

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN DE AREQUIPA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNSA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN

TOMO I

**“ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO
NIVELES CON EL USO DE AISLADORES DE BASE TIPO
PÉNDULO FRICCIONAL TRIPLE”**

Tesis presentada por los bachilleres:

YUCRA CHAPALLMA, MARIELA MILAGROS

QUISPE SUNI, NESTOR ANTONY

Para optar el Título Profesional de:

INGENIEROS CIVILES

Asesor de tesis:

MSc. Ing. JORGE ROSAS ESPINOZA

AREQUIPA – PERÚ

2020

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNSA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN

“ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES CON EL USO DE AISLADORES DE BASE TIPO PÉNDULO FRICCIONAL TRIPLE”

Tesis presentada por los bachilleres:
 YUCRA CHAPALLMA, MARIELA MILAGROS
 QUISPE SUNI, NESTOR ANTONY
 Para optar el Título Profesional de:
 INGENIEROS CIVILES

APROBADO POR: _____ **Unanimidad** _____

Miembros del Jurado de Tesis

Nombre y Apellido

Firma

Ing. Herber Fernando Calla Aranda

Ing. Jorge Rosas Espinoza

Ing. John Percy Aragón Brousset

AREQUIPA – PERÚ

2020

DEDICATORIA

iii

A mi abnegada madre, Josefina y a mi bondadoso padre, Nestor; quienes han sido mis primeros maestros en la vida y gracias a los cuales puedo seguir luchando; así también a mi incondicional y siempre genial hermano Renato, el cual es mi amigo y consejero. Por su apoyo constante y confianza en mí, dedico este logro a ellos.

Mariella

A Dios por la vida, de mí y mis seres queridos.

A mi linda y amorosa madre, Nancy; a mi querido y protector padre, Antonio; por ser juntos la luz que me salvaguarda en momentos difíciles.

A mi carismático e increíble hermano mayor, Ronny; a mi apreciado y joven hermano menor, Miguel; quienes juntos me enseñan a ser mejor persona cada día.

Es para ellos este logro cumplida.

Nestor

AGRADECIMIENTOS

iv

Agradecemos con mucha estimación y admiración a nuestro asesor, el Msc. Ingeniero Jorge Rosas Espinoza, por su apoyo y asesoría para la realización de este trabajo de tesis. Por la buena voluntad puesta en las reuniones de revisión, por la guía y amparo brindado en el proceso de la sustentación de tesis.

Agradecemos con especial y gran cariño a la Sra. Josefina Chapallma y su familia por la infinita energía y fortaleza que motivaba cada día los deseos de seguir adelante y poder completar este trabajo de tesis.

Agradecemos con especial cariño a nuestros amigos Dave A. Gonzales Yanarico, Ronnie R. Gutiérrez Huisa y Ramiro A. Nina Hañari por su disponibilidad contigua para resolver y aclarar dudas durante el desarrollo de este trabajo de tesis.

Agradecemos a la señorita Nilda, a la señorita Norma y a la Comisión de Investigación de la facultad por guiarnos en proceso de sustentación de tesis. Agradecemos a todos nuestros amigos por su apoyo incondicional en el desarrollo y cumplimiento de este trabajo de tesis.

Agradecemos a todos los excelentes docentes y técnicos que forman parte de nuestra alma mater la Facultad de Ingeniería Civil – UNSA por forjar nuestros conocimientos para el desarrollo de este trabajo de tesis.

En el presente trabajo se realiza el análisis y diseño sísmico de una edificación comercial de cinco niveles utilizando aisladores de base tipo péndulo friccional triple, en nuestro país se vienen realizando proyectos de edificios con base aislada utilizando aisladores elastoméricos, sin embargo, nosotros proponemos el uso de aisladores friccionales tales como el Péndulo Friccional Triple. Se utilizó la norma peruana vigente E.031 correspondiente a aislamiento sísmico, la cual establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones con aislamiento sísmico. En el capítulo 3 se explica el comportamiento de los aisladores tipo péndulo de fricción, haciendo hincapié en el péndulo de fricción triple.

Primero se realizó el análisis de la estructura no aislada, proponiéndose una estructuración que cumple con los requisitos según la norma E.030, posteriormente se realizó el análisis de la estructura aislada proponiéndose una nueva configuración de la estructura y cumpliendo los requisitos según la norma E.031. Al final del capítulo 6 se puede apreciar una comparación entre estos dos sistemas con respecto a la fuerza sísmica solicitada y los desplazamientos de entrepiso. Finalmente, en el capítulo 7 se podrá apreciar el diseño final de la estructura. Se espera que este trabajo pueda servir como base y guía para próximos tesis o estudiantes que quieran realizar diseño de edificaciones utilizando aisladores tipo péndulo friccional.

Palabras claves: Estructuración, análisis, diseño, aislamiento sísmico, aisladores tipo péndulo de fricción triple.

ABSTRACT

vi

In this work, is carried out the seismic analysis and design of a five-level commercial building using triple frictional pendulum base isolators. In our country, there have been developing projects with isolated base buildings using elastomeric isolators, however we propose the use of frictional isolators such as the Triple Frictional Pendulum. It was used the current Peruvian standard E.031 corresponding to seismic isolation, which establishes the minimum requirements for the design and construction of buildings with seismic isolation. Chapter 3 explains the behavior of the friction pendulum isolators, emphasizing the triple friction pendulum.

First, we proceeded with the analysis of the non-isolated structure, proposing a structure that meets the requirements according to the E.030 standard, then the analysis of the isolated structure was carried out, proposing a new configuration of the structure and meeting the requirements according to the E.031 standard. At the end of Chapter 6 a comparison can be seen between these two systems with respect to the requested seismic force and the mezzanine displacements. Finally in Chapter 7 you will be able to appreciate the final design of the structure. It is hoped that this work can serve as a base and guide for future thesis students or students who want to carry out building design using frictional pendulum isolators.

Key words: Structuring, analysis, design, seismic isolation, triple friction pendulum isolators.

Capítulo 1 Introducción y Aspectos Generales	1
1.1 Introducción.	1
1.2. Identificación del problema.	1
1.3. Objetivos.	2
1.3.1. Objetivo general	2
1.3.2. Objetivo general	2
1.2. Identificación del problema.	3
Capítulo 2 Aisladores Sísmicos	5
2.1. Aislamiento sísmico de la base	5
2.1.1. Tipos de aisladores sísmicos.	7
2.2. Requerimientos de diseño sísmico para estructuras sísmicamente aisladas	9
2.2.1. Regularidad estructural.	9
2.2.2. Restricciones a las irregularidades.	10
2.2.3. Sistema de aislamiento.	10
2.2.4. Sistema estructural.	11
2.2.5. Elementos estructurales y componentes no estructurales	11
2.2.5. Efectos de las cargas sísmicas y combinaciones de carga.	11
2.2.6. Propiedades del sistema de aislamiento	12
2.3. Normativa.	14
Capítulo 3: Sistema De Triple Péndulo De Fricción	15
3.1. Simple péndulo de fricción (SFP).	15
3.2. Doble péndulo de fricción (DFP).	19
3.2.1. Fase de movimiento I.	20
3.2.2. Fase de movimiento II	22
3.3. Triple péndulo de fricción (TPF).	24
3.3.1. Fase de movimiento I.	26
3.3.2. Fase de movimiento II	29
3.3.3. Fase de movimiento III	33
3.3.4. Fase de movimiento IV	36
3.3.5. Fase de movimiento V	39
3.4. Triple péndulo de fricción (TPF) – modelo simplificado.	43
Capítulo 4 Modelamiento y Análisis del Edificio con Base Fija	45
4.1. Descripción del proyecto	45
4.2. Concepción estructural.	49
4.2.1. Criterios de estructuración.	49
4.2.1. Descripción de la estructura	49
4.3. Pre dimensionamiento.	51
4.3.1. Pre dimensionamiento de losas.	51
4.3.2. Pre dimensionamiento de vigas	53
4.3.3. Pre dimensionamiento de columnas.	53
4.3.4. Pre dimensionamiento de muros de corte	54
4.4. Metrado de cargas	54
4.5. Peso de la estructura.	56

4.5.1. Concreto $f'c=210$ kgf/cm ²	56viii
4.5.2. Acero $f_y=4200$ kgf/cm ²	57
4.5.3. Carga viva.	57
4.6. Análisis sísmico del edificio con base empotrada	58
4.6.1. Análisis estático	61
4.6.2. Análisis modal espectral	64
Capítulo 5 Diseño Del Sistema De Aislamiento	70
5.1. Introducción.	70
5.2. Objetivo de diseño	70
5.3. Ubicación de aisladores	70
5.4. Diseño preliminar.	71
5.4.1. Procedimiento de diseño preliminar.	71
5.4.2. Límite Superior y límite Inferior del TPF.	79
Capítulo 6 Modelamiento Y Análisis del Edificio Con Base Aislada	81
6.1. Consideraciones para el análisis sísmico en edificaciones.	81
6.2. Metodología de análisis.	82
6.3. Análisis sísmico del edificio con base aislada.	83
6.3.1. Análisis estático	84
6.3.2. Análisis Dinámico Modal Espectral.	97
6.3.3. Análisis Dinámico Tiempo – Historia.	104
6.4. Análisis comparativo de resultados obtenidos de la edificación con base fija y base aislada.	111
6.4.1. Fuerza cortante basal.....	111
6.4.2. Desplazamiento total de entrepiso.	113
6.4.3. Aceleración.....	115
6.4.4. Estructuración.....	116
Capítulo 7 Diseño del Edificio con Base Aislada.....	119
7.1. Verificación de la cortante de diseño.	119
7.1.1 Verificación de la cortante de diseño para la sub – estructura.	119
7.1.2 Verificación de la cortante de diseño para la super – estructura.	119
7.2. Verificación de los drift.	120
7.3. Elementos estructurales de concreto armado.	121
7.3.1. Diseño de losas	122
7.3.2. Diseño de vigas.....	127
7.3.3. Diseño de columnas	129
7.3.4. Diseño de placas.	135
7.3.5. Diseño de platea rígida asociado al sistema de aislación.	139
7.3.6. Diseño del capitel y pedestal.	143
7.3.7. Diseño de cimentaciones.....	146
7.3.8. Diseño de muros de contención.....	150
7.4. Elementos estructurales indispensables.	153
7.4.1. Diseño de tabiquería.	153
7.4.2. Diseño de las escaleras.....	156
7.4.3. Diseño de la cisterna.	158
CONCLUSIONES.....	163
RECOMENDACIONES	166

BIBLIOGRAFÍA.....	168ix
ANEXOS	169
A01. ANEXO 01: Irregularidades del Edificio.....	169
A01.1. Irregularidades estructurales en altura (Ia).	169
A01.1.1. Irregularidad de rigidez-piso blando	169
A01.1.2. Irregularidad de resistencia – piso débil.....	169
A01.1.3. Irregularidad de masa o peso.	170
A01.1.4. Irregularidad geometrica vertical.	170
A01.1.5. Discontinuidad de los sistemas resistentes.	170
A01.2. Irregularidades estructurales en planta (Ip).....	170
A01.2.1. Irregularidad torcional.	170
A01.2.2. Irregularidad esquinas entrantes.	171
A01.2.3. Irregularidad discontinuidad del diafragma.....	171
A01.2.4. Irregularidad sistemas no paralelos.	171
A02. ANEXO 02: Cálculo de la Ecuación Simplificada de Fenz y Constantino.	172
A02.1. Fase de movimiento I.....	172
A02.2. Fase de movimiento II.....	173
A02.3. Fase de movimiento III.	173
A03. ANEXO 03: Diseño del Aislador Triple Péndulo Fricción.....	173
A03.1 Dimensionamiento del aislador.	174
A03.2 Diseño de las placas y los anclajes.	175
A03.2.1. Diseño del espesor mínimo de la superficie concava superior.	175
A03.2.2. Diseño del anclaje.	176
A04. ANEXO 04: Análisis de los Parámetros del Aislador Triple Péndulo Fricción.	180
A04.1 Límite superior.	180
A04.1.1. Cálculo del máximo desplazamiento (Fadi y Constantino).....	180
A04.1.2. Diagrama de histéresis.	181
A04.1 Límite inferior.	183
A04.1.1. Cálculo del máximo desplazamiento (Fadi y Constantino).....	183
A04.1.2. Diagrama de histéresis.	184
A04.3 Límite nominal.	186
A04.3.1. Cálculo del máximo desplazamiento (Fadi y Constantino).....	186
A04.3.2. Diagrama de histéresis.	187
A05. ANEXO 05: Planos Arquitectonicos.	189
A06. ANEXO 06: Planos Estructurales.	189

Tabla 2.1: Categoría y regularidad de edificaciones aisladas.....	10
Tabla 3.1: Resumen del Triple Péndulo Fricción.	42
Tabla 3.2: Resumen del Triple Péndulo Fricción – modelo simplificado.....	44
Tabla 4.1: Metrado carga muerta de tabiquería.	56
Tabla 4.2: Carga viva actuante.	57
Tabla 4.3: Factores de zona “Z”.	58
Tabla 4.4: Factor de Suelo “S”	59
Tabla 4.5: Períodos “T _P ” y “T _L ”	59
Tabla 4.6: Parámetros sísmicos para el análisis estático.	62
Tabla 4.7: Cortantes de piso para análisis estático en dirección X.	62
Tabla 4.8: Cortantes de piso para análisis estático en dirección Y.	63
Tabla 4.9: Función del espectro de respuesta.	64
Tabla 4.10: Modos de vibración, períodos y masa participativa.	65
Tabla 4.11: Fuerzas cortantes de entrepiso.....	66
Tabla 4.12: Desplazamientos totales y relativos de entrepiso.	67
Tabla 4.13: Drifts de entrepiso.	68
Tabla 4.14: Irregularidades en planta.	69
Tabla 4.15: Irregularidades en altura.	69
Tabla 5.1: Relación entre Radio de Curvatura y el Diámetro de la Superficie Cóncava.	72
Tabla 5.2: Geometría del Triple Péndulo Fricción.	73
Tabla 5.3: Coeficiente de Fricción FPT.	74
Tabla 5.4: Espesor Mínimo de la Superficie Cóncava.	76
Tabla 5.5: Diseño del Anclaje.	78
Tabla 6.1: Factor de Amortiguamiento.	88
Tabla 6.2: Propiedades del Aislador TPF.....	93
Tabla 6.3: Distribución de fuerzas en cada entre piso en la dirección XX.	95
Tabla 6.4: Distribución de fuerzas en cada entre piso en la dirección YY.	96
Tabla 6.5: Modos de Vibración.	100
Tabla 6.6: Desplazamiento Total Máximo.	101
Tabla 6.7: Cortante dinámico para la subestructura.....	102
Tabla 6.8: Cortante dinámico para la superestructura.....	102
Tabla 6.9: Verificación de derivas en el análisis dinámico Modal Espectral.	103
Tabla 6.10: Verificación de derivas en el análisis dinámico Tiempo - Historia.....	107
Tabla 6.11: Fuerza cortante dinámica Tiempo – Historia en cada nivel de piso.....	107
Tabla 6.12: Validación de la fuerza cortante dinámica en el nivel de base.....	108
Tabla 6.13: Desplazamiento total máximo para el análisis dinámico Tiempo - Historia	108
Tabla 6.14: Validación del desplazamiento total maximo.	108
Tabla 6.15: Fuerzas cortantes en la dirección X.	112
Tabla 6.16: Fuerzas cortantes en la dirección Y	113
Tabla 6.17: Desplazamientos totales en la dirección X.	114
Tabla 6.18: Desplazamientos totales en la dirección Y.	115
Tabla 6.19: Aceleración en ambas configuraciones del edificio.	116
Tabla 7.1: Verificación de la fuerza cortante para la sub - estructura.....	119

Tabla 7.2: Verificación de la fuerza cortante para la súper – estructura.....	120xi
Tabla 7.3: Verificación de las derivas.....	121
Tabla 7.4: Combinaciones de carga para el diseño.....	121
Tabla 7.5: Factores de reducción de resistencia ϕ	122
Tabla 7.6: Acero mínimo para una capa.....	122
Tabla 7.7: Diseño por flexión de losa maciza, dirección X.....	123
Tabla 7.8: Diseño por flexión de losa maciza, dirección Y.....	123
Tabla 7.9: Diseño por flexión de losa aligerada bidireccional, dirección X.....	125
Tabla 7.10: Diseño por flexión de losa aligerada bidireccional, dirección Y.....	126
Tabla 7.11: Diseño por flexión en viga V - 204.....	128
Tabla 7.12: Diseño por corte en viga V - 204.....	128
Tabla 7.13: Verificación de estructura arriostrada en la dirección X.....	129
Tabla 7.14: Verificación de estructura arriostrada en la dirección Y.....	130
Tabla 7.15: Verificación por esbeltez en la dirección X.....	130
Tabla 7.16: Verificación por esbeltez en la dirección Y.....	130
Tabla 7.17: Cargas en la columna C22.....	131
Tabla 7.18: Combinaciones de diseño para sismo en la dirección X.....	131
Tabla 7.19: Combinaciones de diseño para sismo en la dirección Y.....	131
Tabla 7.20: Pares ordenados del diagrama de interacción para M33.....	132
Tabla 7.21: Pares ordenados del diagrama de interacción para M22.....	132
Tabla 7.22: Verificación por flexocompresión biaxial.....	134
Tabla 7.23: Solicitaciones de carga para la placa P – 1.....	135
Tabla 7.24: Combinaciones de carga para el diseño.....	136
Tabla 7.25: Diseño por flexión de losa maciza nivel de base, dirección X.....	139
Tabla 7.26: Diseño por flexión de losa maciza nivel de base, dirección Y.....	139
Tabla 7.27: Diseño por flexión en viga NB V - 07.....	141
Tabla 7.28: Diseño por corte en viga NB V - 07.....	142
Tabla 7.29: Solicitaciones de carga para el pedestal.....	143
Tabla 7.30: Combinaciones de carga para el diseño.....	143
Tabla 7.31: Cargas que actúan sobre la zapata E3.....	147
Tabla 7.32: Verificación de esfuerzos en zapata E3.....	148
Tabla 7.33: Envoltorio de presiones en la dirección X.....	148
Tabla 7.34: Envoltorio de presiones en la dirección Y.....	148
Tabla 7.35: Diseño por flexión de la zapata aislada.....	149
Tabla 7.36: Valores de la constante C1.....	153
Tabla 7.37: Valores del coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica “a”.....	154
Tabla 7.38: Diseño por flexión de la albañilería.....	155
Tabla 7.39: Diseño por corte de la albañilería.....	155
Tabla 7.40: Diseño por flexión de la escalera.....	157
Tabla 7.41: Diseño por flexión de la losa superior de la cisterna.....	160
Tabla 7.42: Diseño por flexión de la losa inferior de la cisterna.....	160
Tabla 7.43: Diseño por flexión del muro de cisterna.....	161
Tabla A01.1: Irregularidad de rigidez-piso blando.....	169
Tabla A01.2: Irregularidad de resistencia-piso débil.....	169
Tabla A01.3: Irregularidad de masa o peso.....	170
Tabla A01.4: Irregularidad torsional.....	170

Tabla A03.1: Geometría del Triple Péndulo Fricción.....	174xii
Tabla A03.2: Determinación del CSH en XX.	179
Tabla A03.3: Determinación del CSH en YY.	179
Tabla A04.1: Parámetros del aislador TPF para el límite superior.	180
Tabla A04.2: Cálculo de los parámetros del TPF para el límite superior.	180
Tabla A04.3: Coordenadas para dibujar el diagrama de histéresis para el límite superior.	181
Tabla A04.4: Cálculo de la energía disipada para el límite superior.	182
Tabla A04.5: Parámetros del aislador TPF para el límite inferior.	183
Tabla A04.6: Cálculo de los parámetros del TPF para el límite inferior.	183
Tabla A04.7: Coordenadas para dibujar el diagrama.....	184
de histéresis para el límite inferior.	184
Tabla A04.8: Cálculo de la energía disipada para el límite inferior.	185
Tabla A04.9: Parámetros del aislador TPF para el límite nominal.	186
Tabla A04.10. Cálculo de los parámetros del TPF para el límite nominal.	186
Tabla A04.11: Coordenadas para dibujar el diagrama.....	188
de histéresis para el límite nominal.	188
Tabla A04.12: Cálculo de la energía disipada para el límite inferior.	188

Figura 2.1: Respuesta de un edificio sin aislación sísmica y edificio con aislación sísmica. (Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, 2011).....5

Figura 2.2: Disminución de la aceleración espectral debido al aumento de periodo. (Méndez Galindo, 2013).....6

Figura 2.3: Reducción de aceleraciones por incremento del amortiguamiento. (Méndez Galindo, 2013).....6

Figura 2.4: Aislador tipo LDRB. (FIP Industriale, 2015).....8

Figura 2.5: Aislador deslizante triple péndulo de fricción, (Constantinou, 2007)9

Figura 3.1: Sección transversal del aislador Simple Péndulo Friccional (T.M. Al-Hussaini, V.A. Zayas and M.C. Constantino, 1994).....15

Figura 3.2: Comportamiento pendular del aislador Simple Péndulo Friccional (Fenz D. & Constantinou M., 2008).16

Figura 3.3: Diagrama de cuerpo libre del aislador Simple Péndulo Friccional en su configuración deformada (Fenz D. & Constantinou M., 2008).....17

Figura 3.4: Diagrama de histéresis de la primera fase de movimiento I (Fenz D. & Constantinou M., 2008).....18

Figura 3.5: Sección transversal del aislador Doble Péndulo Fricción (Fenz D. & Constantinou M., 2008).....19

Figura 3.6: Sección transversal de la primera fase de movimiento I (Fenz D. & Constantinou M., 2008).....20

Figura 3.7: Sección transversal del diagrama de cuerpo libre para la fase de movimiento I (Fenz D. & Constantinou M., 2008).21

Figura 3.8: Diagrama de histéresis para la primera fase de movimiento I (Fenz D. & Constantinou M., 2008).22

Figura 3.9: Sección transversal de la segunda fase de movimiento II (Fenz D. & Constantinou M., 2008).....22

Figura 3.10: Sección transversal del diagrama de cuerpo libre de la segunda fase de movimiento II (Fenz D. & Constantinou M., 2008).23

Figura 3.11: Diagrama de Histéresis completo para el sistema DPF (Fenz D. & Constantinou M., 2008).....24

Figura 3.12: Sección Transversal del Aislador Triple Péndulo Fricción y Definición de Parámetros (Fenz D. & Constantinou M., 2008).25

Figura 3.13: Relación Fuerza – Desplazamiento del aislado Triple Péndulo Fricción (Fenz D. & Constantinou M., 2008).26

Figura 3.14: Diagrama de la primera fase de movimiento I (Fenz D. & Constantinou M., 2008).27

Figura 3.15: Diagrama de cuerpo libre para la primera fase de movimiento I.....27 (Fenz D. & Constantinou M., 2008).27

Figura 3.16: Grafica de la curva de histéresis para la primera fase de movimiento I. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).29

Figura 3.17: Sección transversal de la configuración deformada para la segunda fase de movimiento II. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).....30

Figura 3.18: Diagrama de cuerpo libre para la segunda fase de movimiento II. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	xiv 30
Figura 3.19: Fuerzas actuantes en la superficie cóncava 2 (Fuente Propia).	31
Figura 3.20: Grafica de la curva de histéresis para la segunda fase de movimiento II. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	33
Figura 3.21: Sección transversal de la configuración deformada para la segunda fase de movimiento III. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	33
Figura 3.22: Diagrama de cuerpo libre para la segunda fase de movimiento III. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	34
Figura 3.23: Grafica de la curva de histéresis para la segunda fase de movimiento III. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	36
Figura 3.24: Sección transversal de la configuración deformada para la segunda fase de movimiento IV. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	37
Figura 3.25: Diagrama de cuerpo libre para la segunda fase de movimiento IV. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	37
Figura 3.26: Gráfica de la curva de histéresis para la segunda fase de movimiento IV. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	39
Figura 3.27: Sección transversal de la configuración deformada para la segunda fase de movimiento V. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	39
Figura 3.28: Diagrama de cuerpo libre para la segunda fase de movimiento V. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	40
Figura 3.29: Grafica de la curva de histéresis para la segunda fase de movimiento V. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	41
Figura 4.1: Ubicación del proyecto. (Fuente Propia).	45
Figura 4.2: Vista en planta del proyecto. (Fuente Propia).	46
Figura 4.3: Plano de arquitectura del primer nivel. (Fuente Propia).	47
Figura 4.4: Plano de arquitectura de la planta típica. (Fuente Propia).	48
Figura 4.5: Sistema de aislamiento y subestructura. (Fuente Propia).	49
Figura 4.6: Vista en planta de la estructura. (Fuente Propia).	50
Figura 4.7: Vista isométrica de la estructura en ETABS. (Fuente Propia).	51
Figura 4.8: Paño representativo de la losa. (Fuente Propia).	52
Figura 4.9: losa aligerada direccional. (Fuente Propia).	55
Figura 4.10: Propiedades del concreto. (Fuente Propia).	57
Figura 4.11: Propiedades del acero. (Fuente Propia).	57
Figura 4.12: Mapa de zonificación sísmica del Perú. (Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente", 2016).	59
Figura 4.13: Estructuración de la edificación no aislada. (Fuente Propia).	61
Figura 4.14: Fuerzas cortantes de piso en la dirección X. (Fuente Propia).	63
Figura 4.15: Fuerzas cortantes de piso en la dirección Y. (Fuente Propia).	63
Figura 4.16: Espectro de respuesta. (Fuente Propia).	64
Figura 4.17: Fuerzas cortantes para sismo en la dirección X. (Fuente Propia).	66
Figura 4.18: Fuerzas cortantes para sismo en la dirección Y. (Fuente Propia).	67
Figura 4.19: Drifts de entrepiso para Sismo en la dirección X e Y. (Fuente Propia).	68
Figura 5.1: Losa aligerada direccional. (Fuente Propia).	71
Figura 5.2: Sección transversal del aislador Triple Péndulo Friccional. (M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, 2011).	71

Figura 5.3: Esquema de la resistencia a la flexión ((M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, 2011).	xv 76
Figura 5.4: Esquema de la superficie de falla. ((M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, 2011).	77
Figura 5.5: Efecto de los factores de modificación λ (Constantinou, William J. McVitty and Michael C., 2015).	80
Figura 6.1: Estructuración final del edificio con base aislada. (Fuente Propia).	82
Figura 6.2: Espectro Máximo Considerado definido por la NTP – E031 (Fuente Propia).	84
Figura 6.3: Interpretación gráfica del cálculo de la Rigidez Efectiva por medio del diagrama de histéresis del TPF (Fuente Propia).	87
Figura 6.4: Área encerrada en un ciclo completo de histéresis para la energía disipada ED (Fuente Propia).	88
Figura 6.5: Área encerrada para la energía elástica almacenada EL (Fuente Propia).	89
Figura 6.6: Diagrama de histéresis típico (Fuente Propia).	90
Figura 6.7: Diagrama de histéresis (Fuente Propia).	91
Figura 6.8: Parámetros geométricos y mecánicos del TPF en ETABS (Fuente Propia).	98
Figura 6.9: Espectro Máximo Considerado afectado por el factor de amortiguamiento (Fuente Propia).	99
Figura 6.10: Acelerogramas del sismo de Arequipa – 2017. (CISMID).	105
Figura 6.11: Escalamiento del espectro de acelerograma al espectro máximo considerado [Este – Oeste] (Fuente Propia).	106
Figura 6.12: Escalamiento del espectro de acelerograma al espectro máximo considerado [Norte – Sur] (Fuente Propia).	106
Figura 6.13: Desplazamientos en el último nivel y el nivel de base en la dirección YY (Fuente Propia).	109
Figura 6.14: Desplazamientos en el último nivel y el nivel de base en la dirección YY (Fuente Propia).	110
Figura 6.15: Gráfica Fuerza – Desplazamiento para el diagrama de histéresis en la dirección “XX” (Fuente Propia).	111
Figura 6.16: Gráfica Fuerza – Desplazamiento para el diagrama de histéresis en la dirección “YY” (Fuente Propia).	111
Figura 6.17: Comparación de la fuerza cortante en la dirección X entre el edificio empotrado vs el edificio aislado. (Fuente Propia).	112
Figura 6.18: Comparación de la fuerza cortante en la dirección Y entre el edificio empotrado vs el edificio aislado. (Fuente Propia).	113
Figura 6.19: Comparación de desplazamientos totales en la dirección X. (Fuente Propia).	114
Figura 6.20: Comparación de desplazamientos totales en la dirección X. (Fuente Propia).	115
Figura 6.21: Sistema estructural Dual – Muros Estructurales. (Fuente Propia).	117
Figura 6.22: Sistema estructural Dual – Aporticado. (Fuente Propia).	117
Figura 7.1: Plano de detalle de losa maciza bidireccional. (Fuente Propia).	124
Figura 7.2: Plano de detalle de losa aligerada bidireccional. (Fuente Propia).	126
Figura 7.3: Diagrama de cortantes y momento flector máximos en la viga CSI ETABS 2016. (Fuente Propia).	127
Figura 7.4: Esquema final del diseño de la viga V - 204 (Fuente Propia).	129
Figura 7.5: Sección transversal de la columna C22. (Fuente Propia).	132

Figura 7.6: Diagrama de interacción de diseño para sismo XX – M33 en la columna. (Fuente Propia).	133
Figura 7.7: Diagrama de interacción de diseño para sismo XX – M22 en la columna. (Fuente Propia).	134
Figura 7.8: Diagrama de interacción de diseño para sismo YY – M33 en la columna. (Fuente Propia).	134
Figura 7.9: Diagrama de interacción de diseño para sismo YY – M22 en la columna (Fuente Propia).	134
Figura 7.10: Diagrama de iteración de diseño para sismo XX – M33 en la placa (Fuente Propia).	136
Figura 7.11: Diagrama de iteración de diseño para sismo XX – M22 en la placa (Fuente Propia).	136
Figura 7.12: Diagrama de iteración de diseño para sismo YY – M33 en la placa (Fuente Propia).	137
Figura 7.13: Diagrama de iteración de diseño para sismo YY – M22 en la placa (Fuente Propia).	137
Figura 7.14: Sección típica del diseño de placa (Fuente Propia).	138
Figura 7.15: Plano de detalle de losa maciza bidireccional en el nivel de base. (Fuente Propia).	140
Figura 7.16: Diagrama de cortantes y momento flector máximos en viga de platea rígida CSI ETABS 2016. (Fuente Propia).	141
Figura 7.17: Esquema final del diseño de la viga NB V – 07 (Fuente Propia).	143
Figura 7.18: Diagrama de iteración de diseño para sismo XX – M33 en el pedestal (Fuente Propia).	144
Figura 7.19: Diagrama de iteración de diseño para sismo XX – M22 en el pedestal (Fuente Propia).	144
Figura 7.20: Diagrama de iteración de diseño para sismo YY – M33 en el pedestal (Fuente Propia).	145
Figura 7.21: Diagrama de iteración de diseño para sismo YY – M22 en el pedestal (Fuente Propia).	145
Figura 7.22: Distribución de la cimentación en SAFE 2016. (Fuente Propia).	147
Figura 7.23: Corte transversal de zapata aislada. (Fuente Propia).	150
Figura 7.24: Sección típica del diseño de muro de contención MC (Fuente Propia).	152
Figura 7.25: Detalle Típico de la configuración de muro de albañilería. (Fuente Propia).	156
Figura 7.26: Diagrama de momentos y de fuerza cortante en la escalera (Fuente Propia).	157
Figura 7.27: Distribución de acero para las escaleras de emergencia. (Fuente Propia).	158
Figura 7.28: Sección transversal de cisterna (Fuente Propia).	162
Figura A01.1: Vista en planta de la edificación empotrada. (Fuente Propia).	171
Figura A03.1: Corte transversal del aislador Triple Péndulo Fricción. (Fuente Propia).	174
Figura A03.2: Esquema de la Resistencia a la Flexión. (M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, 2011).	175
Figura A03.3: Esquema de la superficie de falla. (M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, 2011).	177
Figura A04.1: Diagrama de histéresis típico para el límite superior. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).	181
Figura A04.2: Diagrama de histéresis para el límite superior. (Fuente Propia).	183

Figura A04.3: Diagrama de histéresis típico para el límite inferior. (Fenz D. & Constantinou xvii M., 2008).....	184
Figura A04.4: Diagrama de histéresis para el límite inferior. (Fuente Propia).	186
Figura A04.5: Diagrama de histéresis típico para el límite nominal. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).....	188
Figura A04.6: Diagrama de histéresis para el límite nominal. (Fuente Propia).	189

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN Y ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN.

La actual norma peruana define una filosofía de diseño sismorresistente para el análisis y diseño de todo tipo de edificaciones, que se basa en incitar a la estructura edificada a una falla dúctil por resiliencia y evitar una falla frágil indeseable, esta metodología es denominada: “diseño por capacidad”, permitiéndose entonces aceptar tres parámetros importantes: i) un sismo menor no debe causar daño al edificio ii) un sismo moderado puede producir daño reparable y iii) un sismo fuerte puede causar daño significativo, pero no el colapso o pérdidas humanas, proporcionando así la protección en la integridad humana, asegurar la continuidad de los servicios básicos, y minimizar los daños a la propiedad.

Sin embargo, ante presencias de sismos del rango severo que demanda un alto nivel de deformación inelástica, las edificaciones exhiben un daño estructural permanente muy difícil de reparar, de manera que en la actualidad se ha venido estableciendo una nueva concepción de diseño para la protección sísmica basado en el funcionamiento del edificio después del sismo, para lograr un mejor desempeño en el comportamiento estructural ante sismos severos y lograr la protección sísmica, se ha puesto en uso el aislamiento de base como una forma de protección sísmica por medio de aisladores de base como son los dispositivos del tipo aisladores de fricción, aisladores elastoméricos, aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, siendo los más usados.

El desempeño de los aisladores friccionantes en diferentes países del mundo (Estados Unidos, México, Ecuador incluso Perú) ha demostrado que su comportamiento ante sismos severos sea muy eficiente y garantice la protección sísmica que establece una funcionalidad continua, en el presente trabajo de investigación se busca promover más la aplicación de los aisladores friccionantes como una alternativa de protección sísmica.

1.2. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.

La protección sísmica en el Perú es un tema que no se ha desarrollado eficientemente, en vista de que, ante sismos severos máximos nuestras estructuras tienen un comportamiento deseado según la filosofía de diseño que establece la norma peruana

vigente E – 030 “*Diseño Sismorresistente*”, no se ha podido lograr evitar los daños dentro del contenido de las estructuras en las diferentes categorías establecidas por la norma peruana (A, B y C por ser las más esenciales).

A pesar del excelente rendimiento en las edificaciones para evitar el colapso existen otros factores que pueden provocar pérdidas humanas como es el pánico ante los movimientos de un sismo y el caos generado por el contenido de la edificación, imposibilitando la evacuación fluida de las personas, entre otros. Además, provoca la incapacidad en el funcionamiento del edificio ocurrido el sismo, y toma más importancia aun en edificios clasificados en la categoría A, B y C de la norma peruana E – 030 “*Diseño Sismoresistete*”.

1.3. OBJETIVOS.

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis y diseño sísmico de una edificación de cinco niveles con el uso de aisladores de base tipo péndulo friccional triple.

1.3.2. OBJETIVO GENERAL

- Realizar el modelo estructural para el análisis y diseño sísmico de una edificación de cinco niveles con el uso de aisladores de base tipo péndulo friccional triple.
- Realizar un análisis de fuerzas equivalentes en una edificación con base fija y base aislada.
- Realizar un análisis dinámico modal espectral de una edificación con base fija y base aislada.
- Realizar un análisis dinámico tiempo – historia de una edificación sísmicamente aislada para validar el comportamiento sísmico.
- Realizar una comparación entre el análisis sísmico de la estructura con base fija y con base aislada.
- Definir el funcionamiento de los aisladores deslizantes, tipo Péndulo Friccional Triple.

- Plantear una alternativa de aislamiento, la cual será empleando aisladores tipo Péndulo Friccional Triple.

1.2. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.

Investigación Teórica – Bibliográfica – Aplicativa.

1. Consulta periódica al asesor
2. Revisión bibliográfica en temas relacionados en modelación, estructuración, diseño sismorresistente, diseño de cimentaciones, aislación sísmica y protección sísmica permanente.
3. Capacitación de modelado en programas especializados como:
 - CSI ETABS: Modelamiento y Análisis de edificaciones con base fija y aislada.
 - CSI SAP 2000: Modelamiento y Análisis de verificaciones de varios niveles.
 - CSI SAFE: Modelamiento y Análisis de cimentaciones de concreto armado
4. Establecer una ubicación del proyecto con la finalidad de adaptarlo, para un correcto funcionamiento del sistema de aislamiento.
5. Predimensionamiento, estructuración de elementos estructurales y distribución de los aisladores tipo Triple Péndulo Fricción.
6. El modelado de la edificación de Cinco Niveles destinada a comercio y oficinas, se realizará por medio del software CSI ETABS para el análisis estructural con base fija y base aislada. (Se hará un análisis lineal y no lineal)
7. Se determinará las propiedades geométricas y mecánicas del aislador Triple Péndulo Fricción, para garantizar su correcto desempeño y alcanzar el periodo natural requerido.
8. Se realizará el diseño de la superestructura en concreto armado con ayuda del programa CSI ETABS, con validación del diseño por medio de plantillas pre – elaboradas.

9. Se realizará el análisis y diseño de la subestructura en concreto armado con la ayuda del programa CSI SAFE, con validación del diseño por medio de plantillas pre – elaboradas.
10. Se desarrollará una comparación a nivel de análisis de la superestructura con base fija y base aislada.
11. Consulta de resultados obtenidos.
12. Realización de planos y especificaciones finales.

CAPÍTULO 2

AISLADORES SÍSMICOS

Los aisladores sísmicos son dispositivos de baja rigidez horizontal que se colocan en un espacio intermedio entre la superestructura y su base, de tal forma que ante un evento sísmico la energía del sismo será absorbida por estos dispositivos, los cuales mediante deformaciones elevadas disiparán esta energía evitando que llegue a la superestructura.

2.1. AISLAMIENTO SÍSMICO DE LA BASE

La aislación sísmica consiste en separar la superestructura de su base, mediante el uso de aisladores sísmicos, estos dispositivos estarán ubicados en un espacio denominado interfaz de aislamiento. Debido a que los elementos de esta interfaz son flexibles, este espacio se comportará como un piso blando ante la presencia de un sismo, lo cual originará grandes desplazamientos; sin embargo, esto no afectará a la estructura ya que estos desplazamientos serán absorbidos por los aisladores, generando así pequeñas deformaciones en la estructura.

Caso contrario, esto no ocurre en una edificación con base fija o empotrada, ya que, ante la ocurrencia de un sismo, la energía que libera se transmite en la estructura directamente ocasionándole deformaciones, las cuales son absorbidas por los elementos estructurales, y son éstos los que disipan la energía mediante su deformación.

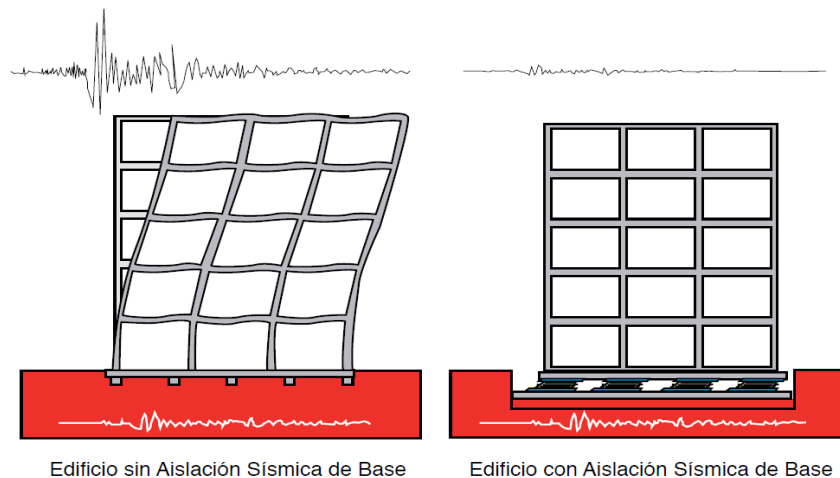


Figura 2.1: Respuesta de un edificio sin aislación sísmica y edificio con aislación sísmica. (Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, 2011).

La presencia de los aisladores sísmicos incrementa el periodo de vibración de la estructura, al cual según la respuesta espectral para valores de periodo largos le corresponde valores de aceleraciones espectrales bajos (Figura 2.2), por lo tanto, la demanda sísmica también disminuye.

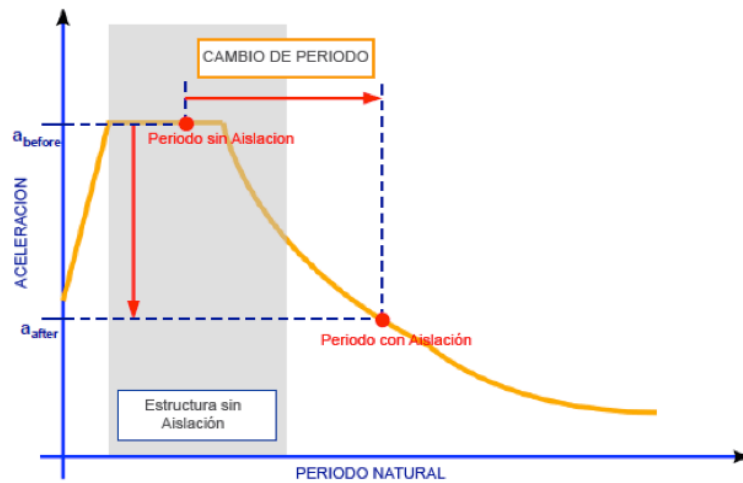


Figura 2.2: Disminución de la aceleración espectral debido al aumento de periodo. (Méndez Galindo, 2013).

Así mismo otra consecuencia de la presencia de la aislación sísmica es el incremento del amortiguamiento, esto es debido a que el aislador proporciona un amortiguamiento adicional a la estructura, lo cual se refleja también en la disminución de las aceleraciones espectrales (Figura 2.3), y por lo tanto disminución de la demanda de fuerza sísmica.

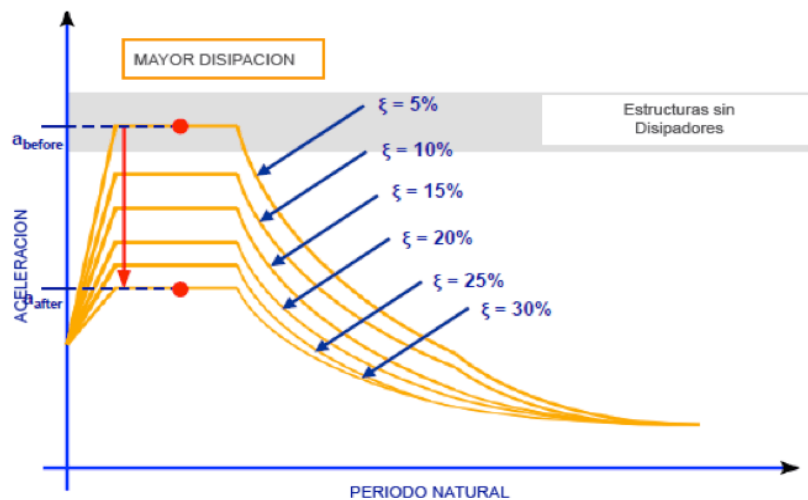


Figura 2.3: Reducción de aceleraciones por incremento del amortiguamiento. (Méndez Galindo, 2013).

Un sistema de aislamiento eficaz debe por lo tanto proporcionar las siguientes cuatro funciones (Carlos Méndez, 2013):

- Tener un comportamiento adecuado bajo cualquier carga de servicio, tan eficaz como para los apoyos estructurales convencionales.
- Proporcionar la suficiente flexibilidad horizontal que se requiere para alcanzar el período natural establecido para el aislamiento de la estructura.
- Tener capacidad de re-centrado aún después de un fuerte sismo. Esto permite evitar la ocurrencia de movimientos residuales que podrían interrumpir el funcionamiento de la estructura.
- Proporcionar un nivel adecuado de disipación de energía, con el objetivo de controlar los movimientos que de otra manera podrían dañar otros elementos estructurales.

2.1.1. TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS.

Existen dos tipos de sistemas de aislamiento sísmico, estos son: los elastoméricos y los de péndulo friccional, a la vez cada uno de estos se subdividen. A continuación, se mostrará una breve descripción de cada uno de estos tipos.

2.1.1.1. AISLADORES ELASTOMÉRICOS.

Son dispositivos que están compuestos por varias capas intercaladas de elastómeros y láminas de acero, unidos entre sí por vulcanización. Esta disposición permite resistencia a cargas verticales debido a la presencia de las láminas de acero, las cuales también restringen las deformaciones excesivas de las capas de elastómeros, así también se logra la flexibilidad requerida para el desplazamiento horizontal. Dentro de este grupo tenemos los LDRB (aisladores elastoméricos de bajo rendimiento), LRB (aisladores elastoméricos con núcleo de plomo) y los HDRB (aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento). Los aisladores de bajo amortiguamiento (LDRB), son los más simples dentro de los aisladores elastoméricos, presentan bajo amortiguamiento (2-5% como máximo), por lo que generalmente se utilizan en conjunto con disipadores de energía que proveen amortiguamiento adicional al sistema. Estos dispositivos presentan la ventaja de ser fáciles de fabricar (Corporación de desarrollo tecnológico, 2011).

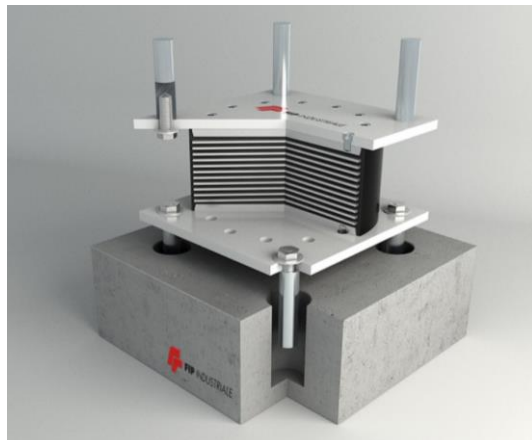


Figura 2.4: Aislador tipo LDRB. (FIP Industriale, 2015).

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB), poseen un núcleo de plomo, ubicado en el centro del aislador, que permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta niveles cercanos al 25-30%. Al deformarse lateralmente el aislador durante la acción de un sismo, el núcleo de plomo fluye, incurriendo en deformaciones plásticas, y disipando energía en forma de calor. Al término de la acción sísmica, la goma del aislador retorna la estructura a su posición original, mientras el núcleo de plomo se recristaliza. De esta forma el sistema queda listo para un nuevo evento sísmico (Corporación de desarrollo tecnológico, 2011). Los HDRB son elastoméricos cuyas láminas de elastómeros son fabricados adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos al 10-15%. Los aisladores tipo HDRB presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDRB y LRB. A su vez, los aisladores HDRB presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga. Estos dispositivos, al igual que los dispositivos tipo LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento, con la característica de ser, relativamente, de fácil fabricación (Corporación de desarrollo tecnológico, 2011).

2.1.1.2. AISLADORES DESLIZANTES.

Aisladores deslizantes: este tipo de aisladores están compuestos por apoyos con planchas metálicas que permiten desplazamientos relativos entre las dos planchas, una va

sujetada a la fundación y la otra a la estructura. Estos sistemas deben producir poca fricción a fin de sólo transmitir parte de la fuerza de corte, pero, por otro lado, la fricción debe ser suficiente como para que fuertes vientos o pequeños temblores no generen desplazamientos. En el capítulo 3 se desarrollará de manera más detallada lo concerniente a este tipo de aisladores (Genatios y Lafuente, 2016).

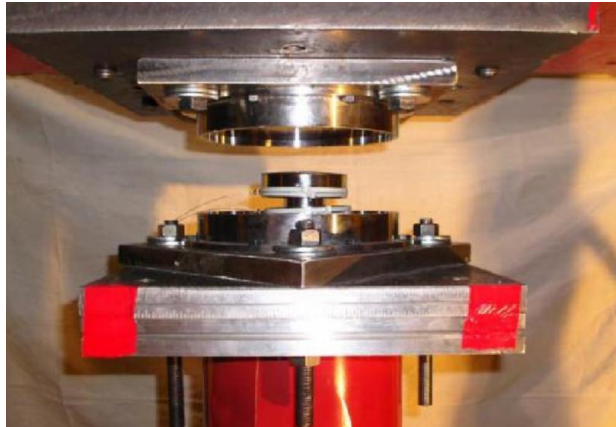


Figura 2.5: Aislador deslizante triple péndulo de fricción, (Constantinou, 2007)

2.2. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS SÍSMICAMENTE AISLADAS

Existen ciertos requisitos básicos a tomar en cuenta para poder diseñar una estructura aislada (Proyecto de NTP E - 031, 2019).

2.2.1. REGULARIDAD ESTRUCTURAL.

Se debe calificar la estructura sobre el sistema de aislamiento como regular o irregular. Para ello se verificará la existencia o no de los siguientes tipos de irregularidades.

- Irregularidad de rigidez - Piso blando.
- Irregularidad de resistencia – Piso débil.
- Irregularidad de rigidez extrema - Piso blando.
- Irregularidad extrema de resistencia - Piso débil.
- Irregularidad por discontinuidad extrema en los sistemas resistentes.
- Irregularidad torsional extrema en planta.

2.2.2. RESTRICCIONES A LAS IRREGULARIDADES.

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, la edificación se debe diseñar respetando las restricciones a la irregularidad de la tabla 2.1.

Tabla 2.1: Categoría y regularidad de edificaciones aisladas.

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	ZONA	RESTRICCIONES
A y B	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2 y 1	Sin restricciones
C	4	No se permiten irregularidades extremas
	3,2 y 1	Sin restricciones

2.2.3. SISTEMA DE AISLAMIENTO.

El sistema de aislamiento deberá tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- En la interfaz de aislamiento se debe incluir un sistema de restricción frente a cargas laterales de viento que, en condiciones habituales de operación, limite el desplazamiento del sistema de aislamiento a un valor igual al que se permite en los entresijos de la superestructura.
- El sistema de aislamiento debe ser capaz de producir una fuerza lateral de restitución en el desplazamiento máximo, a fin que resulte mayor en por lo menos $0,025P$ que la fuerza lateral correspondiente a 50% del desplazamiento máximo. P es el peso sísmico de la estructura sobre la interfaz de aislamiento.
- El factor de seguridad contra el volteo de la estructura en la interfaz de aislamiento no será inferior a 1,0. Las fuerzas laterales para el cálculo del volteo deben ser calculadas con el SMC, y para la fuerza vertical se usará el peso P .
- Las estructuras sísmicamente aisladas deben contar con un programa de monitoreo, inspección y mantenimiento. Se debe proveer acceso para la inspección y para el eventual reemplazo de los componentes del sistema de aislamiento. La altura mínima efectiva del nivel de piso terminado a fondo de losa debe ser como mínimo 1.5 m. Se realizará una inspección ante la

ocurrencia de un evento sísmico con intensidades de Mercalli mayores o iguales a 6.

2.2.4. SISTEMA ESTRUCTURAL.

El sistema estructural deberá tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- En la parte superior de la interfaz de aislamiento debe existir un diafragma rígido u otros elementos estructurales que provean continuidad y posean resistencia y ductilidad adecuadas para transmitir fuerzas de una parte a otra de la estructura.
- La separación mínima entre la estructura aislada y los muros de contención u otros obstáculos fijos en los alrededores, así como la distancia límite de propiedad, no deben ser menores que el desplazamiento total máximo, D_{TM} .
- Las estructuras que no califican como edificios, pero que soportan cargas de gravedad y pueden estar sometidas a acciones de sismo, se pueden diseñar y construir como estructuras sísmicamente aisladas, empleando los desplazamientos y fuerzas calculados según los capítulos V y VI de la norma E.031.

2.2.5. ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.

- Los elementos estructurales y componentes no estructurales que cruzan la interfaz de aislamiento deben ser diseñados de manera que no sufran daños frente al desplazamiento total D_{TM} .
- Todos los elementos por debajo de la interfaz de aislamiento deben ser diseñados considerando la fuerza V_b (Proyecto de NTP E - 031, 2018).

2.2.5. EFECTOS DE LAS CARGAS SÍSMICAS Y COMBINACIONES DE CARGA.

- Los promedios máximo y mínimo de la carga vertical aplicada a cada unidad tipo de aislador, deben ser calculados aplicando cargas sísmicas

horizontales, debidas al sismo máximo considerado SMC, y las siguientes combinaciones de cargas:

$$Carga\ Vertical \left\{ \begin{array}{l} \textit{Promedio} \\ 1,0CM + 0,5CV \\ \textit{Máxima} \\ 1,25(CM + CV) + 1,0(CSH + CSV) + 0,2CN \\ \textit{Mínima} \\ 0,9CM - 1,0(CSH + CSV) \end{array} \right\}$$

Donde:

CM : carga muerta.

CV : carga viva.

CSH : carga de sismo horizontal.

CSV : carga de sismo vertical = $0,5(1,5ZS) CM$.

CN : carga de nieve.

