del límite establecido por la norma se sugirió para edificios altos (diez pisos a más) considerar un valor de derivas máximas entre 4-5%, esto con el fin de no tener problemas con la albañilería colocada. Es por ello, que se modificó la estructuración añadiendo placas en ambas direcciones.

## **Capítulo 10: Bibliografía**

AL-HUSSAINI, Tahmeed; ZAYAS, Victor & CONSTANTINO, Michalakis (1994) *Seismic isolation of multi-story frame structures using spherical sliding isolation systems*. Buffalo. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE) (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Edition of ASCE 7, Supplement No. 1, Virginia.

BAZÁN E. & MELI R. (2004). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: Editorial Limusa.

BENAVENTE VIACA J. & TRAVERSO TACURI. I. (2013). *Comparación del Análisis y Diseño de un Edificio de Concreto Armado de Siete Pisos con y sin Aislamiento en la Base*. Lima: Repositorio Digital de Tesis PUCP.

BLANCO A. (1997). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú, Colección del Ingeniero Civil.

BLANCO A. (2015). *Conferencia Conceptos de Diseño Estructural de Muros de Concreto Armado en el Perú*. Consultado: 02 de febrero de 2018. En: [http://www.abbings.com/descargas/muros\\_de\\_concreto\\_agosto\\_2015.pdf](http://www.abbings.com/descargas/muros_de_concreto_agosto_2015.pdf).

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (1997) FEMA-273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings.

HARMSSEN T. (2005). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION DE CHILE. (2013) NCH2745. *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – requisitos*.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2014). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento/SENCICO.

MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

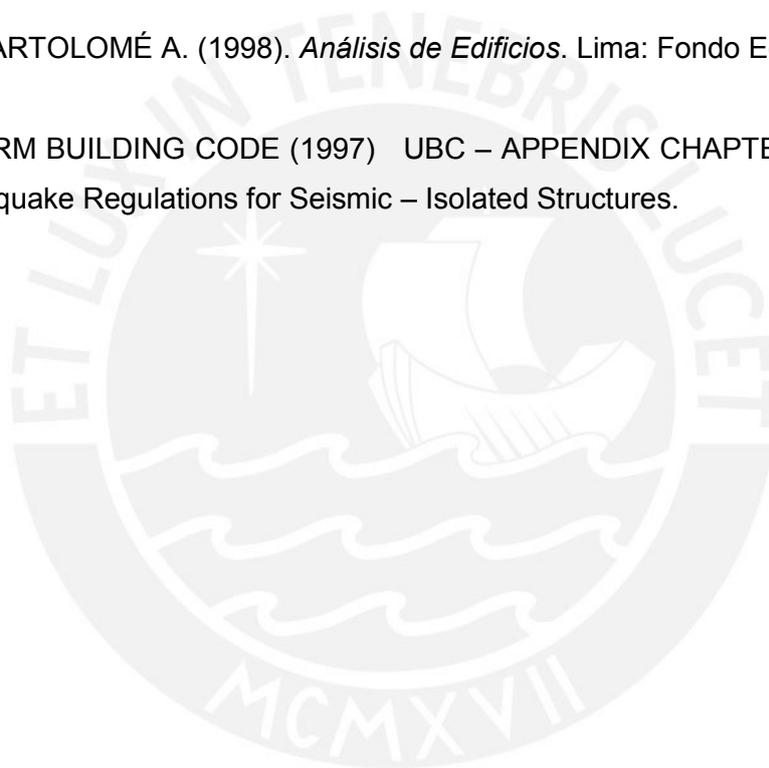
MUÑOZ A. (2015). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima.

OTTAZZI, G. (2014). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

PHILIP, H., y MEGARD, F. (1977). *Structural analysis of the ' superficial deformation of the Pariahuanca earthquakes (Central Peru)*. Tectonophysics 38.

SAN BARTOLOMÉ A. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

UNIFORM BUILDING CODE (1997) UBC – APPENDIX CHAPTER 16. Division IV – Earthquake Regulations for Seismic – Isolated Structures.



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA**  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
**DEL PERÚ**

## **PLANOS**

# **Análisis Y Diseño Estructural Comparativo de un Edificio de Concreto Armado de Diez Pisos con Bases Fija y Aislada**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presentan los bachilleres:

**Lucen Gómez, Jorge Enrique**  
**Samokic Quiquia, Yerko Anthony**

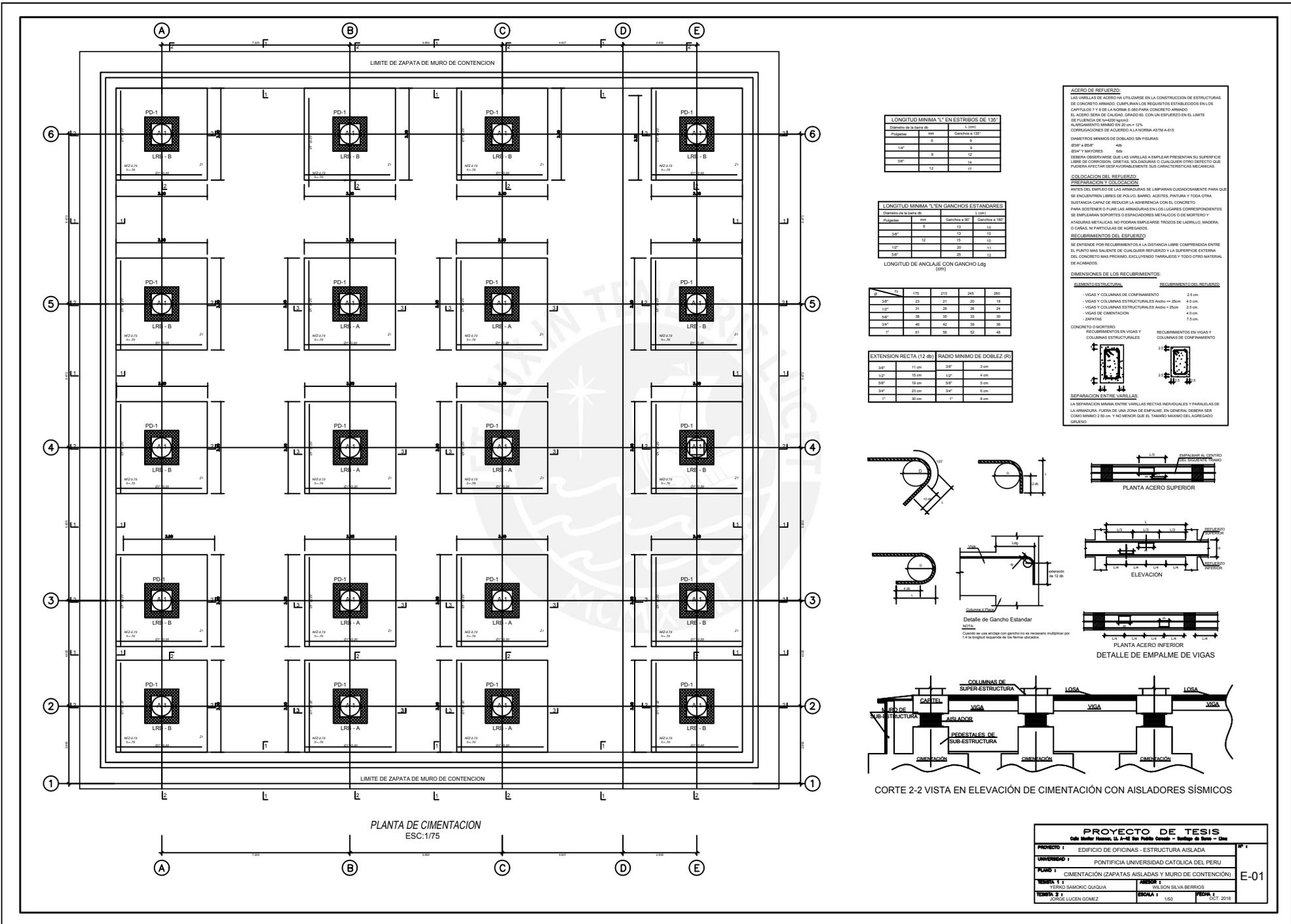
**ASESOR:**

**Ing. Wilson Silva Berrios**

**Lima, Octubre del 2018**

## INDICE

- E-01 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA AISLADA: CIMENTACIONES – ZAPATAS
- E-02 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA AISLADA: PISO TÉCNICO.
- E-03 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA AISLADA: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y DETALLES DE ALBAÑILERIA.
- E-04 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA AISLADA: DETALLES DE ZAPATAS Y AISLADORES SISMICOS.
- E-5 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA AISLADA: ENCOFRADO VIGAS DEL 1ER AL 10MO NIVEL.
- E-6 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA AISLADA: ENCOFRADO 1ER AL 10MO NIVEL.
- E-7 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA AISLADA: CORTE EDIFICIO AISLADO.
- E-8 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA AISLADA: CORTE B-B
- E-9 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA AISLADA: CORTE A-A
- E-10 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA DE BASE FIJA: CIMENTACIONES Y ZAPATAS.
- E-11 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA DE BASE FIJA: DETALLES DE PLACAS.
- E-12 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA DE BASE FIJA: COLUMNAS.
- E-13 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA DE BASE FIJA: ENCOFRADO DEL 1ERO AL 10MO PISO.
- E-14 EDIFICACIÓN OFICINAS – ESTRUCTURA DE BASE FIJA: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.