2.2.6. PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

- Las propiedades nominales de diseño de cada tipo de unidad de aislamiento están basadas en las propiedades promedio de tres ciclos del ensayo de los prototipos.
- El diseño de estructuras aisladas sísmicamente, debe considerar la posible influencia de la velocidad de carga y las variaciones en las propiedades del aislador durante la vida útil esperada en la estructura, incluyendo cambios debidos al envejecimiento, contaminación, exposición al ambiente y temperatura.
- Los factores de modificación máximo y mínimo (λ) se utilizan para tener en cuenta la variación de los parámetros de diseño nominal de cada tipo de aislamiento, y se definen con las siguientes fórmulas:

$$\lambda_{m\acute{a}x} = \left(1 + \left(0,75 * (\lambda_{(ae,m\acute{a}x)} - 1) \right) \right) * \lambda_{(tvs,m\acute{a}x)} * \lambda_{(fab,m\acute{a}x)} \geq 1,8$$

$$\lambda_{m\grave{a}n} = \left(1 - \left(0,75 * (\lambda_{(ae,m\grave{a}n)} - 1) \right) \right) * \lambda_{(tvs,m\grave{a}n)} * \lambda_{(fab,m\grave{a}n)} \geq 0,6$$

Donde:

$\lambda_{(ae,máx)}, \lambda_{(ae,mín)}$ = Factor modificadorio máximo y mínimo que considera las condiciones ambientales y envejecimiento.

$\lambda_{(tvs,máx)}, \lambda_{(tvs,mín)}$ = Factor modificadorio máximo y mínimo que considera las condiciones de temperatura, velocidad de carga y scragging.

$\lambda_{(fab,máx)}, \lambda_{(fab,mín)}$ = Factor modificadorio máximo y mínimo considerando la variabilidad en la fabricación de aisladores de la misma dimensión.

- Se desarrollará un modelo matemático correspondiente al límite superior del comportamiento histórico (fuerza-desplazamiento) de cada tipo de aislador, para ello se debe modelar utilizando los valores máximos de las propiedades del aislador, calculados utilizando $\lambda_{máx}$. Del mismo modo, se desarrollará el modelo para el límite inferior con los valores mínimos usando $\lambda_{mín}$.
- La rigidez efectiva, k_M , del sistema de aislamiento, se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$k_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M}$$

- El amortiguamiento efectivo, β_M , del sistema de aislamiento, se calculará de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_M D_M^2}$$

Donde:

$\sum E_M$ = Energía total disipada durante un ciclo completo en kN-mm.

$\sum |F_M^+|$ = Sumatoria de los valores absolutos de las fuerzas en todos los aisladores del sistema de aislamiento para un desplazamiento positivo igual a D_M , expresado en kN.

$\sum |F_M^-|$ = Sumatoria de los valores absolutos de las fuerzas en todos los aisladores del sistema de aislamiento para un desplazamiento negativo igual a D_M , expresado en kN.

2.3. NORMATIVA.

2.3.1. SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIERÍA CIVIL ASCE 7 – 16.

Para el desarrollo del presente trabajo de tesis se utilizaron las normas que encontramos en el Reglamento Nacional de Edificaciones y también la norma ASCE 7-16, Capítulo 17. A continuación se detallarán las normas utilizadas:

- E.020, para la determinación de cargas que actúan sobre la estructura.
- E.030, para el diseño sismorresistente.
- E.031, es la normativa presente en nuestro país que establece los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de edificios con aislamiento sísmico y los ensayos necesarios para validar el comportamiento de los dispositivos del sistema de aislamiento.
- E.060, para el diseño en concreto armado de los elementos estructurales.
- ASCE 7-16, Capítulo 17; se utilizó esta norma solo como referencia y consulta.

CAPÍTULO 3: SISTEMA DE TRIPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN

3.1. SIMPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN (SFP).

El aislador Simple Péndulo Friccional (SFP) es un sistema de aislamiento deslizante creado y patentado por el PhD. Ing. Víctor Zayas en el año 1987, el sistema de aislación de péndulo de fricción simple está formado por una superficie cóncava, un patín esférico articulado y una platina de cubierta (Figura 3.1). Cuando el patín que está articulado con la platina de cubierta se desliza sobre la superficie cóncava, el movimiento que realizan es la de un péndulo simple invertido (Figura 3.2), esto ocurre cuando una fuerza lateral F llega al Simple Péndulo Friccional y rompe la estabilidad que tenía inicialmente el sistema. Una vez en movimiento por el contacto que existe entre el patín esférico y la superficie cóncava aparece la fuerza de fricción F_f .

El comportamiento del aislador tipo Simple Péndulo Friccional está regido por dos parámetros, el radio R y el coeficiente de fricción μ , con estos parámetros y la ecuación fuerza – desplazamiento ($F - u$) se grafica la curva de histéresis característica (Figura 3.4). Esta curva es de mucha importancia ya que define el desplazamiento máximo para una fuerza lateral máxima. Para la protección sísmica la fuerza lateral máxima vendría a ser la fuerza sísmica F_h , en el capítulo 5 se explicará con más detalle la importancia de la curva de histéresis.

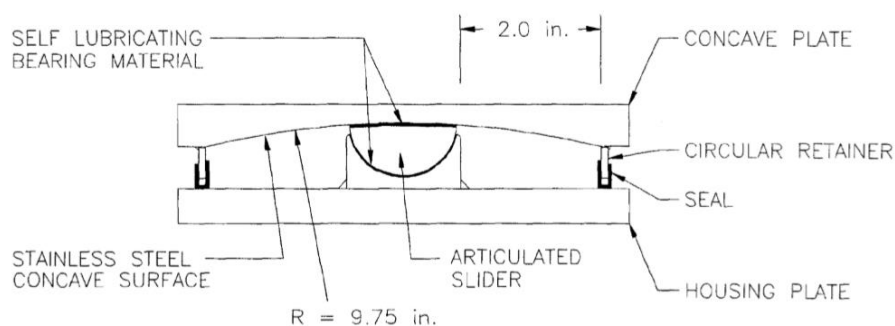


Figura 3.1: Sección transversal del aislador Simple Péndulo Friccional (T.M. Al-Hussaini, V.A. Zayas and M.C. Constantino, 1994).

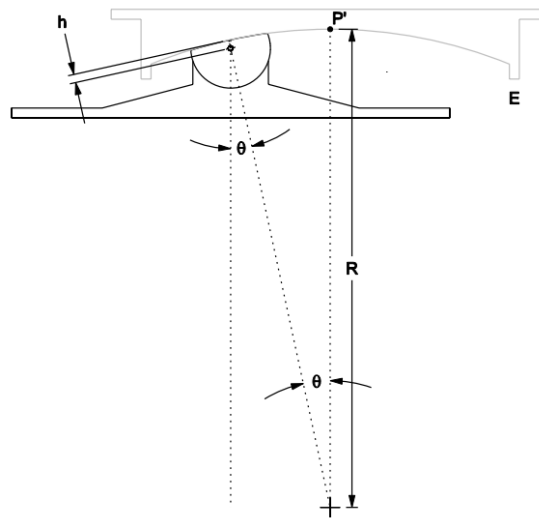


Figura 3.2: Comportamiento pendular del aislador Simple Péndulo Friccional (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

La flexibilidad lateral otorgada por el aislador péndulo friccional simple desplaza el periodo natural de la estructura más allá de los periodos predominantes de los terremotos y, por lo tanto, reduce las fuerzas de inercia en la estructura. La capacidad de disipación de energía o la amortiguación en los aisladores controlan el desplazamiento a nivel del aislador en los límites deseables.

Daniel M. Fenz y Michael C. Constantinou explican en su artículo realizado en la Universidad de Búfalo y publicado en la MCEER, la demostración de la ecuación fuerza – desplazamiento que gobiernan el movimiento del Simple, Doble y Triple Péndulo Friccional, para cada fase de movimiento que presenten, la demostración en esta investigación se hace a medida que se explique el tipo de aislador.

Demostración fuerza – desplazamiento ($F - u$):

El Simple Péndulo Friccional presenta solo una fase de movimiento en vista de que solo presenta una superficie cóncava y por lo tanto un único coeficiente de fricción μ_1 .

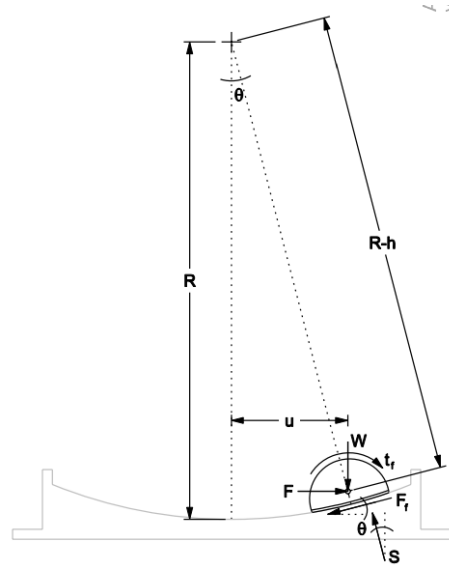


Figura 3.3: Diagrama de cuerpo libre del aislador Simple Péndulo Friccional en su configuración deformada (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Equilibrio de fuerzas en el punto pivote (Figura 3.3).

$$\text{a) En el eje x: } F - F_f \cdot \cos(\theta) - S \cdot \text{sen}(\theta) = 0 \quad (3.1)$$

$$\text{b) En el eje y: } S \cdot \cos(\theta) - W - F_f \cdot \text{sen}(\theta) = 0 \quad (3.2)$$

De la figura 3.3 tenemos que el desplazamiento u es igual a:

$$u = R_{ef} \cdot \text{sen}(\theta) \quad (3.3)$$

Despejando la fuerza normal S de la ecuación (3.1).

$$S = \frac{F_h}{\text{sen}(\theta)} - \frac{F_f \cdot \cos(\theta)}{\text{sen}(\theta)} \quad (3.4)$$

Reemplazando ahora la ecuación (3.4) en (3.2)

$$\left(\frac{F_h}{\text{sen}(\theta)} - \frac{F_f \cdot \cos(\theta)}{\text{sen}(\theta)} \right) \cdot \cos(\theta) - W - F_f \cdot \text{sen}(\theta) = 0$$

$$F = W \cdot \frac{\text{sen}(\theta)}{\cos(\theta)} + \frac{F_f}{\cos(\theta)} \quad (3.5)$$

De la figura 3.4 podemos ver que el $\text{sen}(\theta) = \frac{u}{R_{ef}}$, además se establece que el ángulo (θ) toma valores muy pequeños debido a que el radio efectivo R_{ef} es relativamente mayor con respecto al desplazamiento u que experimenta el aislador por lo tanto, es apropiado decir que el $\cos(\theta) \approx 1$. Teniendo en cuenta las consideraciones anteriormente mencionadas, la ecuación (3.5) finalmente queda:

$$\mathbf{F}_h = \frac{W}{R_{ef}} \cdot \mathbf{u} + \mathbf{F}_f \quad (3.5)$$

Analizando la ecuación (3.5) se observa que la expresión $\left(\frac{W}{R_{ef}}\right)$ es la rigidez del aislador \mathbf{K}_a , que la fuerza de fricción $F_f = \mu \cdot S$, donde la fuerza normal $S = W \cdot \cos(\theta)$, pero como $\cos(\theta) \approx 1$ el valor de la fuerza normal S sería igual al peso W , por lo tanto, es correcto afirmar que la fuerza de fricción F_f no cambia a medida que se va desarrollando el movimiento del aislador Simple Péndulo Friccional (SFP), finalmente la ecuación (3.5) grafica la curva de histéresis para este sistema.

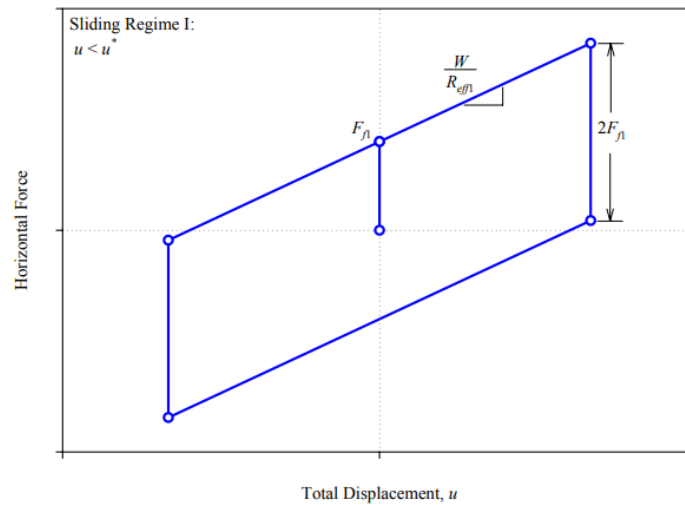


Figura 3.4: Diagrama de histéresis de la primera fase de movimiento I (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Además, el periodo de vibración se puede determinar haciendo uso de la ecuación

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{K}{m}},$$

reemplazando la rigidez ($K = K_a = W/R_{ef}$) y la masa ($m = W/g$)

tenemos:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{R_{ef}}{g}} \quad (3.6)$$

El hecho de que el período sea independiente de la masa de la estructura es otra propiedad única del Simple Péndulo Friccional que puede tener ventajas para controlar la respuesta de un edificio. El período de la estructura deseado se puede seleccionar

simplemente eligiendo el radio de curvatura de la superficie cóncava. El período no cambia si el peso de la estructura cambia o es diferente de lo supuesto (Zayas V, 1989).

El aislador Simple Péndulo Friccional (SPF) es el primer sistema de aislación sísmica deslizante que define como se comporta la estructura frente a fuerzas sísmicas horizontales, por lo tanto, los sistemas de aislación de Doble (DPF) y Triple Péndulo Friccional (TPF) optimizarán dicho comportamiento haciéndolo más eficiente en cuanto a funcionalidad y diseño.

3.2. DOBLE PÉNDULO DE FRICCIÓN (DFP).

El sistema de aislación de Doble Péndulo Friccional (DFP), consta de dos placas cóncavas de acero inoxidable separadas mediante un deslizador articulado, Figura (3.5). Las placas cóncavas superior e inferior tienen radios de curvatura R_{eff2} y R_{eff1} , respectivamente, que pueden ser desiguales. Los coeficientes de fricción para deslizarse sobre estas superficies son μ_2 y μ_1 , respectivamente, que también pueden ser desiguales. Las capacidades de desplazamiento nominal del deslizador sobre la superficie superior e inferior son d_2 y d_1 , respectivamente, lo que resulta en una capacidad de desplazamiento nominal total para todo el sistema de $d_2 + d_1$.

Debido a que ahora el movimiento del sistema de Doble Péndulo Friccional se desarrolla en dos superficies cóncavas en simultáneo, estas van a presentar como parámetros estándar un radio efectivo $R_{eff1} = R_{eff2}$, un desplazamiento $d_1 = d_2$, alturas $h_1 = h_2$, un coeficiente de fricción $\mu_1 \leq \mu_2$ (Figura 3.5). Esos parámetros geométricos y mecánicos del aislador Doble Péndulo Fricción determinarán una ecuación fuerza – desplazamiento ($F - u$), la cual permitirá graficar una curva de histéresis más desarrollada.

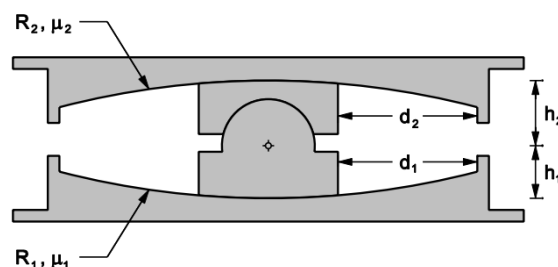


Figura 3.5: Sección transversal del aislador Doble Péndulo Fricción (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Para determinar la curva de histéresis fuerza – desplazamiento ($\mathbf{F} - \mathbf{u}$) se procede como en el sistema de Simple Péndulo Fricción (SPF) considerando ahora de que la fuerza lateral \mathbf{F} que llega al sistema tiene que ser igual a la fuerza de fricción \mathbf{F}_{f2} (ocasionada en la superficie cóncava superior) y mayor a la fuerza de fricción \mathbf{F}_{f1} (ocasionada en la superficie cóncava inferior). La curva de histéresis entonces presentará dos fases de movimiento que se explicarán a continuación.

3.2.1. FASE DE MOVIMIENTO I

La primera fase de movimiento inicia cuando la fuerza lateral \mathbf{F} supera a la fuerza de fricción \mathbf{F}_{f1} de la superficie cóncava inferior (Figura 3.6), en este punto se hace la demostración de la ecuación que domina esta primera fase de movimiento I.

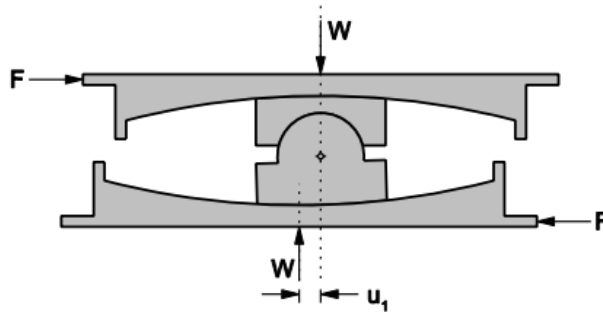


Figura 3.6: Sección transversal de la primera fase de movimiento I (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Demostración: fuerza – desplazamiento ($F - u$)

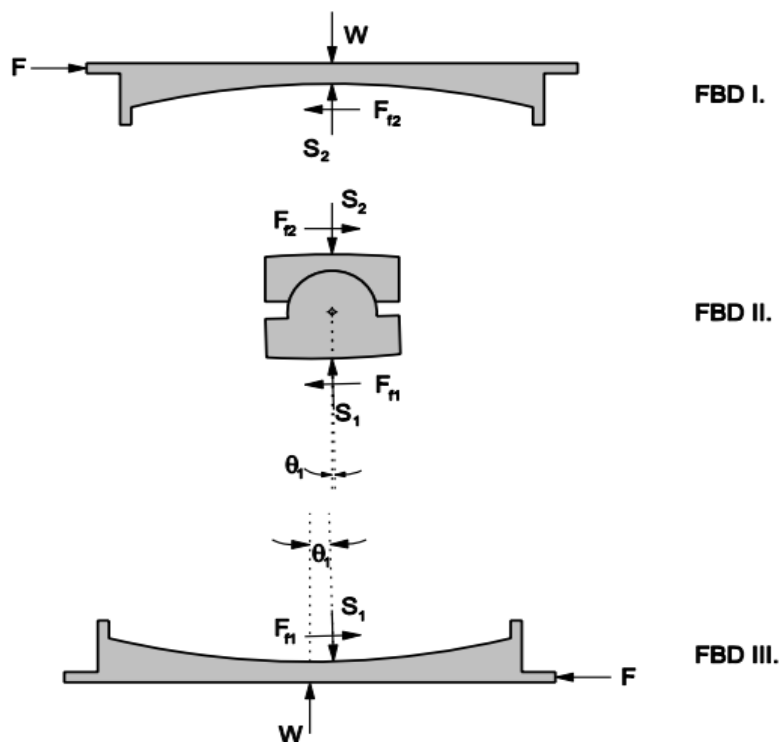


Figura 3.7: Sección transversal del diagrama de cuerpo libre para la fase de movimiento I (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Superficie 1: Equilibrio de fuerzas en el punto pivote (Figura 3.7).

$$\text{c) En el eje x: } F - F_f \cdot \cos(\theta_1) - S_1 \cdot \text{sen}(\theta_1) = 0 \quad (3.7)$$

$$\text{d) En el eje y: } S_1 \cdot \cos(\theta_1) - W - F_f \cdot \text{sen}(\theta_1) = 0 \quad (3.8)$$

Dado que el movimiento de esta fase es igual al del sistema de péndulo friccional simple, la deducción de las ecuaciones para esta fase son las mismas por lo que al final resultarían de la siguiente manera:

De la figura 3.7 tenemos que el desplazamiento u_1 es igual a:

$$u_1 = R_{ef1} \cdot \text{sen}(\theta_1) \quad (3.9)$$

Entonces la ecuación fuerza – desplazamiento para esta primera fase queda determinada por:

$$F_h = \frac{W}{R_{ef}} \cdot u_1 + F_{f1} \quad (3.10)$$

Superficie 2: No se activa el movimiento en esta superficie.

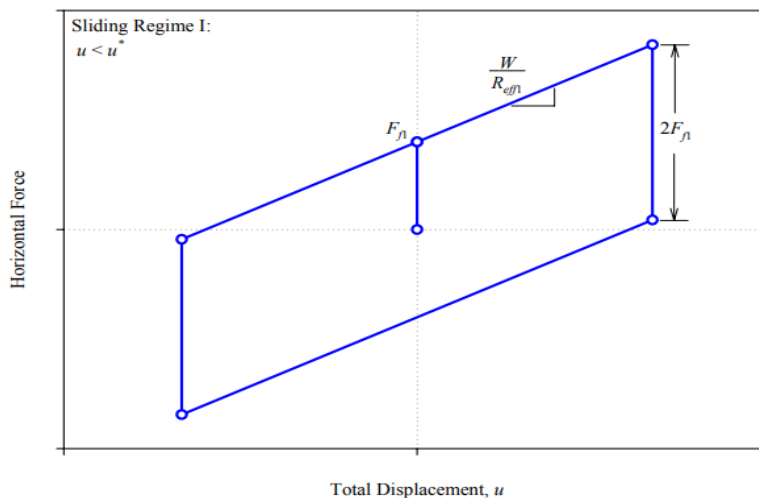


Figura 3.8: Diagrama de histéresis para la primera fase de movimiento I (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

3.2.2. FASE DE MOVIMIENTO II

La fase de movimiento II empieza cuando la fuerza lateral F incrementa y supera la fuerza de fricción de la superficie superior, de esta manera el movimiento en la superficie superior da inicio, aun cuando el movimiento en la superficie inferior continúa, permitiendo así el movimiento simultáneo de las dos superficies cóncavas (Figura 3.9). Al mismo tiempo el desplazamiento donde ocurre el cambio de fase queda dado por:

$$u' = (\mu_2 + \mu_1) * R_{ef1} \quad (3.11)$$

La ecuación (3.11) se computa, justo en el instante cuando la fuerza lateral F de la primera fase de movimiento es igual a F_{f2} .

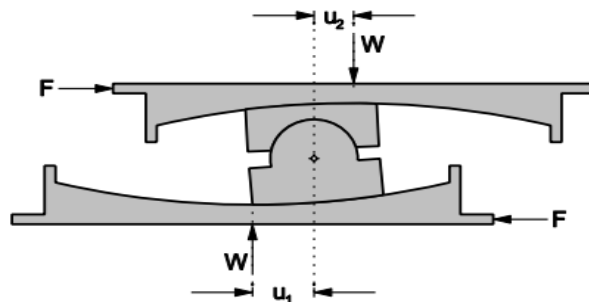


Figura 3.9: Sección transversal de la segunda fase de movimiento II (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Demostración: fuerza – desplazamiento ($F - u$)

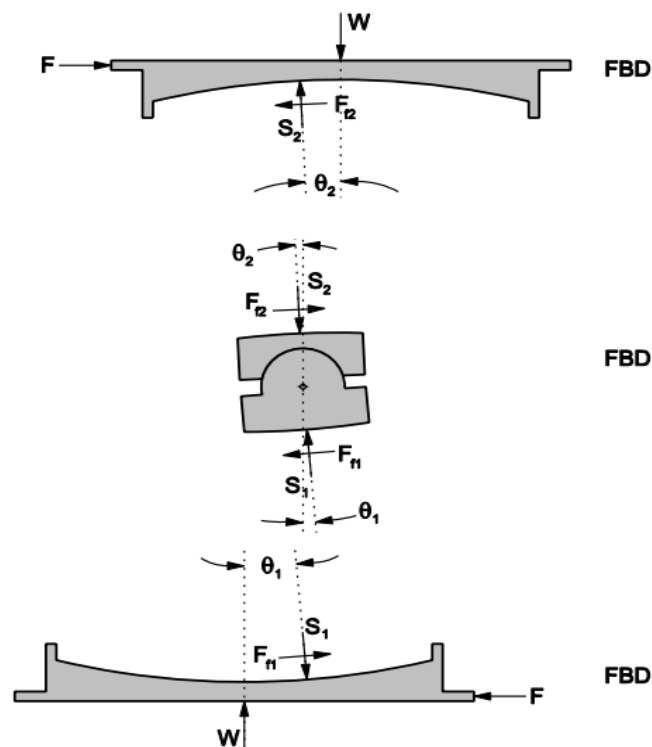


Figura 3.10: Sección transversal del diagrama de cuerpo libre de la segunda fase de movimiento II
(Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Superficie 1: El movimiento sigue, y la ecuación (3.10) sigue siendo válida.

Superficie 2: Ahora la ecuación fuerza – desplazamiento que rige el movimiento, se demuestra de manera similar que en la fase de movimiento I, debido a que el comportamiento es igual, entonces.

Por geometría y de la figura 3.10 tenemos que el desplazamiento u_2 :

$$u_2 = R_{ef2} \cdot \text{sen}(\theta_2) \quad (3.12)$$

Y la ecuación fuerza – desplazamiento en la superficie superior:

$$F_h = \frac{W}{R_{ef2}} \cdot u_2 + F_{f2} \quad (3.13)$$

Para determinar la ecuación general que rige el movimiento en la fase de movimiento II, sumamos el desplazamiento u_1 y u_2 de cada superficie (Figura 3.9).

$$u = u_1 + u_2 \quad (3.14)$$

Despejando de las ecuaciones (3.10) y (3.13) el desplazamiento u_1 y u_2 respectivamente tenemos:

$$u_1 = \frac{(F_h - F_{f1}) * R_{ef1}}{W} \quad (3.15)$$

$$u_2 = \frac{(F_h - F_{f2}) * R_{ef2}}{W} \quad (3.16)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.15) y (3.16) en (3.14).

$$u = \frac{(F_h - F_{f1}) * R_{ef1}}{W} + \frac{(F_h - F_{f2}) * R_{ef2}}{W} \quad (3.17)$$

Despejando de la ecuación (3.17) la fuerza lateral F en función al desplazamiento u tenemos la ecuación que gobierna esta fase de movimiento y su diagrama de histéresis Figura (3.11).

$$F_h = \frac{W}{R_{ef1} + R_{ef2}} * u + \frac{F_{f1} * R_{ef1} + F_{f2} * R_{ef2}}{R_{ef1} + R_{ef2}} \quad (3.18)$$

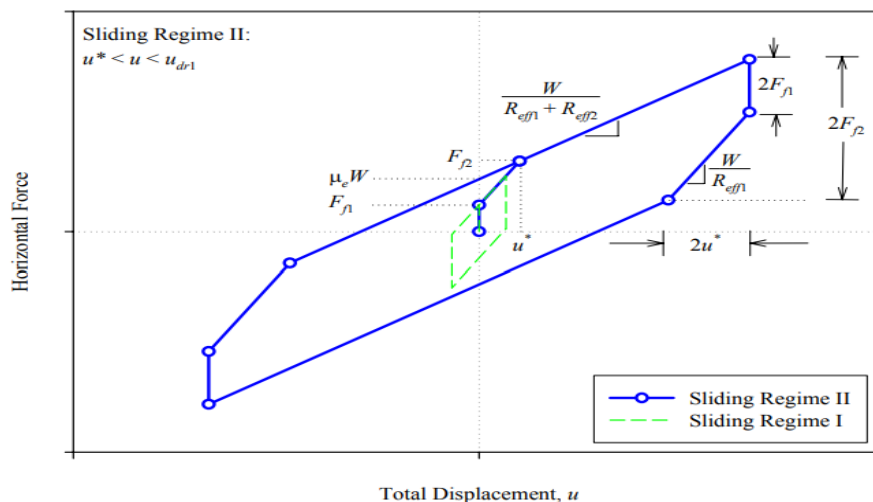


Figura 3.11: Diagrama de Histéresis completo para el sistema DPF (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

3.3. TRIPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN (TPF).

El Triple Péndulo Friccional (TPF) es el sistema de aislamiento más reciente del grupo de aisladores deslizantes, este está constituido por cuatro placas cóncavas, (dos placas internas 2, 3) y (dos placas externas 1, 4), y un deslizador rígido ubicado entre las placas internas 2 y 3 (Figura 3.12).

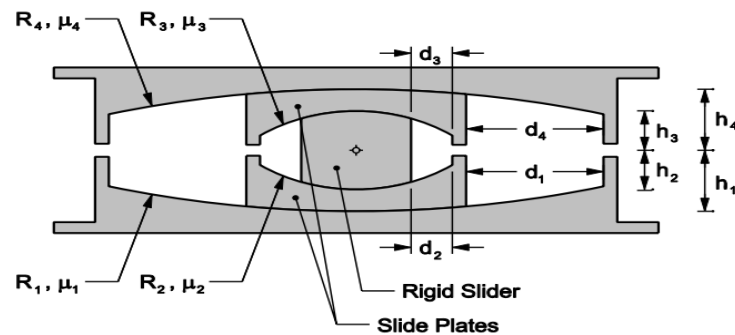


Figura 3.12: Sección Transversal del Aislador Triple Péndulo Fricción y Definición de Parámetros (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

El movimiento del Triple Péndulo Friccional ya descrito por Fenz y Constantinou (2008), ha establecido que el comportamiento del aislador Triple Péndulo Friccional presenta múltiples cambios en su rigidez y resistencia al aumentar la amplitud del deslizamiento. La elaboración del diagrama de histéresis es variada debido a que presenta diferentes puntos de transición que dependen de las propiedades geométricas y de fricción. La figura 3.12 muestra la geometría de un aislador triple péndulo friccional y sus parámetros. Su comportamiento se caracteriza por los radios de curvatura R_1, R_2, R_3, R_4 , generalmente ($R_1 \neq R_4$ y $R_2 = R_3$); alturas h_1, h_2, h_3, h_4 , generalmente ($h_1 = h_4$ y $h_2 = h_3$); la capacidad de desplazamiento d_1, d_2, d_3, d_4 , generalmente ($d_1 = d_4$ y $d_2 = d_3$); el coeficiente de fricción $\mu_1, \mu_2, \mu_3, \mu_4$, generalmente ($\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 \leq \mu_4$). La fuerza desplazamiento está relacionada a las condiciones del coeficiente de fricción ($\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 \leq \mu_4$) que muestra la Figura 3.12 (Fenz y Constantinou 2008). El aislador Triple Péndulo Friccional exhibe 5 fases de operación. La Fase I inicia cuando el deslizamiento se inicia simultáneamente en las superficies 2 y 3, y termina cuando el movimiento se detiene en la superficie 2 y comienza el movimiento en la superficie 1. La Fase II inicia cuando el movimiento se da ahora en las superficies 1 y 3, y termina cuando el movimiento se detiene en la superficie 3 y comienza el movimiento en la superficie 4. La fase tres III inicia cuando el movimiento se da ahora en las superficies 3 y 4, y termina cuando la superficie 1 llega a su capacidad máxima de desplazamiento y se reactiva el movimiento en la superficie 2. La Fase IV Inicia cuando el movimiento se da en las superficies 2 y 4, y termina cuando la superficie 4 llega a su capacidad máxima de desplazamiento y se reactiva

el movimiento en la superficie 3. La Fase final V inicia cuando el movimiento se da en las superficies 2 y 3, y termina cuando estas logran su capacidad máxima de desplazamiento.

El comportamiento que se muestra en la Figura 3.13 se deriva de la suposición de que las resultantes de las tracciones en cada superficie deslizante actúan en el centro de cada superficie deslizante, de modo que solo se necesita un equilibrio horizontal para la derivación de la relación fuerza-desplazamiento, (Sarlis, A y Constantinou, M, 2013).

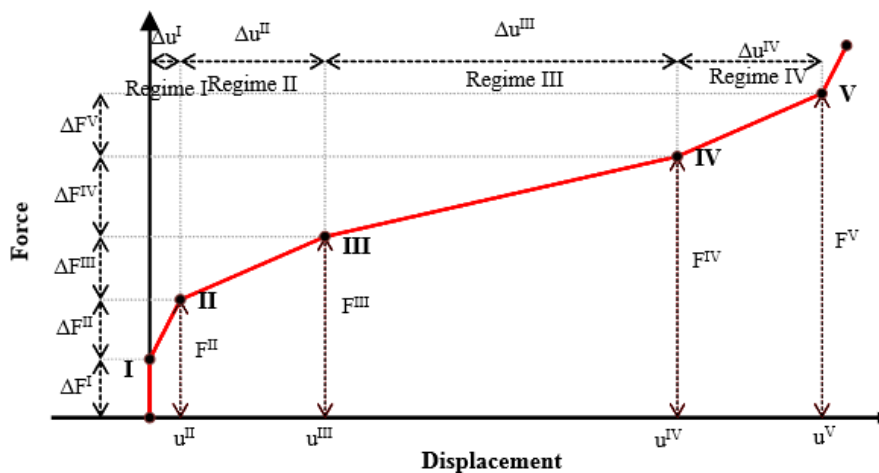


Figura 3.13: Relación Fuerza – Desplazamiento del aislado Triple Péndulo Fricción (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

3.3.1. FASE DE MOVIMIENTO I

La primera fase de movimiento inicia con el deslizamiento del deslizador rígido entre las superficies de las placas 2 y 3, esto ocurre cuando la fuerza lateral F que llega al aislador es mayor a la fuerza de fricción $F_2 = F_3$. Y debido a que las superficies de las placas 2 y 3 tienen la misma constante de fricción, el movimiento se dará en simultáneo, es decir que las placas 2 y 3 tendrán el mismo desplazamiento en esta primera fase. Por lo tanto, la curva de histéresis que caracteriza a esta fase I es tal cual como si fuera un péndulo friccional simple, pero con la única diferencia que la ecuación que la gráfica estará sujeta a dos radios de curvatura R_{ef2} y R_{ef3} de cada superficie cóncava. Para obtener la ecuación formulada por Fenz y Constantinou (2008), se resuelve un sistema de equilibrio entre las superficies cóncavas 2 y 3 como se muestra en la Figura 3.14.

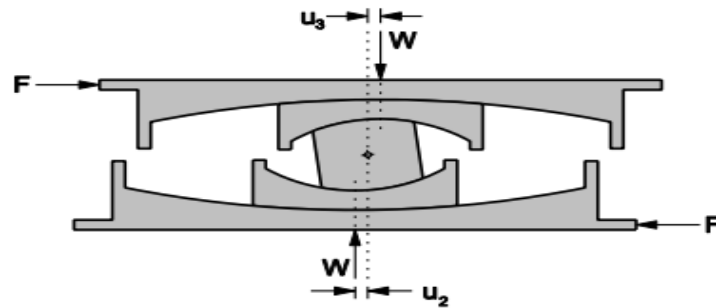


Figura 3.14: Diagrama de la primera fase de movimiento I (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Demostración: fuerza – desplazamiento ($F - u$)

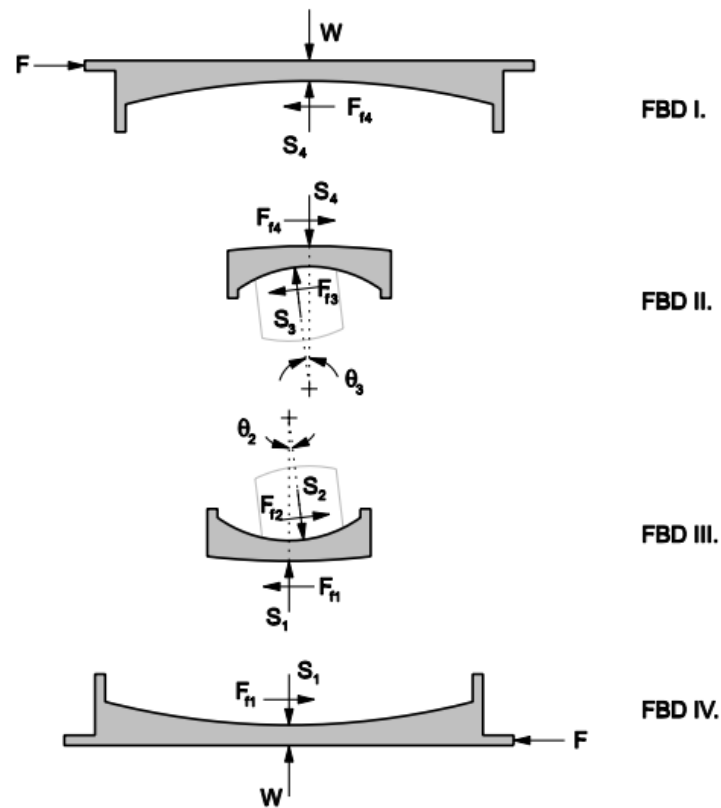


Figura 3.15: Diagrama de cuerpo libre para la primera fase de movimiento I.

(Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Superficie 2:

$$\text{Equilibrio en x: } F - F_{f2} * \cos(\theta_2) - S_2 * \text{sen}(\theta_2) = 0 \quad (3.19)$$

$$\text{Equilibrio en y: } W - S_2 * \cos(\theta_2) + F_{f2} * \text{sen}(\theta_2) = 0 \quad (3.20)$$

Por geometría el desplazamiento \mathbf{u} queda dado por:

$$\mathbf{u}_2 = \mathbf{R}_{ef2} * \mathbf{sen}(\Theta_2) \quad (3.21)$$

De la ecuación (3.19) despejamos la normal \mathbf{S}_2 :

$$S_2 = \frac{F - F_{f2} * \cos(\Theta_2)}{\sin(\Theta_2)}$$

Reemplazando en (3.20) y despejando la fuerza lateral \mathbf{F} .

$$W - \frac{F - F_{f2} * \cos(\Theta_2)}{\sin(\Theta_2)} * \cos(\Theta_2) + F_{f2} * \mathbf{sen}(\Theta_2) = 0$$

$$\mathbf{F} = \frac{W}{R_{ef2}} * \mathbf{u}_2 + \mathbf{F}_{f2} \quad (3.22)$$

Superficie 3: De la misma manera que en la superficie 2 la ecuación fuerza - desplazamiento para la superficie cóncava 3 queda determinado por:

$$\mathbf{F} = \frac{W}{R_{ef3}} * \mathbf{u}_3 + \mathbf{F}_{f3} \quad (3.23)$$

Y el desplazamiento en esta superficie queda dado por:

$$\mathbf{u}_3 = \mathbf{R}_{ef3} * \mathbf{sen}(\Theta_3) \quad (3.24)$$

Ahora con la interacción de las ecuaciones (3.22) y (3.23) obtenemos la ecuación fuerza - desplazamiento general entre las superficies cóncavas 2 y 3. Esto se logra sumando los desplazamientos de cada superficie Figura (3.14).

$$u = u_2 + u_3 \quad (3.25)$$

Entonces despejando el desplazamiento \mathbf{u}_2 y \mathbf{u}_3 de las ecuaciones (3.22) y (3.23) respectivamente y reemplazando en la ecuación (3.25) obtenemos la ecuación general fuerza – desplazamiento.

$$u_2 = (F - F_{f2}) * \frac{R_{ef2}}{W}$$

$$u_3 = (F - F_{f3}) * \frac{R_{ef3}}{W}$$

Reemplazando en (3.25) y despejando la fuerza lateral \mathbf{F} tenemos.

$$u = (F - F_{f2}) * \frac{R_{ef2}}{W} + (F - F_{f3}) * \frac{R_{ef3}}{W}$$

$$\mathbf{F} = \frac{W}{R_{ef2} + R_{ef3}} * \mathbf{u} + \frac{R_{ef2} * F_{f2} + R_{ef3} * F_{f3}}{R_{ef2} + R_{ef3}} \quad (3.26)$$

La ecuación (3.26) describe el movimiento de la primera fase del triple péndulo fricción, pero cuando la fuerza lateral \mathbf{F} que llega, es igual a la fuerza de fricción de la

superficie cóncava 1, inicia la fase de movimiento II, por lo tanto, al reemplazar la fuerza de fricción F_{f1} en la ecuación (3.26) y despejando el desplazamiento tendríamos el instante en el que el movimiento pasa de primera fase a segunda fase:

Para $F = F_{f1}$:

$$F_{f1} = \frac{W}{R_{ef2} + R_{ef3}} * u + \frac{R_{ef2} * F_{f2} + R_{ef3} * F_{f3}}{R_{ef2} + R_{ef3}}$$

Despejando u , reemplazando $F_{f1} = \mu_1 * W$, $F_{f2} = \mu_2 * W$, $F_{f3} = \mu_3 * W$ y simplificando W obtenemos:

$$u * W = (F_{f1} - F_{f2}) * R_{ef2} + R_{ef3}(F_{f1} - F_{f3})$$

$$u' = (\mu_1 - \mu_2) * R_{ef2} + R_{ef3}(\mu_1 - \mu_3) \quad (3.27)$$

Donde u' es el máximo desplazamiento que alcanza la primera fase de movimiento para luego pasar a la segunda fase de movimiento.

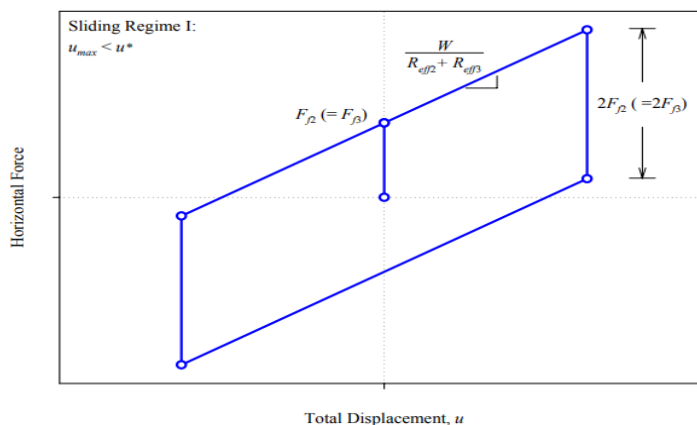


Figura 3.16: Grafica de la curva de histéresis para la primera fase de movimiento I. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

3.3.2. FASE DE MOVIMIENTO II

En esta fase el movimiento del deslizador rígido sobre la superficie cóncava 2 se detiene y comienza en la superficie 1, debido a que la fuerza lateral F iguala a la fuerza de fricción F_{f1} de la superficie 1, ahora el análisis estará enfocado entre las superficies 1 y 3 para poder obtener una nueva ecuación que determine el comportamiento de esta fase de movimiento y al mismo tiempo generar un ciclo más en la curva de histéresis:

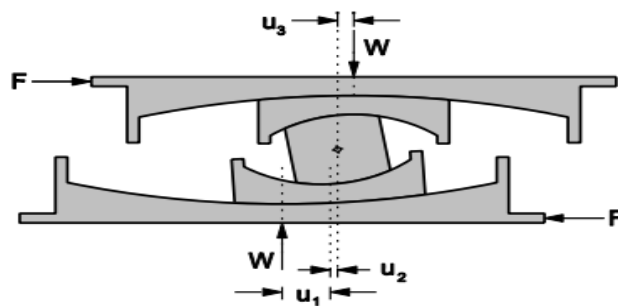


Figura 3.17: Sección transversal de la configuración deformada para la segunda fase de movimiento II. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Demostración: fuerza – desplazamiento ($F - u$)

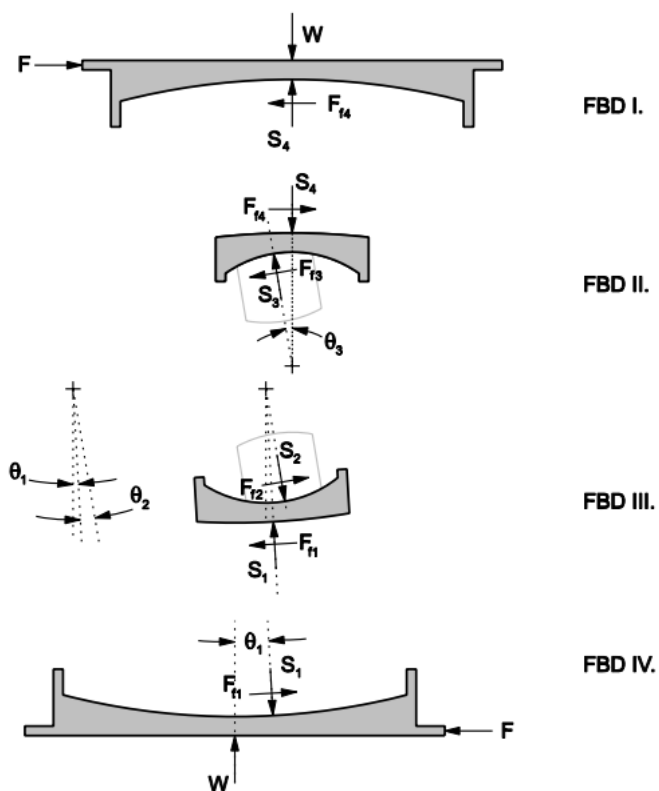


Figura 3.18: Diagrama de cuerpo libre para la segunda fase de movimiento II. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Superficie 1: Equilibrio de Fuerzas Figura 3.18

$$\text{Equilibrio en x: } F - F_{f1} * \cos(\theta_1) - S_1 * \text{sen}(\theta_1) = 0 \quad (3.28)$$

$$\text{Equilibrio en y: } W - S_1 * \cos(\theta_2) + F_{f1} * \text{sen}(\theta_2) = 0 \quad (3.29)$$

Por geometría se mantiene que:

$$\mathbf{u}_1 = R_{ef1} * \text{sen}(\theta_1) \quad (3.30)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones de la ecuación (3.28) y (3.29) determinamos la ecuación fuerza – desplazamiento para esta placa:

$$\mathbf{F} = \frac{W}{R_{ef1}} * \mathbf{u}_1 + \mathbf{F}_{f1} \quad (3.31)$$

Superficie 2: Las fuerzas que actúan ahora en la superficie 2 hacen que esta se mantenga en completo equilibrio, siendo estas, las fuerzas de fricción \mathbf{F}_{f1} y \mathbf{F}_{f2} , y las fuerzas normales \mathbf{S}_1 y \mathbf{S}_2 Figura 3.18

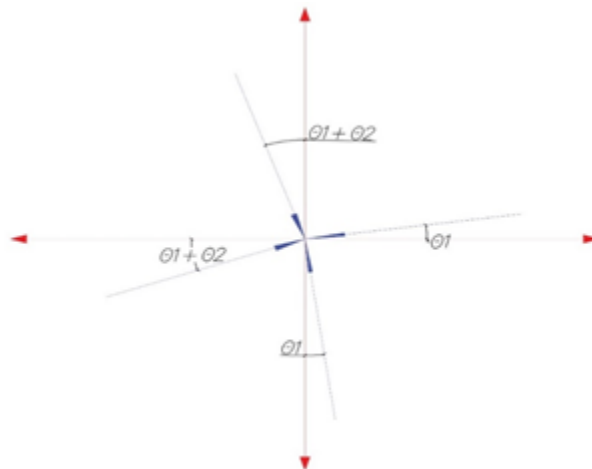


Figura 3.19: Fuerzas actuantes en la superficie cóncava 2 (Fuente Propia).

Descomponiendo las fuerzas de fricción \mathbf{F}_{f1} y \mathbf{F}_{f2} , y las fuerzas normales \mathbf{S}_1 y \mathbf{S}_2 en los ejes coordenados X – Y según corresponda obtenemos:

$$S_2 * \text{sen}(\theta_1 + \theta_2) + F_{f2} * \cos(\theta_1 + \theta_2) - S_1 * \text{sen}(\theta_1) - F_{f1} * \cos\theta_1 = 0 \quad (3.32)$$

$$S_2 * \text{sen}(\theta_1 + \theta_2) + F_{f2} * \cos(\theta_1 + \theta_2) - S_1 * \text{sen}(\theta_1) - F_{f1} * \cos\theta_1 = 0 \quad (3.33)$$

Por geometría se mantiene que:

$$\mathbf{u}_2 = R_{ef2} * \text{sen}(\theta_2) \quad (3.34)$$

Haciendo uso de las ecuaciones (3.28), (3.29), (3.32) y (3.33) para la superficie 2 se encuentra que:

$$\mathbf{F} = W * \left(\frac{\mathbf{u}_1}{R_{ef1}} + \frac{\mathbf{u}_2}{R_{ef2}} \right) + \mathbf{F}_{f2} \quad (3.35)$$

Superficie 3: Por geometría se mantiene que:

$$\mathbf{u}_3 = R_{ef2} * \text{sen}(\theta_3) \quad (3.36)$$

Al igual que en la superficie 1 el movimiento en esta superficie se sigue dando, por lo tanto, la ecuación (3.23) sigue siendo válida:

$$\mathbf{F} = \frac{W}{R_{ef3}} * \mathbf{u}_3 + \mathbf{F}_{f3}$$

Ahora con el deslizamiento de las superficies 1 y 3 en conjunto, y el desplazamiento ya realizado por la superficie 2 obtenemos un nuevo desplazamiento total:

$$u = u_1 + u_2 + u_3 \quad (3.37)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.23), (3.31) y (3.35) en (3.37) calculamos la ecuación fuerza – desplazamiento para el movimiento en esta fase y la gráfica de la curva de histéresis Figura (3.20).

$$\mathbf{F} = \frac{W}{R_{ef1}+R_{ef3}} * \mathbf{u} + \frac{F_{f1}*(R_{ef1}+R_{ef2})+F_{f2}*R_{ef2}+F_{f3}*R_{ef3}}{R_{ef1}+R_{ef3}} \quad (3.38)$$

La ecuación (3.38) es válida para desplazamientos entre $\mathbf{u}' < \mathbf{u} < \mathbf{u}''$ donde \mathbf{u}'' es el límite para el cambio de fase, este desplazamiento se determina cuando la fuerza lateral \mathbf{F} incrementa e iguala a la fuerza de fricción \mathbf{F}_{f4} entonces:

Para $\mathbf{F} = \mathbf{F}_{f4}$ en la ecuación (3.38).

$$F_{f4} = \frac{W}{R_{ef1}+R_{ef3}} * \mathbf{u} + \frac{F_{f1}*(R_{ef1}+R_{ef2})+F_{f2}*R_{ef2}+F_{f3}*R_{ef3}}{R_{ef1}+R_{ef3}}$$

Despejando el desplazamiento de la ecuación anterior se obtiene como resultado el desplazamiento donde ocurre el cambio de fase:

$$\mathbf{u}'' = \mathbf{u}' + (\mu_4 - \mu_1) * (R_{ef1} + R_{ef3}) \quad (3.39)$$

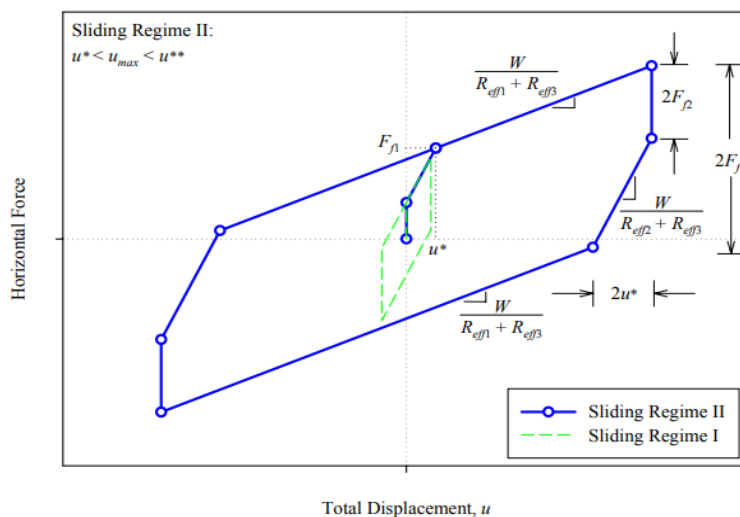


Figura 3.20: Grafica de la curva de histéresis para la segunda fase de movimiento II. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

3.3.3. FASE DE MOVIMIENTO III

La fase de movimiento III inicia cuando la fuerza lateral incrementa e iguala a la fuerza de fricción F_{f4} . En esta fase el movimiento se detiene en la superficie 3 e inicia el movimiento en la superficie 4, por lo tanto, la ecuación fuerza – desplazamiento estará dada ahora por las superficies 1 y 4.

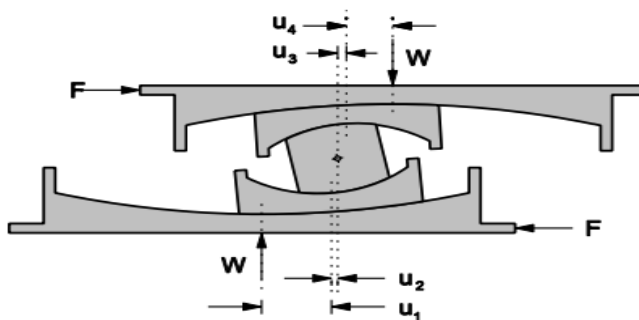


Figura 3.21: Sección transversal de la configuración deformada para la segunda fase de movimiento III. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Demostración: fuerza – desplazamiento ($F - u$)

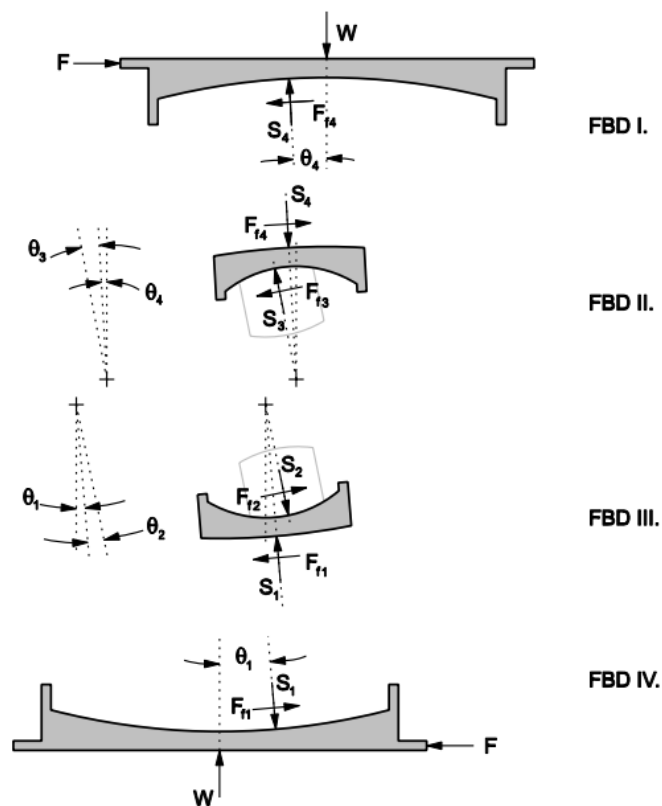


Figura 3.22: Diagrama de cuerpo libre para la segunda fase de movimiento III. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Superficie 1: Las ecuaciones (3.30) y (3.31) siguen siendo válidas por lo que siguen en movimiento:

Superficie 2. Esta superficie sigue sin deslizarse por lo tanto las ecuaciones (3.34) y (3.35) siguen siendo la misma.

Superficie 3: Por geometría tenemos que el desplazamiento de la superficie 3 es:

$$\mathbf{u}_3 = R_{ef3} * \mathbf{sen}(3) \quad (3.40)$$

Como la ecuación de movimiento cambia y de manera muy similar a lo que ocurrió en la superficie 2 la ecuación en esta superficie queda determinada por:

$$\mathbf{F} = \mathbf{W} * \left(\frac{\mathbf{u}_4}{R_{ef4}} + \frac{\mathbf{u}_3}{R_{ef3}} \right) + \mathbf{F}_{f3} \quad (3.41)$$

Superficie 4: Por geometría tenemos que el desplazamiento de la superficie 3 es:

$$\mathbf{u}_4 = R_{ef4} * \mathbf{sen}(4) \quad (3.42)$$

De la misma forma que ocurre con las superficies 1, 2 y 3, la ecuación que ahora rige en esta superficie es:

$$\mathbf{F} = \mathbf{W} * \frac{u_4}{R_{ef4}} + \mathbf{F}_{f4} \quad (3.43)$$

Ahora con el deslizamiento de las superficies 1 y 4 en conjunto con los desplazamientos ya realizados por las superficies 2 y 3 obtenemos un nuevo desplazamiento total:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_1 + \mathbf{u}_2 + \mathbf{u}_3 + \mathbf{u}_4 \quad (3.44)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.31), (3.35), (3.41) y (3.43) en (3.44) calculamos la ecuación fuerza – desplazamiento para el movimiento en esta fase.

$$\mathbf{F} = \frac{\mathbf{W}}{R_{ef1} + R_{ef4}} * \mathbf{u} + \frac{F_{f1} * (R_{ef1} - R_{ef2}) + F_{f2} * R_{ef2} + F_{f3} * R_{ef3} + F_{f4} * (R_{ef4} - R_{ef3})}{R_{ef1} + R_{ef4}} \quad (3.45)$$

La ecuación (3.45) es válida para valores de desplazamientos entre $\mathbf{u}'' < \mathbf{u} < \mathbf{u}_{dr1}$ donde \mathbf{u}_{dr1} es el límite de desplazamiento para el cambio de fase entre la fase 3 y 4, y se determina cuando la fuerza lateral $\mathbf{F} = \mathbf{F}_{dr1}$. La fuerza \mathbf{F}_{dr1} aparece debido a que la superficie 2 entra en contacto con el anillo de retención de la superficie 1, esto implica que la capacidad de desplazamiento de la superficie 1 ha llegado a su límite. Por lo tanto, para determinar el valor de la fuerza \mathbf{F}_{dr1} se reemplaza el desplazamiento máximo \mathbf{d}_1 alcanzado por la superficie 1 en la ecuación (3.31).

$$\mathbf{F}_{dr1} = \frac{\mathbf{W}}{R_{ef1}} * \mathbf{d}_1 + \mathbf{F}_{f1} \quad (3.46)$$

Ahora reemplazando \mathbf{F}_{dr1} en la ecuación (3.45) obtenemos la ecuación para \mathbf{u}_{dr1} :

$$\mathbf{u}_{dr1} = \mathbf{u}'' + \mathbf{d}_1 * \left(\mathbf{1} + \frac{R_{ef4}}{R_{ef1}} \right) - (\mu_4 - \mu_1) * (R_{ef1} + R_{ef4}) \quad (3.47)$$

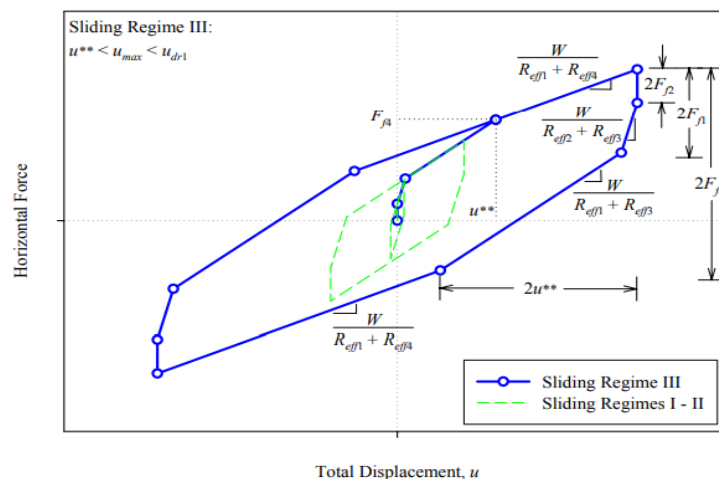


Figura 3.23: Grafica de la curva de histéresis para la segunda fase de movimiento III. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

3.3.4. FASE DE MOVIMIENTO IV

La fase de movimiento IV inicia cuando la superficie 1 alcanza su máxima capacidad de desplazamiento, provocado por el contacto de la superficie 2 con el anillo de retención de la superficie 1, cuando esto ocurre el movimiento se detiene en la superficie 1 y se vuelve a reactivar el deslizamiento en la superficie 2. Por lo tanto, en esta fase IV la ecuación fuerza – desplazamiento que describe el movimiento estará ahora determinada por las superficies 4 y 2. Por otro lado en la superficie 1 aparece una fuerza de reacción F_{r1} (Figura 3.25) cuyo valor es calculado cuando el desplazamiento en la ecuación (3.29) toma el valor máximo d_1 . Esto tiene mucho sentido porque la ecuación (3.29) sigue dominando el movimiento:

$$F_{r1} = \frac{W}{R_{ef1}} * d_1 + F_{f1} \quad (3.48)$$

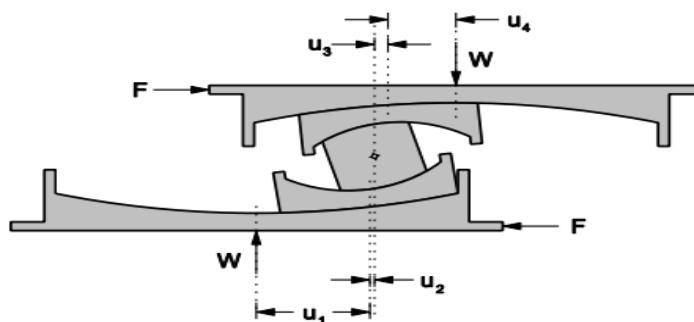


Figura 3.24: Sección transversal de la configuración deformada para la segunda fase de movimiento IV. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Demostración: fuerza – desplazamiento ($F - u$)

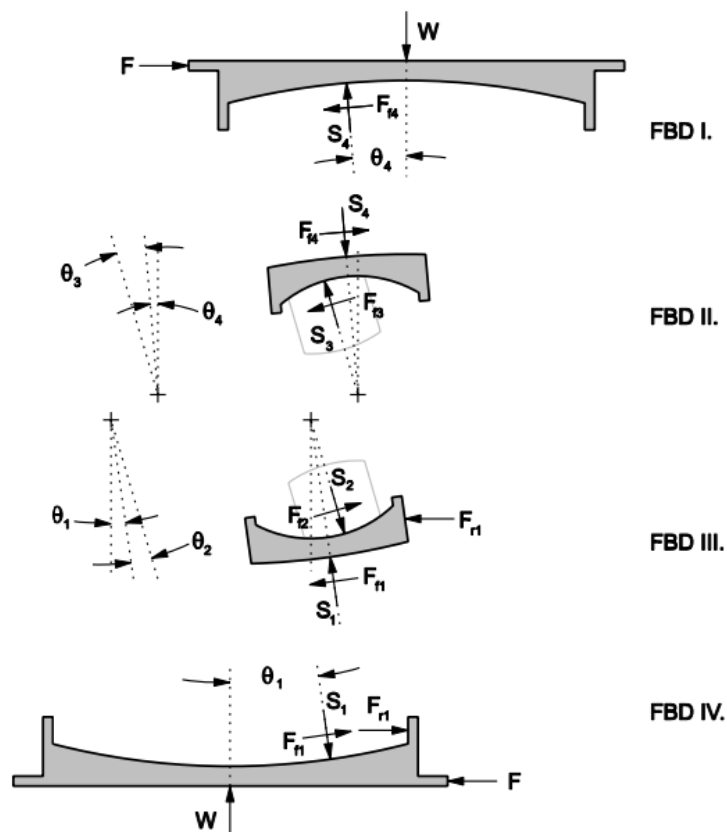


Figura 3.25: Diagrama de cuerpo libre para la segunda fase de movimiento IV. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Superficie 1: El movimiento se detiene por el control deslizante en la superficie 1, esto hace que se incorpore una fuerza adicional F_{r1} por lo que la ecuación para esta superficie queda dada por:

$$F = \frac{W}{R_{ef1}} * d_1 + F_{f1} + F_{r1} \quad (3.49)$$

Donde F_{r1} es la fuerza adicional que aparece al hacer contacto con el control deslizante en la superficie 1.

Superficie 2: Usando el diagrama de cuerpo libre de la figura 3.25 obtenemos:

$$\mathbf{F}_h = W * \left(\frac{\mathbf{d}_1}{R_{ef1}} + \frac{u_2}{R_{ef2}} \right) + \mathbf{F}_{f2} \quad (3.50)$$

La ecuación (3.50) demuestra que el movimiento en la superficie 2 se reactiva cuando el desplazamiento en la superficie 1 es restringido por el contacto de la superficie 1. La ecuación (3.50) es igual que la ecuación (3.35) solo que ahora $\mathbf{u}_1 = \mathbf{d}_1$.

Superficie 3: La superficie 3 no muestra cambios en su comportamiento por lo tanto la ecuación que rige su movimiento no cambia.

Superficie 4: Al igual que en la superficie 3 la ecuación que rige su movimiento sigue siendo la misma.

Considerando ahora, la suma del desplazamiento total \mathbf{d}_1 de la superficie 1 con los desplazamientos de las ecuaciones (3.50), (3.41) y (3.43) correspondientes a las superficies 2, 3 y 4 obtenemos la ecuación fuerza desplazamiento que gobierna el movimiento en esta fase IV.

$$\mathbf{F} = \frac{W}{R_{ef2} + R_{ef4}} * (\mathbf{u} - \mathbf{u}_{dr1}) + \frac{W}{R_{ef1}} * \mathbf{d}_1 + \mathbf{F}_{f1} \quad (3.51)$$

La ecuación (3.51) es válida para valores desplazamiento q tales que:

$$u_{dr1} < u < u_{dr4}$$

Donde \mathbf{u}_{dr4} es el límite de desplazamiento para el último cambio de fase, este desplazamiento es calculado cuando la fuerza lateral $\mathbf{F} = \mathbf{F}_{dr4}$. La fuerza \mathbf{F}_{dr4} aparece cuando la superficie 4 llega a su capacidad máxima de desplazamiento \mathbf{d}_4 y la superficie 3 hace contacto con el anillo de retención de la superficie 4.

La ecuación para el cálculo del \mathbf{u}_{dr4} queda determinado por la ecuación:

$$\mathbf{u}_{dr4} = \mathbf{u}_{dr1} + \left[\left(\left(\frac{\mathbf{d}_4}{R_{ef4}} + \mu_4 \right) - \left(\frac{\mathbf{d}_1}{R_{ef1}} + \mu_1 \right) \right) \right] * (R_{ef2} - R_{ef4}) \quad (3.52)$$

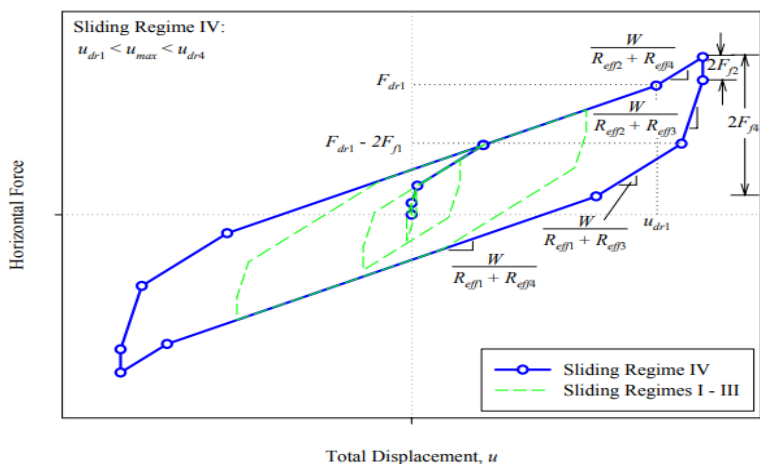


Figura 3.26: Gráfica de la curva de histéresis para la segunda fase de movimiento IV. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

3.3.5. FASE DE MOVIMIENTO V

La fase de movimiento V inicia cuando la superficie 4 alcanza su máxima capacidad de desplazamiento, provocado por el contacto de la superficie 3 con el anillo de retención de la superficie 4, cuando esto ocurre el movimiento se detiene en la superficie 4 y ahora se reactiva el deslizamiento en la superficie 3. Por lo tanto, en esta última fase V la ecuación fuerza – desplazamiento que describe el movimiento estará dada por las superficies 2 y 3, pero por otro lado en la superficie 4 aparece una fuerza de reacción F_{r4} (Figura 3.13) cuyo valor es calculado cuando el desplazamiento en la ecuación (3.41) toma el valor máximo d_4 . Esto tiene mucho sentido porque la ecuación (3.41) sigue dominando el movimiento:

$$F_{r4} = \frac{W}{R_{ef4}} * d_4 + F_{f4} \tag{3.53}$$

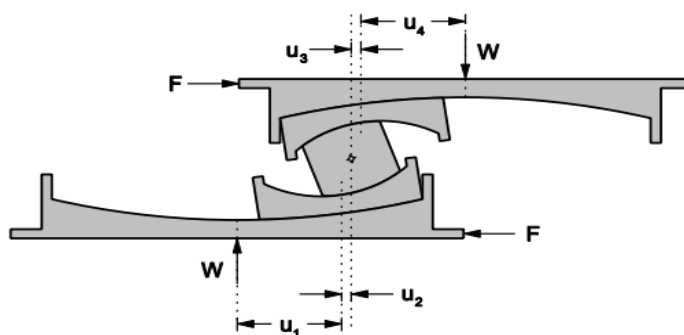


Figura 3.27: Sección transversal de la configuración deformada para la segunda fase de movimiento V. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Demostración: fuerza - desplazamiento ($F - u$)

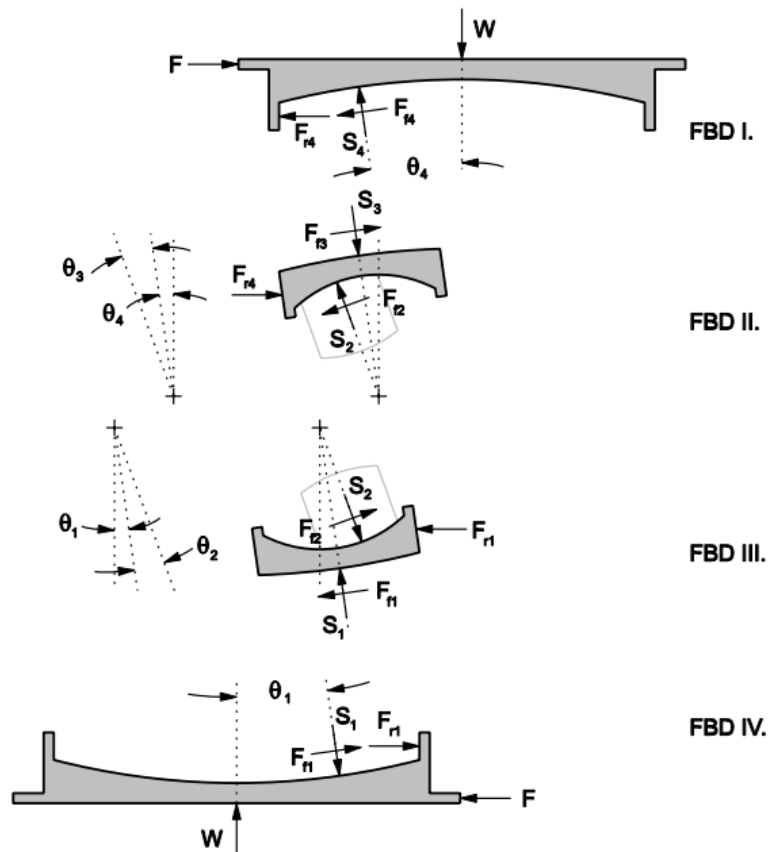


Figura 3.28: Diagrama de cuerpo libre para la segunda fase de movimiento V. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Superficie 1: La ecuación fuerza – desplazamiento se mantiene tal cual como en la fase IV.

Superficie 2: La ecuación fuerza – desplazamiento se mantiene tal cual como en la fase IV.

Superficie 3: De la misma manera que en la fase IV reemplazando el desplazamiento máximo d_4 en la ecuación (3.41).

$$F = W * \left(\frac{d_4}{R_{ef4}} + \frac{u_3}{R_{ef3}} \right) + F_{f3} \quad (3.54)$$

Superficie 4: Como el movimiento se detiene, la ecuación queda dada por:

$$F = \frac{W}{R_{ef4}} * d_4 + F_{f4} + F_{r4} \quad (3.55)$$

Sumando ahora, el desplazamiento total d_1 y d_4 con los desplazamientos de las ecuaciones (3.50) y (3.54) correspondientes a las superficies 2 y 3 obtenemos la ecuación fuerza – desplazamiento general para el movimiento completo del Triple Péndulo Friccional.

$$F = \frac{W}{R_{ef2} + R_{ef3}} * (u - u_{dr4}) + \frac{W}{R_{ef4}} * d_4 + F_{f4} \quad (3.56)$$

La ecuación (3.56) es válida para valores desplazamiento u tales que:

$$u_{dr4} < u < u_{max}$$

Por último, q_{max} es la capacidad máxima de desplazamiento que presenta el aislador Triple Péndulo Friccional para una configuración estándar (Fenz, D., & Constantinou, M., 2008).

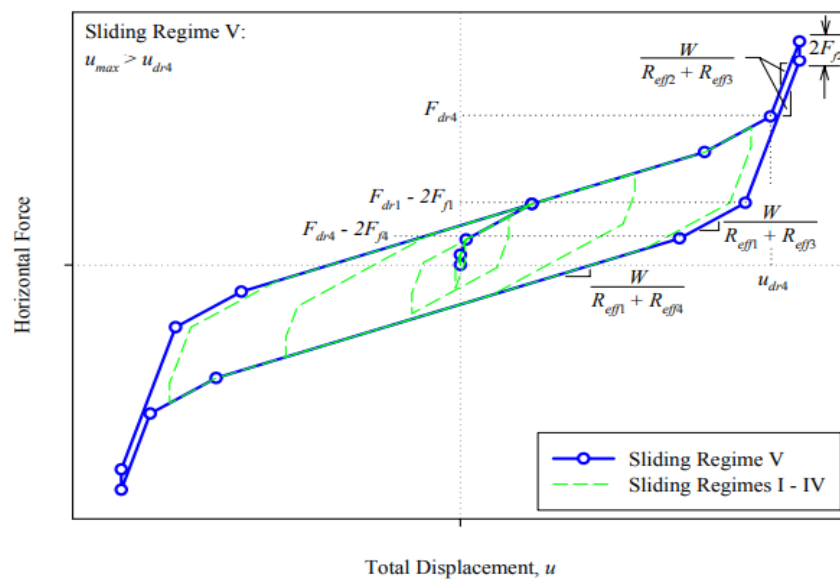


Figura 3.29: Grafica de la curva de histéresis para la segunda fase de movimiento V. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

Tabla 3.1: Resumen del Triple Péndulo Fricción.

FASE	DESCRIPCIÓN	RELACIÓN FUERZA - DESPLAZAMIENTO
I	Deslizamiento sobre las superficies 2 y 3 únicamente	$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3}}{R_{eff2} + R_{eff3}}$ <p>Válido hasta: $F = F_{f1}$, $u = u^* = (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2} + (\mu_1 - \mu_3)R_{eff3}$</p>
II	Movimiento paralizado sobre la superficie 2; Deslizamiento sobre la superficie 1 y 3	$F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3}}{R_{eff1} + R_{eff3}}$ <p>Válido hasta: $F = F_{f4}$, $u = u^{**} = u^* + (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff3})$</p>
III	Movimiento se detiene sobre las superficies 2 y 3; Deslizamiento sobre las superficies 1 y 4	$F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff4}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3} + F_{f4}(R_{eff4} - R_{eff3})}{R_{eff1} + R_{eff4}}$ <p>Válido hasta: $F = F_{dr1} = \frac{W}{R_{eff1}} d_1 + F_{f1}$, $u = u_{dr1} = u^{**} + d_1 \left(1 - \frac{R_{eff4}}{R_{eff1}}\right) - (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff4})$</p>
IV	Deslizador en contacto restringido sobre la superficie 1; Movimiento permanece detenido sobre la superficie 3; Deslizamiento sobre las superficies 2 y 4	$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff4}} (u - u_{dr1}) + \frac{W}{R_{eff1}} d_1 + F_{f1}$ <p>Válido hasta: $F = F_{dr4} = \frac{W}{R_{eff4}} d_4 + F_{f4}$, $u = u_{dr4} = u_{dr1} + \left[\left(\frac{d_4}{R_{eff4}} - u_4\right) - \left(\frac{d_1}{R_{eff1}} - u_1\right)\right] (R_{eff2} + R_{eff4})$</p>
V	Deslizadores mayores restringidos; Deslizamiento sobre superficies 2 y 3	$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} (u - u_{dr4}) + \frac{W}{R_{eff4}} d_4 + F_{f4}$
<p>Caso general: (1) $R_{eff1} = R_{eff4} \gg R_{eff2} = R_{eff3}$, (2) $\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 < \mu_4$, (3) $d_1 > (\mu_4 - \mu_1)R_{eff1}$, (4) $d_2 > (\mu_1 - \mu_4)R_{eff2}$, (5) $d_3 > (\mu_4 - \mu_3)R_{eff3}$</p>		

3.4. TRIPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN (TPF) – MODELO SIMPLIFICADO.

El aislador triple péndulo fricción, debido a que presenta varios parámetros está puede mostrar diferentes configuraciones en su fabricación haciendo que en algunos casos sea más compleja su predicción y estudio de su comportamiento cuando interactúa, junto al edificio aislado, ante sismos considerados máximos. Sin embargo, existe una configuración en su fabricación que la hace más apropiada que todas las demás, y es cuando sus parámetros geométricos de cada par de superficies cóncavas deslizantes son iguales, es decir:

$$R_{eff2} = R_{eff3}$$

$$R_{eff1} = R_{eff3}$$

$$h2 = h3$$

$$h1 = h4$$

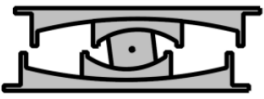
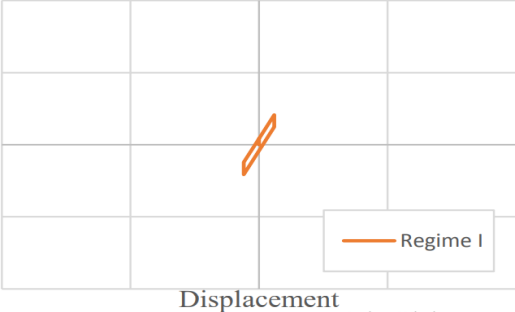

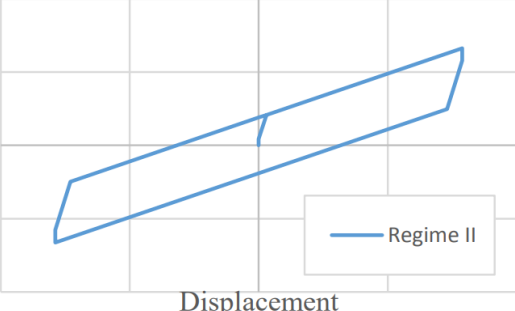

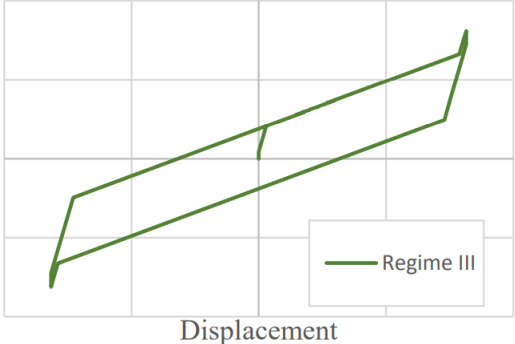
Y además sus parámetros mecánicos también son iguales, es decir:

$$\mu2 = \mu3 < \mu1 = \mu4$$

La configuración anterior establece que el comportamiento del aislador Triple Péndulo Fricción ya no muestre 5 fases en su diagrama de histéresis, muy por lo contrario, el diagrama de histéresis se ve reducida a solo tres fases de movimiento, haciendo más fácil su estudio y análisis cuando es puesta en funcionamiento. El cálculo de la ecuación fuerza – desplazamiento que sigue el diagrama de histéresis es determinado de una forma muy similar al de un aislador Triple Péndulo Fricción convencional, la demostración de la ecuación para cada fase de movimiento se explica en el ANEXO A02.

En las tablas siguientes se muestra el resumen del modelo simplificado, en donde la primera fase de movimiento va a estar definido por el deslizamiento de las placas superficiales interiores 2 y 3, luego se detendrán dando inicio a la segunda fase definida por el deslizamiento de las placas superficiales exteriores 1 y 4 para que finalmente las placas exteriores lleguen a su límite máximo de desplazamiento y empiece la fase tres con el reinicio de deslizamiento de las placas interiores 2 y 3 hasta encontrarse con el control de deslizamiento.

Tabla 3.2: Resumen del Triple Péndulo Fricción – modelo simplificado.

FASE	DESCRIPCIÓN	RELACIÓN FUERZA - DESPLAZAMIENTO	ESQUEMA DE AISLADOR	COMPORTAMIENTO FUERZA - DESPLAZAMIENTO
I	Deslizamiento sobre las superficies 2 y 3 únicamente	$F = \frac{W}{2R_{2,3eff}}u + \mu_2 W$ Valido para desplazamientos, $u: 0 \leq u \leq u^*$ Donde: $u^* = 2(\mu_1 - \mu_2)R_{eff2}$		
II	Movimiento paralizado sobre la superficie 2 y 3; Deslizamiento sobre la superficie 1 y 4.	$F = \frac{W}{2R_{1,4eff}}(u - u^*) + \mu_1 W$ Valido para desplazamientos, $u: u^* \leq u \leq u^{**}$ Donde: $u^{**} = u^* + 2d_1^*$		
III	Control deslizante restringidor de superficies 1 y 4; Deslizamiento sobre las superficies 2 y 3.	$F = \frac{W}{2R_{2,3eff}}(u - u^{**}) + \frac{W}{2R_{1,4eff}}(u^{**} - u^*) + \mu_1 W$ Valido para desplazamientos, $u: u^* \leq u \leq u^{**}$ Donde: $u^{**} = 2d_1^* + 2d_2^*$		

CAPÍTULO 4

MODELAMIENTO Y ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON BASE FIJA

4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consta de un centro comercial cuyo edificio de cinco niveles está dedicado a comercio en el primer nivel y oficinas con una planta típica en los niveles superiores, éste se encuentra ubicado en el distrito de Cerro Colorado, Arequipa; en la primera cuadra de la Av. Aviación, a espaldas del centro comercial Maestro Home Center. El área total del terreno consta de 5225 m², cuyas dimensiones son 55 metros de ancho x 95 metros de largo tal como se muestra en la figura 4.1.



Figura 4.1: Ubicación del proyecto. (Fuente Propia).

El proyecto está dividido en dos áreas bien definidas; el área aislada y no aislada. El área no aislada comprende alrededor de 4000 m² y está conformada por el cuarto de máquinas, cisternas, los accesos, el estacionamiento y el cerco perimétrico.

El área aislada comprende la edificación de cinco niveles, esta posee 1225 m² de área en planta, además cuenta con una escalera principal, un ascensor que está ubicado frente a la escalera principal y una escalera auxiliar utilizada como escalera de emergencia y tránsito del personal de servicio.

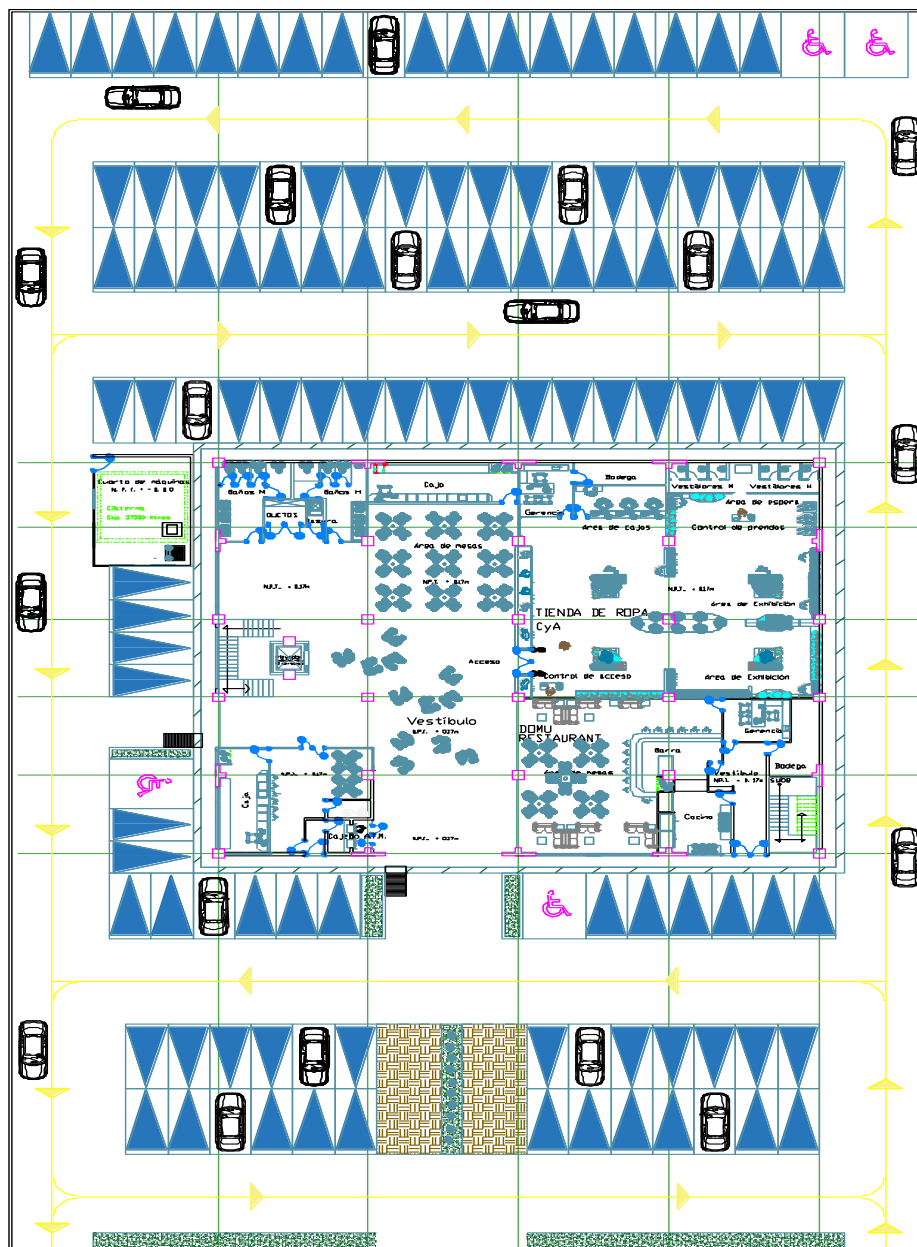


Figura 4.2: Vista en planta del proyecto. (Fuente Propia).

El primer nivel está conformado por un restaurante, una tienda de ropa, un café, el vestíbulo y los servicios higiénicos. A partir del segundo nivel encontramos una planta típica compuesta por oficinas, un área de encuentros y los servicios higiénicos.

La edificación cuenta con una altura de 19.00 metros.

En las figuras 4.3 y 4.4 se puede apreciar el plano arquitectónico del primer nivel y la planta típica respectivamente.

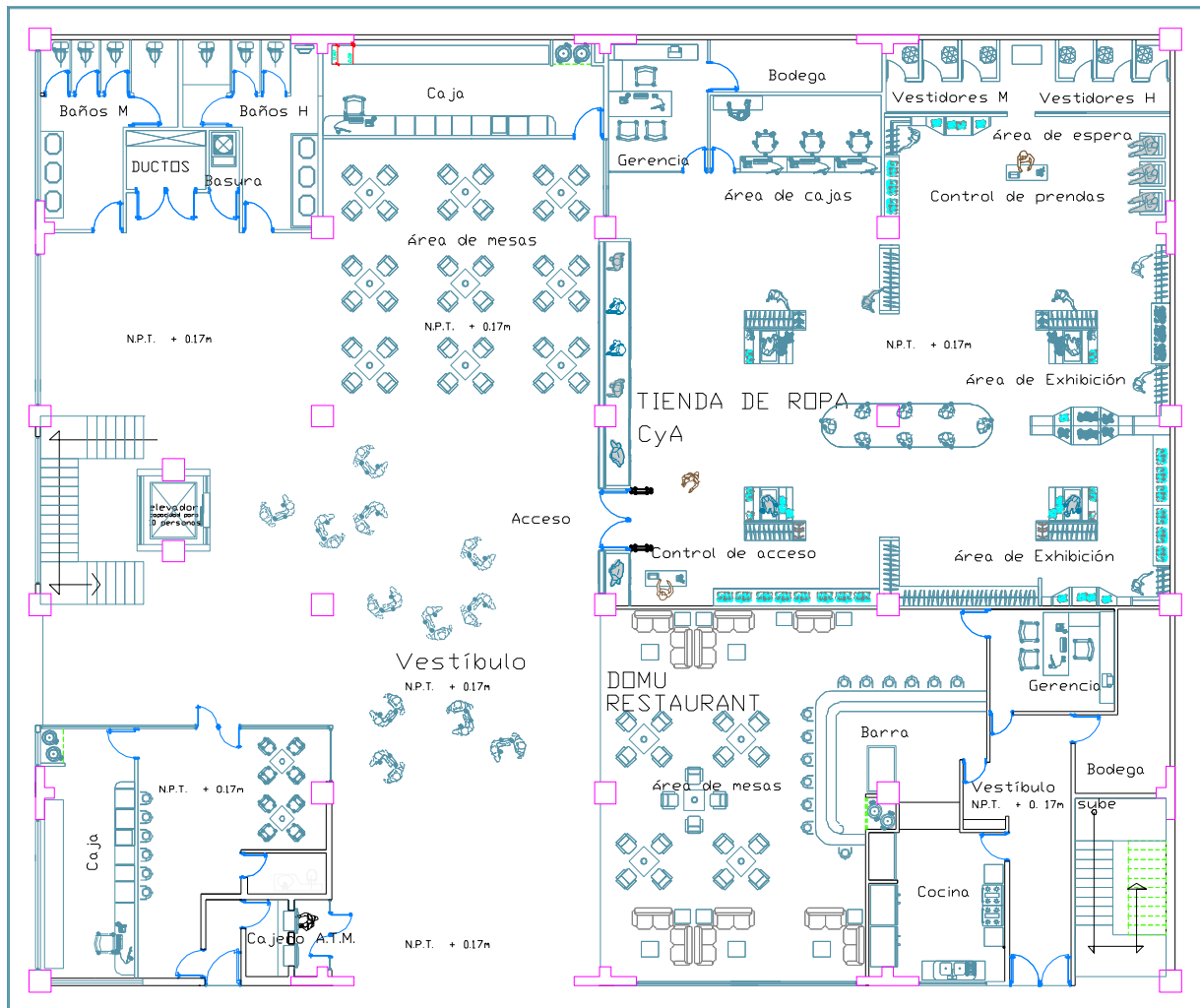


Figura 4.3: Plano de arquitectura del primer nivel. (Fuente Propia).

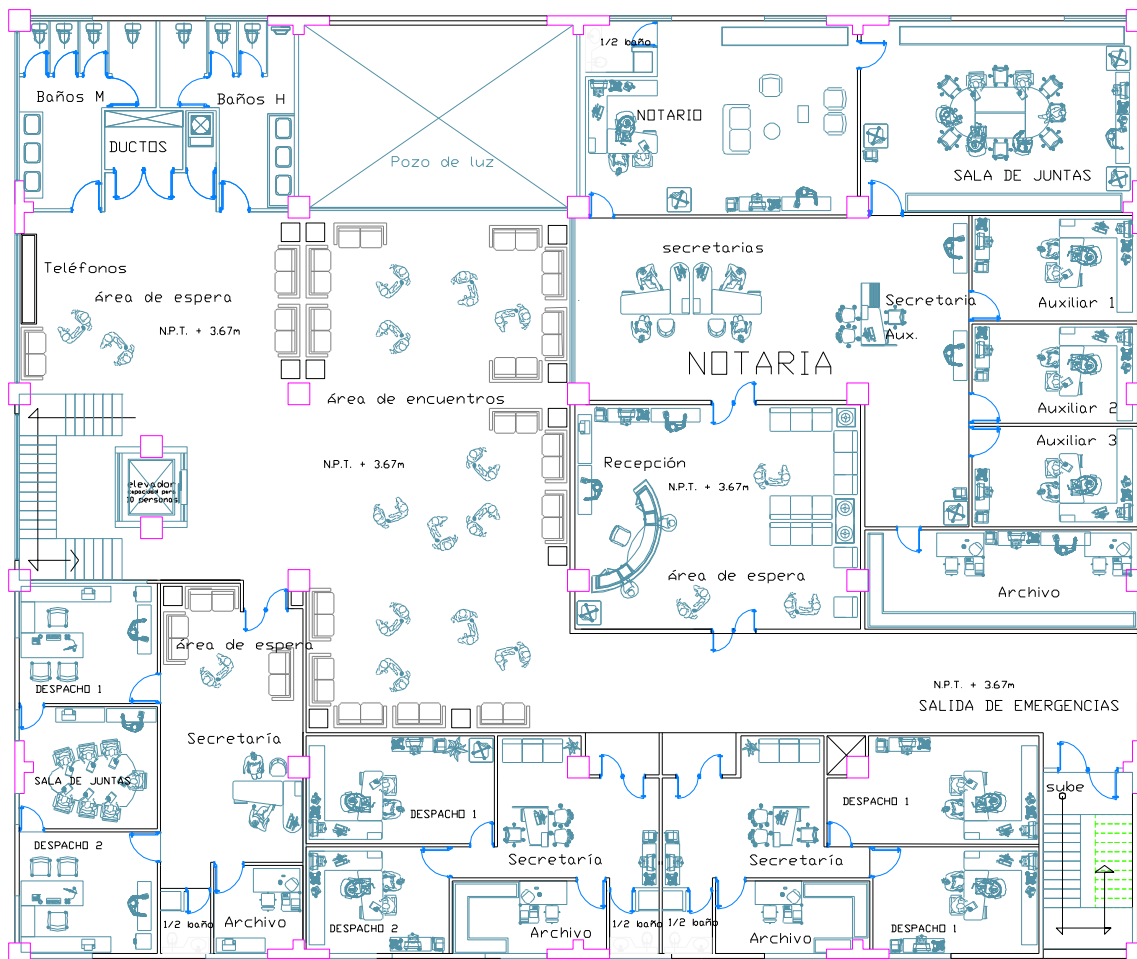


Figura 4.4: Plano de arquitectura de la planta típica. (Fuente Propia).

El sistema de aislamiento está compuesto por el nivel de base y la interfaz de aislamiento; el nivel de base está conformado por elementos horizontales los cuales se encargarán de transferir las fuerzas entre los aisladores, entre dichos elementos tenemos losas, vigas y capiteles. La interfaz de aislamiento comprende los aisladores en sí. Así mismo también tenemos la subestructura, la cual está compuesta por los pedestales y las cimentaciones.

Se tomará en cuenta las recomendaciones establecidas en la norma E031, tales como la altura mínima para poder realizar el mantenimiento de la interfaz de aislamiento.

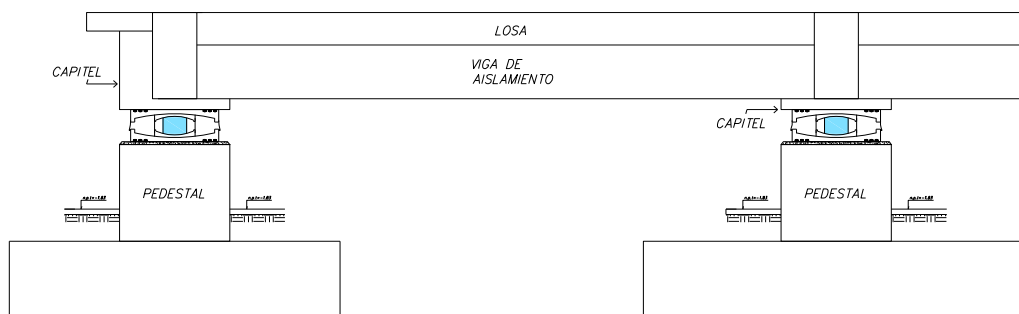


Figura 4.5: Sistema de aislamiento y subestructura. (Fuente Propia).

4.2. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL.

4.2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.

Para realizar la estructuración de la edificación se tomaron en cuenta los siguientes criterios estructurales:

- Simplicidad y simetría, este criterio nos permite predecir mejor el comportamiento sísmico de una estructura, ya que la respuesta sísmica de una estructura simétrica y simple es muy parecida al modelo tal cual fue idealizado.
- Resistencia y ductilidad, la ductilidad de una edificación depende del material del cual ésta fue construida. Así mismo la edificación debe tener resistencia sísmica adecuada por lo menos en dos direcciones ortogonales.
- Uniformidad y continuidad, la estructura deberá ser continua tanto en planta como en elevación. Tener en cuenta evitar cambios bruscos de rigidez.
- Rigidez lateral, la estructura deberá poseer elementos estructurales que le aporten rigidez lateral en sus direcciones principales.
- Diafragma rígido, nos permite compatibilizar los desplazamientos laterales.

4.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Tomando en cuenta los criterios señalados en el punto anterior se procedió a realizar la estructuración del proyecto. El proyecto está dividido en dos partes tal como se mencionó anteriormente, primero se describirá el área aislada; se definieron los ejes estructurales de la parte aislada, 8 en la dirección X-X y 6 en la dirección Y-Y.

La edificación será una estructura de concreto armado con un sistema de muros estructurales; conformado por elementos estructurales tales como placas, columnas, vigas

peraltadas, vigas chatas, losas aligeradas bidireccionales y losas macizas bidireccionales. Se colocaron columnas de 70x70 cm en los ascensores, así también se procedió a distribuir las placas y columnas en ambas direcciones simétricamente. La geometría de las placas se determinó de forma que asegure la unión rígida entre estas y las vigas.

Se colocaron vigas de borde de dimensiones 0.30m*0.70m las cuales como su nombre lo indica estarán ubicadas en los bordes perimetrales de la estructura, y vigas centrales de dimensiones 0.35m*0.70m en ambas direcciones X-X e Y-Y. Se decidió colocar losa aligerada bidireccional debido a que los paños presentan una forma rectangular con dimensiones cuya relación entre ellas es menor a 1:2. Se colocó losa maciza en el área de los servicios higiénicos, debido a la presencia de tuberías de agua y desagüe, y también en el hall de las escaleras y el ascensor. En la figura 4.6 se puede apreciar la estructuración propuesta.

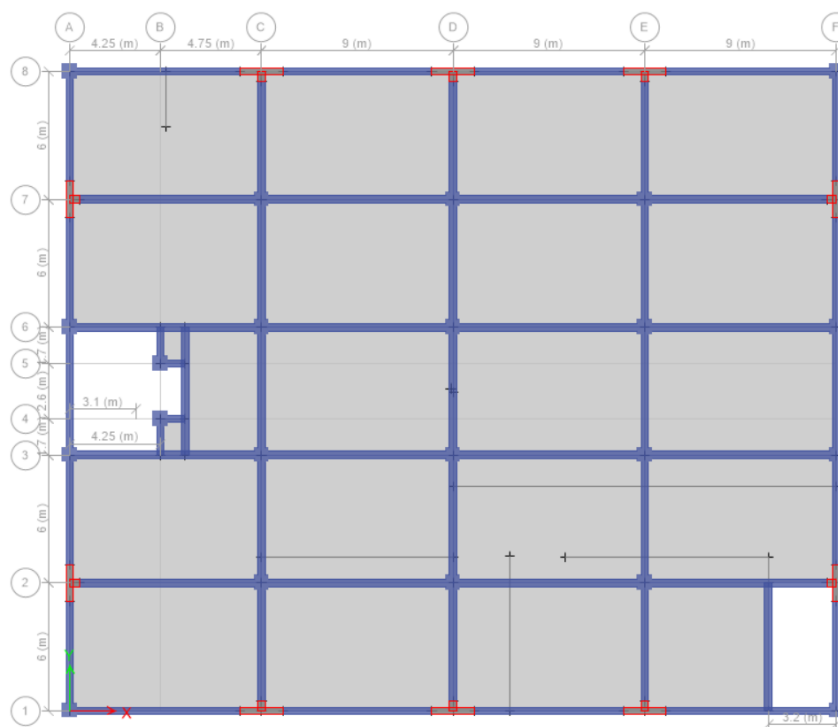


Figura 4.6: Vista en planta de la estructura. (Fuente Propia).

A continuación, se puede observar la vista renderizada en 3D de la estructura en el programa ETABS.

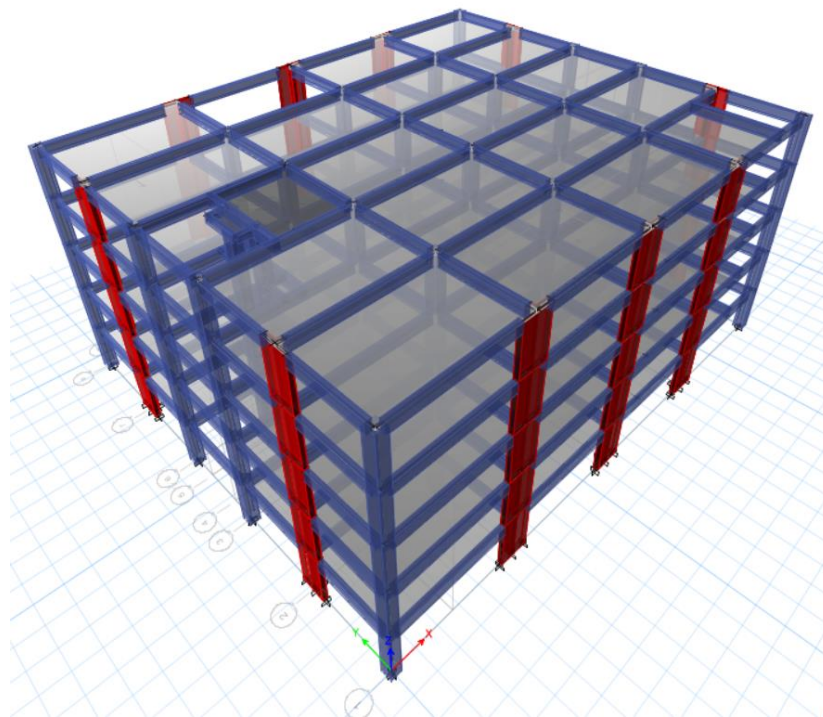


Figura 4.7: Vista isométrica de la estructura en ETABS. (Fuente Propia).

Finalmente describiremos el área no aislada. El cuarto de máquinas y el cerco perimétrico serán estructuras de albañilería, las cisternas están conformadas por muros estructurales.

4.3. PRE DIMENSIONAMIENTO.

Existen diferentes criterios para realizar el predimensionamiento de elementos estructurales de concreto armado, tengamos en cuenta que esto es solo un predimensionamiento, por lo tanto, estas dimensiones pueden variar en el modelo final.

4.3.1. PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS.

Como ya se mencionó anteriormente nuestra estructura estará compuesta de losas aligeradas bidireccionales y losas macizas, para ello se realizó el cálculo de sus espesores.

Se utilizó el siguiente criterio para el predimensionamiento del espesor de la losa aligerada bidireccional:

$$h = \frac{l_n}{25} - 0.05 \quad (4.1)$$

Donde l_n es la luz más larga del paño, la cual en nuestro caso es de 8.675 metros. Reemplazamos este valor en la ecuación 4.1 y obtenemos el valor del peralte:

$$h = \frac{8.675}{25} - 0.05 \quad (4.2)$$

$$h = 0.30m$$

Se realizó también la estimación del espesor de la losa maciza, para ello se utilizaron las siguientes expresiones.

$$\text{Si } 0.2 < \alpha_m < 2.0 \quad h \geq \frac{l_n * (0.8 + \frac{f_y}{14000})}{36 + 5 * \beta * (\alpha_m - 0.2)} \quad (4.3)$$

$$\text{Si } \alpha_m > 2.0 \quad h \geq \frac{l_n * (0.8 + \frac{f_y}{14000})}{36 + 9 * \beta} \quad (4.4)$$

Donde:

l_n : luz mayor del paño.

f_y : esfuerzo de fluencia del acero.

β : relación de luz mayor a luz menor.

β_s : relación de los bordes continuos al perímetro total del paño.

α_m : valor promedio de la relación entre la inercia de la viga y la inercia de la losa.

Tomaremos como paño representativo el que se muestra en la figura 4.8:



Figura 4.8: Paño representativo de la losa. (Fuente Propia).

Se calculó el valor de α_m y se obtuvo un valor de 2.1, por lo tanto se utilizó la ecuación 4.4 para obtener el valor del espesor de la losa. Reemplazando los valores

correspondientes al paño representativo en las ecuaciones 4.4 obtenemos el rango dentro del cual se puede establecer el valor de h.

$$h \geq \frac{8.675 * (0.8 + \frac{4200}{14000})}{36 + 9 * 1.5}$$

$$h \geq 0.20m$$

En conclusión, se colocaron losas aligeradas bidireccionales de 0.30m y losas macizas bidireccionales de 0.25m.

4.3.2. PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para el predimensionamiento de las vigas, el peralte de estas puede variar dentro del siguiente rango:

$$h = \frac{l_n}{10} \text{ o } \frac{l_n}{12} \quad (4.5)$$

Donde l_n es la luz libre de la viga, en nuestro caso tenemos luces libres de 8.3m y 5.30m, reemplazando estos valores en la ecuación 4.5 tenemos:

- $l_n = 8.30m$ $h = 0.83m$ o $0.69m$
- $l_n = 5.30m$ $h = 0.53m$ o $0.44m$

Se colocarán vigas de 0.35m*0.70m para las luces de 8.30m y 0.30m*0.70m para las luces de 5.30m.

4.3.3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.

Para el predimensionamiento de este elemento estructural se tomó en cuenta la recomendación del ingeniero Blanco Blasco, el cual nos da dos criterios dependiendo de la ubicación de las columnas.

- Columna en esquina

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.35 * f'c} \quad (4.6)$$

- Columna central

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45 * f'c} \quad (4.7)$$

$$P_{servicio} = A_t * N * P$$

Donde:

$P_{servicio}$: Es la carga de servicio que soporta la columna, expresada en kgf.

P : Peso por m^2 de la estructura, en nuestro caso se estimó 1000 kgf/m^2 .

A_t : Área tributaria, expresada en m^2 .

N : Número de niveles, el proyecto es 5 niveles.

$f'c$: Resistencia a compresión del concreto, se utilizará $f'c=210$ kgf/m^2 .

Reemplazamos los valores de acuerdo a nuestra edificación, en las formulas 4.6 y 4.7 según corresponda y obtenemos el área de columna estimada.

- Columna en esquina:

$$\text{Área de columna} = \frac{(30.38 \text{ m}^2) * 5 * 1000 \text{ kgf/cm}^2}{0.35 * 210 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$\text{Área de columna} = 2066.33 \text{ cm}^2$$

- Columna central:

$$\text{Área de columna} = \frac{(54 \text{ m}^2) * 5 * 1000 \text{ kgf/cm}^2}{0.45 * 210 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$\text{Área de columna} = 2857.14 \text{ cm}^2$$

En conclusión, se asignaron dimensiones de 0.7m*0.7m tanto para las columnas centrales como columnas en esquina.

4.3.4. PRE DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CORTE

El predimensionamiento de las placas de la edificación se realizó tomando en cuenta las recomendaciones dadas por el ingeniero Blanco Blasco, el cual nos indica un espesor mínimo de 0.15m. En nuestro caso considerando las dimensiones de las luces y los niveles de la edificación optamos por colocar placas con un espesor de 0.30m.

Tener en cuenta que todas las dimensiones anteriormente mencionadas pueden variar, ya que este es solo un predimensionamiento inicial, todo ello dependerá del análisis realizado posteriormente.

4.4. METRADO DE CARGAS

Se realizó el metrado de cargas de la losa aligerada bidireccional y tabiquería móvil. El metrado de cargas de los demás elementos será realizado mediante el programa ETABS.

En la figura 4.9 podemos apreciar el esquema de una losa aligerada bidireccional.