**LONGITUD MINIMA "L" EN ESTRIBOS DE 135°**

Diámetro de la Varilla (φ)	L (cm)
8	12
10	15
12	18
14	21
16	24
18	27
20	30

**LONGITUD MINIMA "L" EN GANCHOS ESTÁNDARES**

Diámetro de la Varilla (φ)	Ganchos a 90° (cm)	Ganchos a 180° (cm)
8	13	15
10	15	18
12	18	21
14	21	24
16	24	27
18	27	30
20	30	33

**LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO L<sub>dg</sub> (cm)**

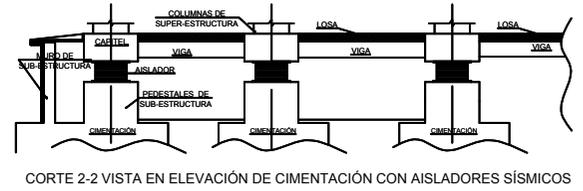
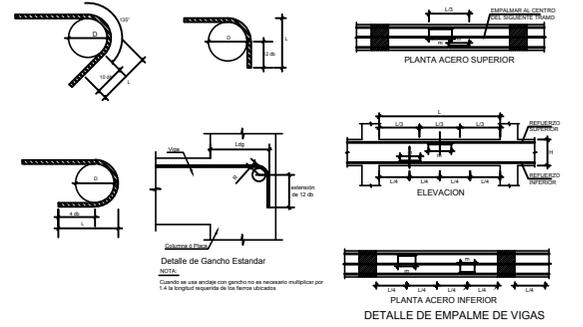
Diámetro de la Varilla (φ)	L <sub>dg</sub> (cm)
8	17
10	21
12	25
14	29
16	33
18	37
20	41

**EXTENSION RECTA (12 db) RADIO MINIMO DE DOBLEZ (R)**

Diámetro de la Varilla (φ)	12 db (cm)	R (cm)
8	11	3
10	15	4
12	19	5
14	23	6
16	27	7
18	31	8
20	35	9

**ACERO DE REFUERZO:**  
 LAS VARRILLAS DE ACERO DEBEN UTILIZARSE EN LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO, CUMPLIENDO LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS EN LOS CAPÍTULOS 7 Y 8 DE LA NORMA E-001 PARA CONCRETO ARMADO.  
 EL ACERO DEBEN DE CALIDAD, GRADO 60, CON UN ESPESOR EN EL LIMITE DE FLUJENCIA DE 0.25%.  
 CORRUGACIONES DE ACEROS A LA NORMA ASTM A-615.  
 DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO SIN FIBRAS:  
 Ø30" x Ø50" 40s  
 Ø30" x Ø50" 40s  
 Ø30" x Ø50" 40s  
 DEBERÁ OBSERVARSE QUE LAS VARRILLAS A EMPLEAR PRESENTAN SU SUPERFICIE LIBRE DE CORROSIÓN, GRASA, SOLUCIONES Y CALZADERO OTRO MATERIAL QUE PUEDIERA AFECTAR DESFAVORABLEMENTE SUS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS.

**COLOCACIÓN DEL REFUERZO:**  
**PREPARACIÓN Y COLOCACIÓN:**  
 ANTES DEL EMPLEO DE LAS ARMADURAS SE LIMPIARÁN CUIDADOSAMENTE PARA QUE SE ENCUENTREN LIBRES DE POLVO, BARRO, ACEITES, PINTURA Y TODA OTRA SUSTANCIA CAPAZ DE REDUCIR LA ADERENCIA CON EL CONCRETO.  
 PARA SOSTENER O FLANQUEAR LAS ARMADURAS EN LOS LUGARES CORRESPONDIENTES SE EMPLEARÁN SOPORTES O ESPACIADORES METÁLICOS O DE MORTERO Y ATACADORES METÁLICOS, NO PODRÁN EMPLEARSE TRUCOS DE MADERA, HERRERA O CABLES NI PARTÍCULAS DE AGREGADOS.  
**RECLAMACIONES DEL ESPESOR:**  
 SE ENTENDE POR RECLAMACIONES LA DISTANCIA LIBRE COMPROMESA ENTRE EL PUNTO MÁS SALIENTE DE CUALQUIER REFUERZO Y LA SUPERFICIE EXTERNA DEL CONCRETO MÁS PRÓXIMO, EXCLUYENDO TABLAZOS Y TODO OTRO MATERIAL DE ACABADOS.  
**DIMENSIONES DE LOS RECLAMACIONES:**  
**ELEMENTO ESTRUCTURAL RECLAMACIONES DEL REFUERZO:**  
 - VIGAS Y COLUMNAS DE COMPROMISO 2.5 cm  
 - VIGAS Y COLUMNAS ESTRUCTURALES ANCHO > 25cm 4.0 cm  
 - VIGAS Y COLUMNAS ESTRUCTURALES ANCHO > 25cm 2.5 cm  
 - VIGAS DE CIMENTACIÓN 4.0 cm  
 - ZAPATAS 7.5 cm  
**CONCRETO MORTERO RECLAMACIONES EN VIGAS Y COLUMNAS ESTRUCTURALES RECLAMACIONES EN VIGAS Y COLUMNAS DE COMPROMISO:**  
 2.5 cm  
**SEPARACIÓN ENTRE VARRILLAS:**  
 LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE VARRILLAS RECTAS INDIVIDUALES Y PARALELAS DE LA ARMADURA FUERA DE UNA ZONA DE EMPALME EN GENERAL DEBERÁ SER COMO MÍNIMO 2.00 cm. Y NO MENOR QUE EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO.

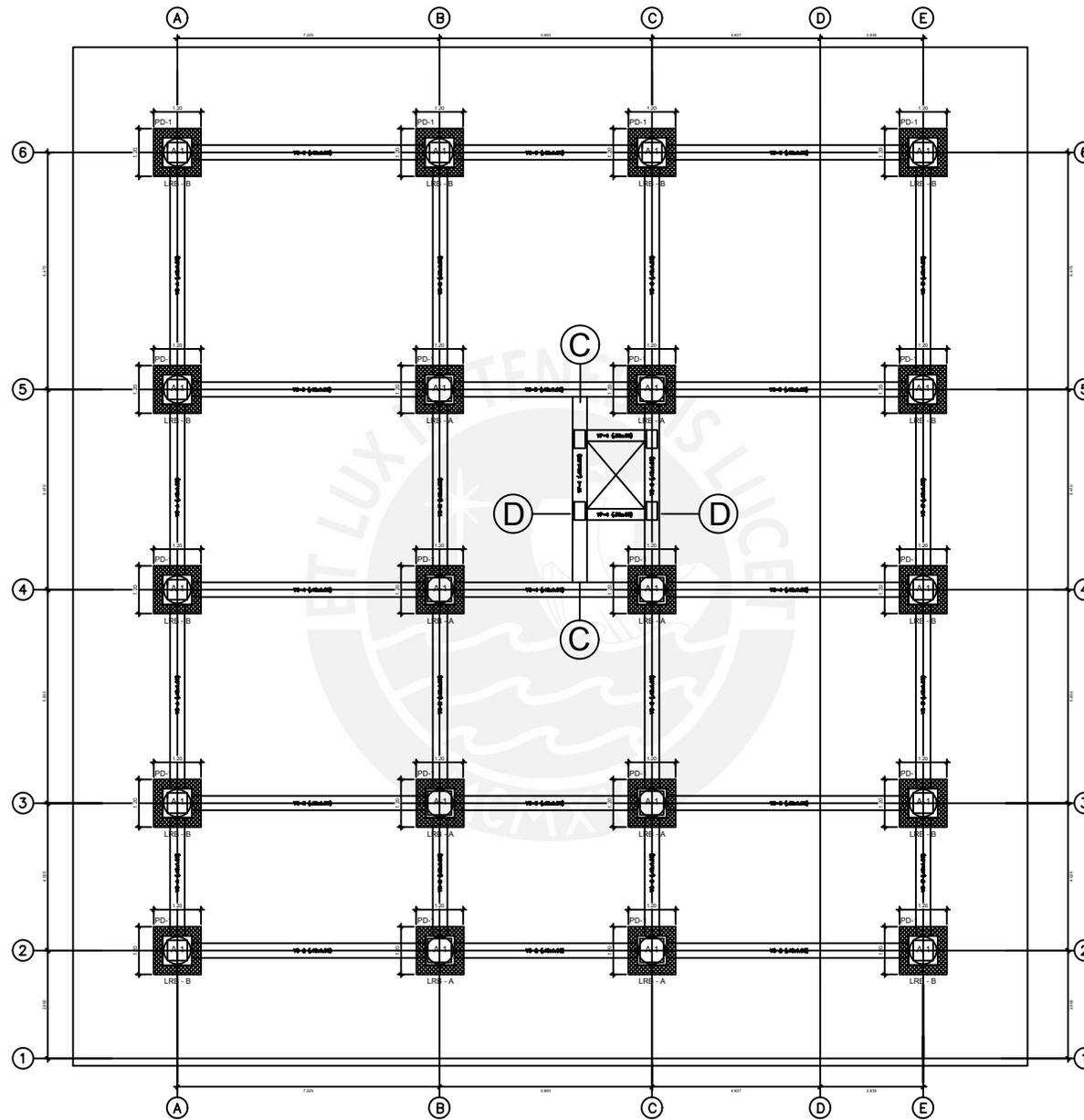


**PROYECTO DE TESIS**  
 Cita: *Walter Torres, La Arquitectura del Perú - Historia de la Arquitectura*

PROYECTO 1	EDIFICIO DE OFICINAS - ESTRUCTURA AISLADA	E-01
UNIVERSIDAD 1	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	
PLANO 1	CIMENTACION (ZAPATAS AISLADAS Y MURO DE CONTENCIÓN)	
TITULO 1	CONCRETO ARMADO	
TEMA 1	YERRO BAMBOKO QUILQUA	WILSON SILVA BERRIOS
TEMA 2	YERRO BAMBOKO QUILQUA	LUCEN GOMEZ

ESCALA 1:150 FECHA: OCT. 2018

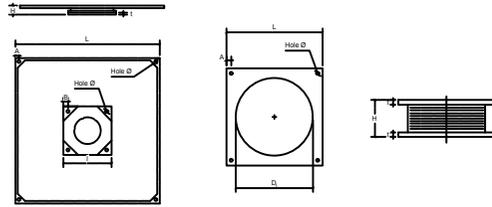
PLANTA DE CIMENTACION  
 ESC:1/75



PLANTA DE PISO TECNICO  
ESC:1/75

PROYECTO DE TESIS		Calle Unión Herrera, 14, Jr. 28 Sur Pallas Occidente - Santiago de Surco - Lima	
PROYECTO 1	EDIFICIO DE OFICINAS - ESTRUCTURA AISLADA	E-02	
UNIVERSIDAD 1	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PLANO 1	PISO TECNICO		
TESISTA 1 1	YERICO BAMBOLCO OLQUIA	ASESOR 1	WILSON SILVA BERRIOS
TESISTA 2 1	LUCCEN GOMEZ	ESCALA 1	1:50
		FECHA 1	01 OCT 2018

# ESPECIFICACIONES TECNICAS DE AISLADORES



## DIMENSIONES GEOMETRICAS AISLADORES SISMICOS(\*)

TIPO	Cantidad	Nº de Bolts	D <sub>1</sub> (mm)	H (mm)	t (mm)	L (mm)	A (mm)	B (mm)	Hole Ø (mm)
LRB A	8	4	750	182	7	800	65	85	31.80
LRB B	12	4	700	175	7	800	65	85	31.80

## PROPIEDADES DE DISEÑO

Block	TIPO	K eff Diseño (t/m)	β <sub>1</sub> (%)	Desplaza. Diseño (cm)
Único	LRB A	133.10	22.00	18.40

## NOTAS

- Los aisladores sísmicos deben cumplir con las propiedades y tolerancias dadas en las especificaciones técnicas correspondientes.
- Los aisladores sísmicos a usar en el proyecto serán de caucho natural con núcleo de plomo.
- (\*) (\*) Las dimensiones de los aisladores son referenciales y pueden variar según el proveedor, cumpliéndose siempre las propiedades dinámicas dadas en las Especificaciones Técnicas y memorias de cálculo.

## TOLERANCIAS:

PLANTUO DE LA SUPERFICIE DE HORMIGÓN QUE RECIBE AL AISLADOR: NO DEBE EXISTIR DESVIACIONES FUERA DEL PLANO DE LA SUPERFICIE DE HORMIGÓN QUE RECIBE AL AISLADOR, MAYORES A 1.5 mm.

HORIZONTALIDAD DEL AISLADOR UNA VEZ CONECTADO AL ANCLAJE EN EL HORMIGÓN: LAS PLACAS EXTERNAS AL AISLADOR NO DEBEN PRESENTAR UN GIRO CON RESPECTO A LA HORIZONTAL MAYOR A 0.01º (R.D. ES DECIR, PARA LA PLACA DE 80x80 mm).

NO DEBE EXISTIR UNA DIFERENCIA EN LA POSICIÓN VERTICAL MAYOR A 0.8 mm ENTRE SUS EXTREMOS, PARA LA PLACA DE 80x80 mm.

NO DEBE EXISTIR UNA DIFERENCIA EN LA POSICIÓN VERTICAL MAYOR A 0.8 mm ENTRE SUS EXTREMOS.

SE DEBERÁN TOMAR TODAS LAS PRECAUCIONES NECESARIAS TANTO PARA LA POSICIÓN VERTICAL DE LOS MANGOS COMO EN EL ACABADO SUPERFICIAL DEL HORMIGÓN PARA QUE SE CUMPLA CON ESTA RESTRICCIÓN.

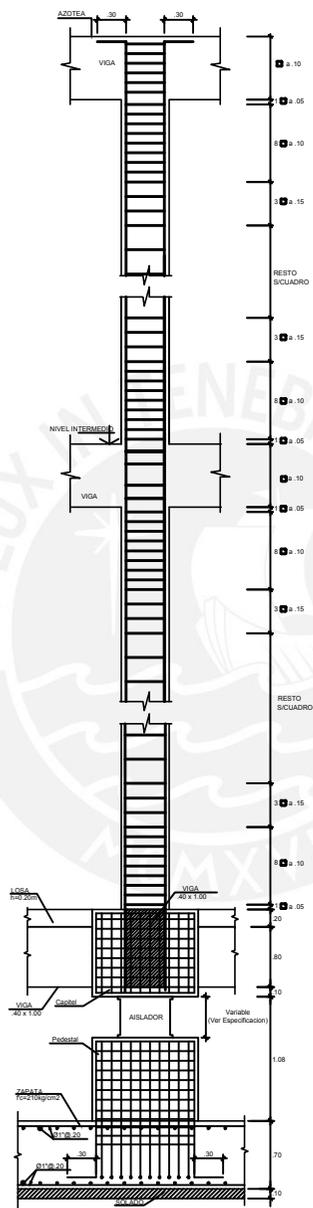
## NOTAS:

- ACERO PLACAS A36
- ACERO PERNOS ASTM A305 ZINCADO
- ACERO MANGO RECTO A36
- HORMIGÓN CARTILES SI CALCULO ESTRUCTURAL
- SE DEBE CONSIDERAR MÁQUINA DE MONTAJE PARA MANGO
- EN CASO QUE EL FABRICANTE DE AISLADORES PROPONGA UTILIZAR UN SISTEMA DE AISLAMIENTO QUE OFERTA AL ESPECIFICADO EN ESTOS PLANOS, DEBERÁ CUMPLIR CON LO INDICADO EN LAS "ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE AISLADORES EN SISTEMA DE AISLAMIENTO", EN PARTICULAR CON EL ARTÍCULO 7.14
- ESTO DEBERÁ SER APROBADO POR SIRVE S A PREVIO AL INICIO DE LA FABRICACIÓN
- GROUT: SIKA 328 CL (6 LITROS DE AGUA POR CADA 30kg) O EQUIVALENTE.

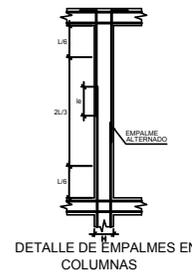
## RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

DE ACUERDO AL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS REALIZADO POR EL INGENIERO MANUEL EMILIO CATAFORA NUÑEZ BOTRON, SE TIENEN LAS SIGUIENTES CONDICIONES DE CIMENTACION:

- |   |                                   |
|---|-----------------------------------|
| 1) Tipo de Cimentación  | Losas de cimentación (Plata)      |
| 2) Estrato de Apoyo de Cimentación                                | ARENA ARCILLOSA                   |
| 3) Profundidad de la Napa Freática                                | No detectada                      |
| 4) Cota de Cimentación  | 1.20 m a partir del nivel del NTN |
| 5) Presión admisible del Terreno                                  | 1.01 kg/cm <sup>2</sup>           |
| 6) Ataque Químico de Sulfatos, Cloruros y/o Sales Solubles SEVERA |                                   |
| 7) Tipo de cemento para concreto en contacto con el suelo.        | Portland Tipo-I                   |



DETALLE DE CONFINAMIENTO TIPOICO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS (PARA AISLADOR)



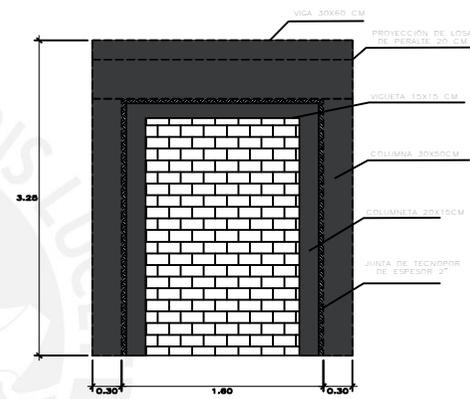
DETALLE DE EMPALMES EN COLUMNAS

Ø	VALORES: m (cm)	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	40	40
1/2"	50	50
5/8"	60	60
3/4"	75	70
1"	120	120

NOTA:  
 a) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION  
 b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% Y/O CONSULTAR CON EL PROYECTISTA  
 c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø3/8" Y DE 35cm PARA Ø DE 1/2" O Ø5/8"

Ø	VALORES DE L PARA 50% O MENOS DE VARILLAS CORTADAS (*)	
	100x30 cm	14x30
3/8"	40	50
1/2"	55	75
5/8"	70	95
3/4"	80	115
1"	120	150

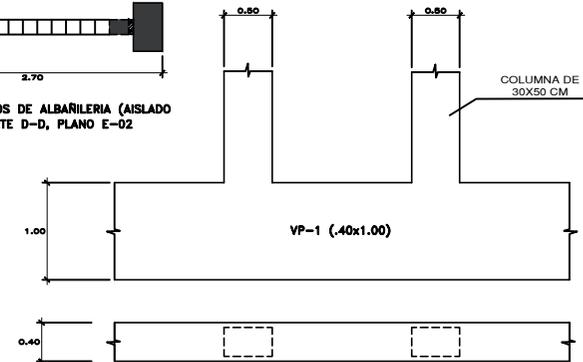
(\*) EN CASO DE CORTAR EL 100% DE VARILLAS INCREMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN 70%



DETALLE DE MUROS DE ALBAÑILERIA (AISLADO DEL PÓRICO) CORTE D-D, PLANO E-02

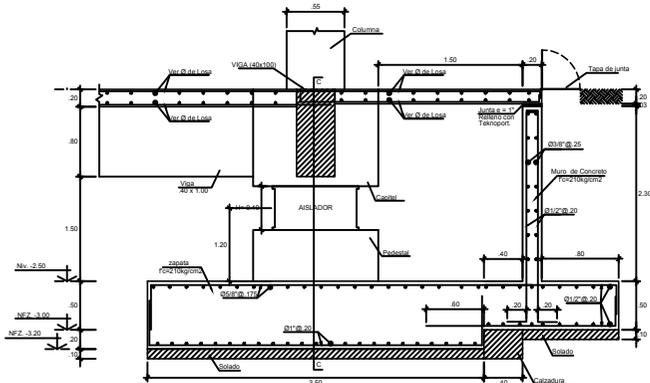


DETALLE DE REFUERZO EN COLUMNETA DE AMARRE EN MUROS DE ALBAÑILERIA

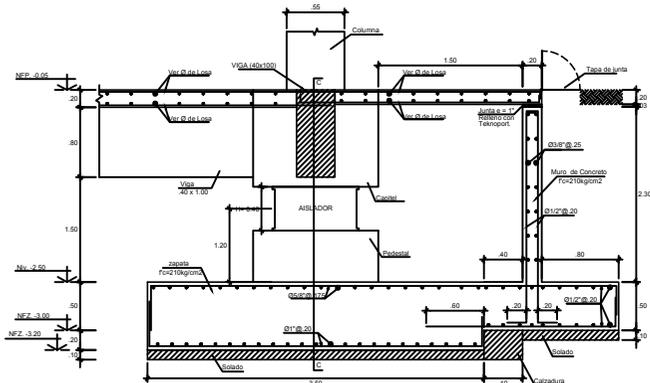


DETALLE DE APOYO DE COLUMNAS SOBRE VIGA VP-1 (40x1.00) CORTE C-C, PLANO E-02

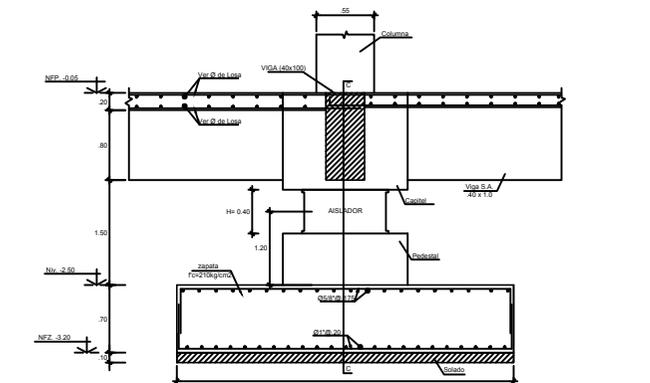
PROYECTO DE TESIS			
Calle Monter Huascar, Lt. A-02 San Pedro de Cercado - Santiago de Surco - Lima			
PROYECTO :	EDIFICIO DE OFICINAS - ESTRUCTURA AISLADA	Nº :	1
UNIVERSIDAD :	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PLANO :	ESPECIFICACIONES TECNICAS Y DETALLES DE ALBAÑILERIA		
TERCETA 1 :	YERSON SAMOJIC QUIQUA	ASESOR :	WILSON SILVA BERRIOS
TERCETA 2 :	JORGE LUCEN GOMEZ	ESCALA :	1:50
		FECHA :	OCT. 2018