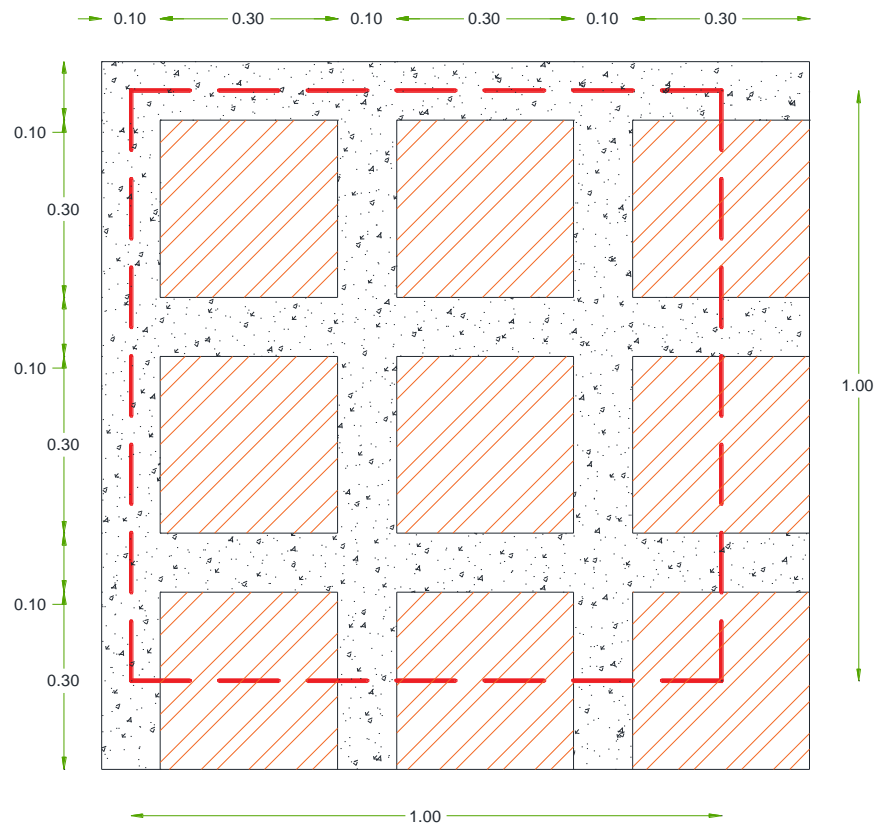


Figura 4.9: losa aligerada direccional. (Fuente Propia).

Peso de las viguetas:

$$A_{viguetas} = 0.48 \text{ m}^2 \quad h = 0.25 \text{ m} \quad \gamma = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{viguetas} = A_{viguetas} * h * \gamma$$

$$P_{viguetas} = 0.48 \text{ m}^2 * 0.25 \text{ m} * 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{viguetas} = 0.288 \text{ tonf}$$

Peso de los ladrillos:

$$N^{\circ}_{ladrillo} = 6.25 \text{ ladrillos} \quad P_{ladrillo} = 0.01 \text{ tonf}$$

$$P_{ladrillos} = N^{\circ}_{ladrillos} * P_{ladrillo}$$

$$P_{ladrillos} = 6.25 * 0.01 \text{ tonf}$$

$$P_{ladrillos} = 0.0625 \text{ tonf}$$

Peso de la losita:

$$A_{losita} = 1.00 \text{ m}^2$$

$$h = 0.05 \text{ m}$$

$$\gamma = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{losita} = A_{losita} * h * \gamma$$

$$P_{losita} = 1.00\text{m}^2 * 0.05\text{m} * 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{losita} = 0.12 \text{ tonf}$$

Peso total de la losa:

$$P_{losa 0.3} = P_{viguetas} + P_{ladrilo} + P_{losita}$$

$$P_{losa 0.3} = 0.288\text{tonf} + 0.0625\text{tonf} + 0.120\text{tonf}$$

$$P_{losa 0.3} = 0.47 \text{ tonf}$$

Así mismo también se realizó el metrado de cargas de la tabiquería, la cual será colocada como carga muerta tal como aparece en el plano de arquitectura. Así tenemos:

Tabla 4.1: Metrado carga muerta de tabiquería.

ALBAÑILERÍA	$\gamma_{ladrillo}$	espesor	altura	w
	tonf/m ³	m	m	tonf/m
SOBRE VIGAS PRINCIPALES	1.80	0.15	2.80	0.702
SOBRE VIGAS DE BORDE	1.80	0.15	2.80	0.702
SOBRE LOSA MACIZA	1.80	0.15	3.25	0.878
SOBRE LOSA ALIGERADA	1.80	0.15	3.20	0.864

4.5. PESO DE LA ESTRUCTURA.

La edificación está conformada por elementos de concreto armado, para ello se definirá las propiedades de los materiales, tales como el concreto y el acero. También se describirán las cargas vivas actuantes según la norma E-020.

4.5.1. CONCRETO F´C=210 KGF/CM².


General Data	
Material Name	Concreto f _c =210 kg/cm ²
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 <input type="button" value="Change..."/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2.4 tonf/m ³
Mass per Unit Volume	0.244732 tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2173706.51 tonf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	905711.05 tonf/m ²

Figura 4.10: Propiedades del concreto. (Fuente Propia).

4.5.2. ACERO FY=4200 KGF/CM².


General Data	
Material Name	Acero f _y =4200 kg/cm ²
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	 <input type="button" value="Change..."/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	7.8491 tonf/m ³
Mass per Unit Volume	0.80038 tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	20000000 tonf/m ²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C

Figura 4.11: Propiedades del acero. (Fuente Propia).

4.5.3. CARGA VIVA.

Tabla 4.2: Carga viva actuante.

ÁREAS	CARGA VIVA
	kgf/m ²
OFICINAS	300
ESCALERAS Y CORREDORES	400
SS.HH.	250
TECHO	100

Se obtuvo el peso total del edificio tal como establece la norma E-030, la cual nos indica que se adicionará un % de la carga viva según la categoría de la edificación, en

nuestro caso la edificación está dentro de la categoría B (edificaciones importantes), por lo tanto, el peso de nuestra edificación será determinado mediante la siguiente fórmula:

$$W = CM + 50\%CV \quad (4.8)$$

Obteniendo los siguientes valores:

$$W_{\text{edificio empotrado}} = 5909.21 \text{ tonf}$$

$$W_{\text{edificio aislado}} = 7054.56 \text{ tonf}$$

4.6. ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO CON BASE EMPOTRADA.

Primero se describirán los parámetros requeridos por la norma actual vigente en diseño sismorresistente E.030.

FACTOR DE ZONA (Z): según la NTP E.030 nuestro país se encuentra dividido en 4 zonas sísmicas, el distrito de Cerro Colorado-Arequipa se encuentra ubicado en la Zona Sísmica 3 por lo tanto el factor Z que usaremos para nuestro análisis es $Z=0.35$.

El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

Tabla 4.3: Factores de zona “Z”.

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10



Figura 4.12: Mapa de zonificación sísmica del Perú. (Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente", 2016).

PARÁMETROS DE SITIO (S , T_P y T_L): tal como se mencionó en la descripción del proyecto, según la ubicación del terreno, el proyecto se encuentra ubicado en un perfil de suelo tipo S_2 . En las tablas 4.4 y 4.5 podemos encontrar los parámetros de sitio correspondientes a nuestro tipo de suelo.

Tabla 4.4: Factor de Suelo "S"

SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 4.5: Períodos " T_P " y " T_L "

	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L	3.0	2.5	2.0	1.6

FACTOR DE USO (U): La NTP E.030 clasifica a las edificaciones según su importancia o uso, nuestra edificación es un centro comercial, donde se reúnen gran cantidad de personas, por lo tanto, está considerada dentro de la categoría B (edificaciones importantes) para la cual se le asignará un factor de uso $U=1.3$.

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C): este valor se define de acuerdo a las características de sitio.

$$T < T_P \quad C = 2.5 \quad (4.9)$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right) \quad (4.10)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right) \quad (4.11)$$

Este valor será único para el análisis estático y estará definido como una función por las fórmulas 4.9, 4.10 y 4.11 para el análisis modal.

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R): Este coeficiente se determinará como el producto del coeficiente R_0 y de los factores I_a e I_p .

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad (4.12)$$

Donde:

R_0 : Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.

I_a : Factor de irregularidad estructural en altura.

I_p : Factor de irregularidad estructural en planta.

Tal como se mencionó en la estructuración descrita anteriormente nuestra edificación está conformada por pórticos y muros estructurales, teniendo en cuenta la gran presencia de placas en esta estructuración, se puede deducir que el sistema estructural es de muros estructurales en ambas direcciones, por lo tanto corresponde asignar un $R_0=6$, así mismo se asumirá que no posee irregularidades por tanto los valores de I_a e I_p serán igual a 1, esto será comprobado posteriormente mediante el análisis modal, y el valor de R será corregido. Así tenemos que: $R=6$.

A continuación, se muestra la estructuración para el edificio sin base aislada.

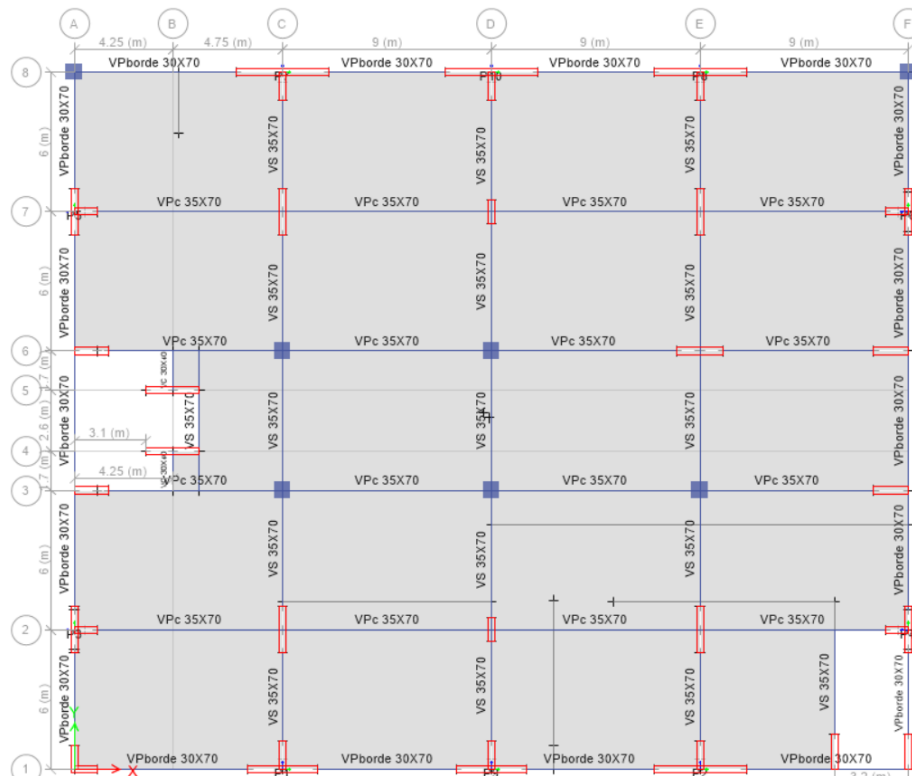


Figura 4.13: Estructuración de la edificación no aislada. (Fuente Propia).

Habiendo definido los parámetros necesarios para realizar el análisis sísmico de la estructura, procederemos a realizar el análisis estático y dinámico.

4.6.1. ANÁLISIS ESTÁTICO.

4.6.1.1. FUERZA CORTANTE BASAL.

Este análisis nos permite calcular la fuerza cortante basal en la estructura mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * W \quad (4.13)$$

El periodo de vibración de la edificación en cada dirección de análisis es $T_x=0.49$ segundos y $T_y=0.51$ segundos, por consiguiente, al utilizar la fórmula 4.10, obtenemos un valor de C igual a 2.10 para ambos casos. En la siguiente tabla se muestra los valores a reemplazar en la fórmula 4.13.

Tabla 4.6: Parámetros sísmicos para el análisis estático.

SIMBOLO	VALOR
Z	0.35
U	1.3
S	1.15
R	6
C	2.10

$$V = \frac{0.35 * 1.30 * 2.10 * 1.15}{7} * 5909.209$$

$$V = 1288.33 \text{ tonf}$$

4.6.1.2. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA

La Norma E-030 nos brinda las siguientes expresiones para la distribución de la fuerza sísmica horizontal en cada nivel:

$$F_i = \alpha_i * V \quad (4.14)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (4.15)$$

Donde:

n: Es el número de pisos del edificio

k: Es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T). Para la estructura tenemos los valores de $k_x=1$ y $k_y=1.005$.

En las siguientes tablas se muestran los resultados del cálculo de fuerza sísmica por piso, así como las cortantes de piso obtenidas en cada dirección de análisis.

Tabla 4.7: Cortantes de piso para análisis estático en dirección X.

NIVEL	PESO (Pi)	ALTURA (hi)	Pi*hi	α_i	Fi (tonf)	Vi (tonf)
5	987.04	17.5	18714.43	0.29	379.29	379.29
4	1212.04	14	18269.92	0.29	370.28	749.56
3	1212.04	10.5	13592.51	0.21	275.48	1025.04
2	1212.04	7	8959.37	0.14	181.58	1206.62
1	1112.21	3.5	4031.72	0.06	81.71	1288.33
		$\sum P_i * h_i$	63567.94		1288.33	

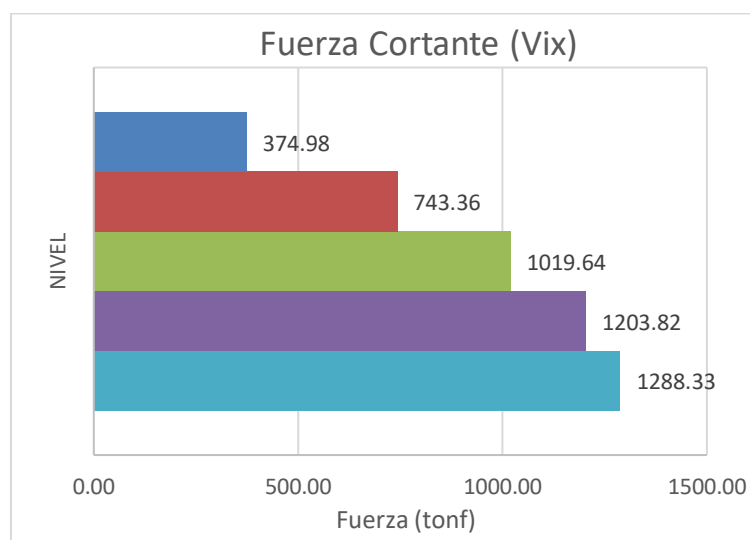


Figura 4.14: Fuerzas cortantes de piso en la dirección X. (Fuente Propia).

Tabla 4.8: Cortantes de piso para análisis estático en dirección Y.

NIVEL	PESO (Pi)	ALTURA (hi)	Pi*hi	ai	Fi (tonf)	Vi (tonf)
PISO 5	987.04	17.5	17522.12	0.29	375.75	375.75
PISO 4	1212.04	14	17193.95	0.29	368.72	744.47
PISO 3	1212.04	10.5	12876.93	0.21	276.14	1020.61
PISO 2	1212.04	7	8567.22	0.14	183.72	1204.33
PISO 1	1112.21	3.5	3917.21	0.07	84.00	1288.33
		$\sum Pi*hi$	60077.43		1288.33	

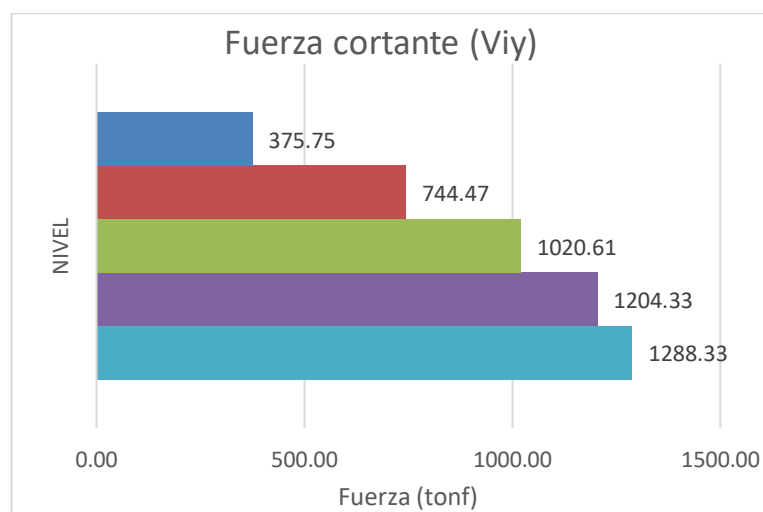


Figura 4.15: Fuerzas cortantes de piso en la dirección Y. (Fuente Propia).

4.6.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

La norma E.030 establece que para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g \quad (4.16)$$

Como se mencionó anteriormente el valor de C estaría definido por las ecuaciones 4.9, 4.10 y 4.11; dando así los valores que se muestran en la tabla 4.9, esta función será introducida en el programa ETABS. Así también se puede apreciar el espectro de pseudoaceleraciones en la Figura 4.16.

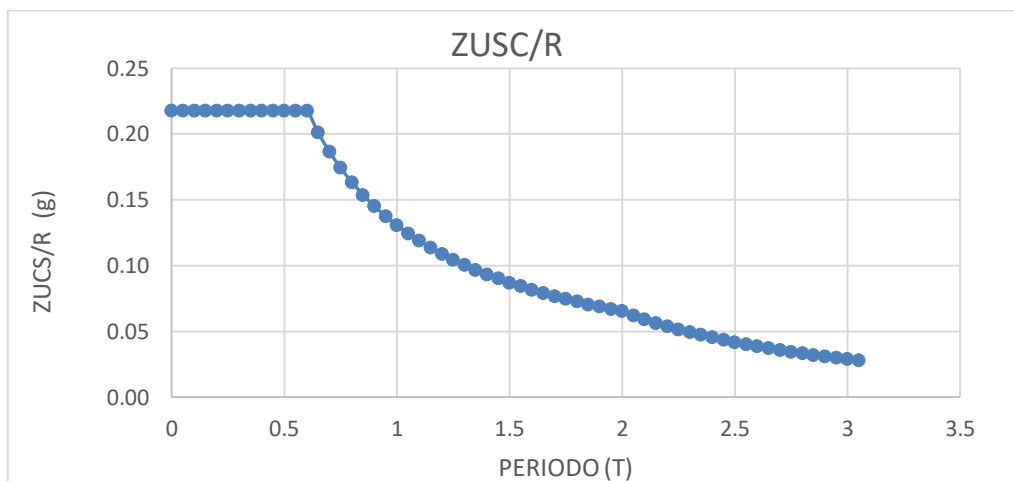


Figura 4.16: Espectro de respuesta. (Fuente Propia).

Tabla 4.9: Función del espectro de respuesta.

T	C	ZUSC/R	T	C	ZUSC/R
0	2.50	0.218	1.55	0.97	0.084
0.05	2.50	0.218	1.6	0.94	0.082
0.1	2.50	0.218	1.65	0.91	0.079
0.15	2.50	0.218	1.7	0.88	0.077
0.2	2.50	0.218	1.75	0.86	0.075
0.25	2.50	0.218	1.8	0.83	0.073
0.3	2.50	0.218	1.85	0.81	0.071
0.35	2.50	0.218	1.9	0.79	0.069
0.4	2.50	0.218	1.95	0.77	0.067
0.45	2.50	0.218	2	0.75	0.065
0.5	2.50	0.218	2.05	0.71	0.062
0.55	2.50	0.218	2.1	0.68	0.059
0.6	2.50	0.218	2.15	0.65	0.057
0.65	2.31	0.201	2.2	0.62	0.054
0.7	2.14	0.187	2.25	0.59	0.052
0.75	2.00	0.174	2.3	0.57	0.049
0.8	1.88	0.164	2.35	0.54	0.047

0.85	1.76	0.154	2.4	0.52	0.045
0.9	1.67	0.145	2.45	0.50	0.044
0.95	1.58	0.138	2.5	0.48	0.042
1	1.50	0.131	2.55	0.46	0.040
1.05	1.43	0.125	2.6	0.44	0.039
1.1	1.36	0.119	2.65	0.43	0.037
1.15	1.30	0.114	2.7	0.41	0.036
1.2	1.25	0.109	2.75	0.40	0.035
1.25	1.20	0.105	2.8	0.38	0.033
1.3	1.15	0.101	2.85	0.37	0.032
1.35	1.11	0.097	2.9	0.36	0.031
1.4	1.07	0.093	2.95	0.34	0.030
1.45	1.03	0.090	3	0.33	0.029
1.5	1.00	0.087	3.05	0.32	0.028

4.6.2.1 MODOS DE VIBRACIÓN

Se definieron 15 modos de vibración, 3 modos por piso, de los cuales se tomará en cuenta los tres modos predominantes. Se puede observar en la siguiente tabla que el primer modo es de traslación en la dirección Y, el segundo modo es de traslación en la dirección X y el tercer modo es de rotación en Z.

En la siguiente tabla se muestran los modos de vibración con sus respectivas masas participativas:

Tabla 4.10: Modos de vibración, períodos y masa participativa.

Modo	Período (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	0.51	0.00	76.93	0.00
2	0.49	67.15	0.00	5.73
3	0.40	5.34	0.00	67.92
4	0.14	0.00	13.08	0.00
5	0.12	14.41	0.00	2.16
6	0.10	2.70	0.00	13.99
7	0.07	0.00	5.62	0.00
8	0.05	5.25	0.00	1.00
9	0.05	0.00	0.00	0.00
10	0.05	0.00	0.00	0.00
11	0.05	0.00	0.01	0.02
12	0.05	0.93	0.05	3.15
13	0.05	0.29	0.11	0.98
14	0.04	0.02	0.01	1.15
15	0.04	0.00	0.05	0.01
	Σ	96.10	95.86	96.11

4.6.2.1 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO.

Se obtuvieron también los valores de las fuerzas cortantes por piso en cada dirección de análisis, tal como se muestra en la tabla 4.11.

Tabla 4.11: Fuerzas cortantes de entrepiso.

PISO	CARGA	VX (tonf)	VY (tonf)
Piso 5	SIS XX E030	284.52	1.93
Piso 4	SIS XX E030	547.51	1.80
Piso 3	SIS XX E030	732.22	2.70
Piso 2	SIS XX E030	845.94	2.44
Piso 1	SIS XX E030	892.99	2.71
Piso 5	SIS YY E030	1.06	290.68
Piso 4	SIS YY E030	1.57	582.61
Piso 3	SIS YY E030	2.09	800.18
Piso 2	SIS YY E030	2.37	937.62
Piso 1	SIS YY E030	2.71	993.28

En las siguientes gráficas se puede apreciar las fuerzas cortantes obtenidas en cada dirección de análisis.

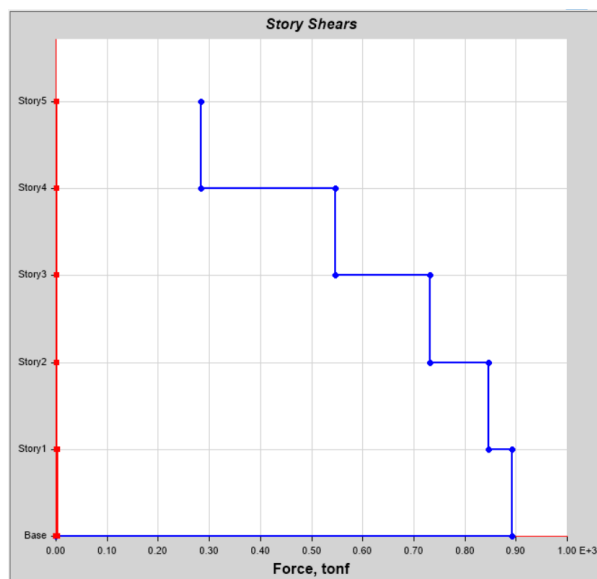


Figura 4.17: Fuerzas cortantes para sismo en la dirección X. (Fuente Propia).

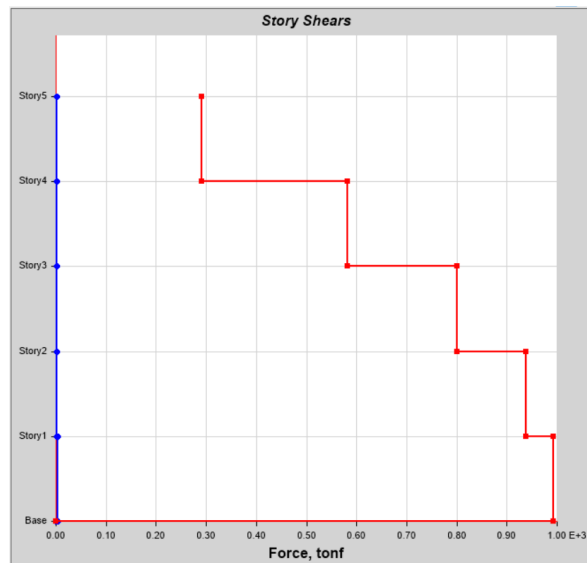


Figura 4.18: Fuerzas cortantes para sismo en la dirección Y. (Fuente Propia).

4.6.2.1 DESPLAZAMIENTOS Y DRIFTS DE ENTREPISO

En la tabla 4.12, se muestran los desplazamientos totales y relativos de cada entrepiso obtenidos mediante el análisis modal en el programa ETABS.

Tabla 4.12: Desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

PISO	CARGA	D MÁXIMO (m)	D PROMEDIO (m)	DR MÁXIMO (m)	DR PROMEDIO (m)
Piso 5	SIS XX E030	0.0227	0.0187	0.0048	0.0041
Piso 4	SIS XX E030	0.0179	0.0146	0.0055	0.0045
Piso 3	SIS XX E030	0.0125	0.0101	0.0056	0.0046
Piso 2	SIS XX E030	0.0069	0.0056	0.0047	0.0038
Piso 1	SIS XX E030	0.0022	0.0017	0.0022	0.0017
Piso 5	SIS YY E030	0.0210	0.0201	0.0034	0.0032
Piso 4	SIS YY E030	0.0176	0.0169	0.0046	0.0044
Piso 3	SIS YY E030	0.0130	0.0126	0.0054	0.0052
Piso 2	SIS YY E030	0.0076	0.0074	0.0051	0.0050
Piso 1	SIS YY E030	0.0025	0.0024	0.0025	0.0024

Se obtuvieron los drifts de cada entrepiso, sin embargo, este valor deberá ser multiplicado por el Coeficiente de Reducción y un factor de 0.75 para estructuras regulares. El producto final deberá ser menor a 0.007 según la norma E-030.

Tabla 4.13: Drifts de entrepiso.

Piso	Carga	Altura (m)	Drift	Drift*0.75*R
Piso 5	SIS XX E030	3.5	0.0014	0.006
Piso 4	SIS XX E030	3.5	0.0016	0.007
Piso 3	SIS XX E030	3.5	0.0016	0.007
Piso 2	SIS XX E030	3.5	0.0014	0.006
Piso 1	SIS XX E030	3.5	0.0006	0.003
Piso 5	SIS YY E030	3.5	0.0010	0.004
Piso 4	SIS YY E030	3.5	0.0013	0.006
Piso 3	SIS YY E030	3.5	0.0015	0.007
Piso 2	SIS YY E030	3.5	0.0015	0.007
Piso 1	SIS YY E030	3.5	0.0007	0.003

En la anterior tabla se observa que todos los drifts satisfacen lo establecido por la norma, por lo tanto, este modelo quedará como el modelo final para el edificio empotrado. Así también se puede apreciar la siguiente gráfica, la gráfica de la derecha nos muestra los drifts para un sismo en la dirección X y la gráfica de la izquierda nos muestra los drifts para un sismo en la dirección Y.



Figura 4.19: Drifts de entrepiso para Sismo en la dirección X e Y. (Fuente Propia).

4.6.2.2 VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES.

Se realizó la verificación de irregularidades tanto en planta como en altura de la estructura siguiendo lo establecido en la norma E-030, en caso de existir irregularidades en la estructura se realizará la corrección del coeficiente de reducción y se volverá a realizar el análisis, sin embargo, ese no es el caso para nuestra estructura. Se obtuvieron los siguientes cuadros resumen de resultados. Ver ANEXO A01 para más detalle.

Tabla 4.14: Irregularidades en planta.

IRREGULARIDADES EN PLANTA	Ip	OBSERVACIÓN
Irregularidad torsional	0.75	NO PRESENTA
Irregularidad torsional extrema	0.6	NO PRESENTA
Esquinas entrantes	0.9	NO PRESENTA
Discontinuidad del diafragma	0.85	NO PRESENTA
Sistemas no paralelos	0.9	NO PRESENTA

Tabla 4.15: Irregularidades en altura.

IRREGULARIDADES EN ALTURA	Ia	OBSERVACIÓN
Irregularidad de rigidez-Piso blando	0.75	NO PRESENTA
Irregularidad de resistencia-Piso débil	0.75	NO PRESENTA
Irregularidad extrema de rigidez	0.5	NO PRESENTA
Irregularidad extrema de resistencia	0.5	NO PRESENTA
Irregularidad de masa o peso	0.9	NO PRESENTA
Irregularidad geométrica vertical	0.9	NO PRESENTA
Discontinuidad en los sistemas resistentes	0.8	NO PRESENTA
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	0.6	NO PRESENTA

Tal como se mencionó anteriormente en el punto 2.2.2 la estructura a aislar no deberá poseer irregularidades extremas, por lo tanto, se observa en las tablas 4.14 y 4.15 que nuestra estructura cumple con esta restricción.

CAPÍTULO 5

DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

5.1. INTRODUCCIÓN.

En esta parte del trabajo de investigación se encontrará el aislador Triple Péndulo de Fricción (TPF) más adecuado para el aislamiento del edificio. Este deberá ser capaz de comportarse de acuerdo a un período objetivo encontrado de la edificación esencialmente, este periodo se determinará con los parámetros mecánicos y geométricos del aislador.

Para determinar las propiedades mecánicas del aislador se revisó la investigación de Fenz y Constantino titulada “Evaluation of simplified methods of analysis for structures with triple friction pendulum isolators”, donde evalúan 3 tipos diferentes de aisladores, Triple Péndulo de Fricción, variando el coeficiente de fricción en sus cuatro superficies cóncavas, donde se pudo concluir que la mejor versión de un aislador TPF es cuando tiene el mismo coeficiente de fricción tanto en las superficies cóncavas internas como en las superficies cóncavas externas, para esta investigación se usó el modelo del péndulo que se adecua al funcionamiento estándar de los aisladores TPF.

Para determinar las propiedades geométricas del aislador se usó la tabla de diámetros de superficie y radios de curvatura más utilizados y fabricados por la manufactura propuesta por M. Constantino.

5.2. OBJETIVO DE DISEÑO

El objetivo de diseño es encontrar la geometría y las propiedades mecánicas del aislador de tal forma que permitan que el edificio se comporte según a un periodo, un desplazamiento, y una fuerza horizontal deseado. Estos parámetros serán obtenidos con la aplicación de dicho aislador y su comportamiento frente a un Sismo Máximo Considerado (SMC).

5.3. UBICACIÓN DE AISLADORES

Los aisladores estarán ubicados en la parte inferior de cada columna y/o placa estructural de tal forma que queden distribuidos simétricamente. Esto ayudará a reducir el efecto de torsión que se pueda presentar, además tal distribución permitirá un mejor comportamiento.

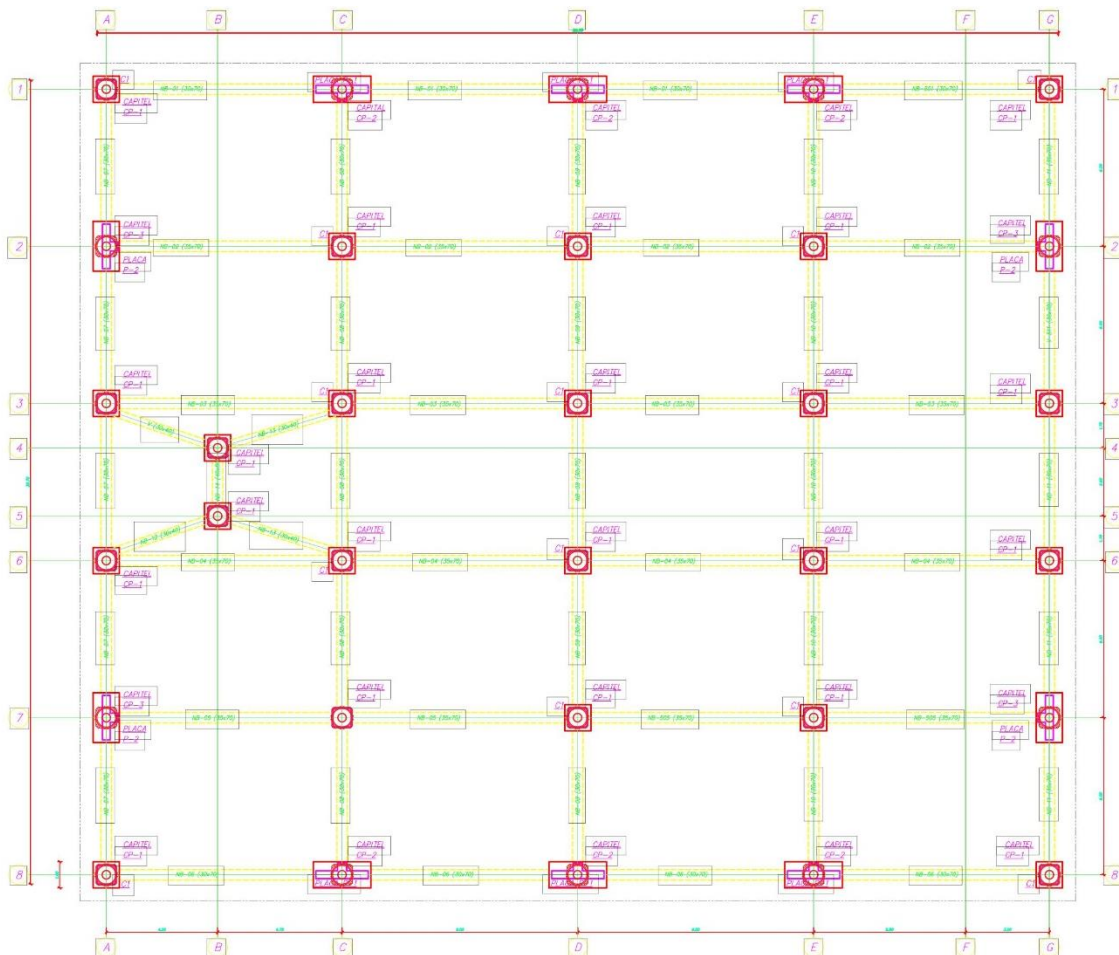


Figura 5.1: Losa aligerada direccional. (Fuente Propia).

5.4. DISEÑO PRELIMINAR.

5.4.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PRELIMINAR.

Selección del Aislador:

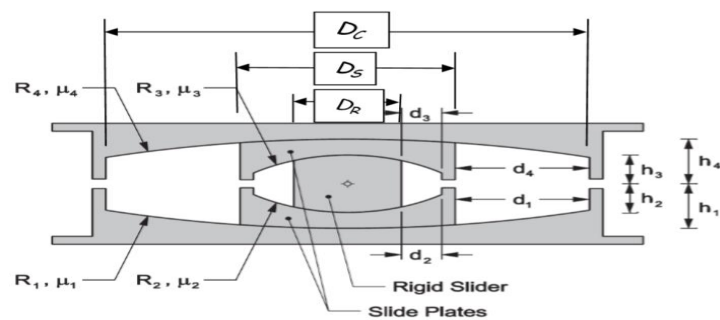


Figura 5.2: Sección transversal del aislador Triple Péndulo Friccional. (M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, 2011)

El Triple Péndulo Fricción tiene un total de 16 parámetros (12 geométricos y 4 mecánicos) de los cuales para un mejor diseño en la configuración de un Triple Péndulo Fricción estos se reducen a 8 parámetros.

Se inicia entonces con la selección del radio mayor $R4 = R1$, esto se hará tomando en consideración los aisladores TPF estudiados por Fabio Fadi and Michael C. Constantinou 2009 que presenta un radio efectivo mayor $Reff4 = Reff1 = 1.50$ m, y un radio efectivo menor $Reff2 = Reff3 = 0.36$ m. Con estos valores calcularemos los radios de curvatura exterior $R4 = R1$, y los radios de curvatura interior $R2 = R3$. Más adelante se hace el cálculo.

De la tabla 5.1 donde se establece una relación entre el radio de curvatura $R4 = R1$ y el diámetro de la superficie cóncava Dc se toma un diámetro $Dc = 78.7$ cm, también se asume una dimensión para Ds (Diámetro de la superficie cóncava interna) y Dr (Diámetro del deslizador rígido) que toman los valores de 34 cm y 17 cm respectivamente los cuales podrán ser modificados según la capacidad de desplazamiento del edificio.

Tabla 5.1: Relación entre Radio de Curvatura y el Diámetro de la Superficie Cóncava.

Radio de Curvatura cm (in)	Diámetro de Superficie Cóncava cm (in)
156 (61)	35.6 (14)
	45.7 (18)
	55.9 (22)
	78.7 (31)
	91.4 (36)
223.5 (88)	68.6 (27)
	78.7 (31)
	91.4 (36)
	99.1 (39)
	104.1 (41)
	111.8 (44)
	116.8 (46)
	129.5 (51)
304.8 (120)	142.2 (56)
	68.6 (27)
	142.2 (56)

396.2 (156)	160.0 (63)
	177.8 (70)
	269.2 (106)
	315.0 (124)
604.5 (238)	198.1 (78)
	238.8 (94)
	269.2 (106)
	332.7 (131)
	363.2 (143)

Para calcular la altura probable del aislador se sigue la recomendación dada por M. C. Constantinou e I, Kalpakidis 2011 quienes indican que:

- Para garantizar la estabilidad del deslizador rígido se deberá cumplir:

$$\frac{h_2+h_3}{Dr} \leq 1.0 \quad (5.1)$$

- El mínimo espesor de la placa interna deberá cumplir:

$$h_1 + h_4 \geq h_2 + h_3 + 2in \quad (5.2)$$

Siguiendo las condiciones antes mencionadas se calcula una altura de la superficie cóncava externa $h_1 = h_4 = 12$ cm y una altura de la superficie interior $h_2 = h_3 = 9$ cm. Además, para los espesores del anillo de retención se asumen como valores un $t_i = 0.5$ " y $t_e = 1.5$ ", estos últimos podrán ser modificados por la manufactura responsable sin afectar el funcionamiento del aislador, así como la altura del aislador.

Tabla 5.2: Geometría del Triple Péndulo Fricción.

Descripción	Dimensiones	Und
Dc	79	cm
Ds	37	cm
Dr	17	cm
R2=R3	1.62	m
R4=R1	0.46	m
h2=h3	9	cm
h4=h1	11	cm
tri	0.5	in
tre	1.5	in

Procedimiento de Diseño:

Paso 1: Determinar el radio de curvatura de las superficies cóncavas.

$$R2 = R3 = R_{eff2,3} + h_{2,3} \quad (5.3)$$

$$R1 = R4 = R_{eff1,4} + h_{1,4} \quad (5.4)$$

De donde se obtiene:

$$R2 = R3 = 36 + 10 = 46 \text{ cm}$$

$$R1 = R4 = 150 + 12 = 162 \text{ cm}$$

Paso 2: Determinar el coeficiente de fricción $\mu_2 = \mu_3$ y $\mu_1 = \mu_4$.

El procedimiento para calcular los coeficientes de fricción implica conocer la temperatura, la velocidad y la presión en la cual el aislador Triple Péndulo de Fricción funciona, para lograr esto es indispensable el uso de un laboratorio donde se pueda medir estos valores, sin embargo, una forma de poder conocer la fricción de los aisladores es obtenerlos por medio de una investigación publicada y registrada en MCEER: Earthquake Engineering to Extreme Events, por lo cual se tomará los valores de coeficiente de fricción de la investigación de Fabio Fadi and Michael C. Constantinou 2009. En donde utilizan tres tipos de aisladores Triple Péndulo Fricción con diferentes coeficientes de fricción para cada superficie cóncava, con la finalidad de encontrar la mejor configuración.

Finalmente, se tomaron los siguientes valores de dicha investigación.

Tabla 5.3: Coeficiente de Fricción FPT.

Coeficiente de Fricción	Valor
$\mu_2 = \mu_3$	0.02
$\mu_1 = \mu_4$	0.07

Paso 3: Diseño del espesor mínimo de la superficie cóncava superior.

Para el diseño del espesor mínimo de la superficie cóncava superior se sigue el procedimiento establecido por M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, en donde básicamente el espesor se diseña para soportar el momento flector producido por la excentricidad de la fuerza axial que llega al aislador.

a) Para condiciones de sismo máximo considerado la norma N.T.P. E-031 establece trabajar con la siguiente combinación de carga:

- Carga vertical máxima:

$$1.25 (CM+CV) + 1.0 (CSH + CSV) \quad (5.8)$$

Donde:

CM : Carga Muerta

CV : Carga Viva

CSH : Carga Sísmica Horizontal

CSV : Carga Sísmica Vertical ($0.5 * 1.5 * Z * S * CM$)

- b) Cálculo de la resistencia del concreto f_b en contacto con el aislador, se usa la siguiente formula.

$$f_b = 1.7 * \phi_c * f'_c \quad (5.9)$$

Donde:

Φ_c : Es una constante que toma el valor de 0.65 para SD y el valor de 1 para SMC.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto:

- c) Cálculo del diámetro en contacto del concreto b_1 .

$$b_1 = \sqrt{\frac{4 * P}{\pi * f_b}} \quad (5.10)$$

Donde:

P : Carga vertical máxima que llega al aislador.

- d) Cálculo del brazo r.

$$r = \frac{b_1 - b}{2} \quad (5.11)$$

- e) Cálculo de la resistencia a la flexión de la placa requerida para 1 metro de longitud.

$$M_u = \left(f_b * \frac{r^2}{2} + f_b \left(\frac{b_1}{b} - 1 \right) \frac{r^2}{3} \right) * CF \quad (5.12)$$

Donde:

CF: Es un factor de corrección de la figura 8-5 de M. Constantino y I. Kalpakidis.

- f) Cálculo del espesor requerido t.

$$t \geq \sqrt{\frac{4 * M_u}{\phi_b * f'_y}} \quad (5.13)$$

Donde:

Φ_b : Es una constante que toma el valor de 0.9 para SD y el valor de 1 para SMC.

f_y : Resistencia a la fluencia del acero.

Tabla 5.4: Espesor Mínimo de la Superficie Cóncava.

DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Resistencia del Concreto	f_c	210	Kg/cm ²
Resistencia del Acero	f_y	4200	Kg/cm ²
Constante para el Concreto	ϕ_c	1	
Constante para el Espesor	ϕ_b	1	
Factor de Corrección	FC	0.95	
Diametro Menor del Aislador	b	34	cm
Carga Muerta	CM	270.38	Ton
Carga Viva	CV	101.16	Ton
Carga Sísmica Horizontal	CSH	62.18	Ton
Carga Sísmica Vertical	CSV	36.33	Ton
Carga Vertical Máxima	CVM	565541.5	Kg - f
Resistencia del Concreto	f_b	232.05	kg/cm ²
Diametro del Concreto	D_c	44.91	cm
Brazo de Carga	r	5.46	cm
Resistencia a la Flexión	M_u	6126.79	Kg-m
Espesor requerido	t	2.42	cm

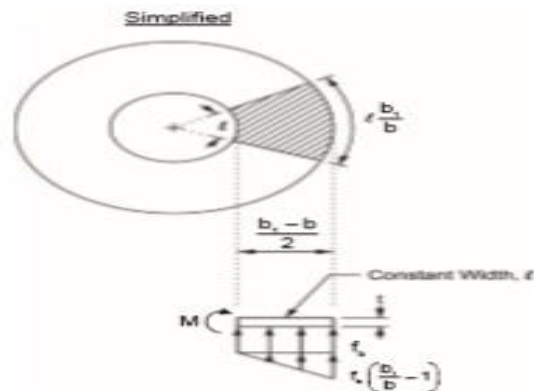


Figura 5.3: Esquema de la resistencia a la flexión ((M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, 2011).

Paso 4: Diseño del anclaje.

El diseño de anclaje se hará siguiendo el procedimiento de M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, dicho procedimiento es el siguiente.

- a) Cálculo de la carga horizontal factorizada.

$$P_v = 1.25(CM + CV) + (CSH + CSV) \quad (5.14)$$

$$P_h = 0.15P_v \quad (5.15)$$

- b) Cálculo de la superficie de falla.

$$A_{vc} = 1.5C_{a1}(1.5C_{a1} + C_{a2}) \quad (5.16)$$

Donde C_{a1} y C_{a2} son distancia de falla del concreto, en la figura 5.5 se muestra la ubicación de estas distancias.

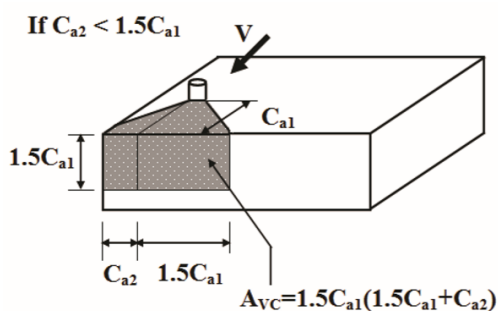


Figura 5.4: Esquema de la superficie de falla. (*M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, 2011*).

- c) Resistencia del concreto frente a la cortante del anclaje será calculado con:

$$Vb = \left(7 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5} \quad (5.17)$$

Donde:

l_e : Longitud de anclaje.

d_a : Es el diámetro del anclaje.

λ : Es una constante que toma el valor de 1.

- d) La resistencia nominal del concreto está dada por:

$$Vcb = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \phi_{ed,v} \phi_{c,v} \phi_{h,v} Vb \quad (5.18)$$

El área de la superficie superior será calculada como un área rectangular considerando la siguiente formula:

$$A_{vco} = 4.15 * C_a^2 \quad (5.19)$$

Donde $\phi_{ed,v}$ se calcula con la siguiente ecuación.

$$\phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5C_{a1}} \leq 1.0 \quad (5.20)$$

Los parámetros $\phi_{c,v}$ $\phi_{h,v}$ deberán ser especificados como 1 debido al caso general de anclaje de falla en el concreto.

- e) Finalmente, el diseño del anclaje habrá terminado cuando cumple la siguiente expresión.

$$\frac{0.15P_v}{n} \leq 0.7Vcb \quad (5.21)$$

Tabla 5.5: Diseño del Anclaje.

DISEÑO DEL ANCLAJE			
DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Número de Pernos	n°	12	Und.
Resistencia del Concreto	f _c	210	Kg/cm ²
Carga Muerta	CM	270.38	Ton
Carga Viva	CV	101.16	Ton
Carga Sísmica Horizontal	CSH	62.18	Ton
Carga Sísmica Vertical	CSV	36.33	Ton
Carga Horizontal Factorizada	Ph	84831.22	Kgf
Distancia de Falla Horizontal	Ca1	13	cm
Distancia de Falla Vertical	Ca2	13	cm
Longitud de Anclaje	Le	22.86	cm
Diametro de Corte	da	10.16	cm
Superficie de Falla Lateral	Avc	633.75	cm ²
Cortante del Anclaje	Vb	17824.04	Kg-f
Superficie de Falla Superior	Avco	701.35	cm ²
Factor de Modificación por Borde	φ _{ed,V}	0.9	
Cortante Última	Vuc	7036.69	Kg-f
Resistencia al Corte del Concreto	Vcb	10146.82	Kg-f

Paso 5: Verificación de efectos de levantamiento en el aislador.

Para la verificación de efectos de levantamiento en el aislador, la norma técnica peruana establece una carga mínima que afectará al aislador más alejado en particular, el cual es el que sufre más dichos efectos.

- Carga Mínima N.T.P. E – 031.

$$0.9 CM - 1.0 (CSH + CSV) \quad (5.22)$$

Al validar estos efectos de levantamiento resulta que no existe levantamiento en los aisladores ANEXO A03.

Paso 6: Cálculo de la fuerza de restitución.

La fuerza de restitución tendrá que ser mayor que 0.025 del peso total, establecido en la norma NTP E – 031.

$$F_{rest} = \frac{K_0 * D_M}{2} > 0.025 * W \quad (5.23)$$

Donde:

K_0 : Es la rigidez inicial del aislador.

D_M : Es el desplazamiento máximo para un SMC.

Los cálculos numéricos estarán detallados en el ANEXO A03.

5.4.2. LÍMITE SUPERIOR Y LÍMITE INFERIOR DEL TPF.

Las propiedades de los aisladores sísmicos variarán durante la vida útil del diseño debido a los efectos del envejecimiento y la contaminación; variará durante el movimiento sísmico debido a los efectos del calentamiento, el historial de carga y el raspado; y variará entre las unidades de aislador debido a diferencias de fabricación. Algunos de estos efectos aumentarán la rigidez y resistencia de los aisladores (o por relación, el período efectivo y la amortiguación efectiva), mientras que otros disminuirán estos parámetros. Más adelante en el capítulo 6 se presenta el procedimiento para calcular las propiedades nominales, y ofrece una visión general de la importancia de estas propiedades mecánicas de los aisladores deslizantes friccionales.

En el capítulo 2 se menciona como la NTP E – 031 ha categorizado las variaciones de modificación de propiedades lambda (factores λ), en tres tipos:

- Envejecimiento y medio ambiente.
- Condiciones de temperatura, velocidad de carga y scragging.
- Variabilidad en la fabricación de aisladores de la misma dimensión.

Asi también se indica como es el cálculo de dichos factores λ .

Para los aisladores del tipo Triple Péndulo Fricción, el efecto que producen los factores λ es únicamente en el coeficiente de fricción y no a la rigidez del aislador por lo tanto este factor multiplicará solo al coeficiente de fricción y no a la rigidez, esto pasa por que la rigidez del aislador solo depende de la geometría del aislador (Radio) como se vio en el capítulo 3, por lo general los aisladores del tipo friccional son fabricados con un alto grado de precisión geométrica (Constantinou, William J. McVitty and Michael C., 2015).

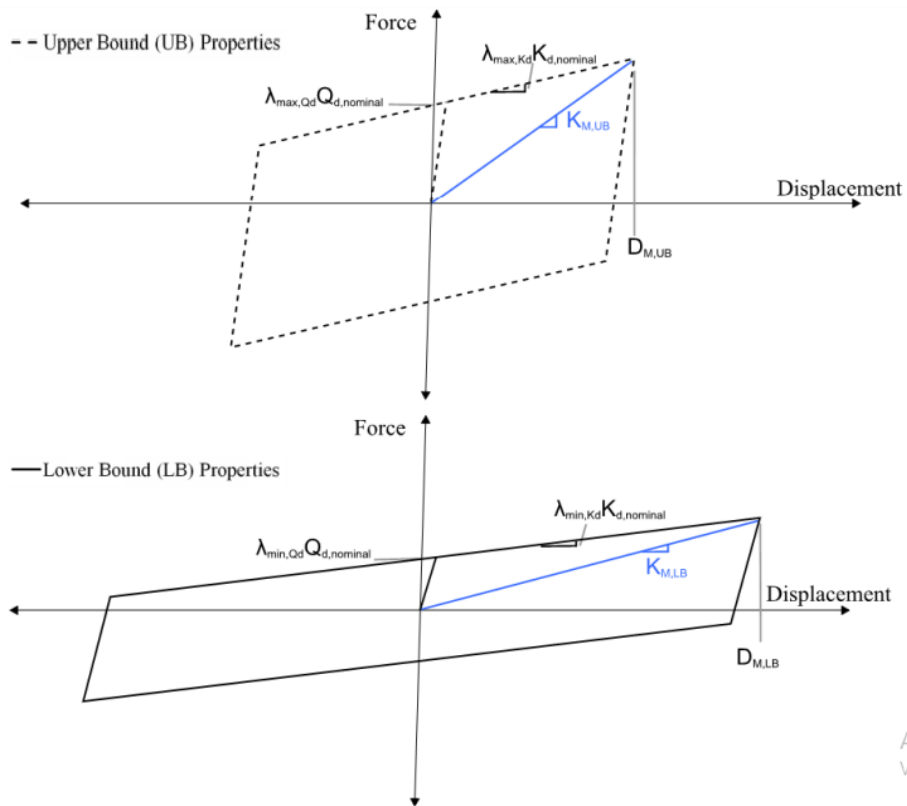


Figura 5.5: Efecto de los factores de modificación λ (Constantinou, William J. McVitty and Michael C., 2015).

En la figura 5.5 se puede ver la aplicación del factor λ tanto para un límite superior y un límite inferior, en donde el factor λ de la rigidez K_d del aislador tomara el valor de 1 y el factor λ del coeficiente de fricción o fuerza Q_d tomara valores de 1.8 y 0.6 para los límites superior e inferior respectivamente, estos valores son los recomendados por la norma en caso de no contar con las pruebas en laboratorio y/o el ingeniero diseñador opta por ignorar estas pruebas por no ser confiables.

CAPÍTULO 6

MODELAMIENTO Y ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON BASE AISLADA

6.1. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO EN EDIFICACIONES.

Para que el análisis sísmico se desarrolle con efectividad, el edificio y su entorno deben cumplir con ciertas consideraciones. El ingeniero Arnold Ramsey Mendo Rodríguez establece en su tesis “*Bases para la Implementación de la Norma Peruana de Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica*” ciertas características para que la factibilidad y por ende el análisis de los aisladores sísmicos sea correcto.

- Estructuras ubicadas en suelos con periodos de vibración predominantes bajos (suelos firmes).
- Estructuras de pocos niveles (estructuras rígidas).
- Estructuras que puedan desplazarse libremente 25 cm o más, sin chocar con otras estructuras.
- Estructuras que soportan fuerzas de viento u otras cargas que no sean de naturaleza sísmica que resulten menores de 10% del peso total de la estructura, calculado como la suma del total de la carga muerta más un porcentaje de carga viva.
- Estructuras con relación de esbeltez altura/ancho ≤ 1.5 .