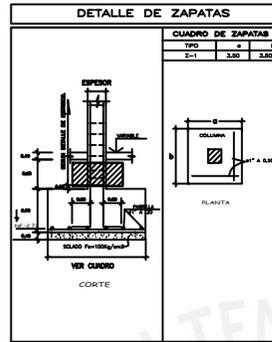
CORTE 2-2 (AISLADOR LRB-A)  
ESC. 1/25



CORTE 2-2 (AISLADOR LRB-B)  
ESC. 1/25

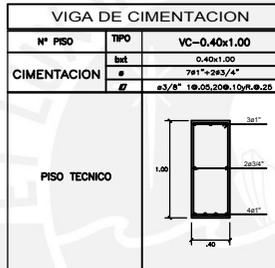


CORTE 3-3 (AISLADOR LRB-A)



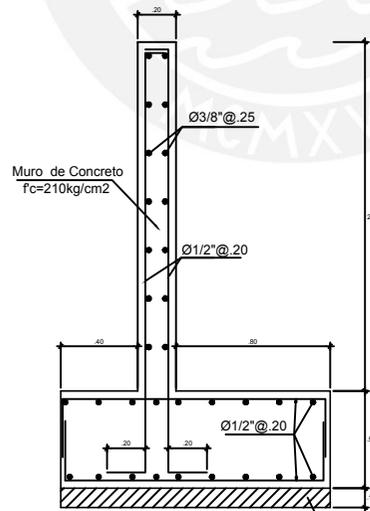
CUADRO DE ZAPATAS

TIPO	a	b
Z-1	3.60	3.60



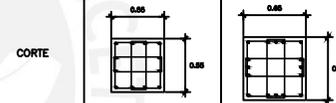
VIGA DE CIMENTACION

Nº PISO	TIPO	VC-0.40x1.00
	bnt	0.40x1.00
	#	7#1" + 2#3/4"
CIMENTACION	#	ø3/8" 18.05.20# 10#1.0x1.0x2.25



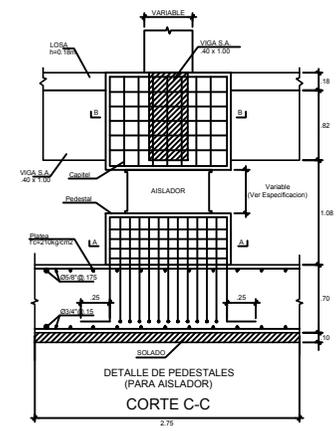
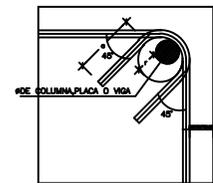
CORTE 1-1 MURO DE CONTENCIÓN  
SC/ 1:12.5

Nº PISO	TIPO	C - 1		C - 2	
		Reinforcement	Dimensions	Reinforcement	Dimensions
1	bnt	0.55x0.85	0.85x0.65		
	#	12#1"	16#1"		
	#	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25		
2	bnt	0.55x0.55	0.65x0.65		
	#	12#1"	16#1"		
	#	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25		
3	bnt	0.55x0.55	0.65x0.65		
	#	12#1"	16#1"		
	#	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25		
4	bnt	0.55x0.55	0.65x0.65		
	#	4#1" + 8#3/4"	4#1" + 12#3/4"		
	#	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25		
5	bnt	0.55x0.55	0.65x0.65		
	#	4#1" + 8#3/4"	4#1" + 12#3/4"		
	#	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25		
6	bnt	0.55x0.55	0.65x0.65		
	#	4#1" + 8#3/4"	4#1" + 12#3/4"		
	#	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25		
7	bnt	0.55x0.55	0.65x0.65		
	#	4#1" + 8#3/4"	4#1" + 12#3/4"		
	#	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25		
8	bnt	0.55x0.55	0.65x0.65		
	#	4#1" + 8#3/4"	4#1" + 12#3/4"		
	#	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25		
9	bnt	0.55x0.55	0.65x0.65		
	#	4#1" + 8#3/4"	4#1" + 12#3/4"		
	#	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25		
10	bnt	0.55x0.55	0.65x0.65		
	#	4#1" + 8#3/4"	4#1" + 12#3/4"		
	#	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25	3#3/8" 18.05.10# 1.5#R#2.25		

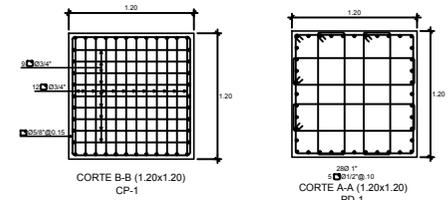


DETALLE : DOBLADO DE ESTIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

#	r(mm)	h(cm)
1/2"	1.2	0.5
3/8"	2.2	0.5
1/2"	2.2	12.5



DETALLE DE PEDESTALES (PARA AISLADOR)  
CORTE C-C

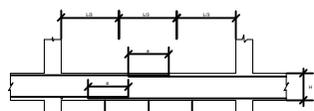
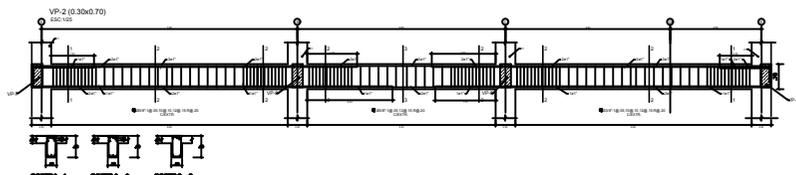
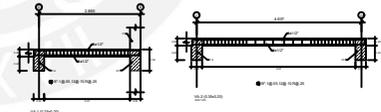
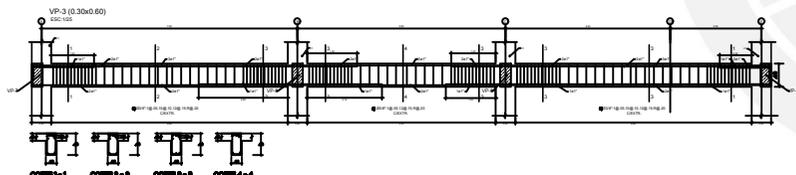
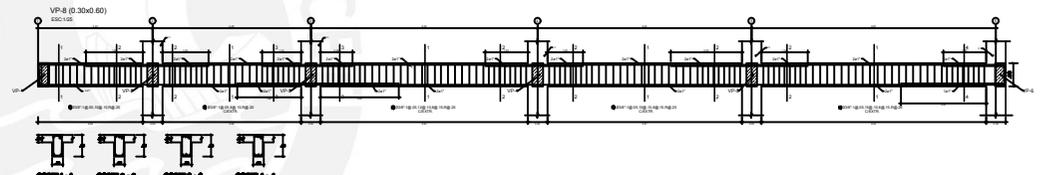
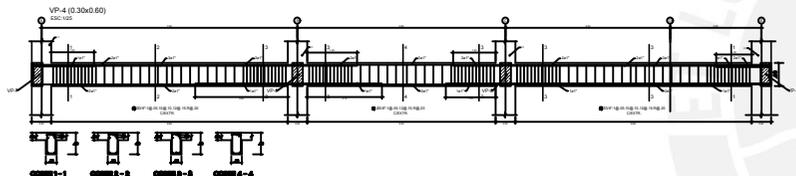
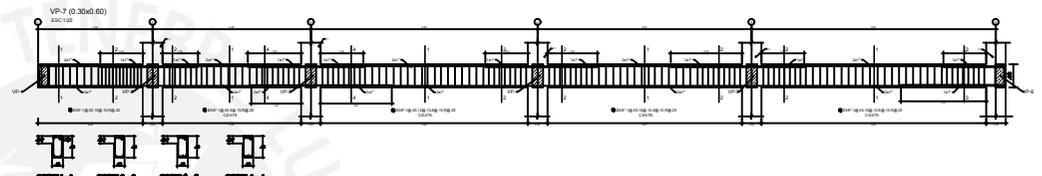
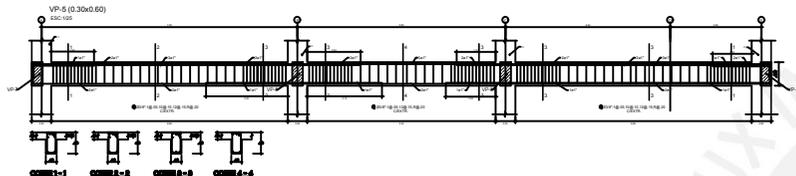
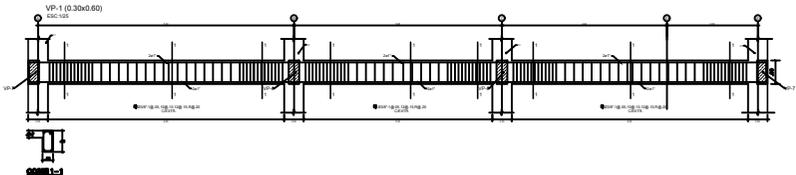
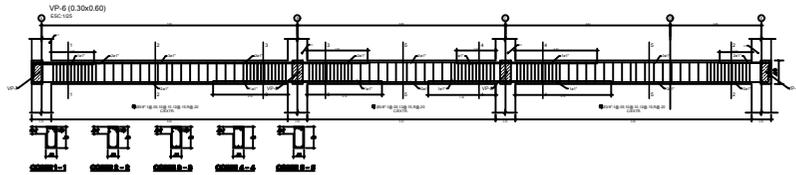


**PROYECTO DE TESIS**  
 Calle Manabí Huancayo, Lt. A-42 San Pedro Corvalán - Santiago de Surco - Lima

PROYECTO :	EDIFICIO DE OFICINAS - ESTRUCTURA AISLADA	Nº :	
UNIVERSIDAD :	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PLANO :	DETALLES DE ZAPATAS Y AISLADORES SISMICOS		
TESISTA 1 :	WILSON SAMKOWICZ QUIQUIA	ASESOR :	WILSON SILVA BERRIOS
TESISTA 2 :	JORGÉ LUCÉN GÓMEZ	ESCALA :	1:50
		FECHA :	OCT. 2018

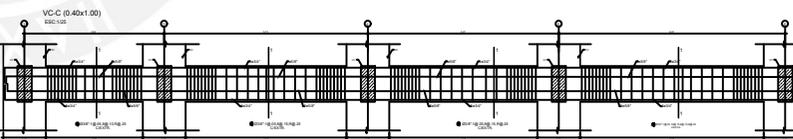
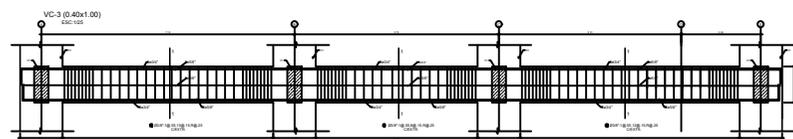
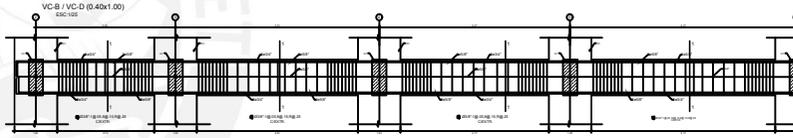
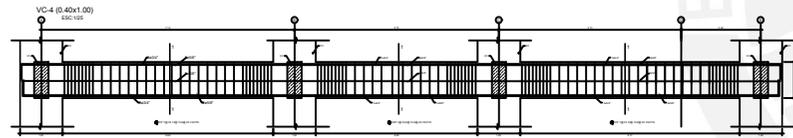
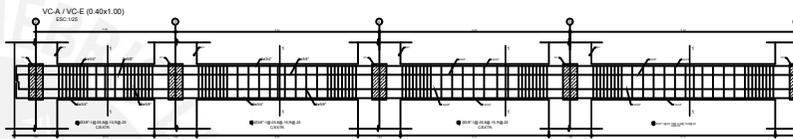
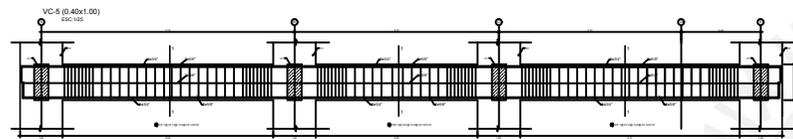
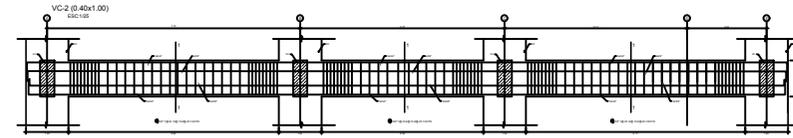
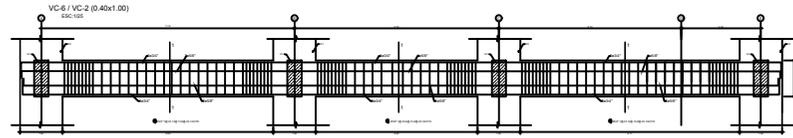
**E-04**



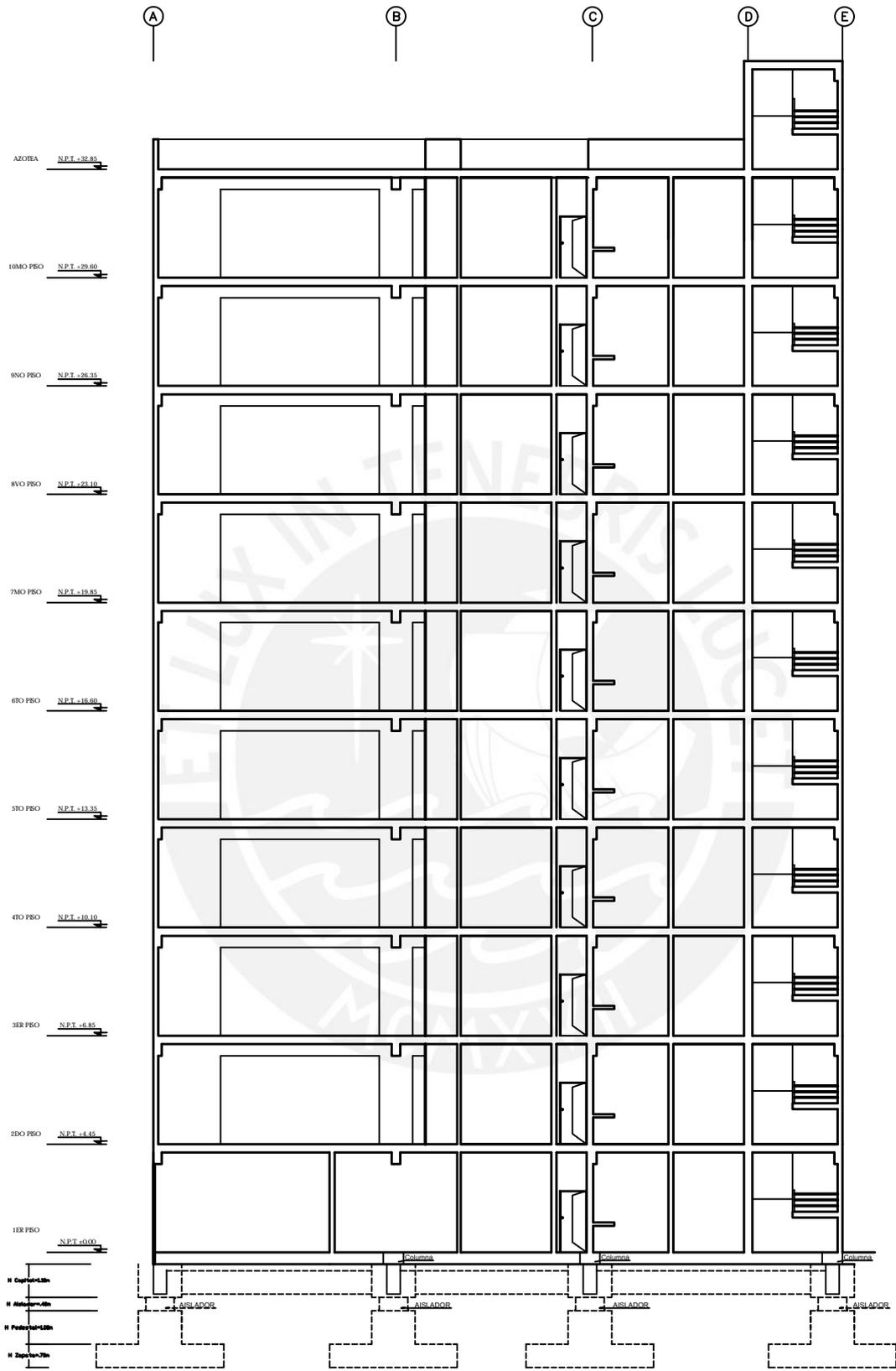


IMPALME DE ARMADURA DE VIGAS

PROYECTO DE TESIS			
Calle San Martín, 15, 2do. Piso - San Martín de Porres - Lima			
PROYECTO 1	EDIFICIO DE OFICINAS - ESTRUCTURA AISLADA		VP 1
UNIVERSIDAD 1	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PLANO 1	ENCOFRADO VIGAS DEL 1ER AL 10MO NIVEL		E-06
TECNICO 1	VERNO SAMKIC CUSQUA	ASESOR 1	WILSON SILVA BERRIOS
TECNICO 2	JOSÉ LUCEN DOMÍNGUEZ	BOGUSA 1	1/20
		FECHA 1	OCT 2018