Teniendo en cuenta lo anterior y partiendo de la estructuración del edificio con base fija se tuvo una estructuración distinta para el edificio aislado, en donde las placas centrales fueron reemplazadas por columnas y las placas perimetrales fueron reducidas en su dimensión longitudinal. En la figura siguiente se puede ver la nueva estructuración.



Figura 6.1: Estructuración final del edificio con base aislada. (Fuente Propia).

6.2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS.

El análisis de todo el edificio en estudio se hará conforme a la norma NTP E – 031 “Aislamiento Sísmico” la cual indica realizar un análisis estático y un análisis dinámico dependiendo de las condiciones de la estructura a analizar, para nuestro caso en específico se optó por un análisis dinámico. Ahora, dentro del análisis dinámico la norma considera dos tipos: “Un análisis dinámico modal espectral” y “Un análisis dinámico tiempo – historia”. Este último se hará para edificaciones que tengan cualquier tipo de irregularidades.

Sin embargo, cuando se hizo el chequeo por irregularidades resultó que la edificación no presenta ningún tipo de irregularidades por lo que es suficiente con realizar un análisis dinámico modal espectral. En este trabajo de tesis solo se hizo un análisis de tiempo – historia para validar los resultados de un análisis dinámico modal espectral.

Para realizar un análisis dinámico tiempo – historia la norma indica tomar 7 pares de registros del movimiento del terreno que deben ser seleccionados y escalados. Para este caso solo se tomó un registro de acelerograma que fue debidamente corregido y escalado, debido a que solamente se usará para verificar resultados.

Ahora bien, en el análisis dinámico modal espectral, para realizar las verificaciones de fuerzas cortantes de diseño de la edificación, necesita del análisis estático, más adelante en este capítulo se muestra como ocurre esta verificación.

Finalmente, el procedimiento sería: primero realizar un análisis estático, para calcular las fuerzas de control para el diseño, luego un análisis dinámico modal espectral, para determinar las fuerzas de diseño, y por último un análisis tiempo – historia para validar los resultados.

6.3. ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO CON BASE AISLADA.

La norma NTP E – 031 fija un espectro de diseño para el análisis sísmico de estructuras aisladas:

$$S_{aM} = 1.5 * Z * C * S (g) \quad (6.1)$$

Donde:

Z : Es el factor de zona definido por la norma NTP E – 030 “Diseño Sismo Resistente”.

S : Es el factor de suelo definido por la norma NTP E – 030 “Diseño Sismo Resistente”.

C : Factor de amplificación sísmica definido por las siguientes ecuaciones:

$$T < 0.2 T_p \quad \rightarrow \quad C = 1 + 7.5 * \left(\frac{T}{T_p}\right) \quad (6.2)$$

$$0.2 T_p < T < T_p \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \quad (6.3)$$

$$T_p < T < T_l \quad \rightarrow \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (6.4)$$

$$T > T_l \quad \rightarrow \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T^2}\right) \quad (6.5)$$

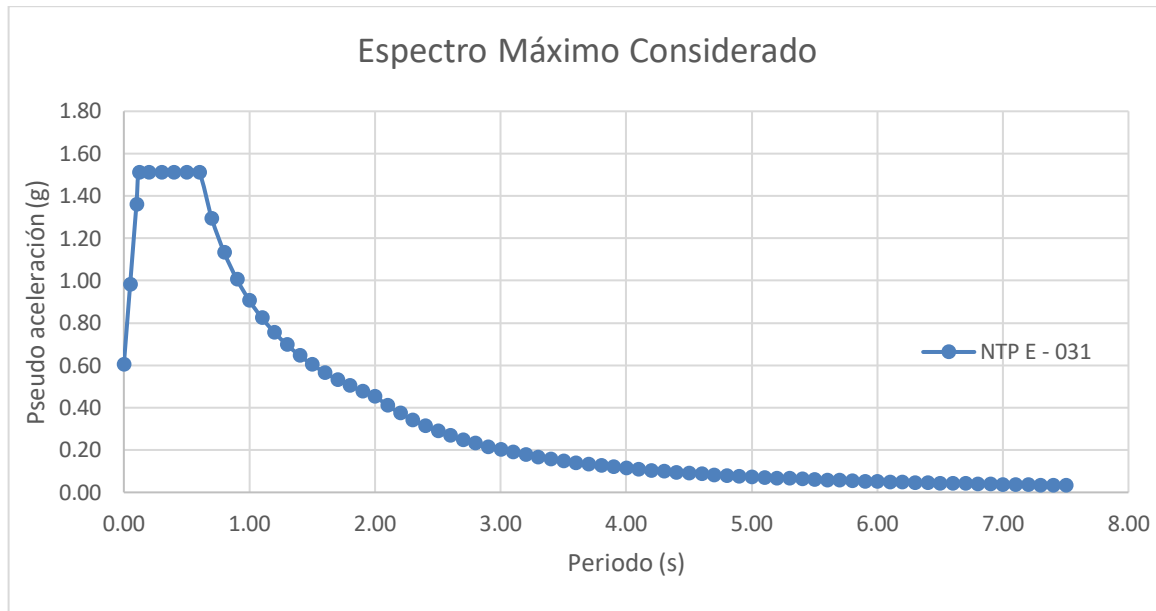


Figura 6.2: Espectro Máximo Considerado definido por la NTP – E031 (Fuente Propia).

6.3.1. ANÁLISIS ESTÁTICO.

El análisis estático se realizó según la Norma Técnica Peruana vigente la E – 031 actualizada, en esta norma se sientan las bases para el análisis y diseño de una estructura aislada. Donde el fin para este primer tipo de análisis es determinar fuerzas horizontales que actúan en cada nivel de piso para su posterior uso en el diseño estructural, por lo que la norma requiere que se cumplan ciertas condiciones mínimas considerando los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento.

- La estructura debe estar ubicada en las zonas sísmicas 1, 2 o 3 sobre suelos tipo S1 o S2, o en la zona tipo 4 sobre el suelo tipo S1.
- El periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento traslacional, T_M , será menor o igual a 5s.
- La estructura sobre la interfaz de aislamiento no debe tener más de 4 pisos ni más de 20 metros de altura. Esta altura debe ser medida desde el nivel de base de la estructura.
- El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento correspondiente al desplazamiento traslacional, β_M , debe ser menor o igual a 30%.

- El periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento traslacional, T_M , debe ser mayor que tres veces el periodo elástico de la estructura por encima del sistema de aislamiento, considerada con base fija.
- La estructura por encima del nivel de aislamiento no debe tener ningún tipo de irregularidades estructurales.
- El sistema de aislamiento debe satisfacer los siguientes criterios:
 - La rigidez efectiva del sistema de aislamiento correspondiente al desplazamiento traslacional debe ser mayor que 1/3 de la rigidez efectiva a un 20 % del desplazamiento máximo.
 - El sistema de aislamiento debe ser capaz de producir una fuerza de restitución lateral.
 - El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento debe ser como mínimo el desplazamiento total máximo, D_{TM} .

Para el análisis estático de toda la estructura se deberá de realizar en tres grupos, dos para cada límite (superior e inferior) y uno para un estado nominal, así entonces se respetará lo indicado en la norma, posteriormente en el diseño se empleará el resultado más desfavorable para cada parámetro de respuesta de interés.

Para el cálculo de los parámetros de análisis de la edificación con base aislada se sigue un procedimiento iterativo, partiendo de un desplazamiento inicial u_0 asumido como posible valor de desplazamiento, sin embargo, este valor será validado por medio del espectro del sismo máximo considerado (SMC) y así poder obtener el verdadero valor del desplazamiento máximo D_M (R. Aguiar, E. Morales, B. Guaygua y M. Rodríguez., 2016).

6.3.1.1. RIGIDEZ EFECTIVA.

La rigidez efectiva del sistema de aislación estará dada por la relación entre la fuerza horizontal F_h que llega al sistema de aislamiento y el desplazamiento D_M que produce esta misma. Donde la fuerza horizontal F_h se calculará utilizando las ecuaciones del aislador TPF demostradas en el capítulo 3 de la presente tesis, siendo esta la siguiente:

$$Fh = \frac{W}{2 * R_{1,4 \text{ eff}}} * u + \frac{W * \mu_{1,4} * (R_{1,4 \text{ eff}} - R_{2,3 \text{ eff}}) + W * \mu_{2,3} * R_{2,3 \text{ eff}}}{R_{1,4 \text{ eff}}} \quad (6.6)$$

Donde:

W: Es el peso de la estructura sobre el interfaz de aislamiento.

R1, 4eff: Es el radio efectivo Reff1 = Reff4 de la superficie cóncava exterior.

R2, 3eff: Es el radio efectivo Reff2 = Reff3 de la superficie cóncava interior.

$\mu_{1,4}$: Es el coeficiente de fricción $\mu_1 = \mu_4$ de la superficie cóncava exterior.

$\mu_{2,3}$: Es el coeficiente de fricción $\mu_1 = \mu_4$ de la superficie cóncava interior.

u: Es el desplazamiento recorrido por el aislador.

Para un valor de peso total **W = 7054.56 Ton** y un desplazamiento inicial **u₀ = 0.30 m** determinamos una fuerza horizontal **Fh**.

$$Fh = \frac{7054.56}{2 * 1.50} * 0.30 + \frac{7054.56 * 0.07 * (1.50 - 0.36) + 7054.56 * 0.02 * 0.36}{1.50}$$

$$Fh = 1115.56 \text{ Ton}$$

Con la fuerza calculada y desplazamiento que produce, determinamos la rigidez efectiva con la siguiente ecuación:

$$K_{eff} = \frac{Fh}{u_0} \quad (6.7)$$

$$K_{eff} = \frac{1115.56 \text{ Ton}}{0.30 \text{ m}}$$

$$K_{eff} = 3718.54 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

En la figura 6.3 se puede ver la interpretación gráfica del cálculo de la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, haciendo uso del diagrama de histéresis propio del Triple Péndulo Fricción (TPF).

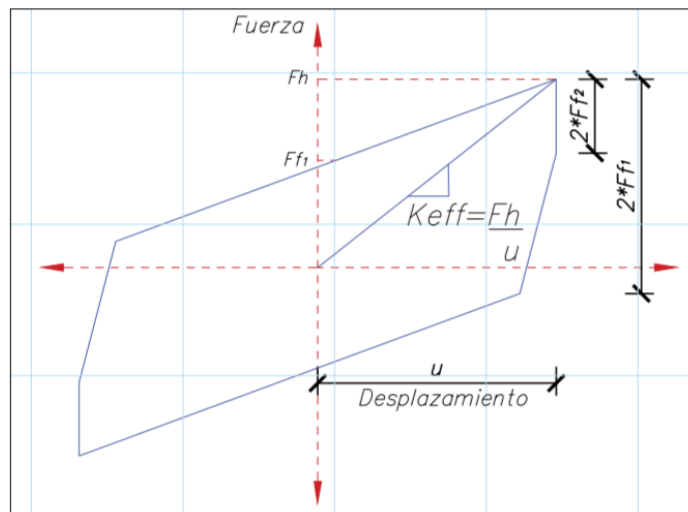


Figura 6.3: Interpretación gráfica del cálculo de la Rigidez Efectiva por medio del diagrama de histéresis del TPF (Fuente Propia).

6.3.1.2. PERIODO EFECTIVO.

El periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento D_M se halla con la ecuación 3.6 calculada en capítulo 3.

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{W}{k_{eff} * g}} \quad (3.6)$$

Donde:

- W: Es el peso de la estructura sobre el interfaz de aislamiento.
- K_{eff} : Es la rigidez efectiva (secante) del sistema de aislamiento en la dirección de análisis.
- g: Es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Reemplazando en la ecuación 3.6.

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{7054.56 \text{ Ton}}{3718.54 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 9.89 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}} = 2.76 \text{ s}$$

$$T = 2.76 \text{ s} < 5 \text{ s Ok}$$

6.3.1.3. FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO

El factor de amortiguamiento está determinado por la tabla 6.3.

Tabla 6.1: Factor de Amortiguamiento.

Amortiguamiento Efectivo ξ_{ef}	Factor B_M
≤ 02	0.8
05	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
≥ 40	1.9

O por medio de la ecuación:

$$B_M = \left(\frac{\xi_{ef}}{0.05} \right)^{0.03} \quad (6.8)$$

De donde el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ξ_{ef} dependerá de la energía disipada E_D calculada por el área encerrada en un ciclo completo del diagrama histéresis (Figura 6.4) y la energía elástica E_L , calculada como el área achurada del diagrama de histéresis (Figura 6.5).

$$\xi_{eq} = \frac{E_D}{4\pi E_L} \quad (6.9)$$

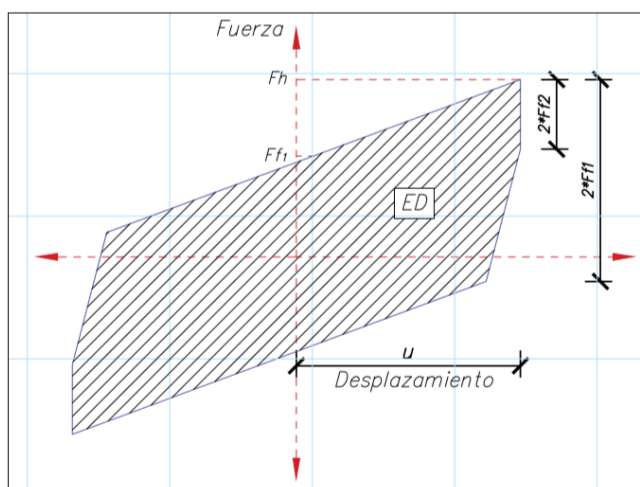


Figura 6.4: Área encerrada en un ciclo completo de histéresis para la energía disipada E_D (Fuente Propia).

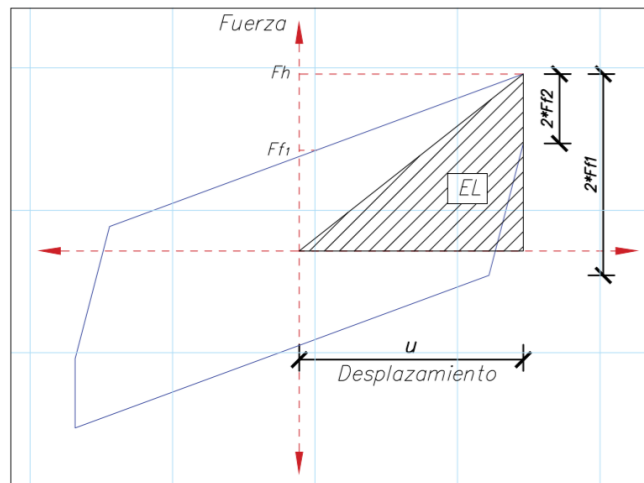


Figura 6.5: Área encerrada para la energía elástica almacenada E_L (Fuente Propia).

Para el cálculo de la energía disipada E_D y la energía elástica E_L se utilizó métodos geométricos (Anexo 2). Dando como energía elástica $E_L = 167.33$ y energía disipada $E_D = 453.82$.

Reemplazando en la ecuación (6.5) tenemos.

$$\xi_{eq} = \frac{453.82}{4\pi * 167.33} = 28\%$$

Reemplazando dicho valor en la ecuación 6.7 obtenemos un factor de amortiguamiento $B = 1.55$

6.3.1.4. DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL

El sistema de aislamiento debe ser diseñado y construido para soportar, como mínimo, el desplazamiento máximo, D_M .

$$D_M = \frac{S_{aM} * T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (6.10)$$

Donde:

S_{aM} : Ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo.

T_M : Período efectivo de la estructura sísmicamente aislada, asociado al desplazamiento traslacional D_M en la dirección de análisis.

B_M : Factor de amortiguamiento.

El valor de la pseudoaceleración queda determinado teniendo en cuenta lo establecido en el acápite 6.3, teniendo como resultado un $S_{aM} = 2.44 \text{ m/s}^2$. Ahora reemplazando en la ecuación 6.9 obtenemos.

$$D_M = \frac{2.44 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 2.76 \text{s}^2}{4\pi^2 * 1.55} = 0.29 \text{ m}$$

Este valor es comparado con el desplazamiento inicial $u_0 = 0.30 \text{ m}$, se considera como el valor final de desplazamiento D_M , debido a que presenta una desviación estándar mínima.

6.3.1.5 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS

Una vez determinado el desplazamiento máximo D_M obtenido por una serie de iteraciones se continua con la elaboración del diagrama de histéresis para estimar como sería el comportamiento del TPF ante un sismo máximo considerado (SMC).

Debido a la geometría estándar del TPF y además de contar con un mismo coeficiente de fricción, tanto en la superficie cóncava superior y la superficie cóncava inferior. La curva de histéresis típica resultaría tal como se muestra en la figura 6.6.

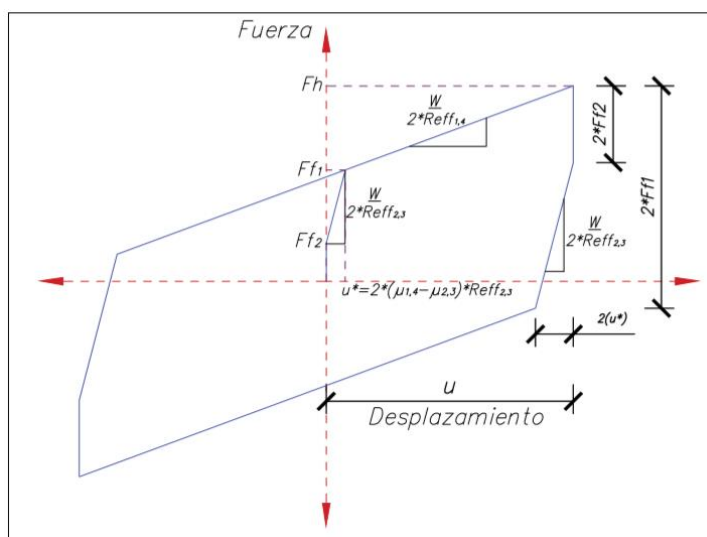


Figura 6.6: Diagrama de histéresis típico (Fuente Propia).

Este procedimiento de cálculo se realizó para determinar las propiedades tanto del límite superior como inferior, de esta forma podemos graficar los diagramas de histéresis tal como se muestra en la siguiente figura.

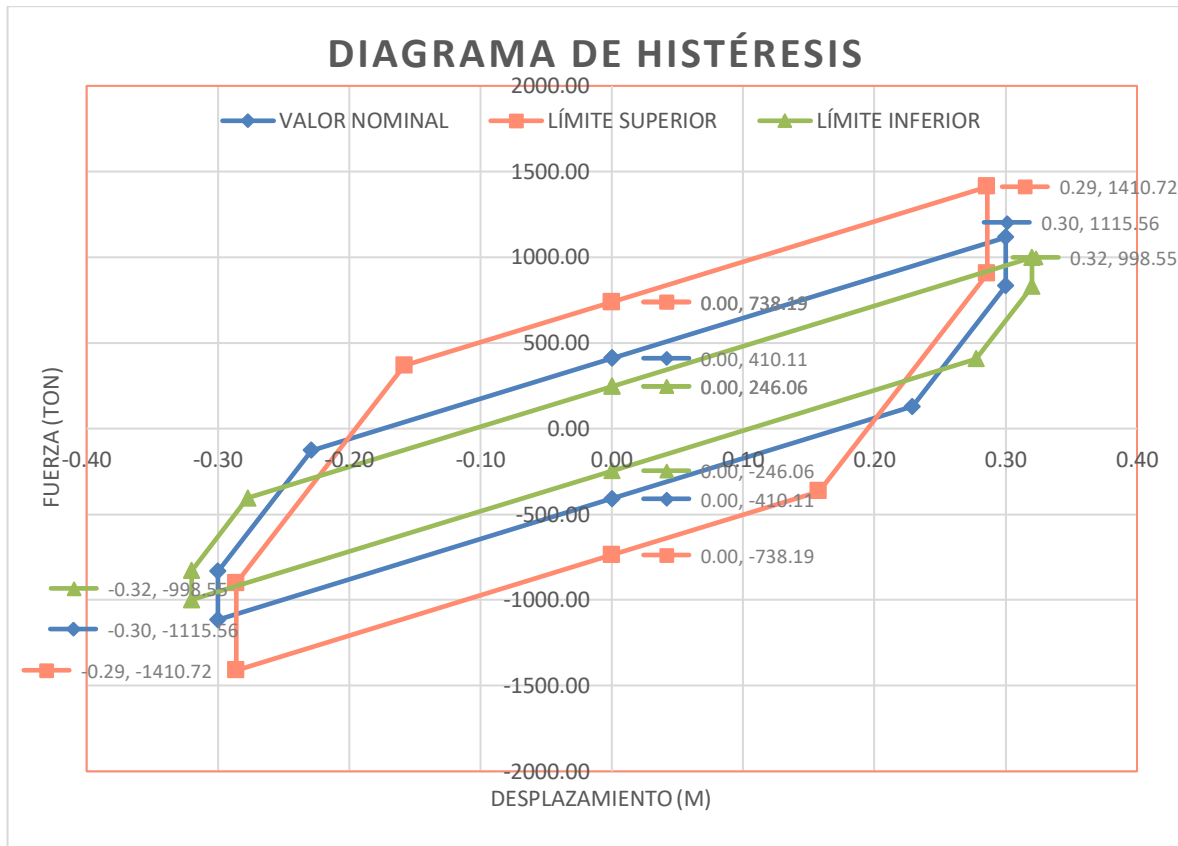


Figura 6.7: Diagrama de histéresis (Fuente Propia).

En la figura 6.7 se puede ver que el límite superior presenta la mayor fuerza horizontal $F_h = 738.19 \text{ Ton}$, por lo que se usará las propiedades calculadas de este diagrama de histéresis para el diseño de la estructura aislada.

Por otro lado, el límite inferior presenta el mayor desplazamiento $D_M = 32 \text{ cm}$, entonces, el diagrama de histéresis se usará para controlar el máximo desplazamiento total D_{TM} de la estructura aislada y verificar si el aislador lo soporta.

6.3.1.6 DESPLAZAMIENTO TOTAL

El desplazamiento total D_{TM} de los elementos del sistema de aislamiento debe incluir el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental, calculado con la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica.

$$D_{TM} = D_M * \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) * \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] > 1.15D_M \quad (6.11)$$

Donde:

D_M : Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento.

y : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección sísmica considerada.

e : Excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental, tomada como 5% de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la de la fuerza sísmica considerad.

b : Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dimensión mayor, d .

d : Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura

P_T : Razón entre el período traslacional efectivo del sistema de aislamiento y el período rotacional efectivo del sistema de aislamiento; calculada mediante un análisis dinámico.

Considerando un desplazamiento traslacional $D_M = 0.30 \text{ m}$, un valor de $y = 15 \text{ m}$ para el aislador más desfavorable, una excentricidad accidental $e = 2.61 \text{ m}$, un valor de $P_T = 1.12$, y finalmente como dimensiones longitudinales del edificio $b = 30 \text{ m}$ y $d = 36 \text{ m}$. Calculamos el desplazamiento total.

$$D_{TM} = 0.30m * \left[1 + \left(\frac{15m}{1.12^2} \right) * \left(\frac{12 * 2.61}{30m^2 + 36m^2} \right) \right] = 0.36 m$$

En la tabla 6.3 se muestra un cuadro resumen de todas propiedades del aislador para un desplazamiento máximo, un periodo efectivo y una fuerza horizontal deseado para un sismo máximo considerado (SMC), incluyendo también el cálculo para los factores de modificación del límite superior ($\lambda_{\text{máx}}$) y límite inferior ($\lambda_{\text{mín}}$).

Tabla 6.2: Propiedades del Aislador TPF

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	UNIDAD	LÍMITE SUPERIOR λ_{max}	VALOR NOMINAL	LÍMITE INFERIOR λ_{min}
Desplazamiento Inicial	u_0	m	0.29	0.30	0.32
Fuerza Lateral	F	ton	1,410.72	1,115.56	998.55
Rigidez Efectiva del Sistema	K_{ef}	ton/m	4,932.60	3,718.54	3,120.47
Amortiguamiento Efectivo	ζ_{ef}	-	0.28	0.22	0.15
Energía Disipada	ED	-	453.82	720.37	301.17
Energía Elástica	EL	-	167.33	201.73	159.77
Factor de Amortiguamiento	BM	-	1.68	1.55	1.39
Periodo Efectivo	T	s	2.40	2.76	3.02
Pseudo Aceleración	P_s	m/s ²	3.36	2.44	1.97
Desplazamiento Traslacional	DM	m	0.29	0.30	0.33
Desplazamiento Total Maximo	DTM	m	0.35	0.36	0.40

6.3.1.7. FUERZAS LATERALES REQUERIDAS PARA EL DISEÑO.

Las fuerzas consideradas para el diseño de toda la edificación fueron tomadas del límite superior, ya que presentaron del análisis las mayores solicitaciones de fuerzas en comparación con el análisis del límite inferior.

A) FUERZAS PARA LA SUB – ESTRUCTURA.

Todos los elementos estructurales que estén por debajo de la interfaz de aislamiento deberán ser diseñados por una fuerza cortante V_b no reducida:

$$V_b = K_{eff} * D_M \quad (6.12)$$

Donde:

K_{eff} : Es la rigidez efectiva (secante) del sistema de aislamiento en la dirección de análisis.

D_M : Es el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento.

Por lo tanto, de la tabla 6.3 obtenemos un valor de fuerza cortante para la sub – estructura:

$$V_b = 4932.60 \frac{Ton}{m} * 0.30m = 1410.72 Ton$$

B) FUERZA PARA LA SUPER – ESTRUCTURA.

Los elementos estructurales por encima del nivel de base serán diseñados para una fuerza cortante reducida V_s determinada por la ecuación:

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (6.13)$$

Donde:

V_{st} : Fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base.

R_a : Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre el sistema de aislamiento, calculado como $\frac{3}{8}R_o$, pero no menor que 1 ni mayor que 2.

R_o : Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre base fija, dependiente de las características de la estructura, definido en la norma técnica de edificación E.030.

Para el cálculo de la cortante no reducida la norma NTP E – 031 indica que se deberá tomar un $V_b = 1201.55$ Ton, obtenido del análisis dinámico.

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{(1-2.5\xi_{eq})} \quad (6.14)$$

Donde:

P : Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, determinado según la norma técnica de edificación E – 030.

P_s : Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, calculado en forma similar a P , pero sin incluir el nivel de base.

ξ_{ef} : Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para el desplazamiento traslacional DM .

Considerando un $P = 7054.56$ Ton y un $P_s = 5747.64$ Ton, reemplazando en la fórmula 6.14 calculamos una fuerza cortante no reducida.

$$V_{st} = 1201.55 \text{ Ton} \left(\frac{5747.64 \text{ Ton}}{7054.56 \text{ Ton}} \right)^{(1-2.5*0.28)} = 1132.33 \text{ Ton}$$

Luego reemplazando en la ecuación 6.13 con un valor de $R_a = 2$ obtenemos una cortante V_s igual a:

$$V_s = \frac{1132.33}{2} = 566.17 \text{ Ton}$$

C) DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA.

La distribución de la fuerza cortante V_s en cada piso se hará por medio de las ecuaciones siguientes:

$$F_1 = \frac{(V_b - V_{st})}{R_a} \quad (6.15)$$

$$F_i = \frac{(p_i * h_i^k)}{\sum_{j=2}^n p_i * h_j^k} * V_s \quad (6.16)$$

$$k = 14 * \xi_{eq} * T \quad (6.17)$$

Donde:

- F1: Fuerza sísmica lateral en el nivel de base.
- Fi: Fuerza sísmica lateral en el nivel i.
- hi: Altura del nivel *i* respecto al nivel de base.
- n: Número de pisos de la estructura sobre la interfaz de aislamiento.
- pi: Parte del peso P que se ubica en o se asigna al nivel i.

En la tabla 6.4 se muestran las fuerzas de entre piso para cada nivel de piso calculadas por las ecuaciones 6.15, 6.16 y 6.17.

Tabla 6.3: Distribución de fuerzas en cada entre piso en la dirección XX.

DIRECCIÓN XX						
NOMINAL	Nivel de Piso	Pi (ton)	hi (m)	Pi*hi^k	Fi Fuerza (ton)	Cortante Estático Ve (ton)
	5	958.84	17.50	462904.94	191.83	191.83
	4	1189.07	14.00	356519.38	146.90	338.72
	3	1189.07	10.50	191501.96	78.90	417.63
	2	1189.07	7.00	79754.73	32.86	450.49
	1	1221.58	3.50	18328.25	7.55	458.04
	Nivel de Base	1436.52			45.32	503.36
	Sumatoria			1109009.25	565.14	
SUPERIOR	Nivel de Piso	Pi (ton)	hi (m)	Pi*hi^k	Fi Fuerza (ton)	Cortante Estático Ve (ton)
	5	958.84	17.50	3280240.46	275.91	275.91
	4	1189.07	14.00	2168686.90	181.37	457.28

	3	1189.07	10.50	956777.93	80.02	537.30
	2	1189.07	7.00	301941.66	25.25	562.55
	1	1221.58	3.50	43185.75	3.61	566.17
	Nivel de Base	1436.52			34.61	600.78
	Sumatoria			6750832.70	600.78	
INFERIOR	Nivel de Piso	Pi (ton)	hi (m)	Pi*hi^k	Fi Fuerza (ton)	Cortante Estático Ve (ton)
	5	958.84	17.50	70245.84	142.14	142.14
	4	1189.07	14.00	62669.03	127.00	269.14
	3	1189.07	10.50	40686.32	83.23	352.37
	2	1189.07	7.00	22132.71	45.88	398.24
	1	1221.58	3.50	8029.85	17.02	415.27
	Nivel de Base	1436.52			57.52	472.78
	Sumatoria			203763.76	510.54	

Tabla 6.4: Distribución de fuerzas en cada entre piso en la dirección YY.

DIRECCIÓN YY						
NOMINAL	Nivel de Piso	Pi (ton)	hi (m)	Pi*hi^k	Fi Fuerza (ton)	Cortante Estático Ve (ton)
	5	958.84	17.50	327537.17	180.26	180.26
	4	1189.07	14.00	259157.80	141.81	322.08
	3	1189.07	10.50	144129.94	78.87	400.95
	2	1189.07	7.00	63040.48	34.50	435.44
	1	1221.58	3.50	15753.09	8.62	444.06
	Nivel de Base	1436.52			43.93	488.00
	Sumatoria			1109009.25	565.14	
SUPERIOR	Nivel de Piso	Pi (ton)	hi (m)	Pi*hi^k	Fi Fuerza (ton)	Cortante Estático Ve (ton)
	5	958.84	17.50	2080170.15	260.35	260.35
	4	1189.07	14.00	1424988.95	177.33	437.69
	3	1189.07	10.50	658123.67	81.90	519.59
	2	1189.07	7.00	221534.37	27.57	547.16
	1	1221.58	3.50	35380.33	4.40	551.56
	Nivel de Base	1436.52			33.72	585.27
	Sumatoria			6750832.70	600.78	
INFERIOR	Nivel de Piso	Pi (ton)	hi (m)	Pi*hi^k	Fi Fuerza (ton)	Cortante Estático Ve (ton)
	5	958.84	17.50	50588.03	133.68	133.68

4	1189.07	14.00	46301.54	121.65	255.33
3	1189.07	10.50	31068.55	81.63	336.96
2	1189.07	7.00	17705.34	46.52	383.48
1	1221.58	3.50	6955.12	18.27	401.75
Nivel de Base	1436.52			55.64	457.40
Sumatoria			203763.76	510.54	

6.3.2. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.

Para el análisis dinámico y diseño del edificio se utilizó el programa de cálculo ETABS 2016 versión 16.2.1 para realizar el modelo matemático del edificio en estudio. Esta versión del programa considera al aislador TPF y sus propiedades como una de sus herramientas para el análisis.

6.3.2.1 SOLICITACIÓN SÍSMICA.

Se usará el espectro máximo considerado para el análisis y diseño de todos los elementos estructurales determinado en la norma NTP E – 031 como ya se vio previamente. Para este espectro se considerará el 100 % de la excitación en la dirección crítica del movimiento y el 30 % de la excitación en la dirección ortogonal.

6.3.2.2 PARÁMETROS Y PROPIEDADES DEL AISLADOR

Como ya se vio en el ítem 5 tomamos como parámetros geométricos y mecánicos los definidos en la tabla 5.2 y la tabla 5.3 respectivamente, también se considerará el amortiguamiento efectivo y la rigidez efectiva del sistema de aislamiento $\xi_{ef} = 0.22$ y $K_{ef} = 3718.54 \text{ Ton/m}$ calculados en el análisis estático.

La rigidez efectiva será considerada como el promedio aplicada a un solo aislador, entonces la rigidez total del sistema de aislación calculado será dividida entre el número total de aisladores a usarse, siendo un total de 32 aisladores.

Identification					
Property Name	TPF		Type	Triple Pendulum Isolator	
Direction	U2; U3		NonLinear	Yes	
Linear Properties					
Effective Stiffness - U2	116.2	tonf/m	Effective Stiffness -U3	116.2 tonf/m	
Effective Damping - U2	0	tonf-s/m	Effective Damping -U3	0 tonf-s/m	
Shear Deformation Location					
Distance from End-J - U2	0.11	m	Distance from End-J - U3	0.11 m	
Height and Symmetry of Sliding Surfaces					
Height for Outer Surfaces	0.22	m	<input checked="" type="checkbox"/>	Outer Bottom Surface is Symmetric to Outer Top Surface	
Height for Inner Surfaces	0.17	m	<input checked="" type="checkbox"/>	Inner Bottom Surface is Symmetric to Inner Top Surface	
Nonlinear Properties for Directions U2 and U3					
	Outer Top	Outer Bottom	Inner Top	Inner Bottom	
Stiffness	73	73	309	309	tonf/m
Friction Coefficient, Slow	0.07	0.07	0.02	0.02	
Friction Coefficient, Fast	0.07	0.07	0.02	0.02	
Rate Parameter	0	0	0	0	sec/m
Radius of Sliding Surface	1.5	1.5	0.356	0.356	m
Stop Distance	0.172	0.172	0.081	0.081	m

Figura 6.8: Parámetros geométricos y mecánicos del TPF en ETABS (Fuente Propia).

En la figura 6.8 se puede ver como el factor de amortiguamiento afecta al espectro máximo considerado tanto para el límite superior y el límite inferior. Esto quiere decir que para un periodo de aislamiento mayor a 2 segundos tendríamos un valor de pseudoaceleración alrededor de 0.20g lo cual significa que la demanda sísmica se ve reducida en comparación a un edificio con base fija.

Por lo tanto, el factor de reducción sísmica en un edificio con base aislada toma el valor de 1 y es solo cuando se realiza el diseño de los elementos estructurales donde el factor de reducción puede tomar como máximo el valor de 2.

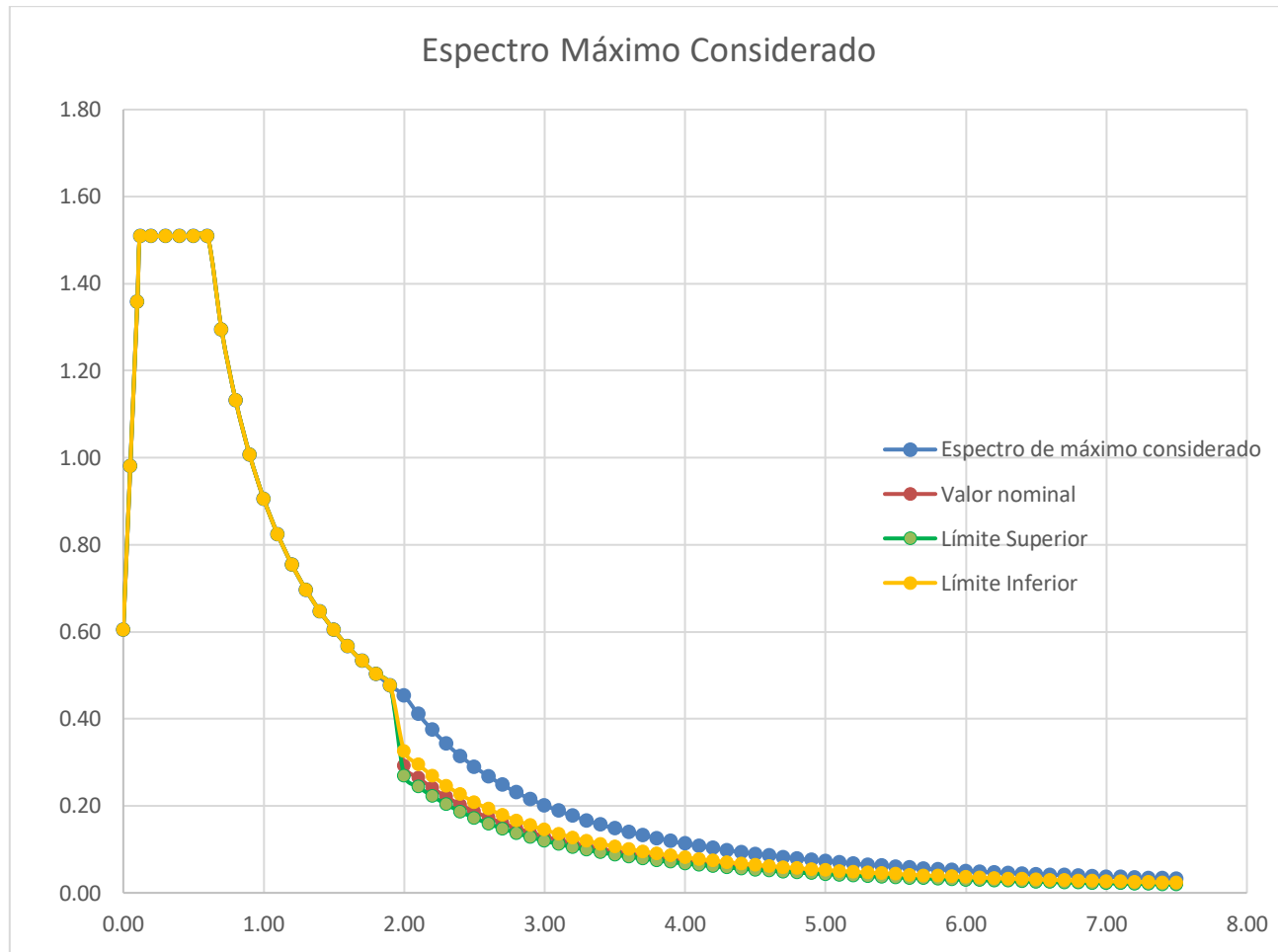


Figura 6.9: Espectro Máximo Considerado afectado por el factor de amortiguamiento (Fuente Propia).

6.3.2.3 MODOS DE VIBRACIÓN.

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

Para este caso se tomó 18 modos de vibración considerando los 5 pisos de la súper estructura más el piso del nivel de base.

Tabla 6.5: Modos de Vibración.

VALOR NOMINAL					
CASO	MODO	PERIODO	UX	UY	RZ
		seg	(%)	(%)	(%)
Modal	1	2.87	16.76	76.89	6.22
Modal	2	2.857	82.75	16.79	0.29
Modal	3	2.554	0.31	6.19	93.41
Modal	4	0.485	0.18	0	0
Modal	5	0.452	0	0.13	0
Modal	6	0.371	0	6.93E-04	0.09
Modal	7	0.188	3.19E-03	0	0
Modal	8	0.182	0	2.56E-03	0
Modal	9	0.147	0	0	1.60E-03
Modal	10	0.102	0	1.69E-04	0
Modal	11	0.095	1.36E-04	0	0
Modal	12	0.075	0	0	7.17E-05
Modal	13	0.062	0	0	0
Modal	14	0.054	0	0	0
Modal	15	0.043	0	0	0
Modal	16	0.041	0	0	0
Modal	17	0.035	0	0	0
Modal	18	0.028	0	0	0
SUMA			100	100	100

La tabla 6.7 muestra como en cada dirección de análisis hay una gran predominancia de masa participativa con respecto a las otras dos direcciones, además se puede ver también como los primeros modos de vibración son de traslación pura y el tercer modo de rotación. Por lo tanto, se puede decir que el comportamiento del edificio es el deseado, ahora, siendo estos tres los primeros modos más importantes, se puede observar como el primer modo presenta un periodo de 2.87s, el segundo modo un periodo de 2.86s y el tercer modo un periodo de 2.55s el cual son periodos deseados muy cercano al del análisis estático de 2.76s.

Además, se puede ver que en cada dirección de análisis la suma de las masas participativas es más del 90% según lo establece la norma, de hecho, es el 100% de esta manera cumplimos con lo indicado en la norma.

6.3.2.4 DESPLAZAMIENTO TOTAL.

El desplazamiento total del sistema de aislamiento debido al sismo máximo considerado, no debe ser menor que el 80% de D_{TM} especificado en la ecuación (6.11) pudiendo usar D'_M en lugar de D_M .

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (6.18)$$

Donde:

T: Periodo fundamental de la estructura considerada con base fija, en la dirección de análisis, evaluado con cualquiera de los procedimientos indicados en la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” vigente, en segundos.

Tabla 6.6: Desplazamiento Total Máximo.

DESCRIPCIÓN	XX			YY		
	V. NOMINAL	L. MAX	L. MIN	V. NOMINAL	L. MAX	L. MIN
T	0.715	0.715	0.715	0.675	0.675	0.675
DM	0.304	0.291	0.327	0.304	0.291	0.327
TM	2.763	2.399	3.016	2.763	2.399	3.016
D'M	0.294	0.279	0.318	0.295	0.280	0.319
DTM ESTÁTICO 80%	0.280	0.265	0.312	0.281	0.267	0.304
DTM DINÁMICO	0.307	0.292	0.333	0.364	0.348	0.397
COMPARAR	OK	OK	OK	OK	OK	OK

6.3.2.5 FUERZA CORTANTE DINÁMICA PARA LA SUBESTRUCTURA.

La fuerza cortante dinámica para la subestructura se calculará con un factor de reducción sísmico $R_a = 1$.

Tabla 6.7: Cortante dinámico para la subestructura.

VALOR NOMINAL			
NIVEL DE PISO	CASO DE CARGA	VX	VY
		tonf	tonf
NIVEL DE BASE	SISMO DINA XX 031 Max	1006.71	293.97
NIVEL DE BASE	SISMO DINA YY 031 Max	303.15	975.99
LÍMITE SUPERIOR			
NIVEL DE PISO	CASO DE CARGA	VX	VY
		tonf	tonf
NIVEL DE BASE	SISMO DINA XX 031 Max	1201.55	352.53
NIVEL DE BASE	SISMO DINA YY 031 Max	361.79	1170.55
LÍMITE INFERIOR			
NIVEL DE PISO	CASO DE CARGA	VX	VY
		tonf	tonf
NIVEL DE BASE	SISMO DINA XX 031 Max	945.57	275.55
NIVEL DE BASE	SISMO DINA YY 031 Max	284.75	914.79

6.3.2.6 FUERZA CORTANTE PARA LA SÚPER ESTRUCTURA.

La fuerza cortante para la súper estructura en cada nivel de piso se calculará con factor de escala **Ra = 2**.

Tabla 6.8: Cortante dinámico para la superestructura.

VALOR NOMINAL		
NIVEL DE PISO	CASO DE CARGA	CORTANTE DINÁMICA
		Ton
Piso 5	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	79.16
Piso 4	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	175.04
Piso 3	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	260.22
Piso 2	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	337.45
Piso 1	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	413.87
Piso 5	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	73.39
Piso 4	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	164.79
Piso 3	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	247.71

Piso 2	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	324.04
Piso 1	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	399.87
LÍMITE SUPERIOR		
NIVEL DE PISO	CASO DE CARGA	CORTANTE DINÁMICA
		Ton
Piso 5	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	98.13
Piso 4	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	215.24
Piso 3	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	317.2
Piso 2	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	407.76
Piso 1	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	496.4
Piso 5	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	90.89
Piso 4	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	202.74
Piso 3	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	302.54
Piso 2	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	392.84
Piso 1	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	481.7
LÍMITE INFERIOR		
NIVEL DE PISO	CASO DE CARGA	CORTANTE DINÁMICA
		Ton
Piso 5	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	71.69
Piso 4	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	159.94
Piso 3	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	239.93
Piso 2	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	313.81
Piso 1	SIS DIN XX 031 R = 2 Max	387.39
Piso 5	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	66.73
Piso 4	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	150.89
Piso 3	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	228.54
Piso 2	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	301.14
Piso 1	SIS DIN YY 031 R = 2 Max	373.67

6.3.2.7 LIMITES DE DERIVA.

La deriva máxima de entrepiso correspondiente al SMC y un factor de reducción $R_a=1$, incluyendo el desplazamiento ocasionado por la deformación vertical del sistema de aislamiento, debe ser como máximo 0.0035 en cada nivel de entrepiso de la súper estructura, siendo este determinado por el límite superior.

Tabla 6.9: Verificación de derivas en el análisis dinámico Modal Espectral.

NIVEL DE PISO	CASO DE CARGA	DIRECCIÓN	ALTURA (m)	DERIVA
Piso 5	SISMO DINA XX 031	X	3.5	0.0017
Piso 4	SISMO DINA XX 031	X	3.5	0.0024

Piso 3	SISMO DINA XX 031	X	3.5	0.0030
Piso 2	SISMO DINA XX 031	X	3.5	0.0034
Piso 1	SISMO DINA XX 031	X	3.5	0.0032
NIVEL DE PISO	CASO DE CARGA	DIRECCIÓN	ALTURA (m)	DERIVA
Piso 5	SISMO DINA XX 031	Y	3.5	0.0014
Piso 4	SISMO DINA XX 031	Y	3.5	0.0021
Piso 3	SISMO DINA XX 031	Y	3.5	0.0028
Piso 2	SISMO DINA XX 031	Y	3.5	0.0033
Piso 1	SISMO DINA XX 031	Y	3.5	0.0030

6.3.3. ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO – HISTORIA.

Como ya se aclaró en acápite 6.2 el análisis dinámico tiempo – historia solo se hará para verificar los resultados de un análisis dinámico modal espectral. Asimismo, se podrá ver el comportamiento histórico del sistema de aislación, en donde verificaremos el desplazamiento máximo y la fuerza basal.

6.3.3.1. DEFINICIÓN DEL REGISTRO SÍSMICO.

Se toma el acelerograma del sismo de Arequipa del 01 de enero del 2017 por ser el máximo sismo registrado de los últimos diez años. El epicentro se localiza a 56 kilómetros al sur de Lomas en la provincia de Caravelí, la intensidad de este sismo llegó a sentirse en las ciudades de Lima, Cusco, Puno, Ayacucho, Junín, Ica y Tacna.

Características:

- Localización de la estación: Gerencia Zonal de SENCICO de la ciudad de Arequipa
- Magnitud: 6.8 ML
- Epicentro: Sur de Lomas – Caravelí, Arequipa
- Profundidad: 48 Km
- Latitud: 16.07 Sur
- Longitud: 74.89 Oeste
- Fecha: 01 – 01 – 2017.
- Hora: 09:18:42

El acelerograma obtenido por los datos del CISMID se encuentran en unidades de Gal (cm/s^2), por lo cual se hará uso del programa SeismoSignal versión 5.1.2 y SeismoMatch 2020 para hacer las correcciones de línea base, filtración de otro tipo de vibración y la conversión a unidades de “g”.

6.3.3.2. ESCALAMIENTO DEL REGISTRO SÍSMICO.

La norma establece que para realizar un análisis tiempo historia, los espectros de acelerograma o registros sísmicos deberán de ser debidamente escalados al espectro máximo considerado en un rango de periodos de 0.2 T y 1.5 T (siendo T el periodo fundamental). Para ejecutar el escalamiento del registro sísmico se empleó el programa SeismoMatch 2020 optimizando el resultado del escalamiento sísmico.

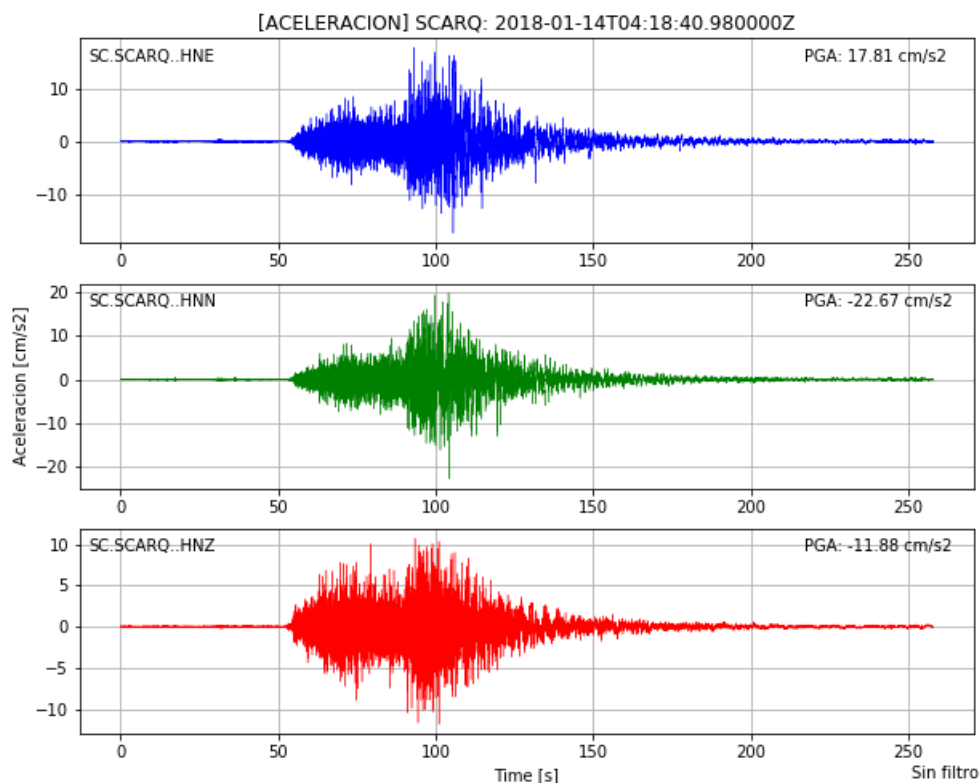


Figura 6.10: Acelerogramas del sismo de Arequipa – 2017. (CISMID).

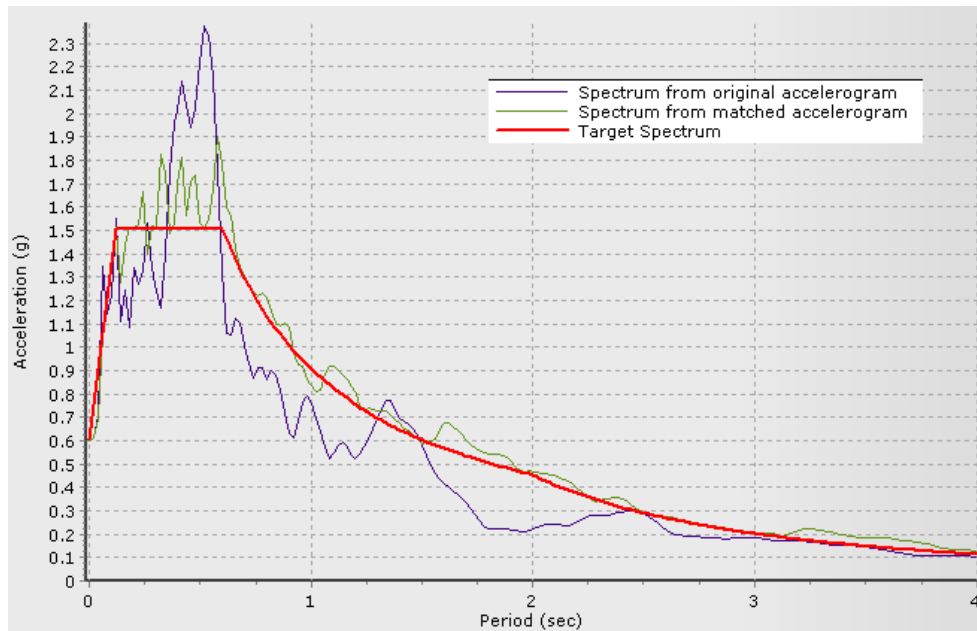


Figura 6.11: Escalamiento del espectro de acelerograma al espectro máximo considerado [Este – Oeste] (Fuente Propia).

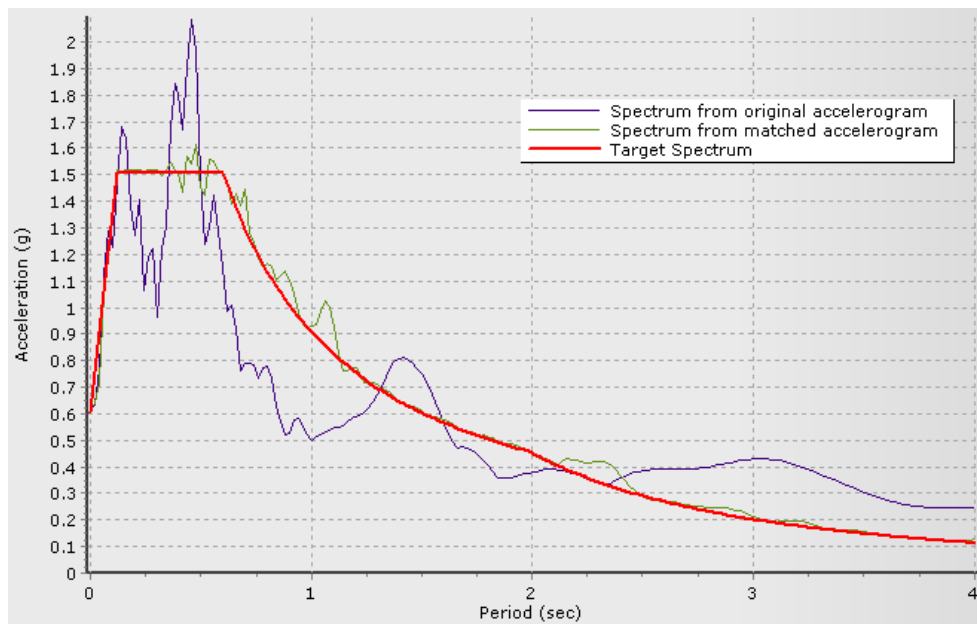


Figura 6.12: Escalamiento del espectro de acelerograma al espectro máximo considerado [Norte – Sur] (Fuente Propia).