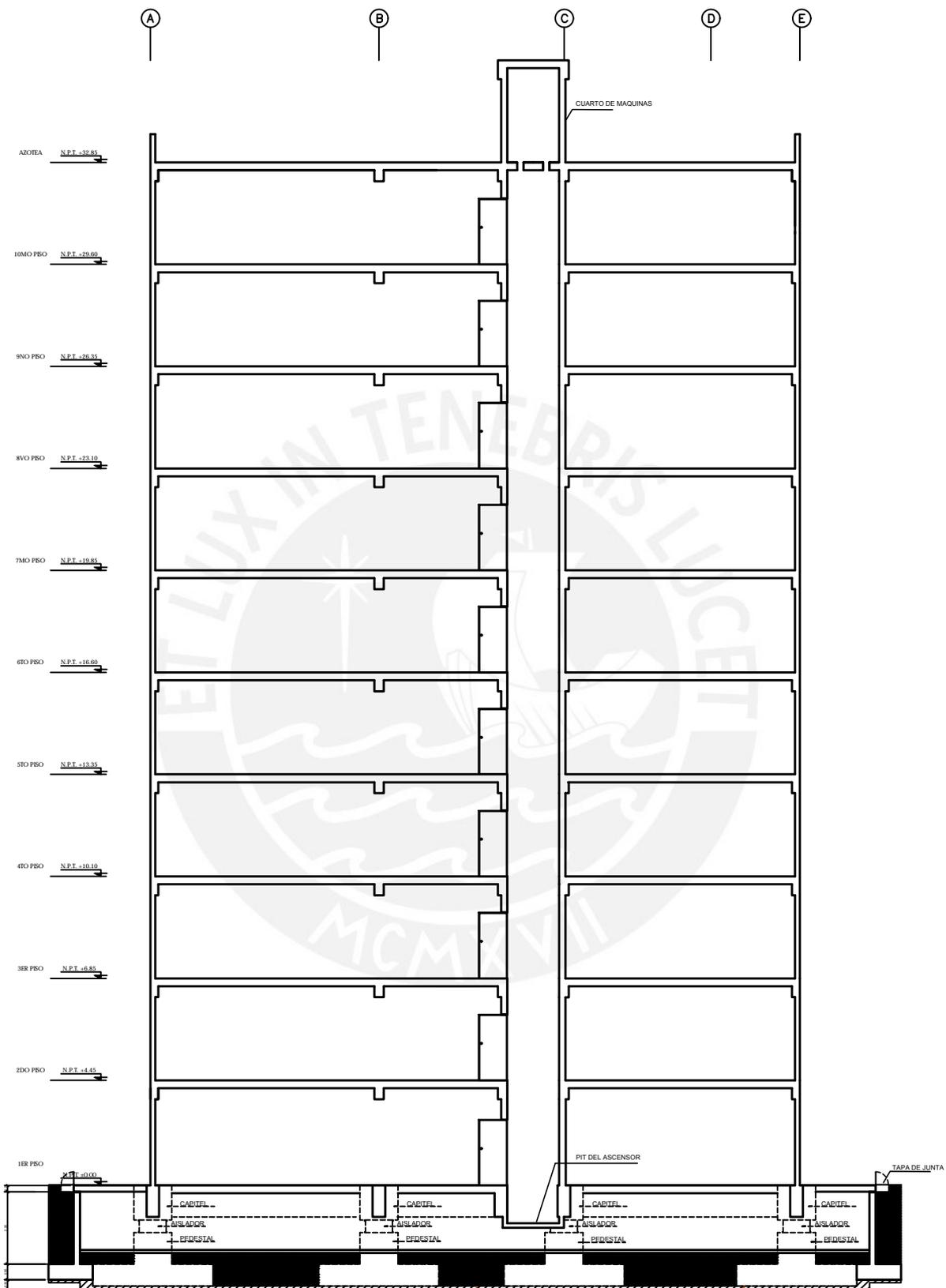


PROYECTO DE TESIS			
Calle Madre Huancu, 15, 4-12 San Pedro de Cuzco - Santiago de Chuco - Ucayali			
PROYECTO 1	EDIFICIO DE OFICINAS - ESTRUCTURA AISLADA		1/1
UNIVERSIDAD 1	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PLANO 1	VIGAS DEL PISO TECNICO		E-07
TECNICO 1	VERONICO SANCHEZ CUSCUBA	ANALISTA 1	WILSON SILVA BERRIOS
TECNICO 2	JOSUE LUCEN DOMEST	BOQUILLA 1	1/20
			FECHA 1 15/07/2018



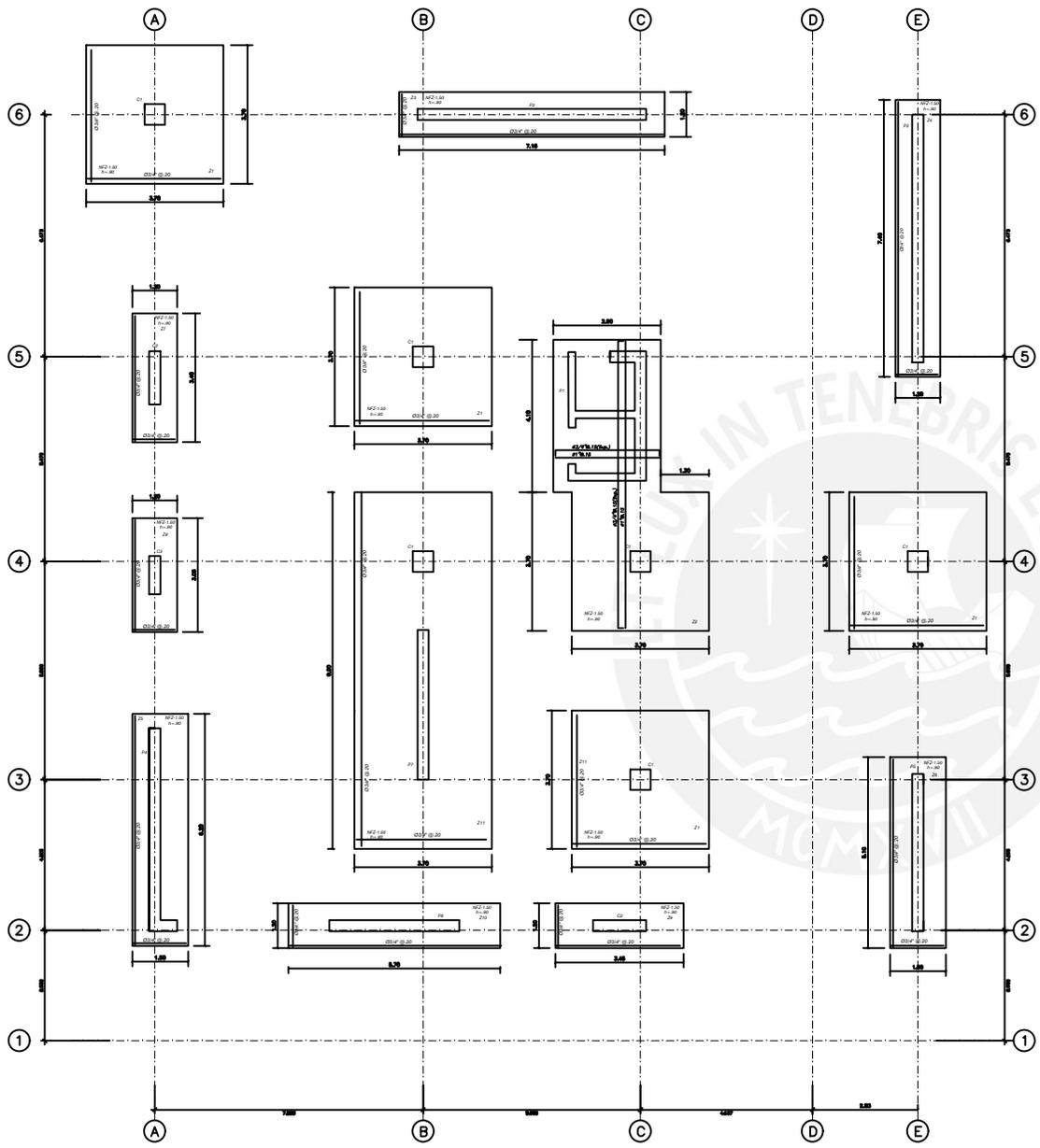
CORTE B-B  
ESC:1/75

PROYECTO DE TESIS			
Calle San Juan, 12, Av. 2 de Febrero, Cusco - Santiago de Surco - Lima			
PROYECTO 1	EDIFICIO DE OFICINAS - ESTRUCTURA AISLADA	OP 1	E-08
UNIVERSIDAD 1	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PLANO 1	CORTE B-B		
TEMA 1 1	TERCER SAMORIC QUIQUA	AUSON 1	
TEMA 2 1	JOSÉ LUCEÑO GÓMEZ	ESCALA 1	1/75
		FECHA 1	02/01/2018

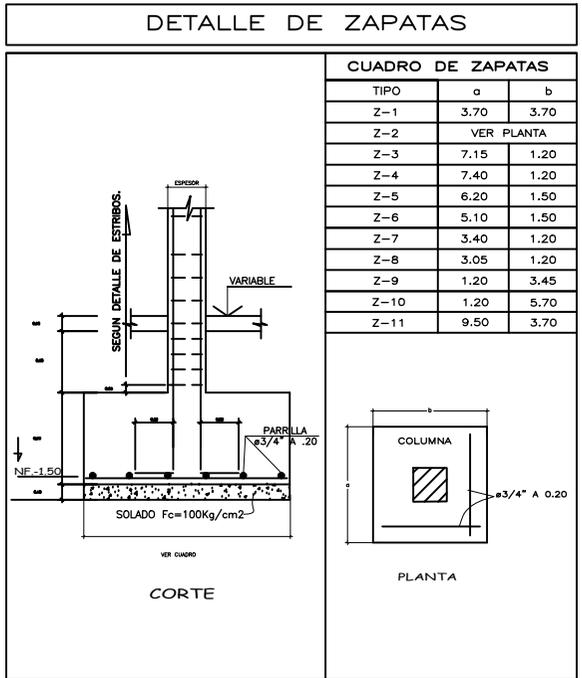


CORTE A-A  
ESC:1/75

PROYECTO DE TESIS			
Calle San Mateo, 12, P.O. Box 17000, Lima - Perú			
PROYECTO 1	EDIFICIO DE OFICINAS - ESTRUCTURA AISLADA	OP 1	E-09
UNIVERSIDAD 1	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PLANO 1	CORTE A-A		
TEMA 1 1	TERCER SAMORIC QUIQUA	TEMA 1 2	
TEMA 2 1	JOSÉ LUCEÑO GÓMEZ	ESCALA 1	1/75
		FECHA 1	02/2018

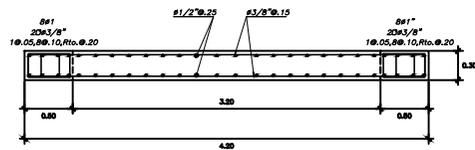


PLANTA DE CIMENTACION  
ESC:1/75

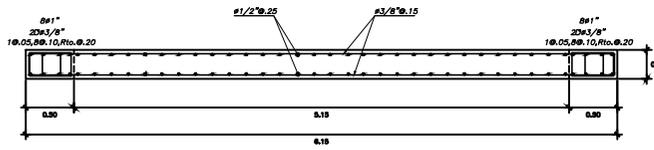


RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACION	
1 TIPO DE CIMENTACION	ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS
2 ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACION	GRAVA ARENOSA
3 PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACION	MIN. 1.50 POR DEBAJO DEL NIVEL NFF
4 PRESION ADMISIBLE DE TERRENO	5.28 Kg/cm2
5 FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE	3
6 ASENTAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE	1.44 cm
7 AGRESIVIDAD DEL SUELO	No aparente
8 CEMENTO DE CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUBSUELO.	TIPO I

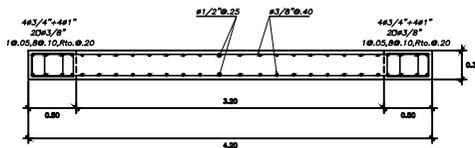
PROYECTO DE TESIS			
Calle Unión Herrera, La Jirón San Pedro Obispo - Santiago de Surco - Lima			
PROYECTO 1	EDIFICIO DE OFICINAS - MODELO DE BASE FLJA		Nº 1
UNIVERSIDAD 1	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PLANO 1	CIMENTACIONES		
TECNICO 1 1	YERRO BAMBOKO QUILQA	ARQUITECTO 1	WILSON SILVA BERROS
TECNICO 2 1	ZORRILLER LUCEN GOMEZ	ESCALA 1	1:50
		FECHA 1	12/07/2018



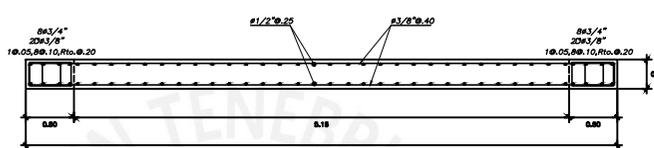
1° al 3° PISO  
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**PLACA-5**



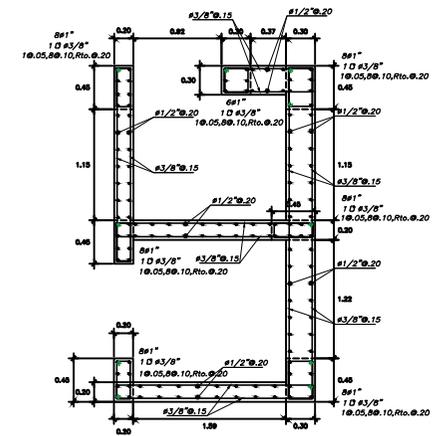
1° al 3° PISO  
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**PLACA-2**



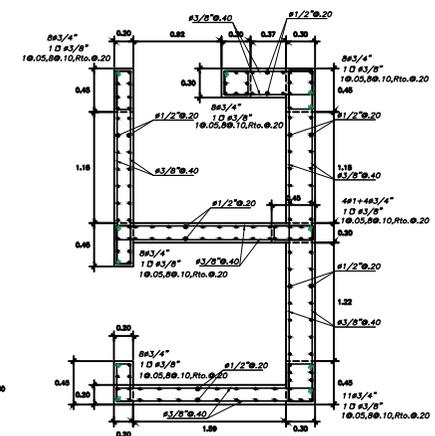
Del 4° al 10° PISO  
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**PLACA-5**



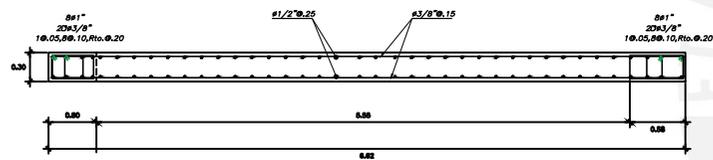
Del 4° al 10° PISO  
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**PLACA-2**



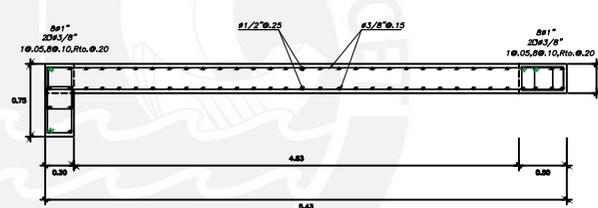
ASCENSOR del 1° al 3° PISO  
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**PLACA-1**



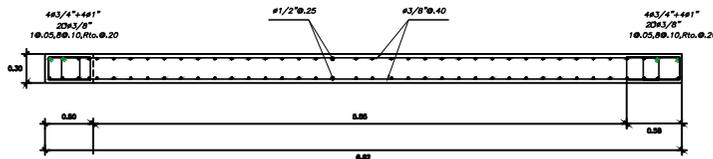
ASCENSOR del 4° al 10° PISO  
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**PLACA-1**



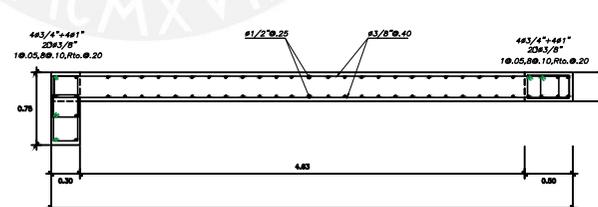
1° al 3° PISO  
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**PLACA-3**



1° al 3° PISO  
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**PLACA-4**



Del 4° al 10° PISO  
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**PLACA-3**



Del 4° al 10° PISO  
 $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**PLACA-4**

PROYECTO DE TESIS			N° :
Calle Manabí Nazario, Lt. A-42 San Pedro Corvalán - Santiago de Surco - Lima			
PROYECTO :	EDIFICIO DE OFICINAS - MODELO DE BASE FIJA		E-11
UNIVERSIDAD :	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PLANO :	DETALLE DE PLACAS		
TESISTA 1 :	WILSON SAMOKIC QUIQUIA	ASESOR :	
TESISTA 2 :	JORGÉ LUCÉN GÓMEZ	ESCALA :	1:50
		FECHA :	OCT. 2018

ESPECIFICACIONES TECNICAS

A- MATERIALES:

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  CONCRETO ARMADO  
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  ACERO CORRUGADO

B- RECURRIMIENTOS MINIMOS:

ZAPATAS 7.80 cms.  
 PLACAS Y MUROS ( $\approx 15$ ) 3.00 cms.  
 PLACAS Y MUROS ( $\approx 10$ ) 2.50 cms.  
 COLUMNAS, VIGAS PERALZADAS ( $\approx 15$ ) 4.50 cms.  
 COLUMNAS, VIGAS PERALZADAS ( $\approx 10$ ) 3.00 cms.  
 VIGAS OBTUSAS 2.50 cms.  
 LOSAS ALICATADAS Y MAZOS 2.00 cms.

C- RESISTENCIA DEL TERRENO:

Presión Admisible = 5.28 Kg/cm<sup>2</sup> (Referencia)  
 SE ENCONTRÓ UN SUELO NATURAL BIEN DIFERENCIADO  
 BIEN GRADUADO,  
 SEGUN NORMAS E-000 DE CLASIFICA  
 EN UN SUELO TP1 I,  
 APOYAR SOBRE TERRENO NATURAL.

D- LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJES ( $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ):

BARRO	LITACION	COMPRESION	LITACIONES
# 3/8"	35cm.	35cm.	45cm.
# 1/2"	45cm.	35cm.	55cm.
# 5/8"	55cm.	50cm.	70cm.
# 3/4"	75cm.	70cm.	90cm.
# 1"	127cm.	90cm.	118cm.

E- NORMAS Y REGLAMENTOS:

NORMAS E-003, E-030, E-003, E-080 Y  
 E-070 DEL REGLAMENTO NACIONAL  
 DE EDIFICACIONES DEL PERU Y ACI 318-05

G- PARAMETROS SISMICOS:

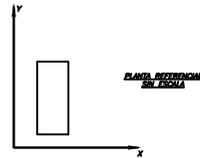
$V_{uj} = \frac{Z U S F P}{R}$

Z=	0.45
U=	1.0
S=	1.0
F=	2.5
P=	6.0 (MUROS DE CONCRETO ARMADO)
R=	6.0 (MUROS DE CONCRETO ARMADO)

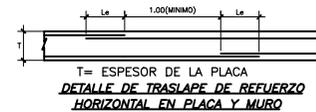
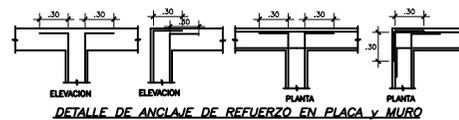
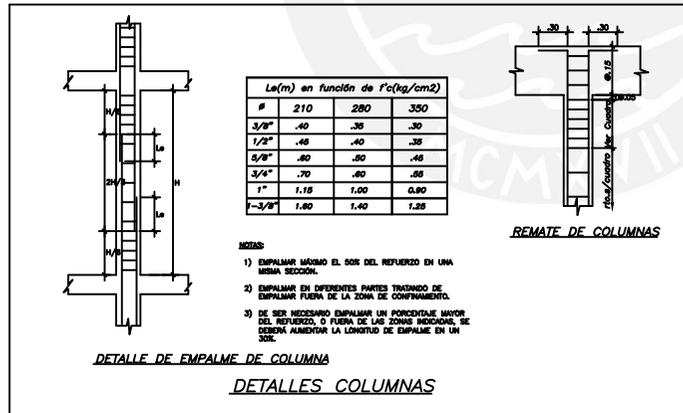
Periodo T = 1.002 s,  $\gamma = 0.748 \text{ esp.}$

H- MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS:

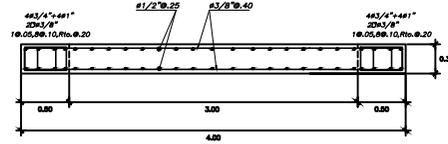
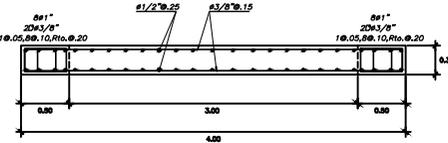
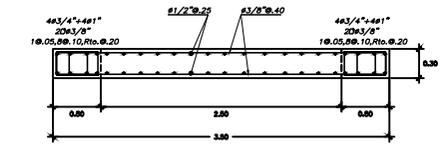
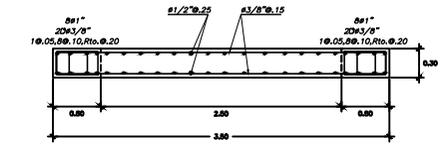
MAX. ABSOLUTOS EJE XX: 14.62 cm.  
 MAX. ABSOLUTOS EJE YY: 11.00 cm.  
 MAX. RELATIVOS EJE XX: 1.85 cm.  
 MAX. RELATIVOS EJE YY: 1.25 cm.