6.3.3.3. DERIVAS EN CADA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS

Se verifica el control de derivas en cada dirección de análisis, siendo el caso de un análisis tiempo historia el valor de la deriva limite queda definido como 0.005 según la

norma de E – 031 “Aislamiento Sísmico”. Esto quiere decir que la deformación en cada entrepiso es un poco más tolerante.

Tabla 6.10: Verificación de derivas en el análisis dinámico Tiempo - Historia.

NIVEL DE PISO	CASO DE CARGA	DIRECCIÓN	ALTURA (m)	DERIVA
Piso 5	THAREQUIPA-XX	X	3.5	0.0012
Piso 4	THAREQUIPA-XX	X	3.5	0.0016
Piso 3	THAREQUIPA-XX	X	3.5	0.0020
Piso 2	THAREQUIPA-XX	X	3.5	0.0023
Piso 1	THAREQUIPA-XX	X	3.5	0.0021
NIVEL DE PISO	CASO DE CARGA	DIRECCIÓN	ALTURA (m)	DERIVA
Piso 5	THAREQUIPA-YY	Y	3.5	0.0008
Piso 4	THAREQUIPA-YY	Y	3.5	0.0012
Piso 3	THAREQUIPA-YY	Y	3.5	0.0017
Piso 2	THAREQUIPA-YY	Y	3.5	0.0020
Piso 1	THAREQUIPA-YY	Y	3.5	0.0018

6.3.3.4. VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE Y DESPLAZAMIENTO.

Como bien sabemos para un análisis dinámico *Tiempo Historia*, la norma E – 031 “Aislamiento Sísmico” indica que para estructuras regulares el valor de V_b no debe ser tomado menor que el 80% de lo especificado en un análisis estático y el valor de V_s no debe ser tomado menor que el 100% de lo especificado en la ecuación 6.11 de la presente tesis. En la tabla siguiente se muestra la fuerza en cada nivel de piso para el análisis tiempo historia.

Tabla 6.11: Fuerza cortante dinámica Tiempo – Historia en cada nivel de piso.

PISO	CASO DE CARGA	F. CORTANTE
		Ton
Piso 5	THAREQUIPA-XX	130.73
Piso 4	THAREQUIPA-XX	299.66
Piso 3	THAREQUIPA-XX	458.82
Piso 2	THAREQUIPA-XX	606.84
Piso 1	THAREQUIPA-XX	754.82
NIVEL DE BASE	THAREQUIPA-XX	923.56
Piso 5	THAREQUIPA-YY	121.42
Piso 4	THAREQUIPA-YY	284.59
Piso 3	THAREQUIPA-YY	446.94

Piso 2	THAREQUIPA-YY	608.26
Piso 1	THAREQUIPA-YY	772.66
NIVEL DE BASE	THAREQUIPA-YY	922.68

De la tabla anterior se hace la validación de la fuerza cortante dinámica en el nivel de base según a lo indicado en la norma.

Tabla 6.12: Validación de la fuerza cortante dinámica en el nivel de base.

ANÁLISIS	F. C. ESTÁTICA	F. C. ESTÁTICA Al 80%	F.C. DINÁMICA	COMPROBACIÓN
SISMO XX	1130.28	904.22	923.56	OK
SISMO YY	1130.28	904.22	922.68	OK

6.3.3.5. VERIFICACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO.

De la misma manera para el desplazamiento la norma E – 031 “Aislamiento Sísmico” indica que el desplazamiento total máximo no deberá ser menor que el 80% del desplazamiento total máximo calculado por el análisis estático.

Tabla 6.13: Desplazamiento total máximo para el análisis dinámico Tiempo - Historia

ANÁLISIS	CASO DE CARGA	DIRECCION XX	DIRECCION YY
Nivel de Base XX	THAREQUIPA-XX	37.82	12.00
Nivel de Base YY	THAREQUIPA-YY	12.20	38.54

Haciendo la verificación del desplazamiento máximo total según indicado la norma tenemos.

Tabla 6.14: Validación del desplazamiento total maximo.

ANÁLISIS	D.T.M. ESTÁTICO	D.T.M. ESTÁTICO Al 80%	D.T.M. DINÁMICA	COMPROBACIÓN
SISMO XX	0.36	0.29	37.82	OK
SISMO YY	0.36	0.29	38.54	OK

6.3.3.6. RESPUESTA DE LA EDIFICACIÓN CON LOS AISLADORES.

Para evaluar este punto se considera cuanto es el desplazamiento del último nivel de piso con respecto al nivel de base (Piso Técnico), los datos siguientes explican esta respuesta del edificio. El desplazamiento del último nivel de la edificación con respecto al nivel de base no muestra una variación relevante para un sismo considerado máximo, variando para la dirección de análisis “XX” en 3.18 cm, lo mismo sucede en la dirección “YY” variando tan solo en 2.58cm. En las gráficas siguientes se esquematiza el desplazamiento del último nivel y la del nivel de base con respecto al tiempo notándose la poca diferencia de desplazamientos que existe uno con respecto del otro para cada dirección de análisis.

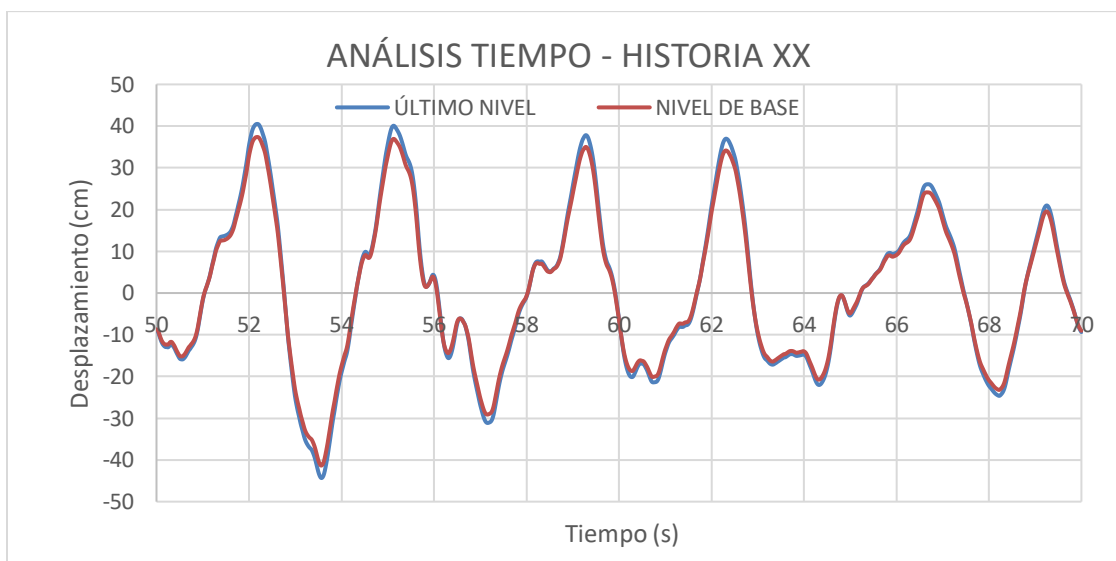


Figura 6.13: Desplazamientos en el último nivel y el nivel de base en la dirección YY (Fuente Propia).



Figura 6.14: Desplazamientos en el último nivel y el nivel de base en la dirección YY (Fuente Propia).

6.3.3.7. COMPORTAMIENTO HISTÉRICO.

Finalmente, para el análisis dinámico Tiempo – Historia se hace la validación del comportamiento histórico del sistema de aislación con base al aislador Triple Péndulo Fricción. La comprobación se mostrará para cada dirección de análisis independientemente tomando graficando la curva de histéresis de todo el sistema de aislamiento.

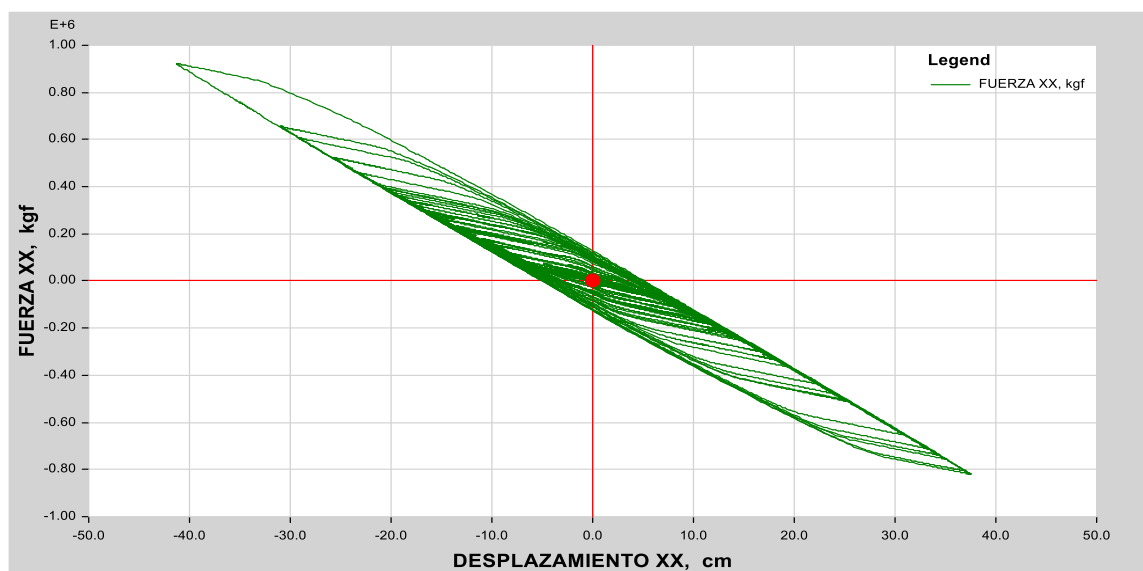


Figura 6.15: Gráfica Fuerza – Desplazamiento para el diagrama de histéresis en la dirección “XX”
(Fuente Propia)

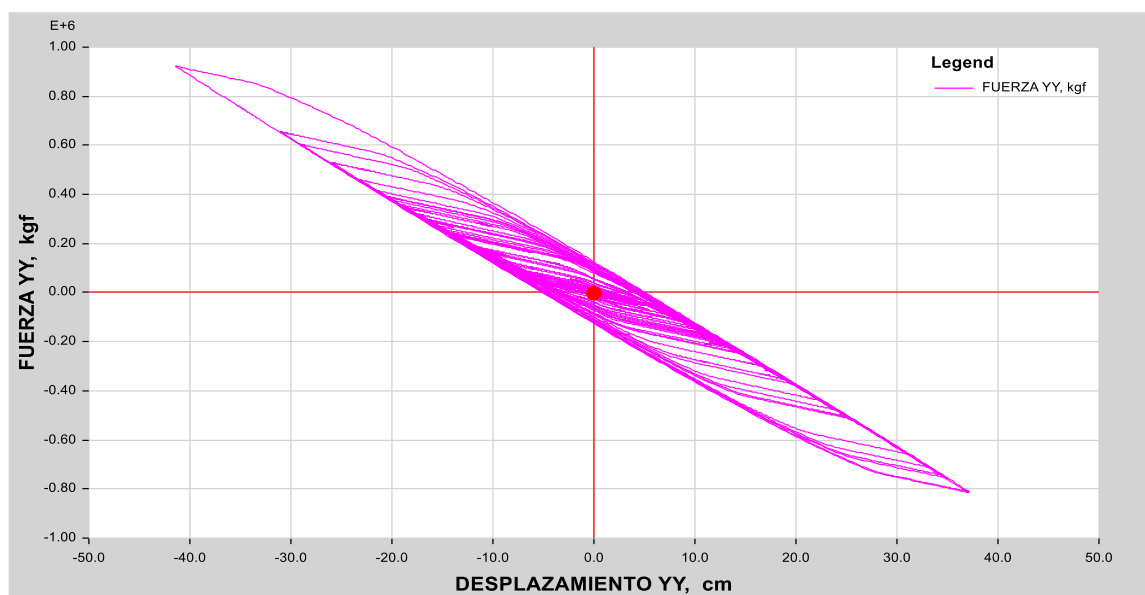


Figura 6.16: Gráfica Fuerza – Desplazamiento para el diagrama de histéresis en la dirección “YY”
(Fuente Propia)

Como se puede ver en las gráficas anteriores los diagramas reflejan la curva de histéresis muy similar a la realizada por un análisis estático y dinámico modal espectral, validando el correcto procedimiento de estudio realizado en este trabajo de tesis sobre el comportamiento de los aisladores Triple Péndulo Fricción para la protección sísmica.

6.4. ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS OBTENIDOS DE LA EDIFICACIÓN CON BASE FIJA Y BASE AISLADA.

En este acápite se realizará una comparación del edificio aislado y empotrado, para esta comparación tomaremos en cuenta: la fuerza cortante basal que llega al edificio y los desplazamientos totales máximos.

6.4.1. FUERZA CORTANTE BASAL.

En el capítulo 4 se realizó el análisis sísmico del edificio empotrado en el cual obtuvimos el valor de las fuerzas cortantes tanto para el análisis estático como dinámico, así también en este capítulo previamente se realizó el análisis sísmico de la edificación aislada en el cual obtuvimos los valores de fuerzas cortantes para cada tipo de análisis.

Las fuerzas cortantes basales de la edificación aislada a tomar en cuenta serán las del límite superior. A continuación, se procederá a realizar la comparación entre las fuerzas cortantes basales en cada dirección, donde se podrá apreciar claramente la variación de estos valores en cada tipo de edificación.

DIRECCIÓN X

Tabla 6.15: Fuerzas cortantes en la dirección X.

DESCRIPCIÓN	V _x (tonf)	
	ESTÁTICO	DINÁMICO
EMPOTRADO	1288.33	892.99
AISLADO	566.17	496.40
V _{aislado} /V _{empotrado}	44%	56%

En la tabla anterior podemos ver que el valor de la fuerza cortante para la edificación aislada con respecto a la edificación empotrada se ha reducido en más de un 50%, siendo este valor exactamente 56% para un análisis estático y 44% para un análisis dinámico.

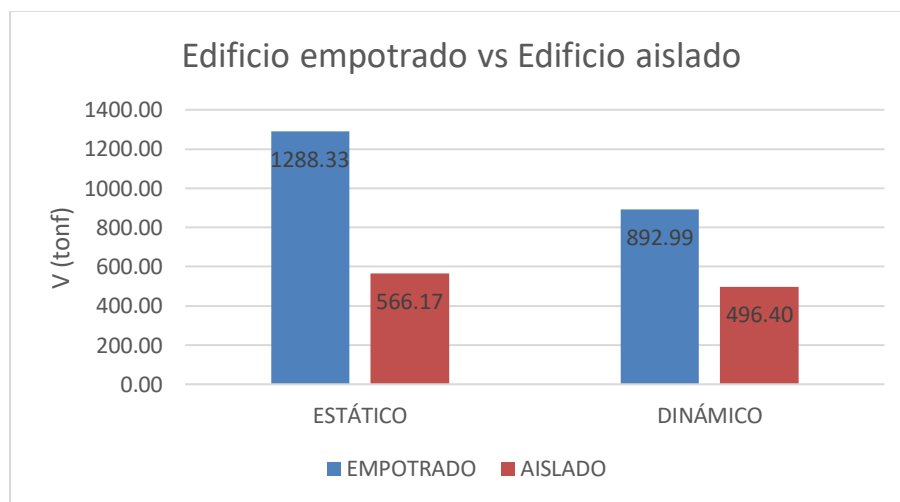


Figura 6.17: Comparación de la fuerza cortante en la dirección X entre el edificio empotrado vs el edificio aislado. (Fuente Propia).

DIRECCIÓN Y

Tabla 6.16: Fuerzas cortantes en la dirección Y

DESCRPCIÓN	Vy (tonf)	
	ESTÁTICO	DINÁMICO
EMPOTRADO	1288.33	993.28
AISLADO	551.56	481.70
$V_{\text{aislado}}/V_{\text{empotrado}}$	44%	58%

En la tabla 6.16 se puede ver que el valor de la fuerza cortante para la edificación aislada con respecto a la edificación empotrada se ha reducido en 56% para un análisis estático y 42% para un análisis dinámico.

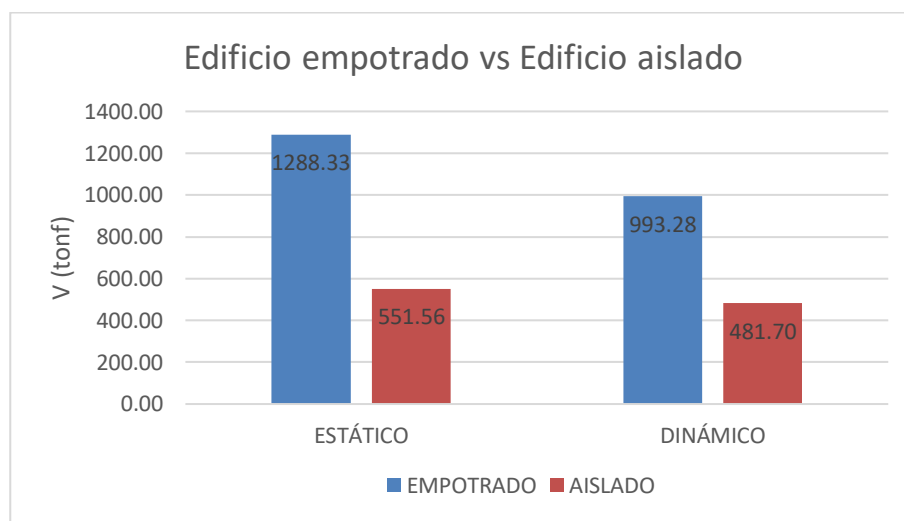


Figura 6.18: Comparación de la fuerza cortante en la dirección Y entre el edificio empotrado vs el edificio aislado. (Fuente Propia).

6.4.2. DESPLAZAMIENTO TOTAL DE ENTREPISO.

Se realizó esta comparación tomando como datos los desplazamientos totales obtenidos mediante análisis dinámico tanto del edificio empotrado como del límite inferior del edificio aislado. Los valores de desplazamientos totales de la tabla 4.12 fueron multiplicados por el factor de reducción de fuerzas sísmicas R y un valor de 0.75 para estructuras regulares, tal como establece la norma E-0.30, así también se tomó en cuenta los desplazamientos del límite inferior debido a que estos nos dan los valores máximos. A continuación, se puede apreciar la comparación de dichos valores en cada dirección de análisis.

DIRECCIÓN X

La tabla 6.17 nos muestra una deformación de 0.10 metros en el último nivel del edificio empotrado mientras que la deformación en el último nivel del edificio con base aislada es de solo 0.038 metros. En la dirección X se puede apreciar claramente que la deformación del edificio aislado con respecto al edificio empotrado es mucho menor, reduciéndose esto en más del 50%, lo cual es bastante satisfactorio para nuestra estructura, ya que al tener menos deformación nuestros elementos estructurales sufren menos daño.

Tabla 6.17: Desplazamientos totales en la dirección X.

PISO	EMPOTRADO	AISLADO
Piso 5	0.1023	0.3771
Piso 4	0.0807	0.3728
Piso 3	0.0562	0.3669
Piso 2	0.0310	0.3591
Piso 1	0.0097	0.3500
NIVEL DE BASE	0.0000	0.3416

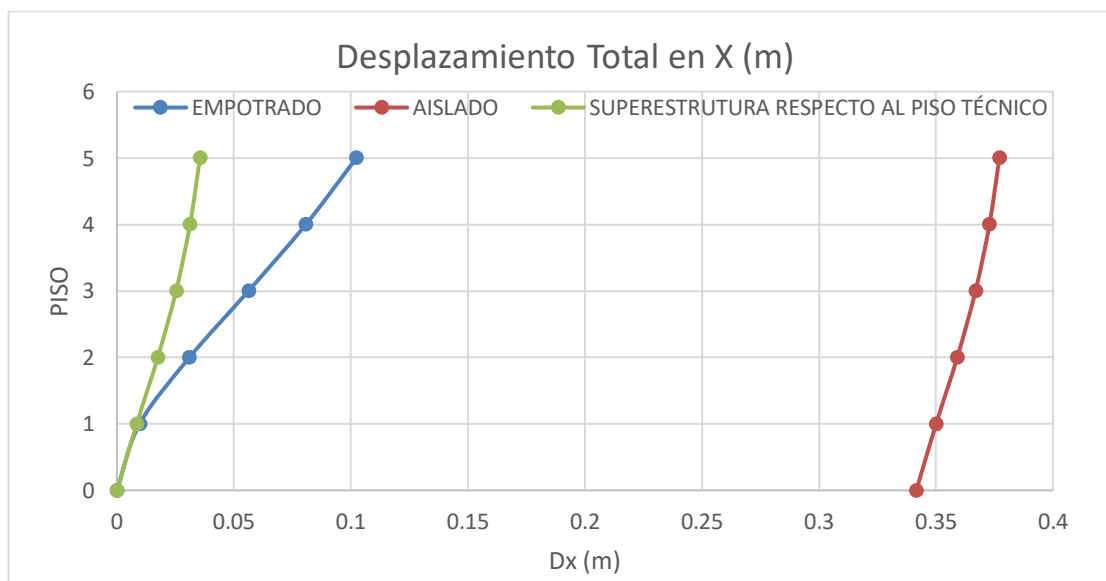


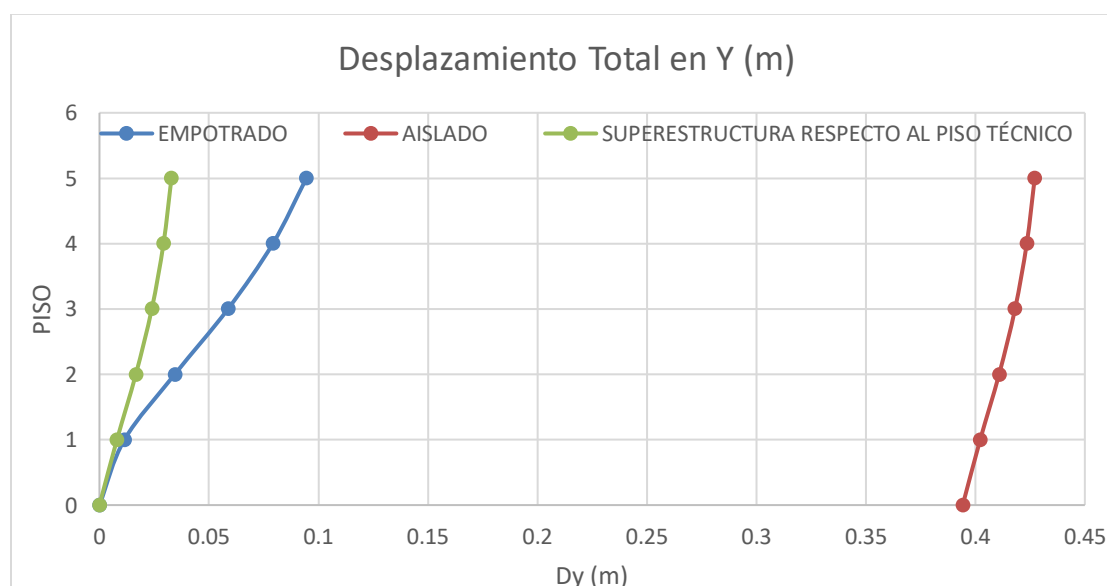
Figura 6.19: Comparación de desplazamientos totales en la dirección X. (Fuente Propia).

DIRECCIÓN Y

Aquí se puede apreciar lo mismo que en la dirección X, los desplazamientos del último nivel con respecto al primer nivel del edificio se reducen de 0.095 metros a 0.035 metros.

Tabla 6.18: Desplazamientos totales en la dirección Y.

PISO	EMPOTRADO	AISLADO
Piso 5	0.0945	0.4271
Piso 4	0.0792	0.4235
Piso 3	0.0587	0.4181
Piso 2	0.0344	0.4108
Piso 1	0.0114	0.4022
NIVEL DE BASE	0.0000	0.3942

**Figura 6.20:** Comparación de desplazamientos totales en la dirección X. (Fuente Propia).

6.4.3. ACELERACIÓN.

La aceleración de piso tanto en la edificación con protección sísmica y la edificación con base empotrada mostraron una notable diferencia con respecto a su incremento por cada nivel de piso. La edificación con protección sísmica presenta una aceleración máxima en el último nivel de 0.23g (2.22 m/s²) en la dirección de análisis “XX” y para la dirección “YY” presenta una aceleración máxima en el último nivel de 0.23g (2.29 m/s²), en cambio, el mismo edificio, pero con base empotrada mostró una aceleración máxima en el último nivel de 0.40g (3.89 m/s²) para la dirección de análisis “XX” y para la dirección “YY” mostró una aceleración máxima en el último nivel de 0.36g (3.49 m/s²). En la tabla siguiente se muestra los resultados de la aceleración en cada nivel de piso para ambas configuraciones del edificio.

Tabla 6.19: Aceleración en ambas configuraciones del edificio.

PISO	EDIFICIO CON TPF		EDIFICIO SIN TPF	
	DIRECCION XX	DIRECCION YY	DIRECCION XX	DIRECCION YY
	(g)	(g)	(g)	(g)
Piso 5	0.23	0.23	0.40	0.36
Piso 4	0.20	0.22	0.36	0.31
Piso 3	0.18	0.20	0.27	0.23
Piso 2	0.18	0.19	0.28	0.21
Piso 1	0.18	0.20	0.25	0.08
NIVEL DE BASE	0.20	0.21	-	-

Al presentar aceleraciones bajas en los niveles de piso hace que el daño estructural no sea severo y por lo tanto sea controlado, pero los elementos que no son considerados estructurales, pero si esenciales como por ejemplo artefactos electrónicos, mueblería importante, elementos frágiles, vidrios, etc. Al no tener una protección frente a sismos podrían ser dañados permanentemente e incluso podrían generar daños hacia la integridad física de la persona, empleando aisladores friccionales TPF hace que las aceleraciones en los niveles altos del edificio sean aún más bajas de lo que ya es considerado bajo.

6.4.4. ESTRUCTURACIÓN.

En la figura fig. 6.21 se muestra el sistema estructural Dual – Muros estructurales para la edificación sin el empleo de aisladores sísmicos.

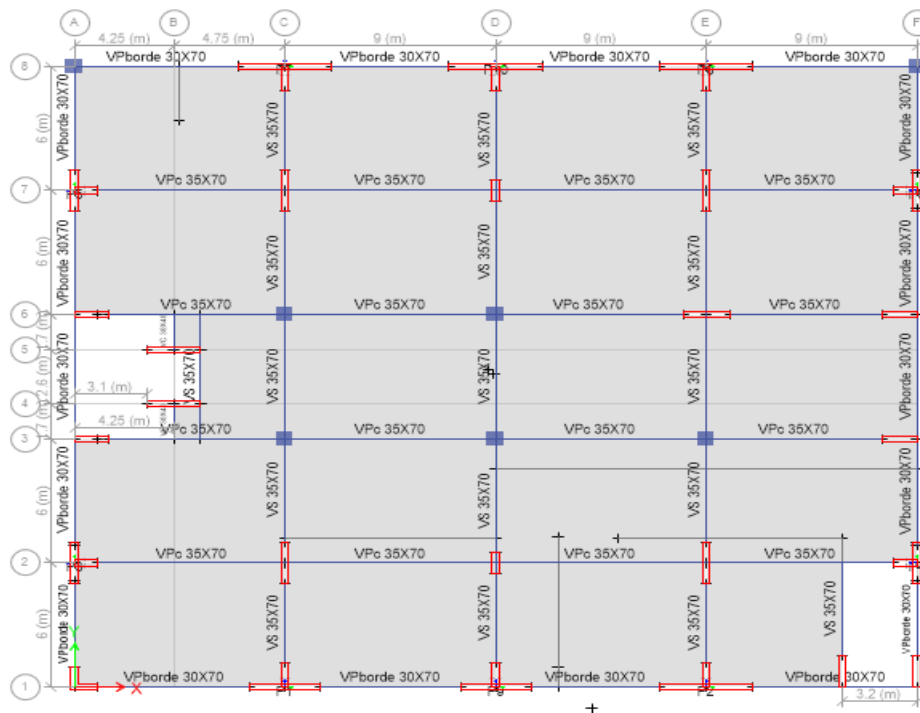


Figura 6.21: Sistema estructural Dual – Muros Estructurales. (Fuente Propia).
Sin embargo, en la figura fig. 6.22 se muestra el sistema estructural Dual –

Aporticado para la edificación empleando aisladores TPF.

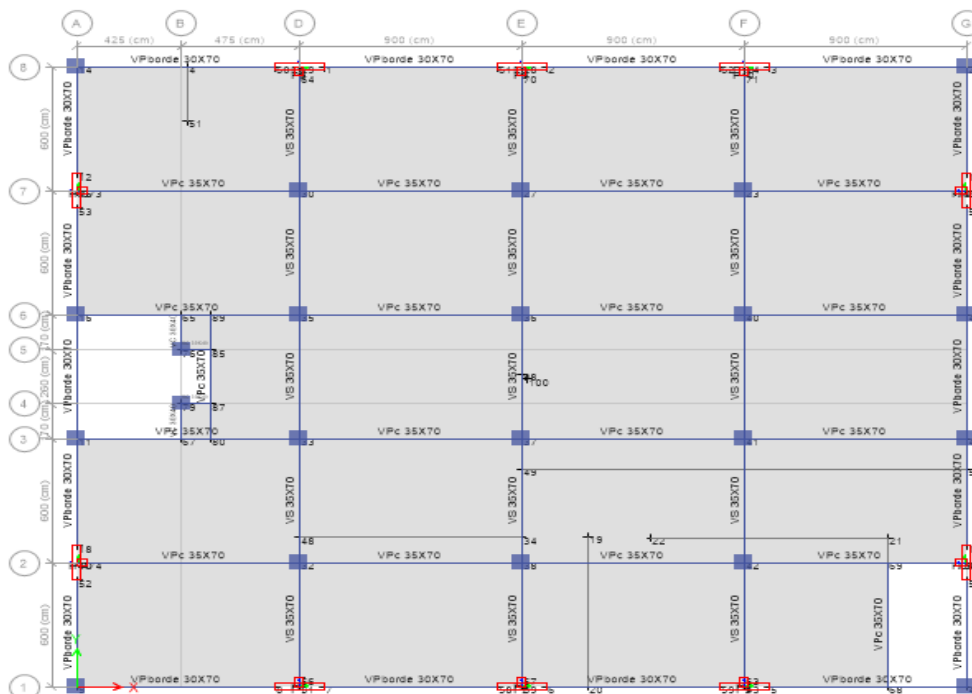


Figura 6.22: Sistema estructural Dual – Aporticado. (Fuente Propia).

En las figuras anteriores es claro apreciar como la estructuración convencional de edificaciones en zonas de alta actividad sísmica, como Perú, es impactada de manera favorable, pasando de un sistema estructural basado en muros estructurales, mayormente, a un sistema estructural básicamente de puros pórticos. Al tener un sistema estructural más sencillo hace que se tenga una mejor distribución en los espacios internos del edificio cooperando así con la configuración arquitectónica, ya que en la mayoría de veces la arquitectura suele ser una gran limitante para el ingeniero estructural.

CAPÍTULO 7

DISEÑO DEL EDIFICIO CON BASE AISLADA

7.1. VERIFICACIÓN DE LA CORTANTE DE DISEÑO.

La cortante dinámica de diseño se verificará con la cortante estática calculada en el ítem anterior, la cortante dinámica de diseño tanto para la sub – estructura y como para la súper – estructura no deberán ser menor que la cortante estática, caso contrario se deberá aplicar un factor de escala para la amplificación de la fuerza cortante para ambos casos.

7.1.1 VERIFICACIÓN DE LA CORTANTE DE DISEÑO PARA LA SUB – ESTRUCTURA.

La norma NTP – E031 indica que la fuerza cortante para diseño de la sub estructura no deberá ser menor que el 90% de la fuerza estática calculada con la ecuación 6.10 del análisis estático, en caso contrario se aplicará un factor de escala. En la tabla 7.1 se muestra la validación de los resultados de acuerdo a la norma dando un factor de escala de 1.07 para la fuerza en la dirección “XX” y un factor de escala de 1.10 para la fuerza en la dirección “YY”.

Tabla 7.1: Verificación de la fuerza cortante para la sub - estructura.

SUPERIOR				
DIRECCIÓN	Vb DINA	Vb ESTA (90%)	COMPARAR	FACTOR DE ESCALA
Eje XX	1201.55	1290.79	Amplificar >>>	1.07
Eje YY	1170.55	1290.79	Amplificar >>>	1.10

En la tabla 7.1 se consideró para el diseño los resultados y el factor de escala del límite superior debido a que este presenta los máximos valores de fuerza.

7.1.2 VERIFICACIÓN DE LA CORTANTE DE DISEÑO PARA LA SUPER – ESTRUCTURA.

Así también, en la norma NTP – E031 indica que la fuerza cortante dinámica para diseño de la súper estructura en cada nivel de piso no deberá de ser menor a la fuerza cortante que resulta del análisis estático según la ecuación 6.14 debiéndose usar como un valor cortante **Vb** igual a la calculada por el análisis dinámico, caso contrario se aplicará

un factor de escala a cada nivel de piso. En la tabla 7.2 y 7.3 se muestra esta verificación para cada dirección de análisis.

Tabla 7.2: Verificación de la fuerza cortante para la súper – estructura.

DIRECCIÓN XX			
NIVEL DE PISO	CORTANTE DINAMICO (TON)	CORTANTE ESTÁTICO (TON)	COMPARACIÓN
Piso 5	98.1263	251.76	Amplificar
Piso 4	215.2364	448.22	Amplificar
Piso 3	317.1953	534.90	Amplificar
Piso 2	407.755	562.25	Amplificar
Piso 1	496.4023	566.17	Amplificar
DIRECCIÓN YY			
NIVEL DE PISO	CORTANTE DINAMICO (TON)	CORTANTE ESTÁTICO (TON)	COMPARACIÓN
Piso 5	90.891	236.94	Amplificar
Piso 4	202.7405	428.53	Amplificar
Piso 3	302.5424	517.02	Amplificar
Piso 2	392.837	546.80	Amplificar
Piso 1	481.6972	551.56	Amplificar

Como bien se puede observar en la tabla 7.2 que los valores de las fuerzas cortantes estáticas son mayores que las fuerzas cortantes dinámicas, ocasionando claramente una amplificación de cada una de las fuerzas por nivel de piso, por ende, es válido indicar que se tomará los valores de las fuerzas cortantes estáticas para el diseño de la súper estructura.

Cabe resaltar que, los valores máximos de fuerzas para el diseño de la súper estructura corresponden al análisis estructural para el límite superior debido a que en sus resultados presentaban las mayores fuerzas para el diseño estructural.

7.2. VERIFICACIÓN DE LOS DRIFT.

El control de los drifts o derivas se realizó con anterioridad en el capítulo 6 en donde se determinó la validación y control de estos. En la tabla 7.3 se vuelve a mostrar la verificación de estos valores para poder seguir con el diseño.

Tabla 7.3: Verificación de las derivas.

NIVEL	CASO DE CARGA	DIRECCIÓN	ALTURA (m)	DERIVA/DRIFT
Piso 5	SISMO DINA XX 031	X	3.5	0.0017
Piso 4	SISMO DINA XX 031	X	3.5	0.0024
Piso 3	SISMO DINA XX 031	X	3.5	0.0030
Piso 2	SISMO DINA XX 031	X	3.5	0.0034
Piso 1	SISMO DINA XX 031	X	3.5	0.0032
NIVEL	CASO DE CARGA	DIRECCIÓN	ALTURA (m)	DERIVA/DRIFT
Piso 5	SISMO DINA YY 031	Y	3.5	0.0014
Piso 4	SISMO DINA YY 031	Y	3.5	0.0021
Piso 3	SISMO DINA YY 031	Y	3.5	0.0028
Piso 2	SISMO DINA YY 031	Y	3.5	0.0033
Piso 1	SISMO DINA YY 031	Y	3.5	0.0030

7.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO.

Todos los elementos estructurales se diseñarán bajo las condiciones de una estructura no aislada, por lo ende, se utilizará para el diseño la norma NTP E – 060 “Concreto Armado”. En esta norma se constituyen cinco combinaciones de carga que involucran a la carga muerta (CM), la carga viva (CV) y la carga sísmica (CS) esta última carga no influenciará tanto en el diseño debido a que los aisladores se encargaran de absorber una gran cantidad de energía sísmica, razón por cual las vigas y columnas no experimentarían daños. Esto se refleja también al tomar un factor de reducción sísmica mucho menor en comparación a un edificio no aislado, siendo ese factor de reducción sísmica **$R_o = 2$** .

Tabla 7.4: Combinaciones de carga para el diseño.

RESISTENCIA REQUERIDA U
$U = 1.4 CM + 1.7 CV$
$U = 1.25 (CM + CV) + CS$
$U = 1.25 (CM + CV) - CS$
$U = 0.9 CM + CS$
$U = 0.9 CM - CS$

La norma NTP E – 060 también establece para el diseño factores de reducción de resistencia ϕ , de acuerdo al tipo de diseño. En la tabla 7.5 se muestran estos factores.

Tabla 7.5: Factores de reducción de resistencia ϕ .

TIPO DE DISEÑO	FACTORES DE REDUCCIÓN ϕ
Flexión	0.90
Tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Compresión y flexo compresión	
- Ref. Transversal con espirales	0.75
- Ref. Transversal con estribos	0.70
Aplastamiento del concreto	0.70
Concreto simple	0.60

Finalmente se toma para la resistencia a la compresión del concreto un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y una resistencia a la flexión del acero $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

7.3.1. DISEÑO DE LOSAS

Se realizó el diseño de las losas bidireccionales tanto macizas como aligeradas, según la norma peruana E-060, la cual nos indica que las losas serán diseñadas solo bajo cargas de gravedad para ello se utilizó la siguiente combinación de carga 1.4CM+1.7CV. Se utilizó como herramienta el programa SAFE 2016.

7.3.1.1 LOSA MACIZA

A continuación, se realizará el diseño de la losa maciza ubicada en el área de los servicios higiénico del segundo piso, se realizó el diseño de la losa tanto en flexión como en corte.

A. DISEÑO POR FLEXIÓN.

La cuantía mínima en losas macizas es 0.0018, nuestra losa estará reforzada en dos capas, tanto para el momento positivo como negativo, por lo tanto, la cuantía mínima para 1 sola capa será de 0.0009.

Tabla 7.6: Acero mínimo para una capa.

Cuantía	0.0009	
b	100	cm
h	25	cm
d	22	cm
As min	2.25	cm ² /m

Luego se procedió a realizar el cálculo de acero para momento positivo y negativo en ambas direcciones, a continuación, se muestran las tablas resumen con los resultados obtenidos.

Tabla 7.7: Diseño por flexión de losa maciza, dirección X.

EJE X	UND	EXTREMO IZQ	CENTRO	EXTREMO DER
M+	tonf-m	1.95	3.54	1.60
w		0.022	0.040	0.018
ρ		0.0011	0.0020	0.0009
As+ requerido	cm ² /m	2.38	4.37	1.95
Db	pulg	1/2	1/2	1/2
As+ colocado	cm ² /m	5.07	5.07	5.07
S	cm	0.25	0.25	0.25
As		1/2" @ 0.25 cm	1/2" @ 0.25 cm	1/2" @ 0.25 cm
M-	tonf-m	2.57		3.79
w		0.029		0.043
ρ		0.0014		0.0021
As- requerido	cm ² /m	3.15		4.68
Db	pulg	1/2		1/2
As- colocado	cm ² /m	5.07		5.07
S	cm	0.25		0.25
As		1/2" @ 0.25 cm		1/2" @ 0.25 cm

Tabla 7.8: Diseño por flexión de losa maciza, dirección Y.

EJE Y	UND	EXTREMO IZQ	CENTRO	EXTREMO DER
M+	tonf		3.34	1.38
w			0.037	0.015
ρ			0.0019	0.0008
As+ requerido			4.11	1.67
Db	pulg		1/2	1/2
As+ colocado	cm ² /m		4.22	4.22
S	cm		0.30	0.30
As			1/2" @ 0.30 cm	
M-		3.06		2.09
w		0.034		0.023
ρ		0.0017		0.0012
As- requerido		3.76		2.56
Db	pulg	1/2		1/2
As- colocado	cm ² /m	4.22		4.22
S	cm	0.30		0.30
As		1/2" @ 0.30 cm		1/2" @ 0.30 cm

Se colocaron los aceros tal como se muestran en las tablas anteriores, a continuación, se puede apreciar el detalle de la distribución de acero en la losa.

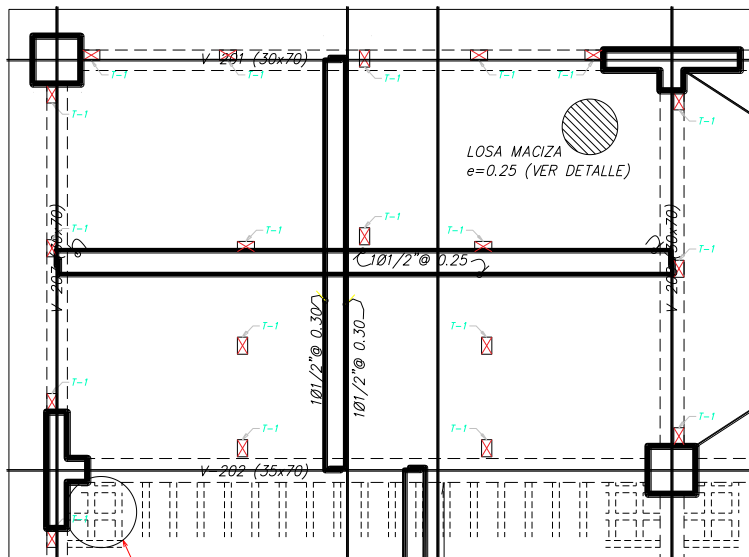


Figura 7.1: Plano de detalle de losa maciza bidireccional. (Fuente Propia).

B. DISEÑO POR CORTANTE.

Se realizó la verificación por corte.

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

V_u	7.67	tonf
ϕ	0.85	
$f'c$	210	kgf/cm ²
d	22	cm
b_w	100	cm

$$V_c = 18.59 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 15.80 \text{ tonf}$$

Se puede observar que el V_u es mucho menor que el valor de ϕV_c , por lo tanto el concreto logra absorber el cortante y no es necesario realizar un refuerzo por corte.

7.3.1.2 LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL.

Se procedió a realizar el diseño de la losa aligerada bidireccional, a continuación, se puede apreciar el diseño del paño más desfavorable, se realizó el diseño de la losa tanto en flexión como en corte.

A. DISEÑO POR FLEXIÓN.

La cuantía mínima en losas aligeradas es 0.0024, se calculó el acero mínimo por vigueta siendo este valor igual a:

$$A_{s_{min}} = 0.0024 * bw * d$$

$$A_{s_{min}} = 0.0024 * 10 * 27$$

$$A_{s_{min}} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{vigüeta}$$

Luego se procedió a realizar el cálculo de acero para momento positivo y negativo en ambas direcciones, a continuación, se muestran las tablas resumen con los resultados obtenidos.

Tabla 7.9: Diseño por flexión de losa aligerada bidireccional, dirección X.

EJE X	UND	EXTREMO IZQ	CENTRO	EXTREMO DER
M+	tonf-m	1.06	1.25	1.02
w		0.019	0.023	0.019
ρ		0.0010	0.0012	0.0009
As+ requerido	cm2/vigüeta	1.05	1.24	1.02
Db	pulg	1/2	1/2	1/2
As+ colocado	cm2/vigüeta	1.27	1.27	1.27
S	cm	1.00	1.00	1.00
As		1ϕ1/2"	1ϕ1/2"	1ϕ1/2"
M-	tonf-m	1.81	2.12	1.69
w		0.144	0.171	0.133
ρ		0.0072	0.0086	0.0066
As- requerido	cm2/vigüeta	1.94	2.31	1.79
		5/8	5/8 3/8	5/8
As- colocado	cm2/vigüeta	1.98	2.69	1.98
S	cm	1	1	1
As		1ϕ5/8"	1ϕ5/8"+1ϕ3/8"	1ϕ5/8"

Tabla 7.10: Diseño por flexión de losa aligerada bidireccional, dirección Y.

EJE Y	UND	EXTREMO IZQ	CENTRO	EXTREMO DER
M+	tonf-m	1.04	1.04	1.05
w		0.019	0.019	0.019
ρ		0.0010	0.0010	0.0010
As+ requerido	cm ² /vigueta	1.03	1.03	1.04
Db	pulg	1/2	1/2	1/2
As+ colocado	cm ² /vigueta	1.27	1.27	1.27
S	cm	1.00	1.00	1.00
As		1 ϕ 1/2"	1 ϕ 1/2"	1 ϕ 1/2"
M-	tonf-m	1.33		1.17
w		0.103		0.090
ρ		0.0051		0.0045
As- requerido	cm ² /vigueta	1.38		1.22
Db	pulg	5/8		5/8
As- colocado	cm ² /vigueta	1.98		1.98
S	cm	1.00		1.00
As		1 ϕ 5/8"		1 ϕ 5/8"

Se colocaron los aceros tal como se muestran en las tablas anteriores, a continuación, se puede apreciar el detalle de la distribución de acero en la losa.

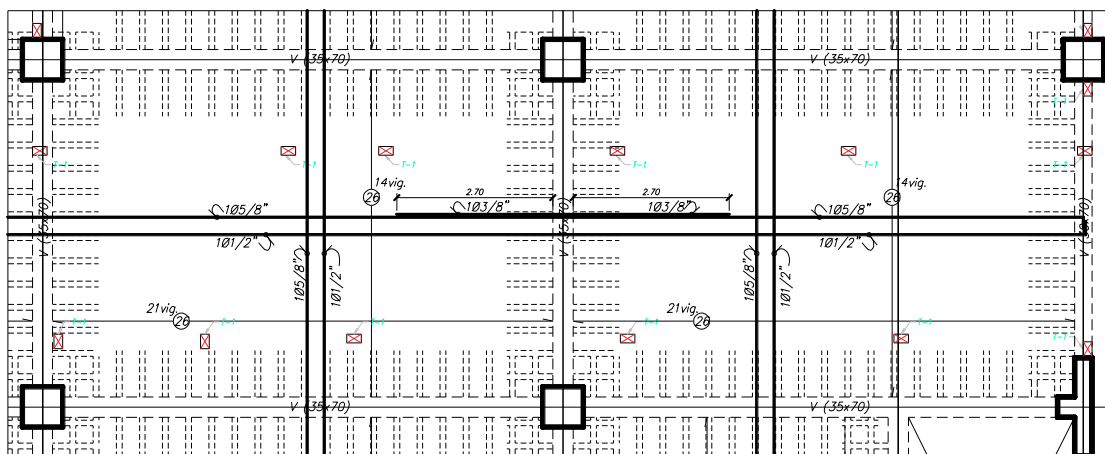


Figura 7.2: Plano de detalle de losa aligerada bidireccional. (Fuente Propia).

B. DISEÑO POR CORTANTE.

Se realizó la verificación por corte:

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

V_u	1.22	tonf
ϕ	0.85	
$f'c$	210	kgf/cm ²
d	27	cm
b_w	10	cm

$$V_c = 2.28 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 1.94 \text{ tonf}$$

Se puede observar que el V_u es menor que el valor de ϕV_c , lo cual indica que el concreto logra absorber el cortante y no es necesario realizar un refuerzo por corte.

7.3.2. DISEÑO DE VIGAS.

Las vigas se diseñarán considerando la combinación de carga más desfavorable, para ello se tomará la envolvente en cada dirección de análisis. A manera de ejemplo se diseñará la viga V – 204 entre el eje C y D la cual tiene como dimensiones un ancho de 30 cm y un peralte de 70 cm.

El análisis se hizo bajo la envolvente, considerando las combinaciones de carga mencionadas en la tabla 7.4.

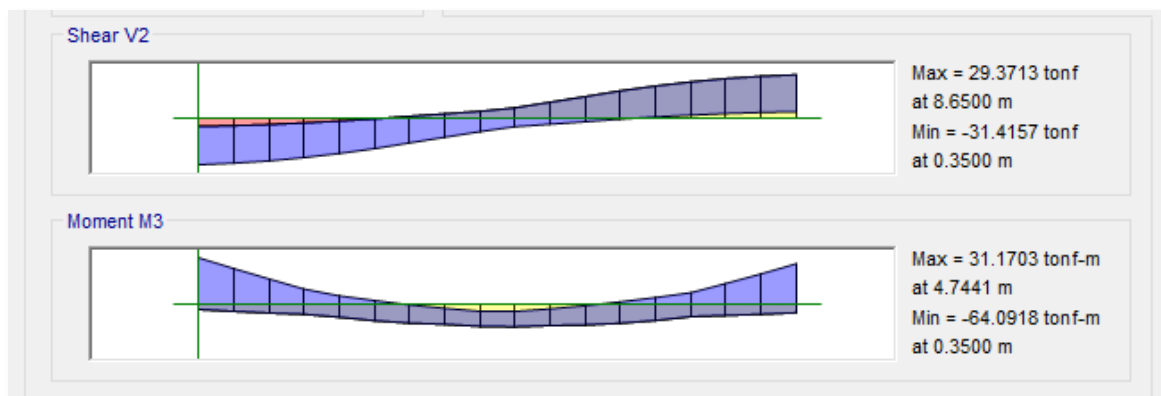


Figura 7.3: Diagrama de cortantes y momento flector máximos en la viga CSI ETABS 2016. (Fuente Propia).

A) DISEÑO POR FLEXIÓN

Tabla 7.11: Diseño por flexión en viga V - 204.

DESCRIPCIÓN	EXTREMO IZQUIERDO	MEDIO	EXTREMO DERECHO
Mu- (Tn - m)	64.09	9.98	55.69
Mu+ (Tn - m)	7.3	31.17	11.79
b (cm)	35	35	35
d (cm)	62	62	62
ρ min	0.0024	0.0024	0.0024
ρ	0.015	0.007	0.013
ρ max	0.016	0.016	0.016
As min (cm²)	5.24	5.24	5.24
As usar (cm²)	33.43	14.44	28.04
As max (cm²)	34.58	34.58	34.58
ϕ superior (var)	5 ϕ 3/4 + 2 ϕ 3/4	5 ϕ 3/4	5 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8
ϕ inferior (var)	4 ϕ 3/4	4 ϕ 3/4	4 ϕ 3/4

B) DISEÑO POR CORTE.

Tabla 7.12: Diseño por corte en viga V - 204.

DESCRIPCIÓN	EJE - C	MEDIO	EJE - D
As sup (cm²)	19.95		19.95
As inf (cm²)	11.40		11.40
Mn sup. (Ton -m)	40.86		40.86
Mn inf. (Ton -m)	24.79		24.79
1.25 Mn sup. (Ton -m)	51.08		51.08
1.25 Mn inf. (Ton -m)	30.99		30.99
ln (m)	8.30		8.30
1.25CM (Ton/m)	6.03		6.03
1.25CV (Ton/m)	3.00		3.00
Vui (Ton)	34.11		34.11
Vud (Ton)	34.11		34.11
Vu (Ton)		59.30	
Vc (Ton)		14.29	
Vs (Ton)		20.27	
Av (cm²)		1.42	
S max (cm)		16.31	
Lo (m)		1.40	
Estribaje	1@0.05, 10@0.10, 5@0.15, Resto @0.25 c/extremo		

C) CHEQUEO DE DEFLEXIONES.

El chequeo de deflexiones para la viga se hizo revisando la norma NTP E – 060 “Concreto Armado” en su tabla 9.1 “Peraltes mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones”, nos muestra los peraltes mínimos que debe tener una viga o losa.

$$e_{min} = \frac{l}{21} = \frac{8.30}{21} = 0.39m < 0.70m$$

Para este caso y los demás casos tenemos que el peralte de la viga es mayor que el peralte mínimo establecido por la norma. Por lo tanto, no es necesario el cálculo de la deflexión.

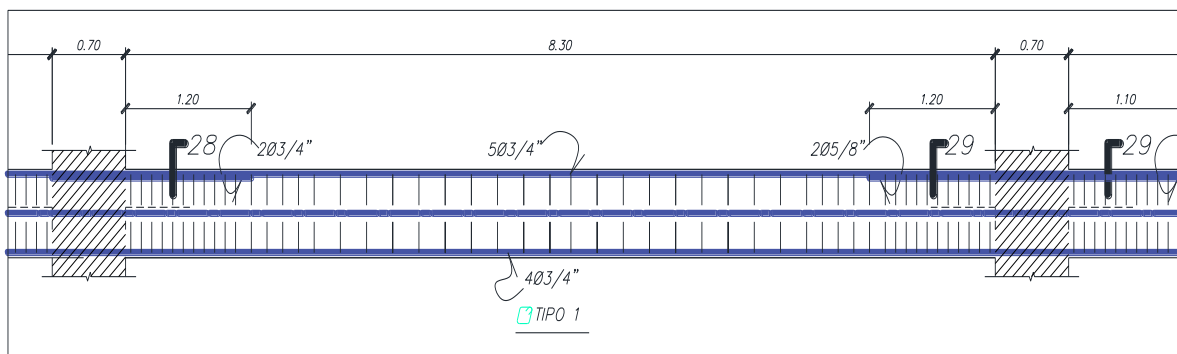


Figura 7.4: Esquema final del diseño de la viga V - 204 (Fuente Propia).

7.3.3. DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de columnas primero se realizó la verificación de estructura arriostrada, luego se procedió a realizar el diseño, en esta parte se desarrolló el diseño de la columna C22 ubicada en las intersecciones de los ejes 3 Y G.