CUADRO DE COLUMNAS				
Nº PISO	TIPO	C - 1	C - 2	C - 3
1	Int	0.55x0.55	1.40x0.30	1.03x0.30
	#	16#1"	16#3/4"	6#1"x8#3/4"
2	#	3#3/8" 1#0.05, 10#1.5y#2.5	2#3/8" 2#0.05, 15#1.0 y#2.0	#3/8" 2#0.05, 15#1.0 y#2.0
	Int	0.55x0.55	1.40x0.30	1.03x0.30
3	#	16#1"	16#3/4"	6#1"x8#3/4"
	#	3#3/8" 1#0.05, 10#1.5y#2.5	2#3/8" 2#0.05, 15#1.0 y#2.0	#3/8" 2#0.05, 15#1.0 y#2.0
4	#	4#1"x12#3/4"	6#3/4"x12#5/8"	6#3/4"x8#5/8"
	Int	0.55x0.55	1.40x0.30	1.03x0.30
5	#	4#1"x12#3/4"	6#3/4"x12#5/8"	6#3/4"x8#5/8"
	#	3#3/8" 1#0.05, 10#1.5y#2.5	2#3/8" 2#0.05, 15#1.0 y#2.0	#3/8" 2#0.05, 15#1.0 y#2.0
6	#	4#1"x12#3/4"	6#3/4"x12#5/8"	6#3/4"x8#5/8"
	Int	0.55x0.55	1.40x0.30	1.03x0.30
7	#	4#1"x12#3/4"	6#3/4"x12#5/8"	6#3/4"x8#5/8"
	#	3#3/8" 1#0.05, 10#1.5y#2.5	2#3/8" 2#0.05, 15#1.0 y#2.0	#3/8" 2#0.05, 15#1.0 y#2.0
8	#	4#1"x12#3/4"	6#3/4"x12#5/8"	6#3/4"x8#5/8"
	Int	0.55x0.55	1.40x0.30	1.03x0.30
9	#	4#1"x12#3/4"	6#3/4"x12#5/8"	6#3/4"x8#5/8"
	#	3#3/8" 1#0.05, 10#1.5y#2.5	2#3/8" 2#0.05, 15#1.0 y#2.0	#3/8" 2#0.05, 15#1.0 y#2.0
10	#	4#1"x12#3/4"	6#3/4"x12#5/8"	6#3/4"x8#5/8"
	Int	0.55x0.55	1.40x0.30	1.03x0.30
CORTE	#	0.55	1.40	1.03
	Int	0.55x0.55	1.40x0.30	1.03x0.30



#	La(m)
3/8"	.40
1/2"	.45



PROYECTO DE TESIS

Calle Mestizo Huesar, Lt. A-42 San Pedro Corvalán - Santiago de Surco - Lima

PROYECTO : EDIFICIO DE OFICINAS - MODELO DE BASE FIJA Nº :

UNIVERSIDAD : PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

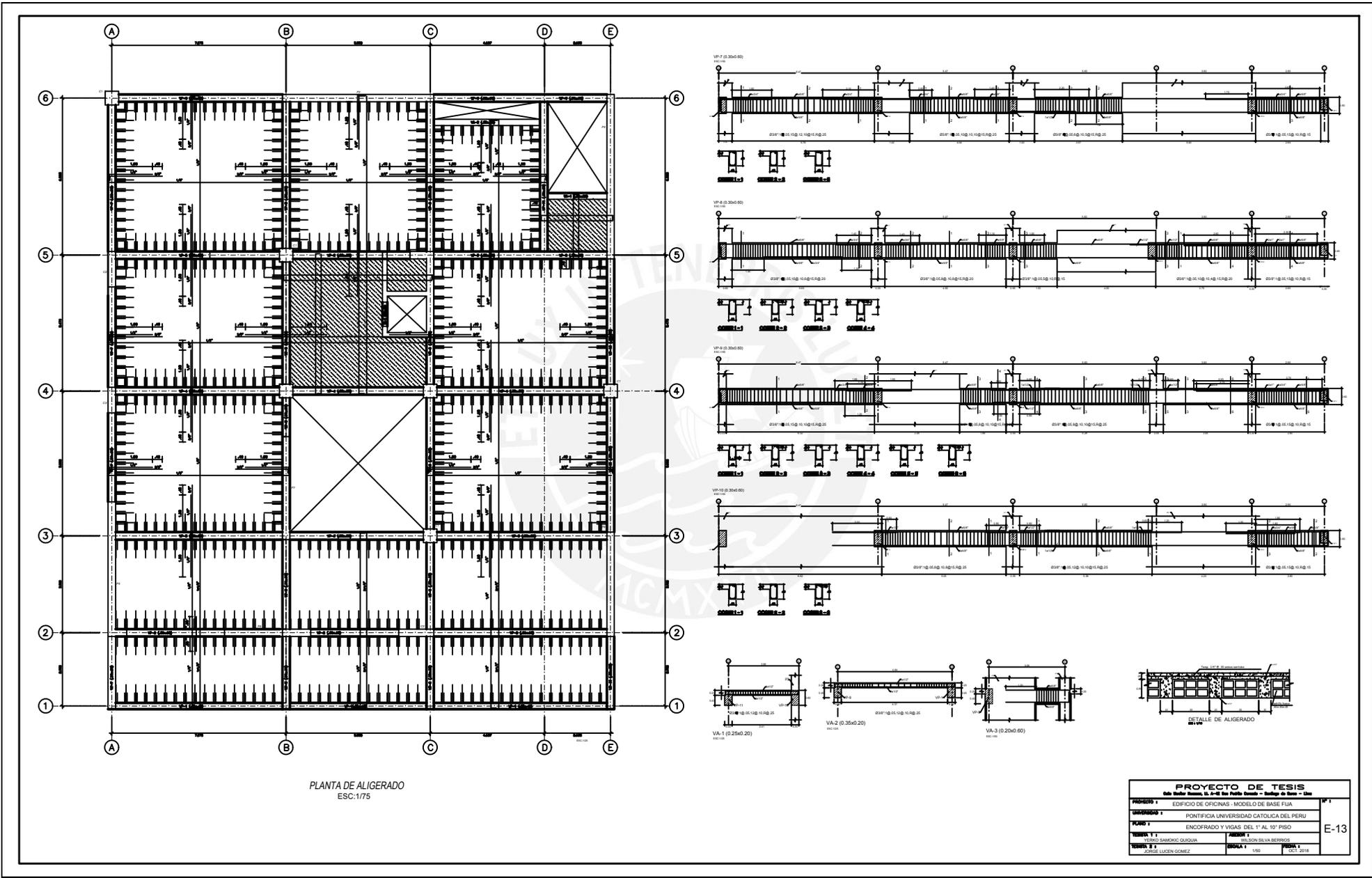
PLANO : ESPECIFICACIONES Y DETALLE DE COLUMNAS Y PLACAS

TESISTA 1 : WILSON SILVA BERRIOS E-12

TESISTA 2 : JORGÉ LUCÉN GÓMEZ

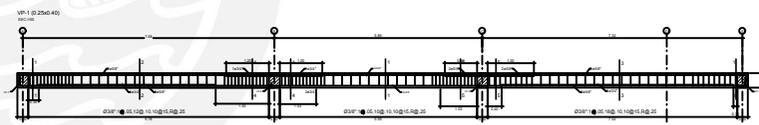
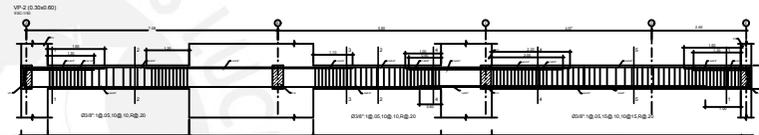
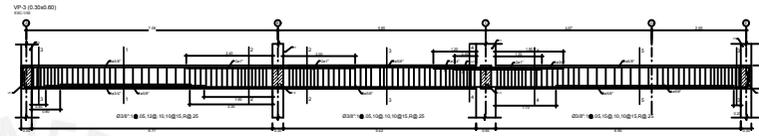
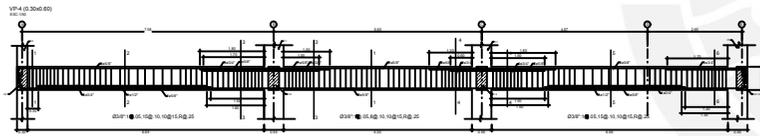
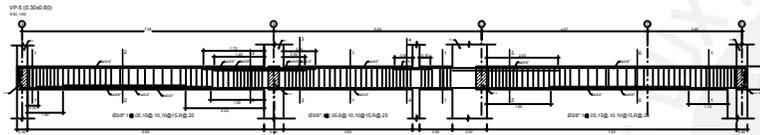
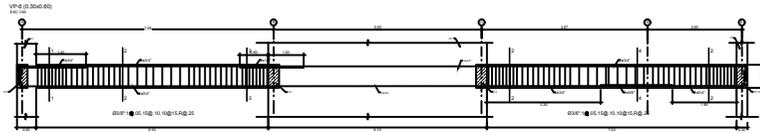
ESCALA : 1:50

FECHA : OCT. 2018

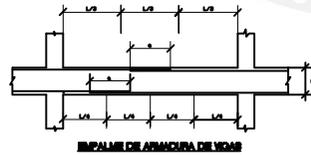


PLANTA DE ALIGERADO  
ESC:1/75

PROYECTO DE TESIS			
Calle San Mateo, La Cruz del Valle, Arequipa - Arequipa - Peru			
PROYECTO	EDIFICIO DE OFICINAS - MODELO DE BASE FIJA	ETAPA	01
UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PLANO	ENCORADO Y VIGAS DEL 1° AL 10° PISO		
TITULO 1	TITULO DOMINIO QUINCE	ALUMNO	WILSON SALVA BARRIOS
TITULO 2		DIRIGIDA POR	ING. LUCYEN GOMEZ
		FECHA	10/11/2018



VALORES DE $\phi$ (mm)	
$\phi$	ESPESOR DE LA LAMINA DE ACERO
$\phi$	DIAMETRO DE LA BARRA DE ACERO
$\phi$	DIAMETRO DE LA BARRA DE ACERO
$\phi$	DIAMETRO DE LA BARRA DE ACERO
$\phi$	DIAMETRO DE LA BARRA DE ACERO
$\phi$	DIAMETRO DE LA BARRA DE ACERO
$\phi$	DIAMETRO DE LA BARRA DE ACERO
$\phi$	DIAMETRO DE LA BARRA DE ACERO



PROYECTO DE TESIS			
Calle San Juan, 15, 2do. Piso - San Juan de los Rios - Lima			
PROYECTO 1	EDIFICIO DE OFICINAS - MODELO DE BASE FIJA	VP 1	
UNIVERSIDAD 1	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		
PUNTO 1	DETALLE DE VIGAS		
TITULO 1	VENITO SAMORIC CUSQUA	ASISTENTE 1	WILSON SILVA BEIRROS
TITULO 2	JOSUE LUCEN DOMEST	BOGONA 1	1:50
		FECHA 1	2018