7.3.3.1 VERIFICACIÓN DE ESTRUCTURA ARRIOSTRADA

$$Q = \frac{(\sum Pu) * \Delta_0}{V_{us} * h_e}$$

Tabla 7.13: Verificación de estructura arriostrada en la dirección X.

DIRECCIÓN XX							
NIVEL	COMBO	ΣPu	Δ_0	V_{us}	h_e	Q	OBS
Piso 5	1.4CM+1.7CV	1421.04	0.0046	282.80	3.5	0.007	Ok
Piso 4	1.4CM+1.7CV	3402.06	0.0063	466.65	3.5	0.013	Ok
Piso 3	1.4CM+1.7CV	5383.07	0.0081	546.01	3.5	0.023	Ok
Piso 2	1.4CM+1.7CV	7364.09	0.0091	570.30	3.5	0.034	Ok
Piso 1	1.4CM+1.7CV	9396.02	0.0084	573.60	3.5	0.039	Ok

Tabla 7.14: Verificación de estructura arriostrada en la dirección Y.

DIRECCIÓN YY							
NIVEL	COMBO	ΣPu	Δo	Vus	he	Q	OBS
Piso 5	1.4CM+1.7CV	1421.04	0.0036	270.24	3.5	0.005	Ok
Piso 4	1.4CM+1.7CV	3402.06	0.0054	449.70	3.5	0.012	Ok
Piso 3	1.4CM+1.7CV	5383.07	0.0073	529.33	3.5	0.021	Ok
Piso 2	1.4CM+1.7CV	7364.09	0.0085	554.66	3.5	0.032	Ok
Piso 1	1.4CM+1.7CV	9396.02	0.0078	558.33	3.5	0.037	Ok

7.3.3.2 VERIFICACIÓN POR ESBELTEZ

Es necesario realizar la verificación por esbeltez en las columnas, ya que de esta manera se verifica si los momentos de 2do orden serán necesarios a tomar en cuenta en el diseño.

$$\frac{k * lu}{r} \leq 34 - 12(M_1/M_2)$$

Tabla 7.15: Verificación por esbeltez en la dirección X.

	SISMO XX				
	1.4CM+1.7CV	1.25(CM+CV)+CSX	1.25(CM+CV) - CSX	0.9CM+CSX	0.9CM-CSX
k	1	1	1	1	1
lu	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
r	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
M₁	-21.60	-19.91	-16.07	-10.52	-6.68
M₂	82.28	92.55	45.19	57.84	10.49
kl_u/r	13.33	13.33	13.33	13.33	13.33
34 - 12(M₁/M₂)	37.15	36.58	38.27	36.18	40.00
OBS	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

Tabla 7.16: Verificación por esbeltez en la dirección Y.

	SISMO YY				
	1.4CM+1.7CV	1.25(CM+CV) +CSY	1.25(CM+CV) -CSY	0.9CM+CSY	0.9CM-CSY
k	1	1	1	1	1
lu	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
r	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
M₁	1.18	-15.55	17.47	-16.11	16.90
M₂	-6.18	57.49	-67.81	60.12	65.17
kl_u/r	13.33	13.33	13.33	13.33	13.33
34 - 12(M₁/M₂)	36.29	37.25	37.09	37.22	30.89
OBS	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

7.3.3.3 DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA.

Tabla 7.17: Cargas en la columna C22.

CARGA	P	M2	M3
Muerta	-145.156	-2.806	37.959
Viva	-41.041	-1.322	17.138
Sismo X	-24.653	-4.040	23.678
Sismo Y	-10.973	62.645	-1.575

Tabla 7.18: Combinaciones de diseño para sismo en la dirección X.

SISXX				
	COMBOS	P	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	272.99	-6.18	82.28
SISXX POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	257.40	-9.20	92.55
	1.25(CM+CV)-SISXX	208.09	-1.12	45.19
	0.9CM+SISXX	155.29	-6.57	57.84
	0.9CM-SISXX	105.99	1.51	10.49
SISXX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	257.40	9.20	-92.55
	1.25(CM+CV)-SISXX	208.09	1.12	-45.19
	0.9CM+SISXX	155.29	6.57	-57.84
	0.9CM-SISXX	105.99	-1.51	-10.49

Tabla 7.19: Combinaciones de diseño para sismo en la dirección Y.

SISYY				
	COMBOS	P	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	272.99	-6.18	82.28
SISYY POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	243.72	57.49	67.30
	1.25(CM+CV)-SISYY	221.77	-67.81	70.45
	0.9CM+SISYY	141.61	60.12	32.59
	0.9CM-SISYY	119.67	-65.17	35.74
SISYY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	243.72	-57.49	-67.30
	1.25(CM+CV)-SISYY	221.77	67.81	-70.45
	0.9CM+SISYY	141.61	-60.12	-32.59
	0.9CM-SISYY	119.67	65.17	-35.74

7.3.3.4 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.

Se propuso el siguiente refuerzo longitudinal, teniendo en cuenta la recomendación de cuantía mínima y las dimensiones de la columna, 16 ϕ 1”.

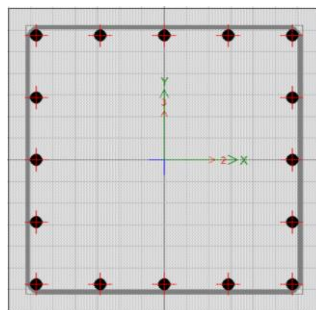


Figura 7.5: Sección transversal de la columna C22. (Fuente Propia).

A continuación, se pueden apreciar los pares ϕP_n , ϕM_n en cada dirección de análisis que determinan los diagramas de interacción.

Tabla 7.20: Pares ordenados del diagrama de interacción para M33.

PUNTOS	M33		M33	
	0°		180°	
	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n
1	626.13	0.00	626.13	0.00
2	626.13	31.61	626.13	-31.61
3	612.27	45.17	612.27	-45.17
4	553.34	57.63	553.34	-57.63
5	491.54	68.11	491.54	-68.11
6	423.76	77.28	423.76	-77.28
7	349.10	85.38	349.10	-85.38
8	265.28	93.04	265.28	-93.04
9	232.47	102.03	232.47	-102.03
10	191.81	111.93	191.81	-111.93
11	130.93	113.70	130.93	-113.70
12	47.33	98.35	47.33	-98.35
13	-54.52	75.10	-54.52	-75.10
14	-182.91	38.49	-182.91	-38.49
15	-309.60	0.00	-309.60	0.00

Tabla 7.21: Pares ordenados del diagrama de interacción para M22.

PUNTOS	M22		M22	
	90°		270°	
	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n
1	626.13	0.00	626.13	0.00
2	626.13	31.61	626.13	-31.61
3	612.27	45.17	612.27	-45.17
4	553.34	57.63	553.34	-57.63
5	491.54	68.11	491.54	-68.11
6	423.76	77.28	423.76	-77.28

7	349.10	85.38	349.10	-85.38
8	265.28	93.04	265.28	-93.04
9	232.47	102.03	232.47	-102.03
10	191.81	111.93	191.81	-111.93
11	130.93	113.70	130.93	-113.70
12	47.33	98.35	47.33	-98.35
13	-54.52	75.10	-54.52	-75.10
14	-182.91	38.49	-182.91	-38.49
15	-309.60	0.00	-309.60	0.00

A continuación, se puede apreciar los diagramas de interacción en cada dirección de análisis.

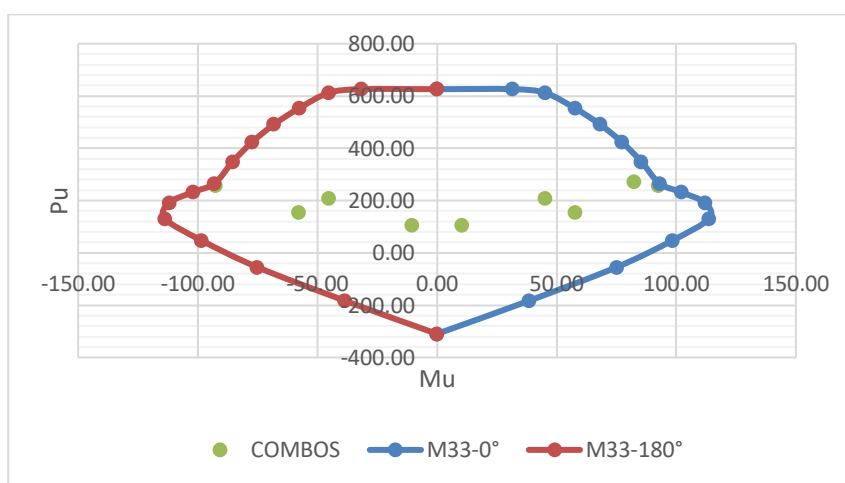


Figura 7.6: Diagrama de interacción de diseño para sismo XX – M33 en la columna. (Fuente Propia).

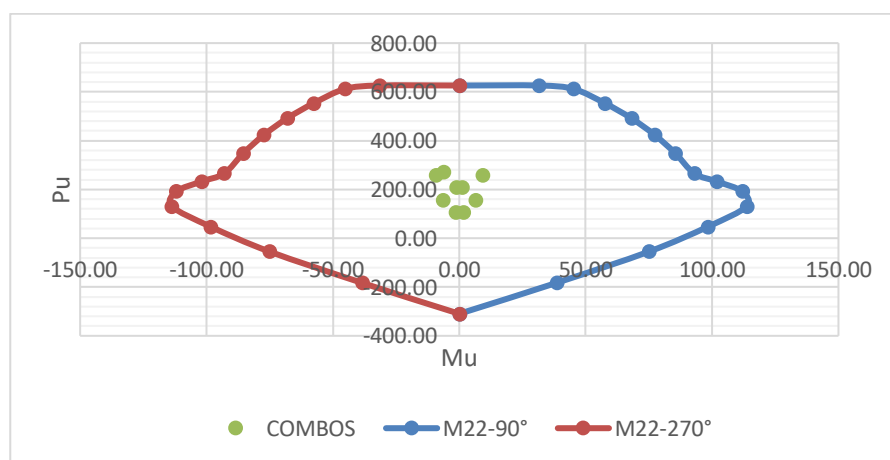


Figura 7.7: Diagrama de interacción de diseño para sismo XX – M22 en la columna. (Fuente Propia).

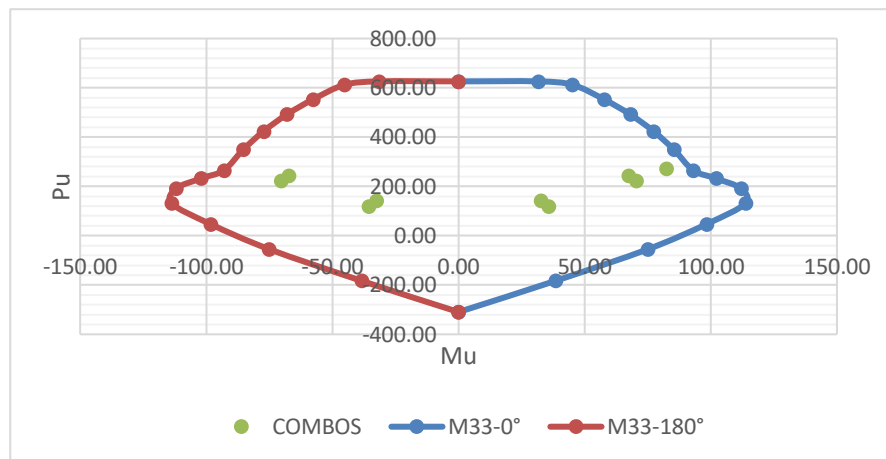


Figura 7.8: Diagrama de interacción de diseño para sismo YY – M33 en la columna. (Fuente Propia).

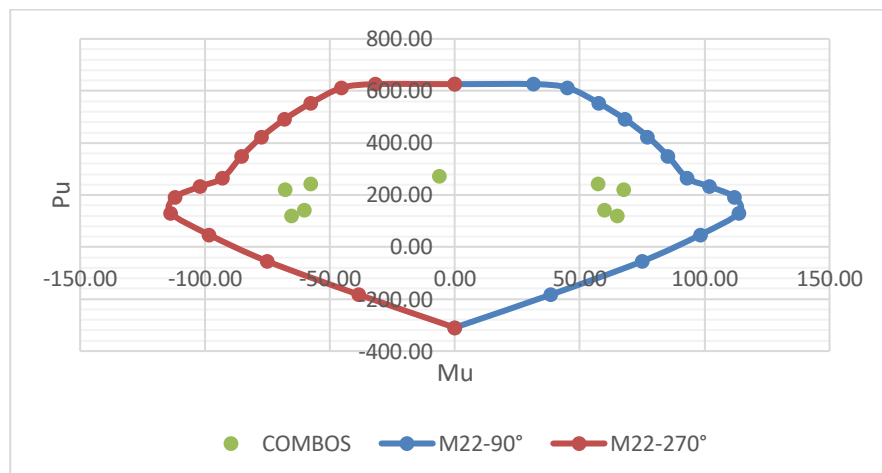


Figura 7.9: Diagrama de interacción de diseño para sismo YY – M22 en la columna (Fuente Propia).

7.3.3.5 VERIFICACIÓN POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAIXIAL.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$

Tabla 7.22: Verificación por flexocompresión biaxial.

DESCRIPCIÓN	XX	YY
$\phi P_n = P_u$	257.40	243.72
ϕP_{nx}	270.66	270.66
ϕP_{ny}	626.13	626.13
ϕP_{on}	239.97	239.97

$1/(1/\phi P_{nx}+1/\phi P_{ny}-1/\phi P_{on})$	889.27	889.27
VERIFICACIÓN	OK	OK

7.3.3.6 DISEÑO POR CORTE

Se tiene un $V_u = 37.17$ tonf. Se calculó el V_c mediante la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{P_u}{0.14A_g} \right) b_w \cdot d$$

$$V_c = 48.80 \text{ tonf}$$

$$\Phi V_c = 41.48 \text{ tonf}$$

Se debe cumplir que:

$$\Phi V_c \geq V_u$$

$$41.48 \text{ tonf} \geq 37.17 \text{ tonf}$$

Dado que el concreto absorbe el cortante, se colocará un acero por corte mínimo, siguiendo las recomendaciones obtenidas en la norma, teniendo así la siguiente disposición: Estribo de 3/8": 1@0.05, 5@0.10, 4@0.15 Rto. @0.20.

7.3.4. DISEÑO DE PLACAS.

El diseño de placas se hará por flexo compresión y por fuerza cortante. Se tomará la placa P – 1 típica a manera de ejemplo para el diseño, esta placa está ubicado en el eje 8 y el eje C, además, el dimensionamiento final para todas las placas fue de un espesor $e = 30$ cm.

A) DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

Se muestra las solicitaciones para la placa P – 1.

Tabla 7.23: Solicitaciones de carga para la placa P – 1.

CASO DE CARGA	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Dead	-146.3042	-0.3966	16.4619	31.0589	0.234
Live	-32.3516	-2.7709	7.7945	15.0328	-5.2997
Sismo xx	-0.0412	42.435	-0.0013	0.0012	146.0852
Sismo yy	-40.3236	-4.3623	10.9314	24.2261	-13.2779

Tabla 7.24: Combinaciones de carga para el diseño.

DIRECCIÓN	COMBOS	P Ton	M2 Ton-m	M3 Ton-m
	1.4CM+1.7CV	259.82	69.04	-8.68
SISXX	1.25*(CM+CV)+SISXX	223.36	57.62	139.75
	1.25*(CM+CV)-SISXX	223.28	57.61	-152.42
	0.9CM+SISXX	131.71	27.95	146.30
	0.9CM-SISXX	131.63	27.95	-145.87
SISYY	1.25*(CM+CV)+SISYY	263.64	81.84	-19.61
	1.25*(CM+CV)-SISYY	183.00	33.39	6.95
	0.9CM+SISYY	172.00	52.18	-13.07
	0.9CM-SISYY	91.35	3.73	13.49

A continuación, se ilustran los diagramas de iteración generados.

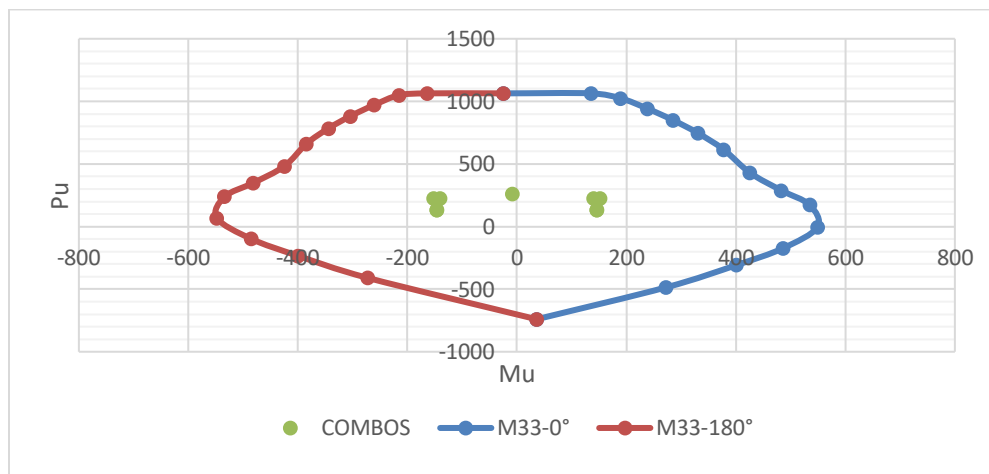


Figura 7.10: Diagrama de iteración de diseño para sismo XX – M33 en la placa (Fuente Propia).

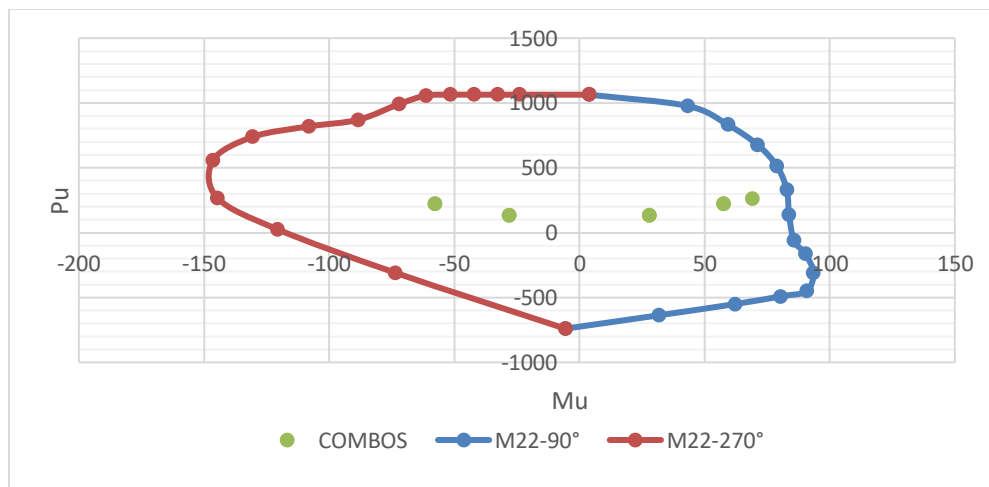


Figura 7.11: Diagrama de iteración de diseño para sismo XX – M22 en la placa (Fuente Propia).

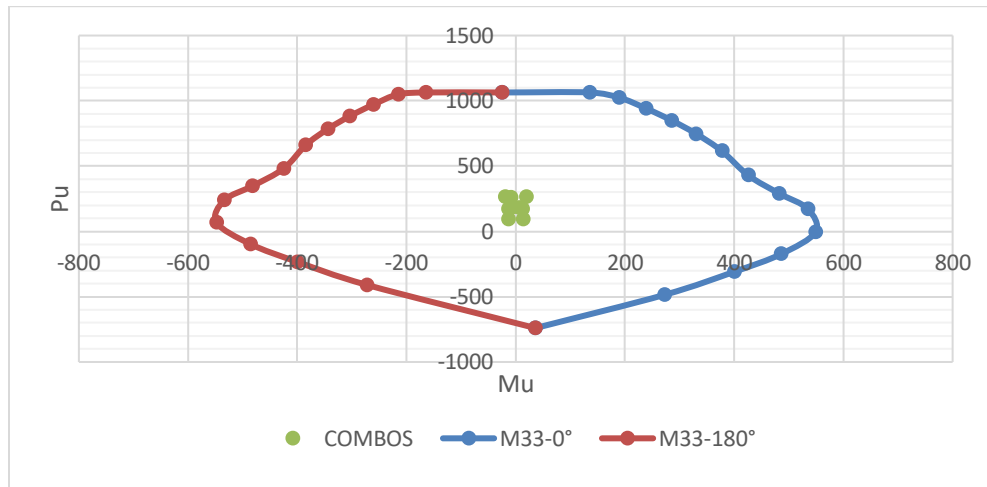


Figura 7.12: Diagrama de iteración de diseño para sismo YY – M33 en la placa (Fuente Propia).

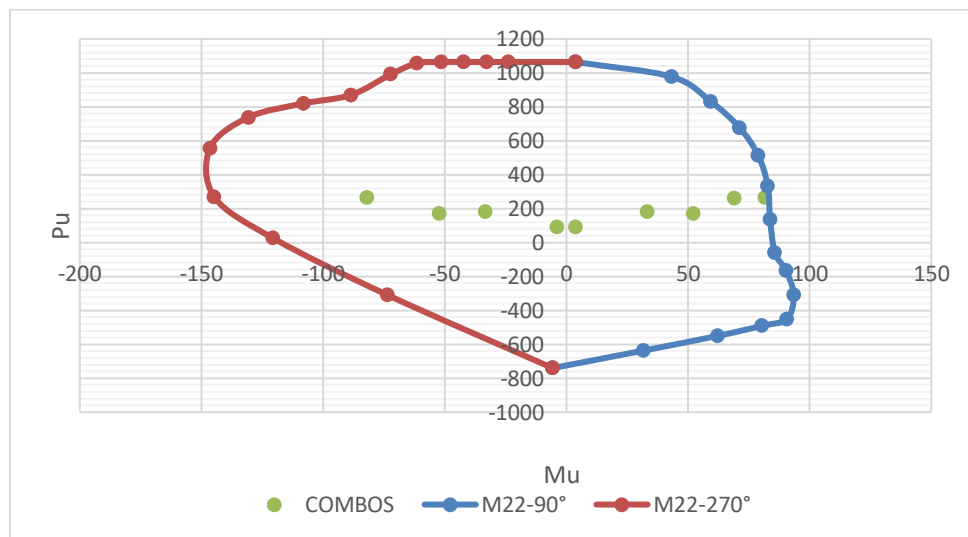


Figura 7.13: Diagrama de iteración de diseño para sismo YY – M22 en la placa (Fuente Propia).

Como se puede ver en los diagramas de iteración, las combinaciones de carga para el diseño están dentro. Por lo tanto, el refuerzo longitudinal en los núcleos de borde otorgado es suficiente para soportar estas cargas.

B) DISEÑO POR CORTANTE.

El diseño por cortante se hizo verificando si la resistencia otorgada por el concreto era suficiente para soportar el cortante ultimo de diseño proporcionada por el análisis, en consecuencia, el resultado fue de tener la necesidad de usar un refuerzo transversal a pesar de la sección de la placa. El cálculo del refuerzo en la placa es el siguiente:

Cortante último: $V_u = 108.26 \text{ Ton}$

Cortante del concreto: $V_c = 47.15 \text{ Ton}$

Cortante proporcionada por el refuerzo: $V_s = 80.21 \text{ Ton}$

Cálculo de la cuantía horizontal:

$$\rho = \frac{V_s * 1000}{f' y * t * l_n}$$

$$\rho = \frac{80.21 * 1000}{4200 * 30 * 200} = 0.0032$$

Con la cuantía calculada y un acero a colocar de 3/8 calculamos el espaciamiento máximo:

$$S_h = \frac{A_s h}{\rho * t}$$

$$S_h = \frac{2 * 0.71}{0.0032 * 30} = 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará $\phi 3/8'' @ 15 \text{ cm}$.

Cálculo de la cuantía vertical, el cálculo se hará respetando la cuantía mínima que indica la norma NTP E – 060. Por lo tanto, se calculará el espaciamiento máximo para un acero a colocar de 3/8.

$$S_v = \frac{A_s h}{\rho * t}$$

$$S_v = \frac{2 * 0.71}{0.0025 * 30} = 19 \text{ cm}$$

Finalmente se tiene una distribución para el refuerzo vertical de $\phi 3/8'' @ 15 \text{ cm}$.

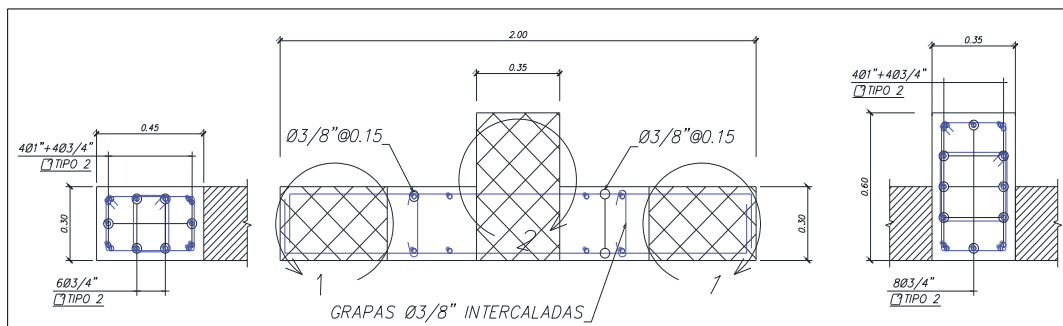


Figura 7.14: Sección típica del diseño de placa (Fuente Propia).

7.3.5. DISEÑO DE PLATEA RÍGIDA ASOCIADO AL SISTEMA DE AISLACIÓN.

7.3.5.1 DISEÑO DE LA LOSA ASOCIADA A LA PLATEA RÍGIDA.

El diseño de la platea rígida asociado al sistema de aislación está compuesto por un sistema de losas macizas de 0.30m de espesor y vigas peraltadas de sección de 0.40 x 0.80m, a continuación, se detallará el diseño de la losa maciza.

A) DISEÑO POR FLEXIÓN.

Se procedió a realizar el cálculo de acero para momento positivo y negativo en ambas direcciones, a continuación, se muestran las tablas resumen con los resultados obtenidos.

Tabla 7.25: Diseño por flexión de losa maciza nivel de base, dirección X.

EJE X	UND	EXTREMO IZQ	CENTRO	EXTREMO DER
M+	tonf-m	4.08	2.50	4.67
w		0.046	0.028	0.053
ρ		0.0023	0.0014	0.0026
As+ requerido	cm ² /m	5.05	3.06	5.80
Db	pulg	5/8	5/8	5/8
As+ colocado	cm ² /m	6.60	6.60	6.60
S	cm	0.30	0.30	0.30
As		5/8" @ 0.30 cm	5/8" @ 0.30 cm	5/8" @ 0.30 cm
M-	tonf-m	1.34	6.90	1.88
w		0.015	0.079	0.021
ρ		0.0007	0.0040	0.0010
As- requerido	cm ² /m	1.63	8.71	2.30
Db	pulg	3/8	3/8	5/8 3/8
As- colocado	cm ² /m	2.38	8.97	2.38
S	cm	0.3	0.3	0.3
As		3/8" @ 0.30 cm	5/8" @ 0.3 + 3/8" @ 0.3 inter	5/8" @ 0.30 cm

Tabla 7.26: Diseño por flexión de losa maciza nivel de base, dirección Y.

EJE Y	UND	EXTREMO IZQ	CENTRO	EXTREMO DER
M+	tonf	3.33	2.59	3.67
w		0.037	0.029	0.041

ρ		0.0019	0.0014	0.0021
As+ requerido		4.09	3.17	4.53
Db	pulg	1/2	1/2	1/2
As+colocado	cm2/m	5.07	5.07	5.07
S	cm	0.25	0.25	0.25
As		1/2" @0.25 cm	1/2" @0.25 cm	1/2" @0.25 cm
M-		1.78	3.98	1.09
w		0.020	0.045	0.012
ρ		0.0010	0.0022	0.0006
As- requerido		2.16	4.92	1.32
Db	pulg	3/8	3/8	3/8
As- colocado	cm2/m	2.85	5.70	2.85
S	cm	0.25	0.25	0.25
As		3/8" @0.25 cm	3/8" @0.25 + 3/8" @0.25 inter	3/8" @0.25 cm

Se colocaron los aceros tal como se muestran en las tablas anteriores, a continuación, se puede apreciar el detalle de la distribución de acero en la losa.

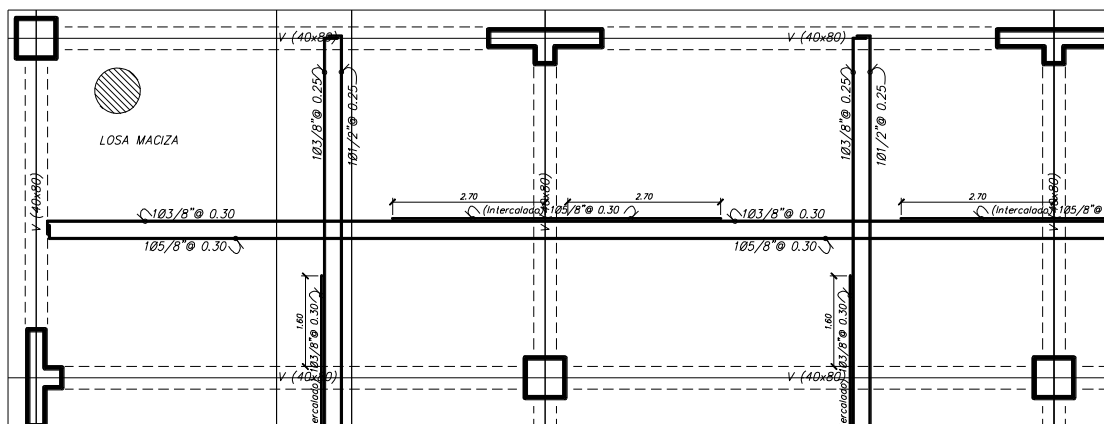


Figura 7.15: Plano de detalle de losa maciza bidireccional en el nivel de base. (Fuente Propia).

A. DISEÑO POR CORTANTE:

Se realizó la verificación por corte.

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

V_u	8.84	tonf
ϕ	0.85	
$f'c$	210	kgf/cm ²
d	27	cm

$$\frac{bw}{100} \text{ cm}$$

$$V_c = 22.81 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 19.39 \text{ tonf}$$

Se puede observar que el V_u es mucho menor que el valor de ϕV_c , por lo tanto el concreto logra absorber el cortante y no es necesario realizar un refuerzo por corte.

7.3.5.2. DISEÑO DE VIGA ASOCIADA A LA PLATEA RÍGIDA.

El diseño de la viga que soporta a la platea rígida se hará considerando las solicitaciones máximas que se generan. Por medio de una envolvente que compromete a las combinaciones de diseño se encontrará el caso más desfavorable para la viga.

La fuerza cortante de diseño se tomará sin el factor de reducción sísmica R , es decir que el factor “ R ” tendrá un valor igual a uno, esto debido a que tanto la viga y la losa de la platea rígida son consideradas parte de la sub – estructura.

A modo de ejemplo se selecciona la viga NB V – 07 entre los ejes 3 y 6, el cual presenta un ancho de 40 cm y un peralte de 80 cm.

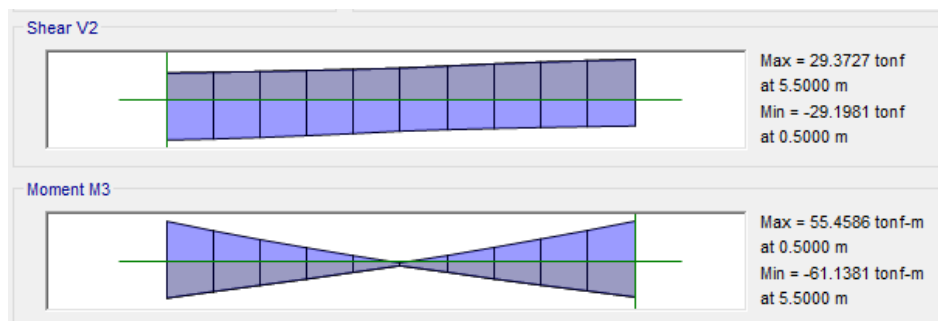


Figura 7.16: Diagrama de cortantes y momento flector máximos en viga de platea rígida CSI ETABS 2016. (Fuente Propia).

A) DISEÑO POR FLEXIÓN.

Tabla 7.27: Diseño por flexión en viga NB V - 07.

DESCRIPCIÓN	EXTREMO IZQUIERDO	MEDIO	EXTREMO DERECHO
M_u- (Tn - m)	60.71	1.99	61.14
M_u+ (Tn - m)	55.46	6.61	53.97
b (cm)	40	40	40
d (cm)	72	72	72
ρ min	0.0024	0.0024	0.0024

ρ	0.015	0.007	0.013
ρ max	0.016	0.016	0.016
As min (cm ²)	7.00	7.00	7.00
As usar (cm ²)	24.82	7.00	25.02
As max (cm ²)	45.90	45.90	45.90
ϕ superior (var)	6 ϕ 1"	6 ϕ 1"	6 ϕ 1"
ϕ inferior (var)	6 ϕ 1"	6 ϕ 1"	6 ϕ 1"

B) DISEÑO POR CORTE.

Tabla 7.28: Diseño por corte en viga NB V - 07.

DESCRIPCIÓN	EJE - 3	MEDIO	EJE - 6
As sup (cm ²)	30.60		30.60
As inf (cm ²)	30.60		30.60
Mn sup. (Ton -m)	72.87		72.87
Mn inf. (Ton -m)	72.87		72.87
1.25 Mn sup. (Ton -m)	91.10		91.10
1.25 Mn inf. (Ton -m)	91.10		91.10
ln (m)	6.67		6.67
1.25CM (Ton/m)	0.56		0.56
1.25CV (Ton/m)	4.56		4.56
Vui (Ton)	48.72		48.72
Vud (Ton)	48.72		48.72
Vu (Ton)		48.72	
Vc (Ton)		22.12	
Vs (Ton)		12.43	
Av (cm ²)		1.42	
S max (cm)		34.54	
Lo (m)		1.60	
Estribaje	1@0.05, 6@0.10, 5@0.15, Resto @0.25 c/extremo		

C) CHEQUEO DE DEFLEXIONES.

El chequeo de deflexiones para la viga se hizo revisando la norma NTP E – 060 “Concreto Armado” en su tabla 9.1 “Peraltes mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones”, nos muestra los peraltes mínimos que debe tener una viga o losa.

$$e_{min} = \frac{l}{21} = \frac{5.30}{21} = 0.25m < 0.80m$$

Para este caso y los demás casos tenemos que el peralte de la viga es mayor que el peralte mínimo establecido por la norma. Por lo tanto, no es necesario el cálculo de la deflexión.

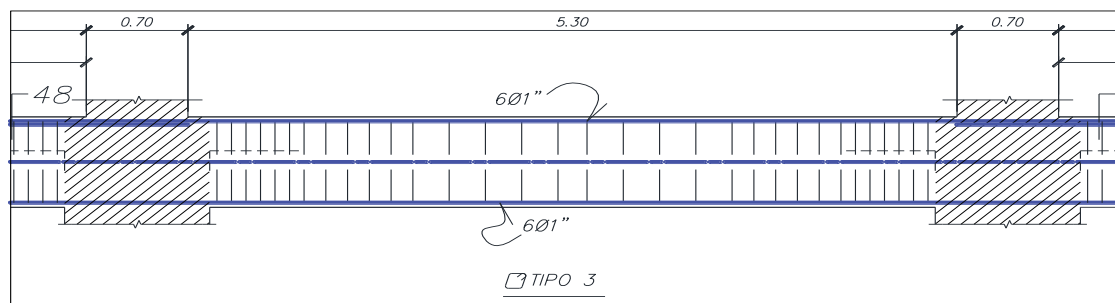


Figura 7.17: Esquema final del diseño de la viga NB V – 07 (Fuente Propia).

7.3.6. DISEÑO DEL CAPITEL Y PEDESTAL.

Para el diseño de estos elementos estructurales se consideró el caso más crítico de ambas estructuras. Sabiendo que el pedestal es la estructura que recibe la mayor sollicitación de fuerza transmitida por el aislador y además de que su comportamiento deberá estar en el rango elástico, se selecciona a esta para el diseño. Ahora por ser estructuras no tan esbeltas el diseño se hará como si fuese una columna corta sometida a flexo compresión debido a que transmiten el momento por el efecto P – delta.

Por lo tanto, a manera de ilustración se tomará un pedestal típico el cual será el ubicado en el eje E – 3 con dimensiones de 1.00 m x 1.00 m x 0.90 m.

A) DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION.

Se toma como partida de diseño una cuantía mínima del 1%.

Tabla 7.29: Solicitaciones de carga para el pedestal.

CASO DE CARGA	P	V2	V3	M2	M3
Muerta	-275.0857	-0.0088	-0.0018	0.0014	0.007
Viva	-102.3033	-0.0091	-0.0115	0.0091	0.0072
Sismo xx	0.4274	40.3361	12.041	9.5529	31.9982
Sismo yy	0.8433	13.0467	41.2597	32.7341	10.3478

Tabla 7.30: Combinaciones de carga para el diseño.

DIRECCIÓN	COMBOS	P	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	559.04	0.02	0.02
SIS XX	1.25*(CM+CV)+SISXX	471.31	9.57	32.02
	1.25*(CM+CV)-SISXX	472.16	-9.54	-31.98
	0.9CM+SISXX	247.15	9.55	32.00
	0.9CM-SISXX	248.00	-9.55	-31.99
SIS YY	1.25*(CM+CV)+SISYY	470.89	32.75	10.37
	1.25*(CM+CV)-SISYY	472.58	-32.72	-10.33
	0.9CM+SISYY	246.73	32.74	10.35
	0.9CM-SISYY	248.42	-32.73	-10.34

A continuación, se muestra los diagramas de iteración en cada dirección de análisis validando así el diseño del elemento estructural.

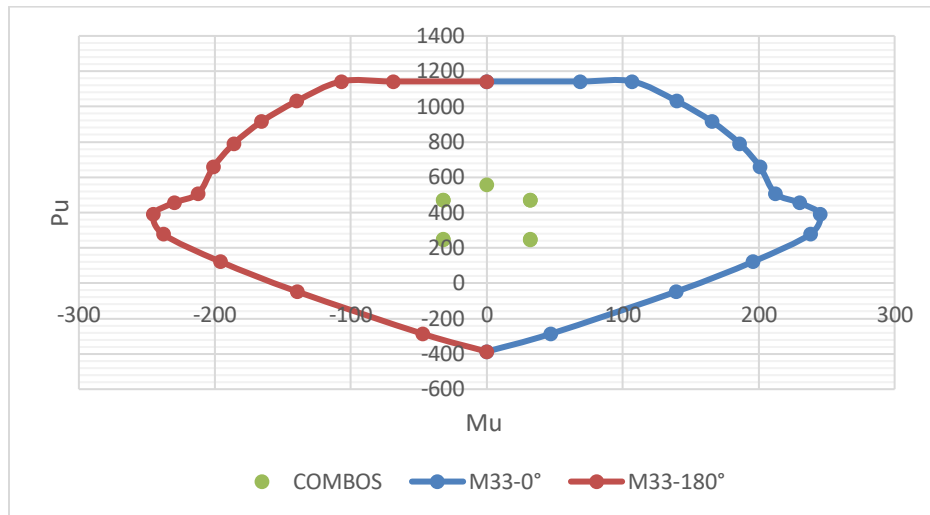


Figura 7.18: Diagrama de iteración de diseño para sismo XX – M33 en el pedestal (Fuente Propia).

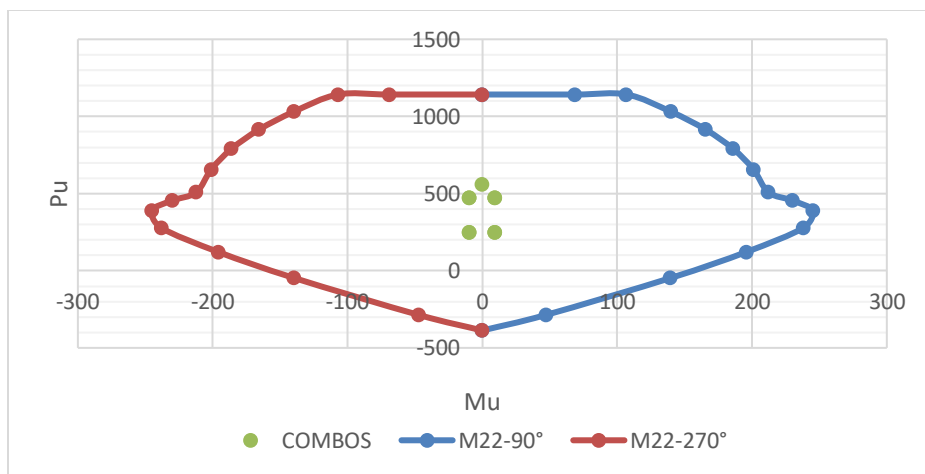


Figura 7.19: Diagrama de iteración de diseño para sismo XX – M22 en el pedestal (Fuente Propia).

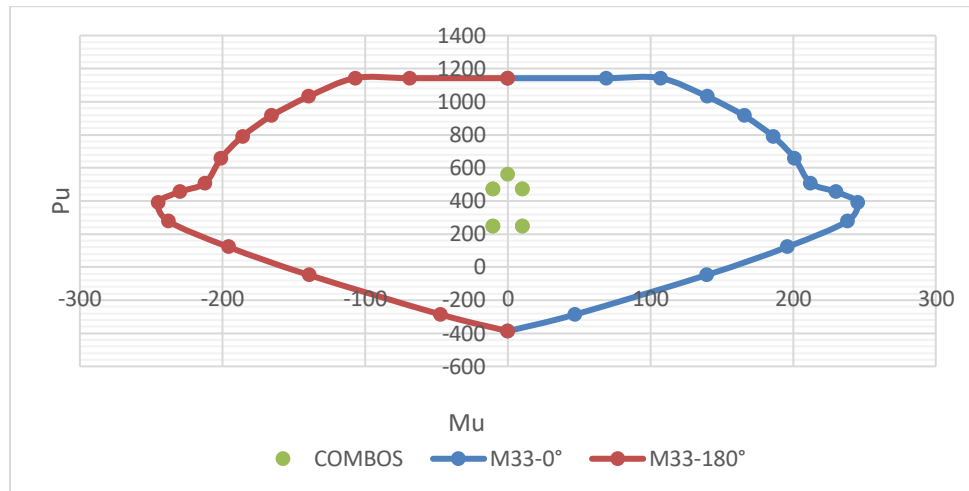


Figura 7.20: Diagrama de iteración de diseño para sismo YY – M33 en el pedestal (Fuente Propia).

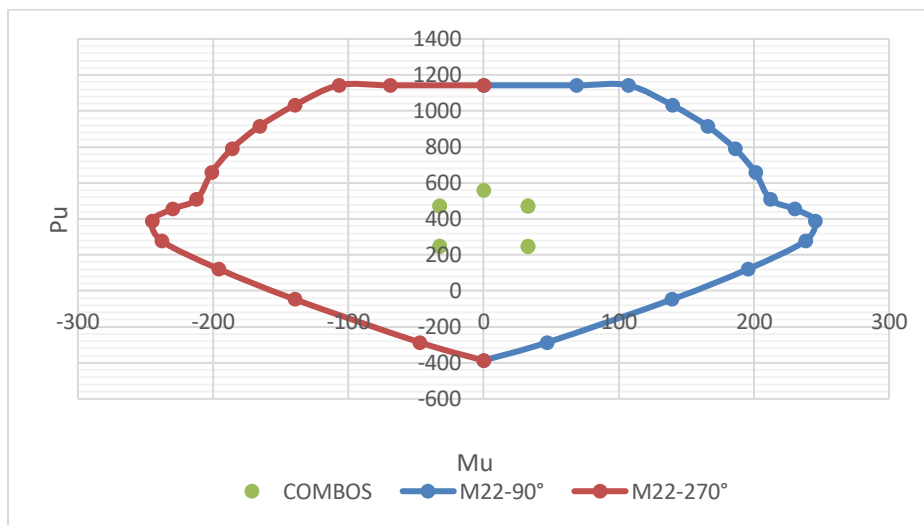


Figura 7.21: Diagrama de iteración de diseño para sismo YY – M22 en el pedestal (Fuente Propia).

Como se puede ver en los diagramas de iteración que cada punto geométrico de las combinaciones de carga está inmerso en dicho diagrama, por lo tanto, es correcto afirmar que para una cuantía de 1% de acero el diseño es adecuado.

B) DISEÑO POR CORTE.

El diseño de corte del pedestal se tomará como si fuese una placa, ya que es un elemento donde se espera la fluencia por flexión del refuerzo vertical, como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada (NTP E – 060).

Por lo tanto, los cálculos serían lo siguiente:

$$V_u = V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

$$V_u = 40.36 * \frac{212.23}{36.05} = 237.60 \text{ Ton}$$

En vista de que el capitel y pedestal están sometidos a una fuerza axial $P_u = 326.12 \text{ Ton}$, la resistencia del concreto se calculará considerando el acero colocado verticalmente $A_g = 6724 \text{ cm}^2$:

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

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{326.12}{140 * 6724} \right) * 90 * 84 = 78.18 \text{ Ton}$$

Finalmente se calculará el espaciamiento para un acero $\phi 3/4''$.

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

$$V_s = \frac{237.60}{0.85} - 78.18 = 201.35 \text{ Ton}$$

$$S = \frac{A_h * f'_y * d_w}{V_s}$$

$$S = \frac{2 * 2.85 * 4200 * 94}{201.35} = 11.18 \text{ cm}$$

Obteniéndose la distribución de acero para el diseño por cortante que resulta en acero de $\phi 3/4'' @ 10 \text{ cm}$.

7.3.7. DISEÑO DE CIMENTACIONES.

La cimentación está conformada por zapatas aisladas y una zapata combinada ubicada debajo del ascensor, esta soporta las columnas en las cuales se encuentra apoyado el ascensor. En la siguiente imagen se puede apreciar un esquema de la cimentación.

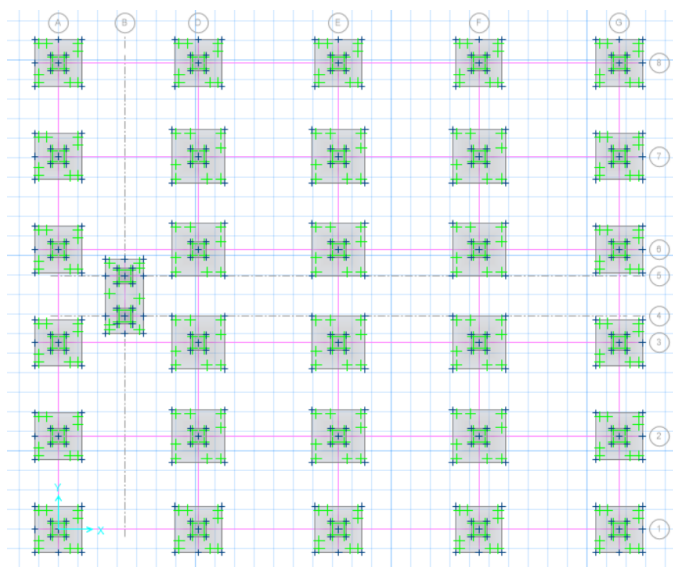


Figura 7.22: Distribución de la cimentación en SAFE 2016. (Fuente Propia).

Para realizar el diseño de la cimentación se utilizó como herramienta el programa SAFE 2016, a continuación, se realizará el diseño de la zapata ubicada en la intersección E3, ya que esta es la zapata que recibe mayor carga axial. Primero se procedió a realizar el predimensionamiento, la capacidad portante del suelo es 35 kgf/cm².

Tabla 7.31: Cargas que actúan sobre la zapata E3.

CARGA	P	Mx	My
	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
MUERTA	270.377	0.000	0.001
VIVA	101.157	0.000	0.000
SSXXCIM	0.807	1.328	4.526
SSYYCIM	0.558	4.488	1.481

$$\text{Área} = \frac{P}{\sigma}$$

$$\text{Área} = \frac{388.18}{35}$$

$$\text{Área} = 11.09 \text{ cm}^2$$

Se propone una zapata cuadrada de dimensiones 3.50*3.50*0.70.

Ahora procedemos a realizar la verificación de esfuerzos, en la siguiente tabla resumen se muestran los cálculos realizados.

Tabla 7.32: Verificación de esfuerzos en zapata E3.

VERIFICACIÓN			
COMBINACIONES DE SERVICIO	P	Mx	My
	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
Gravedad: (CM+CV+Pp)	390.95	0.00	0.00
Sísmico: CM + CV + SSXX	391.60	1.06	3.62
Sísmico: CM + CV + SSYY	391.40	3.59	1.19
$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M * y}{I}$			
Esfuerzo máx, mín en suelo			
σ MAX: (CM + CV+Pp)		33.82	Tonf/m2
SSXX	σ max x-x	34.04	Tonf/m2
	σ min x-x	33.71	Tonf/m2
	σ max y-y	34.43	Tonf/m2
	σ min y-y	33.32	Tonf/m2
SSYY	σ max x-x	34.41	Tonf/m2
	σ min x-x	33.31	Tonf/m2
	σ max y-y	34.04	Tonf/m2
	σ min y-y	33.68	Tonf/m2

En la tabla anterior se puede apreciar que ninguno de los esfuerzos supera el valor de la capacidad portante admisible, ni tampoco se presentan esfuerzos negativos. A continuación, se realizó el cálculo de las presiones actuantes considerando la carga sísmica.

Tabla 7.33: Envoltente de presiones en la dirección X.

DIRECCIÓN XX				
COMBINACIONES DE DISEÑO	P	M	$\sigma 1$	$\sigma 2$
	Tonf	Tonf-m	Tonf/m2	Tonf/m2
1.4CM+1.7CV	577.684	0.000	49.97	49.97
1.25*(CM+CV)+SISXX	489.501	1.328	42.55	42.14
1.25*(CM+CV)-SISXX	487.887	-1.328	42.00	42.41
0.9CM+SISXX	261.625	1.328	22.83	22.43
0.9CM-SISXX	260.011	-4.488	21.81	23.18
1.25*(CM+CV)+SISYY	489.252	4.488	43.01	41.64
1.25*(CM+CV)-SISYY	488.136	-4.488	41.54	42.91
0.9CM+SISYY	261.376	4.488	23.30	21.93
0.9CM-SISYY	260.260	-4.488	21.83	23.20

Tabla 7.34: Envoltente de presiones en la dirección Y.

DIRECCIÓN YY				
	P	M	$\sigma 1$	$\sigma 2$

COMBINACIONES DE DISEÑO	Tonf	Tonf-m	Tonf/m2	Tonf/m2
1.4CM+1.7CV	577.684	0.002	49.97	49.97
1.25*(CM+CV)+SISXX	489.501	4.528	43.04	41.65
1.25*(CM+CV)-SISXX	487.887	-4.524	41.51	42.90
0.9CM+SISXX	261.625	4.527	23.32	21.94
0.9CM-SISXX	260.011	-4.525	21.80	23.18
1.25*(CM+CV)+SISYY	489.252	1.483	42.55	42.10
1.25*(CM+CV)-SISYY	488.136	-1.479	42.00	42.45
0.9CM+SISYY	261.376	1.482	22.84	22.38
0.9CM-SISYY	260.260	-1.480	22.29	22.74

Para un diseño más conservador, se trabajará con el mayor esfuerzo y se uniformizará dicho esfuerzo. $\sigma_u = 49.97$ tonf/m².

A continuación, se realizará la verificación de corte por punzonamiento.

$$V_u = \sigma_u * (\text{Azapata} - \text{Apedestal}) = 449.75 \text{ tonf}$$

V_u deberá ser menor que el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53 * \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_c = 0.27 * \left[\frac{\alpha_s * d}{b_o} \right] * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

El menor valor de V_c de entre las expresiones anteriores es 563.42 tonf, V_u es menor que este valor por lo tanto el peralte inicial designado se mantiene.

Finalmente procederemos a realizar el diseño por flexión de la zapata.

Tabla 7.35: Diseño por flexión de la zapata aislada.

DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	VALOR
Momento Último	M_u	35.98
Ancho	d	60
Peralte	b	100
Cuantía	ρ	0.0027
Acero de Refuerzo	A_s	16.40
Acero Equivalente	ϕ_s	3/4
Espaciamiento Máximo	$S(\phi_s)$	0.174
Espaciamiento	S	0.15
Número de Barras	N_b	23

A continuación, se muestra un corte transversal con el detalle de acero de la zapata diseñada.

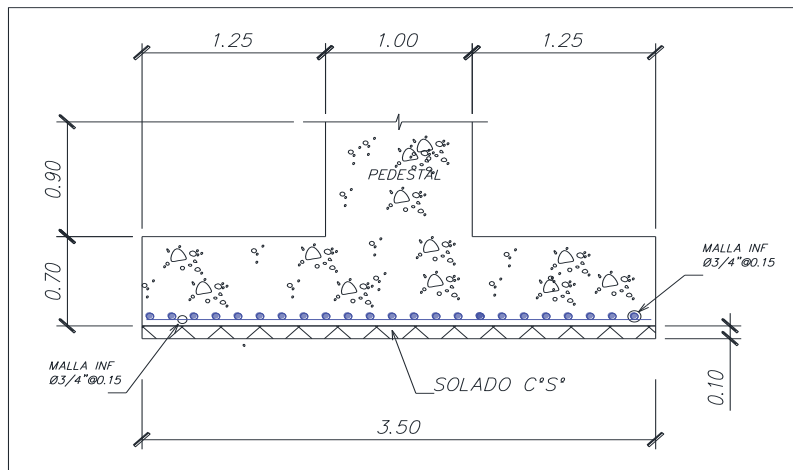


Figura 7.23: Corte transversal de zapata aislada. (Fuente Propia).

7.3.8. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN.

Los muros de contención ubicados por debajo de la interfaz de aislamiento estarán encargados de la protección y el aislamiento en contra de agentes externos que puedan afectar el desempeño de los aisladores. El diseño se hará tomando en cuenta el empuje del suelo, así como también la sobrecarga que actuará en el muro de contención:

Empuje activo del suelo:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

$$E_a = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * H$$

$$E_a = 0.33 * 1.78 * 2.83 = 2.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Empuje activo de la sobrecarga:

$$E_{s/c} = W_{s/c} * K_a * H$$

$$E_{s/c} = 0.4 * 2.83 * 0.33 = 0.37 \text{ Ton/m}$$

Empuje pasivo del suelo:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.30$$

$$E_a = K_p * \gamma_{suelo} * \frac{H^2}{2}$$

$$E_a = 0.30 * 1.78 * \frac{2.83^2}{2} = 2.67 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

A) PANTALLA DEL MURO DE CONTENCIÓN.

Por flexión: Del análisis de la pantalla se obtuvo un momento máximo de $M_u = 1.25 \text{ Ton-m}$, dando un $K_u = 22.14 \text{ Ton/m}^2$, que resulta en una cuantía de $\rho = 0.0005$, siendo esta menor a la cuantía mínima $\rho_{\min} = 0.0024$ por lo que se tomará para el cálculo del acero la cuantía mínima.

$$A_s = \rho * b * d = 0.0024 * 100 * 25 = 6.04 \text{ cm}^2$$

Finalmente resulta una distribución de acero vertical de $\phi 1/2'' @ 20\text{cm}$

Por Corte: Del análisis de la pantalla se obtuvo una cortante máxima de $V_u = 1.61 \text{ Ton}$ siendo menor a la cortante otorgada por el concreto $V_c = 13.06 \text{ Ton}$, por lo que se tomará para el cálculo del acero la cuantía mínima.

$$A_{sh_{exterior}} = \frac{2}{3} * \rho * b * d = \frac{2}{3} * 0.002 * 100 * 25 = 3.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_{interior}} = \frac{1}{3} * \rho * b * d = \frac{1}{3} * 0.002 * 100 * 25 = 1.67 \text{ cm}^2$$

La distribución del acero para la parte exterior del muro será $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$ y para la interior del muro será $\phi 3/8'' @ 40\text{cm}$.

Ahora, para la distribución de acero por temperatura se tomará una cuantía de $\rho = 0.0009$ debido a que el refuerzo vertical se hará en la parte exterior del muro es decir en una sola cara o capa.

$$A_{v_{temperatura}} = \rho * b * d = 0.0018 * 100 * 25 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Obteniéndose una distribución de acero vertical de $\phi 3/8'' @ 25\text{cm}$.

B) ZAPATA DEL MURO DE CONTENCIÓN.

Por Flexión: Del análisis se obtuvo un momento máximo de $M_u = 1.22 \text{ Ton-m}$ dando un $K_u = 3.77 \text{ Ton/m}^2$, que resulta en una cuantía de $\rho = 0.00009$ muy por debajo

de la cuantía mínima, por lo tanto, se empleará para el cálculo del acero la cuantía mínima $\rho_{\min} = 0.0024$.

$$A_s = \rho * b * d = 0.0024 * 100 * 60 = 14.49 \text{ cm}^2$$

Por lo que, la distribución de acero es quedaría determinado de la siguiente manera $\phi 1/2'' @ 20\text{cm}$.

Por Corte: Del análisis se obtuvo una cortante última máxima $V_u = 2.88 \text{ Ton}$ sin embargo la cortante del concreto ofrece un valor de $V_c = 38.17 \text{ Ton}$, lo cual es suficiente para resistir la cortante ultima. Entonces, se usará la cuantía mínima para el cálculo del acero $\rho_{\min} = 0.0018$.

$$A_s = \rho * b * d = 0.0018 * 100 * 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la distribución de acero queda definido de la siguiente manera $\phi 5/8'' @ 15\text{cm}$.

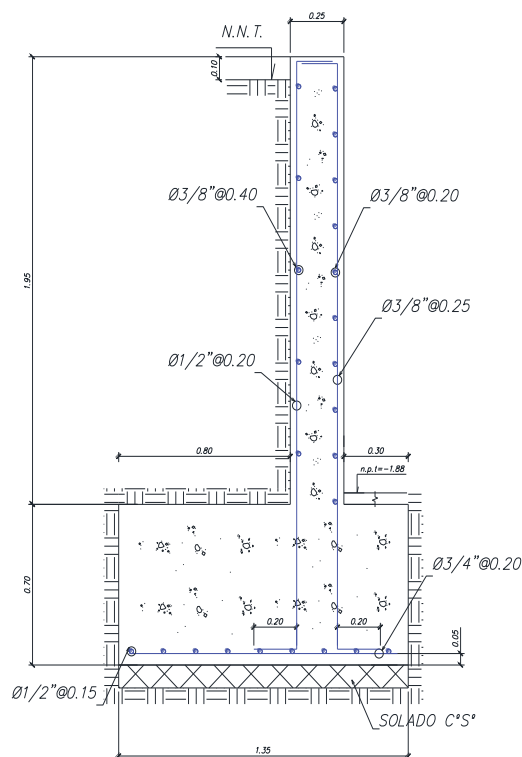


Figura 7.24: Sección típica del diseño de muro de contención MC (Fuente Propia).

7.4. ELEMENTOS ESTRUCTURALES INDISPENSABLES.

7.4.1. DISEÑO DE TABIQUERÍA.

La norma NTP E – 030 indica que los elementos no estructurales, sus anclajes, y sus conexiones deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección (F) asociado a su peso (Pe), cuya resultante podrá suponerse aplicada en el centro de masas del elemento, tal como se indica a continuación.

$$F = \frac{a_i}{g} * C_1 * P_e \quad (7.1)$$

Donde:

a_i : Es la aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural esta soportado.

C_1 : Coeficiente sísmico otorgada por la tabla 7.7.

g : Es la aceleración de la gravedad.

P_e : Peso de la tabiquería.

Tabla 7.36: Valores de la constante C_1 .

VALORES DE C_1	
Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3.0
Muros y tabiques dentro de una edificación.	2.0
Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3.0
Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1.5

Ahora, en ningún caso la fuerza sísmica horizontal calculada por la ecuación 7.1 deberá ser menor que $0.5 * Z * U * S * P_e$.

A) MÁXIMA LONGITUD DE MURO.

Se considerará la máxima aceleración horizontal de ambas direcciones de análisis $a = 2.13 \text{ m/s}^2$ con el fin de tomar el caso más crítico, también se toma como valor de $C_1 = 3$. Y para el cálculo del peso de la tabiquería se tomará como dato conocido el peso específico de la albañilería $\gamma_{albañilería} = 1.8 \text{ Ton/m}^2$ y el peso específico del tarrajeo $\gamma_{tarrajeo} = 2.3 \text{ Ton/m}^2$ con espesores de 14 cm y 2 cm respectivamente.

$$Pe = \left(1.80 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 0.14 + 2.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 0.02 \right) = 0.298 \text{ Ton}$$

Reemplazando en la ecuación de la fuerza 7.1 obtenemos:

$$F = \frac{2.13 \text{ m/s}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} * 3 * 0.289 \text{ Ton} = 0.188 \text{ Ton}$$

Siendo mayor a:

$$0.5 * 0.35 * 1.3 * 1.15 * 0.298 = 0.078 \text{ Ton Ok}$$

Luego con la fuerza calculada y multiplicada por un factor de 0.8 obtenemos un valor de carga para un metro cuadrado de muro. El paño de albañilería se supondrá que actúa como una losa simplemente apoyada en sus arriostres, sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas por área, según indica la norma NTP E – 070.

$$w = 0.8 * 0.188 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 0.1504 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

El momento flector distribuido por unidad de longitud, producido por la carga sísmica w , se calculará mediante la siguiente formula.

$$M_s = m * w * a^2 \quad (7.2)$$

Donde:

m : coeficiente de momento indicado en la tabla 7.8.

a : dimensión crítica del paño de albañilería indicado en la tabla 7.8.

Tabla 7.37: Valores del coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica “a”.

MUROS CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS								
b/a	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.5	2
m	0.1	0.1	0.087	0.097	0.106	0.112	0.128	0.132

Luego considerando que la tabiquería está arriostrada por sus tres bordes, tiene una altura máxima de $b = 3\text{m}$ y para un valor horizontal crítico de $a = 1.8\text{m}$, calculamos un esfuerzo admisible en tracción el cual no deberá ser mayor a 15 Ton/m^2 .

Por interpolación y de la tabla 7.8 obtenemos un valor de $b/a = 1.7$ que corresponde a un valor de $m = 0.1296$

$$M_s = 0.1296 * 0.1504 * 1.8^2 = 0.0632 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}$$

Calculamos el esfuerzo admisible con la ecuación 7.3.

$$f'_t = 6 \frac{M_s}{e^2} \quad (7.3)$$

De donde “e” es el espesor del muro, reemplazando en la ecuación:

$$f'_t = 6 * \left(\frac{0.0632}{0.16^2} \right) = 14.81 \frac{T}{m^2} < 15 \frac{T}{m^2} \text{ Ok}$$

Dado que el esfuerzo de tracción cumple con lo permitido, el valor máximo de longitud de muro será de 1.80 m.

DISEÑO DE LOS ARRIOSTRES.

Tabla 7.38: Diseño por flexión de la albañilería.

DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	FORMULA
Carga sísmica lineal en la albañilería	Wa	0.162	ton-m/m	$Wa = F * a/2$
Carga sísmica lineal en el arriostre	Wc	0.234	ton-m/m	$Wc = 0.65\gamma_{concreto} * e_{muro}$
Momento último de la albañilería	Mua	0.70713	Ton-m	$M_{ua} = W_{ua} * \left(h - \frac{a}{2} \right) * \left(\frac{a+h}{4} \right) + \frac{W_{ua} * a^2}{12}$
Momento último del arriostre	Muc	1.053	Ton-m	$M_{uc} = \frac{W_{uc} * h^2}{2}$
Momento Total	Mu	1.76013	Ton-m	$M_{ua} + M_{uc}$
Ancho	dw	25	cm	Conocido
Cuantía	ρ	4	var	Tablas
Area de acero	As	1.425	cm ²	$As = \rho * b * dw$
Area colocado	As	4 ϕ 3/8	var	Tablas

Tabla 7.39: Diseño por corte de la albañilería.

DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	FORMULA
Carga sísmica lineal en la albañilería	Wa	0.162	ton-m/m	$Wa = F * a/2$
Carga sísmica lineal en el arriostre	Wc	0.234	ton-m/m	$Wc = 0.65\gamma_{concreto} * e_{muro}$
Cortante última de la albañilería	Vua	0.4131	Ton	$V_{ua} = W_{ua} * \left(h - \frac{a}{2} \right) + W_{ua} * \left(\frac{a}{2} \right)$
Cortante última del arriostre	Vuc	0.702	Ton	$V_{uc} = W_{uc} * (h)$
Cortante total	Vu	1.11	Ton	$V_u = V_{uc} + V_{ua}$
Cortante del concreto	Vc	2.25	Ton	$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b * dw$
Acero colocado	As	1 ϕ 6mm	var	1@5cm,4@10cm,resto@25cm en cada extremo

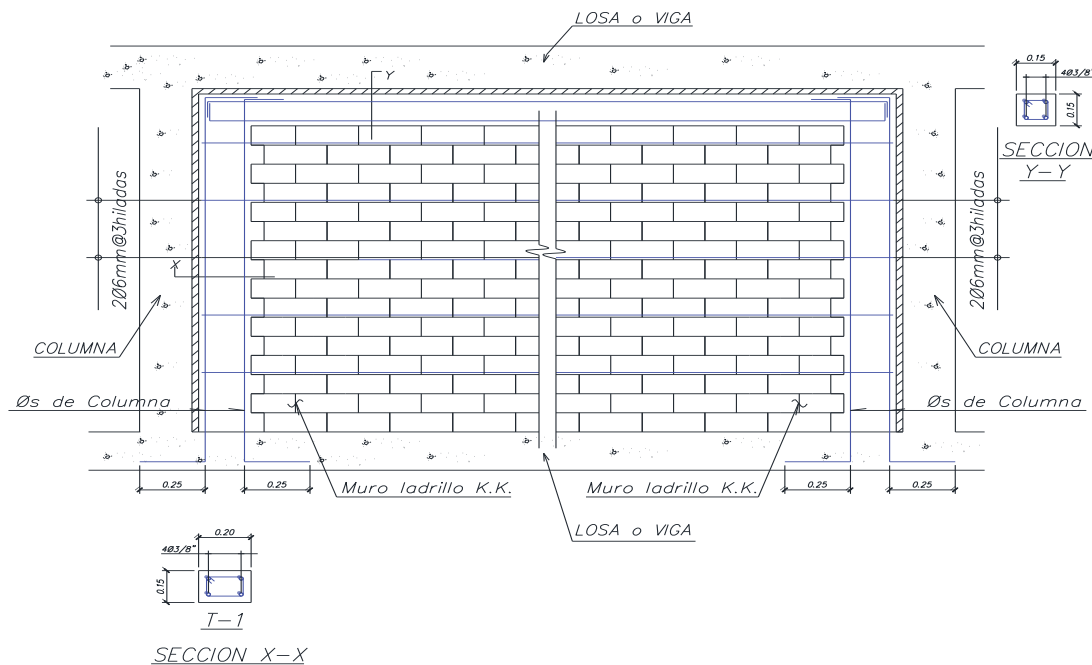


Figura 7.25: Detalle Típico de la configuración de muro de albañilería. (Fuente Propia).

7.4.2. DISEÑO DE LAS ESCALERAS.

A) PREDIMENSIONAMIENTO Y ANÁLISIS.

El dimensionamiento de las escaleras se realizó revisando la bibliografía de Carlos Antonio Fernández Chea en su libro Análisis y Diseño de Escaleras:

- Paso: 25 cm
- Contrapaso: 15 a 17.5 cm
- Ancho: 1.20 m

Es importante mencionar que el dimensionamiento también respeta el reglamento nacional de edificaciones. Para este caso en particular se tomará a manera de ejemplo las escaleras de emergencia para el cual solo se diseñará un tramo típico debido a que este se repite en los pisos superiores. El análisis se hará trabajando sobre la proyección de la escalera sin descomponer la carga, debido a que los resultados al trabajar sin proyectar la escalera son muy similares.

Tomando como carga muerta de la escalera $CM = 0.64 \text{ Ton/m}$ y como carga viva $CV = 0.48 \text{ Ton/m}$ tenemos:

$$Cu = 1.4(0.64) + 1.7(0.48) = 1.71 \text{ Ton/m}$$

De donde C_u es considerado como la carga última para el diseño para todo el tramo de la escalera. Con esta carga última se grafican los diagramas de fuerza cortante y de momento flector, en la figura siguiente se muestran estos diagramas como también los valores máximos de fuerza cortante y momento flector respectivamente.

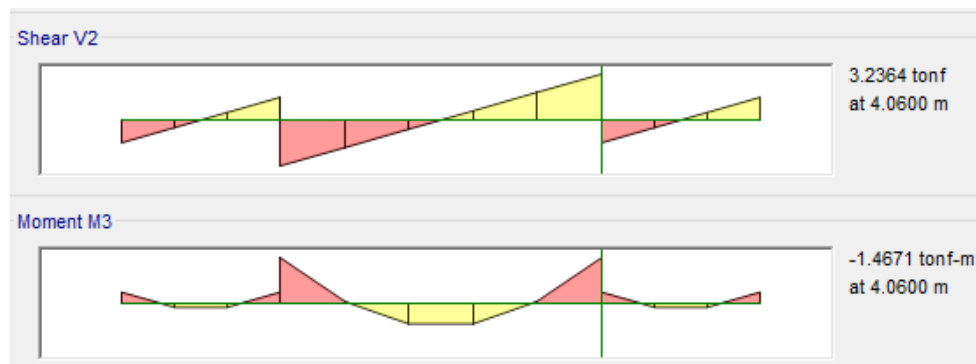


Figura 7.26: Diagrama de momentos y de fuerza cortante en la escalera (Fuente Propia).

Siendo estos valores para la fuerza cortante última de $V_u = 3.24$ Ton y para un momento flector máximo de $M_u = 1.47$ Ton-m.

B) DISEÑO.

Tabla 7.40: Diseño por flexión de la escalera.

MOMENTO MU (TON)	dw (cm)	CUANTÍA ρ	CUANTÍA MIN ρ	ACERO REQUERIDO (cm ²)	ACERO COLOCADO (pulg)	ESPACIAMIENTO S
1.47	17.5	0.0016	0.0018	3.15	$\phi 3/8$	@ 20cm

Para el diseño por cortante bastara con verificar la resistencia del concreto V_c .

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

$$V_c = .85 * 0.53 \sqrt{210} * 120 * 14.5 = 11.4 \text{ Ton}$$

Resultando una cortante mayor que la cortante de análisis. Por consiguiente, se puede decir que el espesor de la escalera fue dimensionado correctamente.

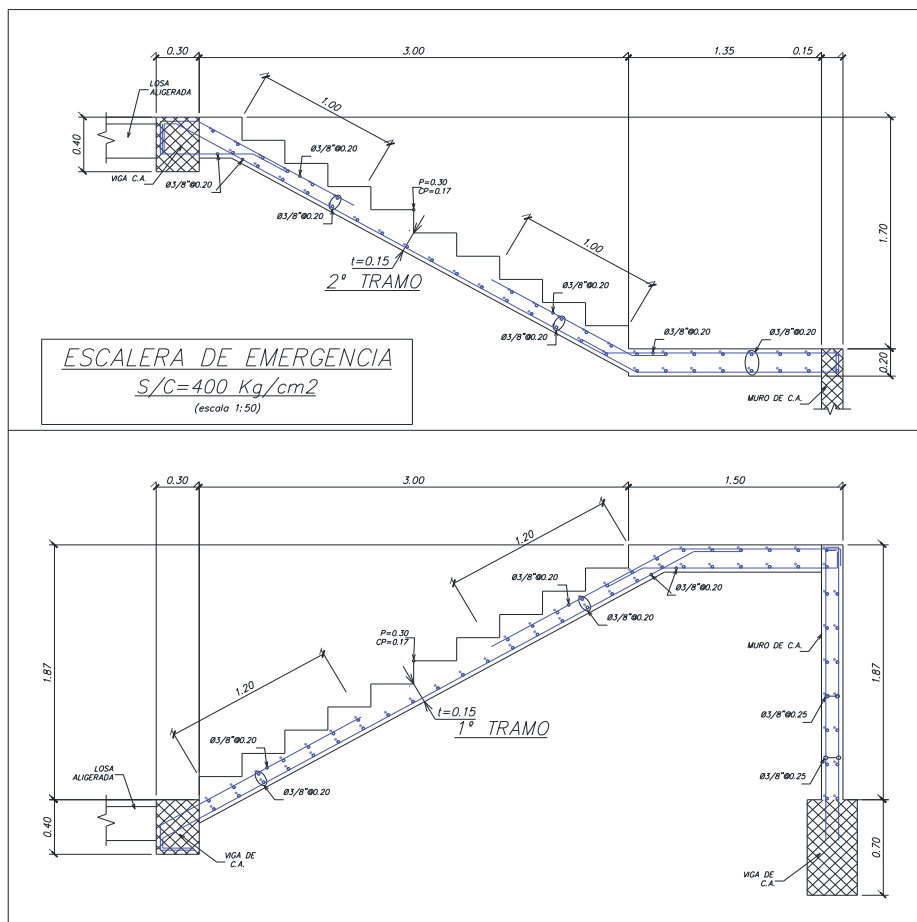


Figura 7.27: Distribución de acero para las escaleras de emergencia. (Fuente Propia).

7.4.3. DISEÑO DE LA CISTERNA.

Para el análisis y diseño de la cisterna fue necesario consultar a la norma NTP IS – 0.10 para el dimensionamiento, el cual depende del uso de la edificación, en este caso oficinas, proporcionando una dotación equivalente de 6 L/d, adicionalmente se considerará un almacenamiento de agua contra incendio de 10 m³.

A) DIMENSIONAMIENTO.

Dotación:

$$5 \text{ pisos} * 30 \text{ m} * 36 \text{ m} * 6 \frac{\text{L}}{\text{d}} = 32.4 \text{ m}^3$$

Volumen de la Cisterna:

$$\frac{3}{4} * (32.4 \text{ m}^3) + 10 \text{ m}^3 = 34.3 \text{ m}^3$$

Se toma una altura útil de 1.5 m.

$$34.3 = Area * 1.5$$

$$Area = 22.86 m^2$$

Por lo tanto, se tomará un largo de 5m por un ancho de 5m dando un área de 25m² superando el área mínima anteriormente calculada.

B) DISEÑO

El diseño de la cisterna se hará considerando las cargas de empuje del terreno, las cargas de empuje del agua y tomar la combinación más desfavorable para los muros de la cisterna. Del mismo modo se hará con las losas de la cisterna tanto superior e inferiormente con la salvedad de que se considerará para la losa superior la sobre carga correspondiente según la norma NTP E – 020, que en este caso sería 500 Kg/m², y para la losa inferior se tomará como carga distribuida el peso del agua.

También se considerará el peso propio del concreto y el peso propio de los acabados.

Losa Superior

$$\text{Carga muerta para 1m/losa: } 0.20 * 1 * 2.4 = 0.48 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Carga muerta de acabados para 1m/losa: } 0.100 * 1 = 0.1 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Carga muerta total: } 0.48 + 0.1 = 0.58 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Carga viva: } 0.5 \text{ Ton/m}$$

Luego para la combinación de 1.4 CM + 1.7 CV calculamos el momento flector y la fuerza cortante en la losa.

$$\text{Carga última U: } U = 1.4 * 0.58 + 1.7 * 0.5 = 1.256 \text{ Ton/m}$$

$$M^- = \frac{1.256 * 5^2}{12} = 2.62 \text{ Ton.m}$$

$$M^+ = \frac{1.256 * 5^2}{24} = 1.31 \text{ Ton.m}$$

Para el diseño se considerará el máximo momento flector además de que el refuerzo será en dos capas.

Tabla 7.41: Diseño por flexión de la losa superior de la cisterna.

MOMENTO MU (TON)	dw (cm)	CUANTÍA ρ	CUANTÍA MIN ρ	ACERO REQUERIDO (cm ²)	ACERO COLOCADO (pulg)	ESPACIAMIENTO S
2.62	17.5	0.0023	0.0018	4.08	$\phi 3/8$	@ 25cm dos capas

Losa Inferior:

Carga muerta para 1m/losa: $0.25 * 1 * 2.4 = 0.60 \text{ Ton/m}$

Carga muerta de acabados para 1m/losa: $0.100 * 1 = 0.1 \text{ Ton/m}$

Carga muerta total: $0.60 + 0.1 = 0.70 \text{ Ton/m}$

Carga viva: 1.5 Ton/m

Luego para la combinación de 1.4 CM + 1.7 CV calculamos el momento flector y la fuerza cortante en la losa.

Cálculo del momento flector:

Carga última U: $U = 1.4 * 0.70 + 1.7 * 1.5 = 3.53 \text{ Ton/m}$

$$M^- = \frac{3.53 * 5^2}{12} = 7.35 \text{ Ton.m}$$

$$M^+ = \frac{3.53 * 5^2}{24} = 3.68 \text{ Ton.m}$$

Para el diseño se considera el máximo momento flector además de que el refuerzo será en dos capas.

Tabla 7.42: Diseño por flexión de la losa inferior de la cisterna.

MOMENTO MU (TON)	dw (cm)	CUANTÍA ρ	CUANTÍA MIN ρ	ACERO REQUERIDO (cm ²)	ACERO COLOCADO (pulg)	ESPACIAMIENTO S
7.35	22.5	0.004	0.0018	9.08	$\phi 1/2$	@ 25cm dos capas

Muros de Cisterna

Empuje del suelo para 1m/muro: $\frac{1}{3} * 3.15 * 1.8 = 1.89 \text{ Ton/m}$

Empuje de la sobre carga para 1m/muro: $\frac{1}{3} * 0.25 = 0.083 \text{ Ton/m}$

Carga muerta total: $1.89 + 0.083 = 1.973 \text{ Ton/m}$

El momento flector se calculará con la siguiente función:

$$M(x) = \frac{0.083x^3}{30} + \frac{1.89x^2}{2} - 4.86x$$

Para un $x = 2.54$ tendremos el momento máximo.

$$M = 4.86 * 2.54 - \frac{0.083 * 2.54^3}{30} - \frac{1.89 * 2.54^2}{2}$$

$$M = 6.20 \text{ Ton.m}$$

Con este momento se diseña los muros de la cisterna.

Tabla 7.43: Diseño por flexión del muro de cisterna.

MOMENTO MU (TON)	dw (cm)	CUANTÍA ρ	CUANTÍA MIN ρ	ACERO REQUERIDO (cm ²)	ACERO COLOCADO
6.20	17.5	0.0057	0.0024	10.06	$\phi 1/2$ Dos capas

Diseño por corte.

Calculamos la resistencia al corte producido por el concreto.

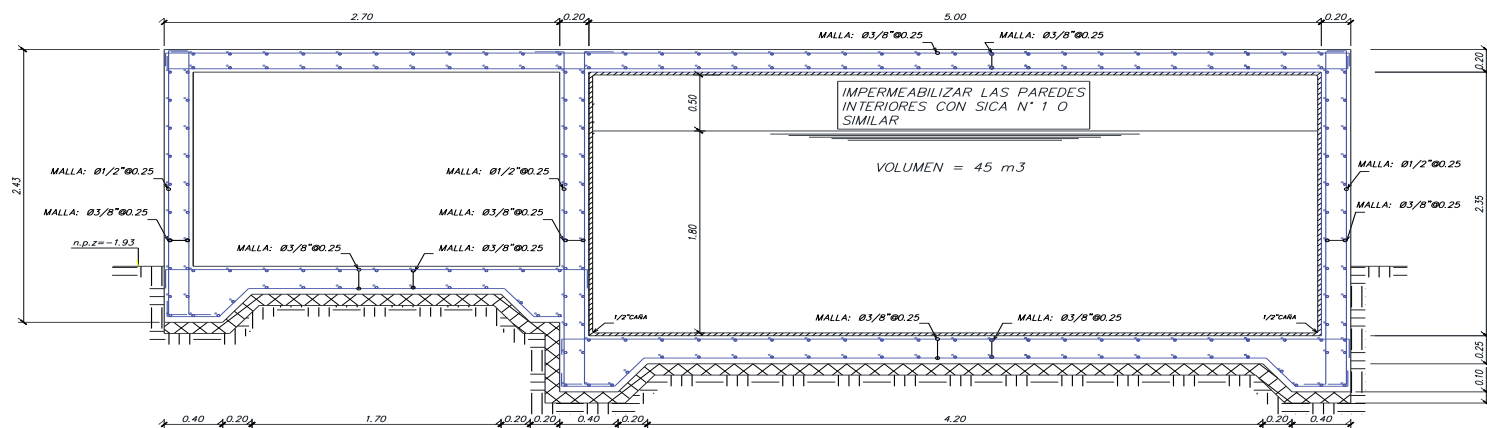
$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17.5$$

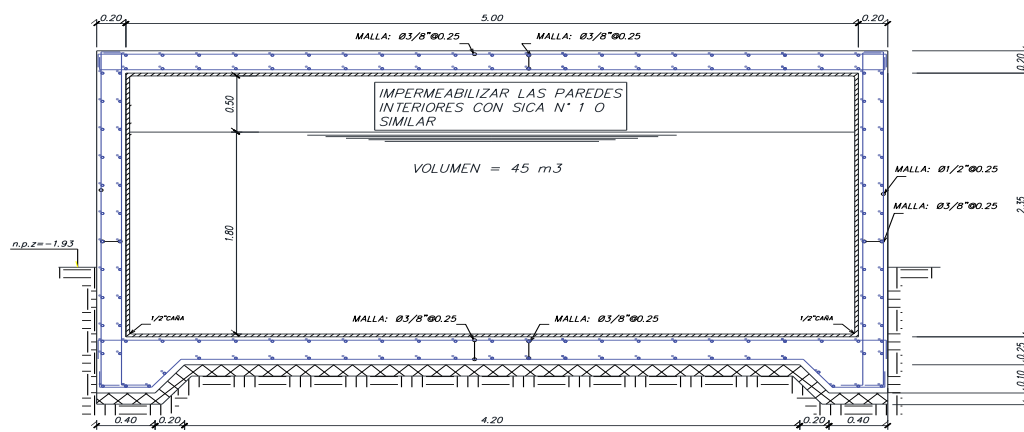
$$V_c = 11.42 \text{ Ton} > V_u = 4.86 \text{ Ton} \text{ Ok}$$

Como se puede ver la cortante del concreto es suficiente para resistir la cortante ultima, sin embargo, la norma NTP E – 060 indica que se debe el refuerzo mínimo con la cuantía mínima, teniendo así la siguiente distribución.

Colocamos: $\phi 3/8 @ 25\text{cm}$ en dos capas.



CORTE A-A
(escala 1:50)



CORTE B-B
(escala 1:50)

Figura 7.28: Sección transversal de cisterna (Fuente Propia).

CONCLUSIONES

1. De acuerdo al comportamiento y funcionamiento que nos ofrece el aislador Triple Péndulo de Fricción se logró aislar con éxito un edificio de 5 niveles designado al ámbito comercial, alcanzando resultados óptimos en el performance del edificio, como se puede reflejar en los indicadores clave para distinguir dicho desempeño. Así como: el periodo, la fuerza horizontal, el desplazamiento y las aceleraciones, además de una comprobación satisfactoria mediante un análisis Tiempo – historia.
2. El desarrollo del análisis estático y dinámico para ambas configuraciones del edificio, los cuales fueron, el edificio empleando aisladores Triple Péndulo de Fricción y el mismo edificio simplemente empotrado, ayudó a mostrar con claridad como en esencia se puede llevar a la edificación a tener periodos de alrededor de 2.70s en promedio frente a un sismo máximo considerado, caracterizando así a la edificación con protección sísmica.
3. Respecto a los desplazamientos en cada nivel de piso se destaca como se ve reducido significativamente este parámetro, resultando como desplazamiento máximo en el último nivel un valor de 3 cm con aisladores Triple Péndulo Fricción, frente a un desplazamiento máximo de 9 cm sin los aisladores, ambos con respecto al primer nivel de piso. Lo anterior representa una reducción del 67% en el desplazamiento con aisladores TPF.
4. Las masas participativas del edificio con aisladores TPF se vieron afectadas favorablemente ya que la cantidad de masa que determina un modo de vibración no se ve afectada por los otros modos, esto permite que la identificación y definición del tipo de movimiento, ya sea traslacional o torsional, del edificio predominen independientemente de sus otros dos modos. Esto quiere decir, la masa participativa en el primer modo representa el 77% para el eje “y”, en el segundo modo representa el 83% para el eje “x” y finalmente en el tercer modo representa un 93% para el eje “z”, esto significa que para cada eje el movimiento

es traslacional o torsional predominantemente con respecto a sus otros dos ejes, teniendo así un comportamiento deseado para el edificio.

5. La aceleración en el edificio aislado con Triple Péndulo Fricción refleja la eficiencia que tiene este para la protección sísmica al reducir el valor de la aceleración hasta un máximo de 0.22g (2.22 m/s²) en la dirección de análisis “XX” y en la dirección de análisis “YY” hasta un valor máximo de 0.23g (2.29 m/s²) frente a un sismo máximo considerado. Mostrando una disminución del 43% y 34% respectivamente en cada dirección de análisis.
6. La fuerza cortante en cada nivel de piso con aisladores Triple Péndulo de Fricción se ven reducidas hasta un 67% en promedio con una reducción equivalente del 33% con respecto al mismo edificio sin la aplicación de aislamiento sísmico.
7. La separación sísmica máxima a considerar para el apropiado manejo de los aisladores será de 45 cm, siendo el desplazamiento máximo calculado en el eje “X” y en el del eje “Y” el valor de 40 cm para cada eje.
8. El diseño estructural se vio reducido a vigas y columnas esencialmente, con placas de menor geometría ubicadas perimetralmente, en comparación al sistema de muros estructurales del edificio con base fija. Los diseños para las dos configuraciones del edificio se hicieron en base a la misma norma NTP E – 060 “Concreto Armado”.
9. Se vio que para cada tipo de análisis ya sea un análisis estático, un análisis dinámico modal espectral o un análisis tiempo historia los parámetros como el desplazamiento y la fuerza cortante basal cumplen con lo mínimo establecido por la norma técnica peruana E – 031 “Aislamiento Sísmico”.
10. Proteger un edificio empleando aisladores Triple Péndulo de Fricción resulta tan funcional y efectivo como cualquier otro dispositivo de protección sísmica. El

único parámetro que quedaría sin poder evaluar es el costo frente a los demás dispositivos de aislación sísmica, quedará bajo investigación futura analizar como realmente afectaría en un proyecto completo el costo del aislador Triple Péndulo de Fricción.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda realizar un nuevo análisis empleando aisladores del tipo elastómeros con una nueva estructuración y compararla con la actual realizada, para así poder analizar cuál de las dos configuraciones es más adecuada, o cuál de ellas nos da un mejor comportamiento.
2. Se recomienda realizar el análisis sísmico de la estructura aislada utilizando una combinación de aisladores del tipo friccional con dimensiones y características diferentes al propuesto, así mismo realizar una comparación en el comportamiento del edificio, tal como su desplazamiento y disipación de energía generada por el nuevo sistema de aislación.
3. Se recomienda realizar un análisis de costos comparativos entre una edificación de base aislada con aisladores elastoméricos vs otra con aisladores de tipo péndulo de fricción triple.
4. Debido a los diferentes protocolos de calidad y diferentes pruebas que debe pasar un aislador para garantizar su óptima fabricación, emplear más de dos categorías diferentes de aisladores, elevaría en gran medida el costo de la edificación.
5. Colocar los aisladores Triple Péndulo de Fricción de forma simétrica permite que los efectos de torsión se vean reducidos haciendo que sus efectos sean más controlables y el diseño sea más óptimo.
6. La ubicación geográfica de la edificación con protección sísmica deberá situarse de tal forma que las edificaciones aledañas se encuentren por lo menos a una distancia de un metro de separación.
7. Se deberá tener total cuidado en la instalación al momento de conectar el aislador con la súper – estructura y la sub – estructura, cualquier mínimo error en la conexión podría terminar en el descenso de la edificación.

8. El presente trabajo de tesis muestra como de manera teórica se puede aislar un edificio de categoría B, dando muy buenos resultados en su análisis y diseño estructural. Sin embargo, estos resultados quedan limitados frente a una situación real como una investigación más experimental y aplicada.
9. La protección sísmica de cualquier tipo de edificaciones deberá realizarse con mucho cuidado y responsabilidad, considerando todos los procedimientos que dictamine la norma técnica peruana NTP – E031 “Aislamiento Sísmico”

BIBLIOGRAFÍA

- Daniel M. Fenz and Michael C. Constantinou (2008): Mechanical Behavior of Multi – Spherical Sliding Bearing. University at Buffalo.
- M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay (2011): LRFD – Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators. University at Buffalo, The State University of New York.
- Victor Zayas, Stanley Low, Luis Bozo (1989): Feasibility and Performance Studies on Improving the Earthquake Resitance of New and Existing Buildings Using the Friction Pendulum System.
- American Society of Civil Engineering (2016) Minimum design load for buildings and other structures. Reston, Virginia 20191. ASCE 7-16. ASCE Standard.
- Cáceres, Yosep & Aquino, Carlos (2017) Aislamiento sísmico de un hospital de 4 pisos en la región de Arequipa.
- Robert Aguiar (2014): Análisis Sísmico de una Estructura con Aisladores FPS De Primera Generación y Segunda Generación y Elastomericos con Nucleo de Plomo.
- Carlos Mendez Galndo (2013): Beneficios y Ventajas de los Sistemas de Protección Sísmica. Congreso Estructuras 2013 XII Seminario De Ingeniería Estructural y Sísmica.
- Mendo Rodríguez Arnold Ramsey (2015): “Bases para la Implementación de la Norma Peruana de Análisis y Diseño de Edificaciones con Aislación Sísmica”. Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil.
- Victor Zayas, Stephen Mahin, Michael Constantinou (2017): Estandar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua. Universidad de California, Berkeley.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Proyecto de Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Antonio Blanco Blasco (1994): Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado

ANEXOS

A01. ANEXO 01: IRREGULARIDADES DEL EDIFICIO.

A01.1. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA (IA).

A01.1.1. IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ-PISO BLANDO

Tabla A01.1: Irregularidad de rigidez-piso blando.

PISO	CARGA	DIRECCIÓN	RIGIDEZ LATERAL (tonf/m)	Ki MENOR A 70%Ki+1	Ki MENOR A 80%(Ki+1... Ki+3)/3
Piso 5	SIS XX Max	X	45884.38		
Piso 4	SIS XX Max	X	66323.05	OK	
Piso 3	SIS XX Max	X	76228.97	OK	
Piso 2	SIS XX Max	X	94564.51	OK	OK
Piso 1	SIS XX Max	X	207639.05	OK	OK
Piso 5	SIS YY Max	Y	63122.71		
Piso 4	SIS YY Max	Y	81215.27	OK	
Piso 3	SIS YY Max	Y	86634.30	OK	
Piso 2	SIS YY Max	Y	98757.34	OK	OK
Piso 1	SIS YY Max	Y	199020.93	OK	OK

No presenta irregularidad de PISO BLANDO.

No se presenta IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA.

A01.1.2. IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL.

Tabla A01.2: Irregularidad de resistencia-piso débil.

PISO	CARGA	VX (tonf)	VY (tonf)	80% MENOR QUE EL SUPERIOR VX	80% MENOR QUE EL SUPERIOR VY
Piso 5	SISX Max	213.499	0.852		
Piso 4	SISX Max	413.341	1.549	OK	OK
Piso 3	SISX Max	560.948	2.059	OK	OK
Piso 2	SISX Max	657.311	2.446	OK	OK
Piso 1	SISX Max	699.642	2.645	OK	OK
Piso 5	SISY Max	0.873	215.872		
Piso 4	SISY Max	1.587	436.26	OK	OK
Piso 3	SISY Max	2.096	604.324	OK	OK
Piso 2	SISY Max	2.457	715.392	OK	OK
Piso 1	SISY Max	2.645	763.206	OK	OK

No presenta irregularidad de PISO DÉBIL.

No se presenta IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA.

A01.1.3. IRREGULARIDAD DE MASA O PESO.

Tabla A01.3: Irregularidad de masa o peso.

PISO	PESO (tonf)	1.5 MAYOR QUE UN PISO EXISTENTE	
		INFERIOR	SUPERIOR
Piso 1	958.839		OK
Piso 2	1189.074	OK	OK
Piso 3	1189.074	OK	OK
Piso 4	1189.074	OK	OK
Piso 5	1221.583	OK	

A01.1.4. IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL.

No presenta IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL, los pisos son típicos.

A01.1.5. DISCONTINUIDAD DE LOS SISTEMAS RESISTENTES.

No presenta DISCONTINUIDAD DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES, ya que los elementos estructurales son continuos del primer al quinto nivel. No se presenta DISCONTINUIDAD EXTREMA DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES.

A01.2. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA (IP).

A01.2.1. IRREGULARIDAD TORCIONAL.

Tabla A01.4: Irregularidad torsional.

PISO	CARGA	DIRECCIÓN	DR MAX (m)	DR PROMEDIO (m)	DR MAX>1.3DR PROMEDIO
Piso 5	SIS XX Max	X	0.0048	0.0047	OK
Piso 4	SIS XX Max	X	0.0065	0.0062	OK
Piso 3	SIS XX Max	X	0.0077	0.0074	OK
	SIS XX Max	X	0.0073	0.0070	OK
Piso 1	SIS XX Max	X	0.0035	0.0034	OK
Piso 5	SIS YY Max	Y	0.0037	0.0034	OK
Piso 4	SIS YY Max	Y	0.0057	0.0054	OK
Piso 3	SIS YY Max	Y	0.0074	0.0070	OK
Piso 2	SIS YY Max	Y	0.0077	0.0072	OK

Piso 1	SIS YY Max	Y	0.0041	0.0038	OK
--------	------------	---	--------	--------	----

No presenta IRREGULARIDAD TORSIONAL.

No presenta IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA.

A01.2.2. IRREGULARIDAD ESQUINAS ENTRANTES.

No existe ESQUINAS ENTRANTES; tal como se puede apreciar en la vista en planta de la edificación.

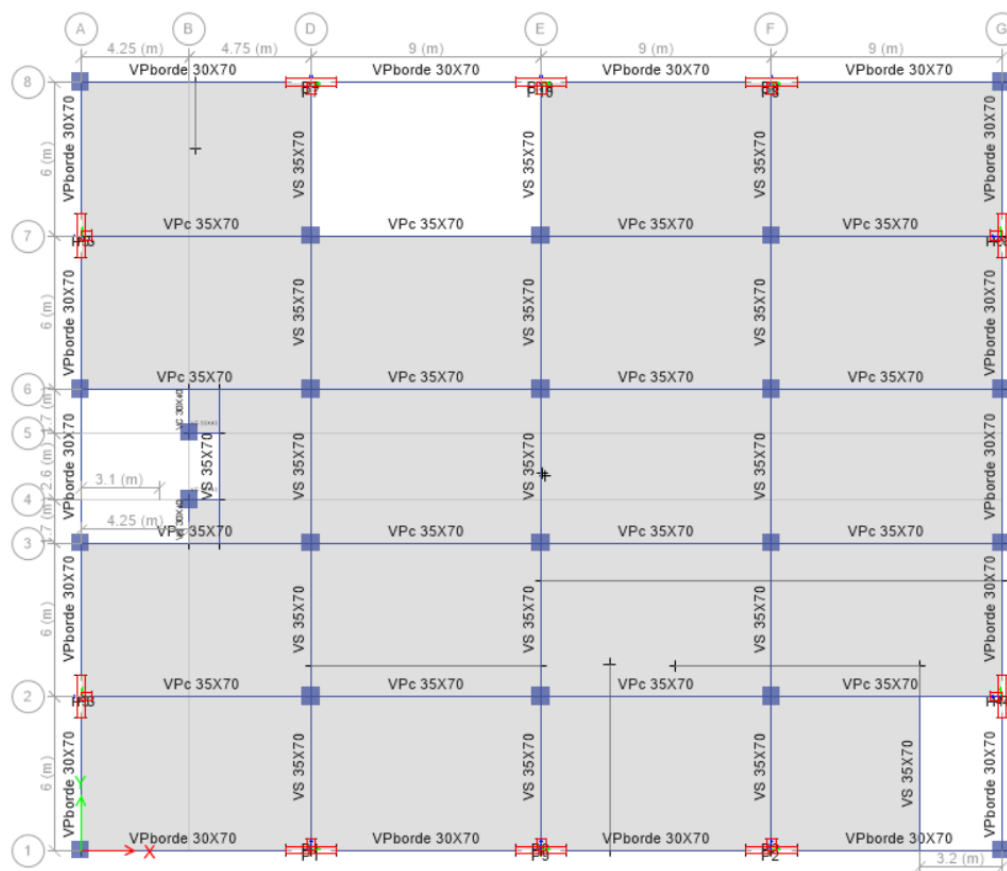


Figura A01.1: Vista en planta de la edificación empotrada. (Fuente Propia).

A01.2.3. IRREGULARIDAD DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA.

La estructura no posee discontinuidades en el diafragma, el piso es típico, así mismo las aberturas existentes en el diafragma son pequeñas con un área inferior al 30% del área total del diafragma. En conclusión, no presenta discontinuidad en el diafragma.

A01.2.4. IRREGULARIDAD SISTEMAS NO PARALELOS.

Todos los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos entre sí, por lo tanto, la estructura tampoco presenta irregularidad de sistemas no paralelos.

A02. ANEXO 02: CÁLCULO DE LA ECUACIÓN SIMPLIFICADA DE FENZ Y CONSTANTINO.

La ecuación de fuerza - desplazamiento que rige la descripción del diagrama de histéresis del aislador Triple Péndulo Fricción (TPF) se demuestra tomando la configuración más típica elaborada por la manufactura.

Datos:

$$R_{eff2} = R_{eff3}$$

$$R_{eff1} = R_{eff3}$$

$$\mu_2 = \mu_3$$

$$\mu_1 = \mu_4$$

A02.1. FASE DE MOVIMIENTO I.

La primera fase de movimiento es similar al análisis realizado en el capítulo 3 debido a que todo aislador del tipo friccional pasa por esta fase por lo tanto la ecuación quedaría determinada como sigue.

$$F_{f1} = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} * u + \frac{R_{eff2} * F_{f2} + R_{eff3} * F_{f3}}{R_{eff2} + R_{eff3}}$$

Reemplazando $R_{eff2} = R_{eff3}$ y $\mu_2 = \mu_3$:

$$F_{f1} = \frac{W}{2R_{2,3eff}} * u + \frac{R_{eff2}\mu_2W + R_{eff3}\mu_3W}{2R_{2,3eff}}$$

$$F_{f1} = \frac{W}{2R_{2,3eff}} * u + \frac{2R_{2,3eff}\mu_{2,3}W}{2R_{2,3eff}}$$

$$F_{f1} = \frac{W}{2R_{2,3eff}} * u + \mu_{2,3}W$$

Para el desplazamiento reemplazamos $\mu_2 = \mu_3$ y $\mu_1 = \mu_4$ en la ecuación:

$$u' = (\mu_1 - \mu_2) * R_{eff2} + R_{eff3}(\mu_1 - \mu_3)$$

$$u' = (\mu_{1,4} - \mu_{2,3}) * R_{2,3eff} + R_{2,3eff}(\mu_{1,4} - \mu_{2,3})$$

$$u' = 2(\mu_{1,4} - \mu_{2,3}) * R_{2,3eff}$$

A02.2. FASE DE MOVIMIENTO II.

El comportamiento en esta fase de movimiento del aislador es igual al de la fase III de un aislador con una configuración convencional, por lo tanto:

$$F = \frac{W}{R_{ef1} + R_{ef4}} * u + \frac{F_{f1} * (R_{ef1} - R_{ef2}) + F_{f2} * R_{ef2} + F_{f3} * R_{ef3} + F_{f4} * (R_{ef4} - R_{ef3})}{R_{ef1} + R_{ef4}}$$

Reemplazando:

$$F = \frac{W}{2R_{1,4eff}} * u + \frac{F_{1,4f} * (R_{1,4eff} - R_{2,3eff}) + F_{2,3f} * R_{2,3eff} + F_{2,3f} * R_{2,3eff} + F_{1,4f} * (R_{1,4eff} - R_{2,3eff})}{2R_{1,4eff}}$$

$$F = \frac{W}{2R_{1,4eff}} * u + \frac{F_{1,4f} * (R_{1,4eff} - R_{2,3eff}) + F_{2,3f} * R_{2,3eff}}{R_{1,4eff}}$$

A02.3. FASE DE MOVIMIENTO III.

El comportamiento en esta fase de movimiento del aislador es igual al de la fase V de un aislador con una configuración convencional, por lo tanto:

$$F = \frac{W}{R_{ef2} + R_{ef3}} * (u - u_{dr4}) + \frac{W}{R_{ef4}} * d_4 + F_{f4}$$

Donde:

$$u_{dr4} = 2d_{1,4} + 2(\mu_{1,4} - \mu_{2,3}) * R_{2,3eff}$$

Reemplazando:

$$F = \frac{W}{2R_{2,3eff}} (u - 2d_{1,4} - 2(\mu_{1,4} - \mu_{2,3}) * R_{2,3eff}) + \frac{W}{R_{1,4eff4}} * d_{1,4} + F_{1,4f}$$

A03. ANEXO 03: DISEÑO DEL AISLADOR TRIPLE PÉNDULO FRICCIÓN.

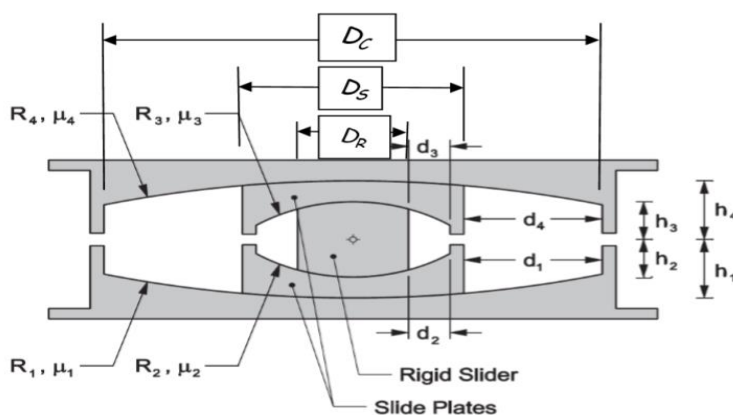


Figura A03.1: Corte transversal del aislador Triple Péndulo Fricción. (Fuente Propia).

A03.1 DIMENSIONAMIENTO DEL AISLADOR.

Radio efectivos de la investigación Fabio Fadi and Michael C. Constantinou 2009.

$$R_{eff4} = R_{eff1} = 1.50 \text{ m}$$

$$R_{eff2} = R_{eff3} = 0.36 \text{ m}$$

De la tabla 5.1 y como valores recomendados por la industria de aisladores.

$$D_c = 78.7 \text{ cm}$$

$$D_s = 34 \text{ cm}$$

$$D_r = 17 \text{ cm}$$

Luego se garantiza la estabilidad del deslizador rígido y el espesor mínimo de la placa interna de la siguiente manera:

$$\frac{h_2 + h_3}{D_r} \leq 1.0$$

$$\frac{2 * h_{2,3}}{17} \leq 1.0$$

$$h_{2,3} \leq 9 \text{ cm}$$

Y para el espesor mínimo:

$$h_1 + h_4 \geq h_2 + h_3 + 2 \text{ in}$$

$$h_{1,4} \geq 2 * 9 \text{ cm} + 2.54 \text{ cm}$$

$$h_{1,4} \geq 11 \text{ cm}$$

Finalmente, la geometría final del aislador.

Tabla A03.1: Geometría del Triple Péndulo Fricción.

DESCRIPCIÓN	DIMENSIONES	UND
Dc	79	cm
Ds	37	cm
Dr	17	cm
R2=R3	1.62	m
R4=R1	0.46	m
h2=h3	9	cm

h4=h1	11	cm
tri	0.5	in
tre	1.5	in

A03.2 DISEÑO DE LAS PLACAS Y LOS ANCLAJES.

A03.2.1. DISEÑO DEL ESPESOR MÍNIMO DE LA SUPERFICIE CONCAVA SUPERIOR.

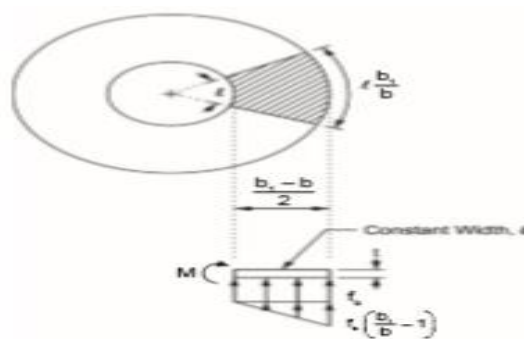


Figura A03.2: Esquema de la Resistencia a la Flexión. (M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, 2011).

Primero, determinamos el aislador que soporta la mayor carga, en este caso resulta ser el aislador que se encuentra en el nodo 206.

$$1.25 (CM+CV) + 1.0 (CSH + CSV)$$

De donde:

$$CV = 101.16 \text{ Kg} - f.$$

$$CF = 270.37 \text{ Kg} - f.$$

Reemplazando:

$$1.25 (270.38+101.16) + 1.0 (64.79+36.33) = \mathbf{565541.50 \text{ Kg} - f}$$

Se calcula la resistencia del concreto en contacto con el aislador, $\phi_c = 1$.

$$f_b = 1.7 * \phi_c * f'_c$$

$$f_b = 1.7 * 1 * 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 357 \text{ Kg/cm}^2$$

Se calcula el diámetro en contacto del concreto.

$$b_1 = \sqrt{\frac{4 * P}{\pi * f_b}}$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{4 * 565541.50 \text{ Kg} - \text{f}}{\pi * 357 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$b_1 = 44.91 \text{ cm}$$

Se calcula el brazo de carga, $b = 34 \text{ cm}$.

$$r = \frac{44.91 - 34}{2}$$

$$r = 5.46 \text{ cm}$$

Se calcula el momento requerido para 1 m de longitud, $CF = 0.95$.

$$M_u = \left(f_b * \frac{r^2}{2} + f_b \left(\frac{b_1}{b} - 1 \right) \frac{r^2}{3} \right) * CF$$

$$M_u = \left(357 * \frac{5.46^2}{2} + 357 \left(\frac{44.91}{34} - 1 \right) \frac{5.46^2}{3} \right) * 0.95$$

$$M_u = 6126.79 \text{ kg.m}$$

Finalmente, con el momento se calcula espesor, $\phi_b = 1$.

$$t \geq \sqrt{\frac{4 * M_u}{\phi_b * f' y}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{4 * 6126.79}{1 * 4200}}$$

$$t \geq 2.42 \text{ cm}$$

A03.2.2. DISEÑO DEL ANCLAJE.

Cálculo de la carga horizontal factorizada.

$$P_h = 0.15 P_v$$

$$P_v = 1.25(CM + CV) + (CSH + CSV)$$

$$P_v = 1.25(270.38 + 101.16) + (62.18 + 36.33)$$

$$P_h = 0.15 * 562935$$

$$P_h = 84831.22 \text{ Kg}$$

Cálculo de la superficie de falla, $C_{a1} = C_{a2} = 13$ cm.

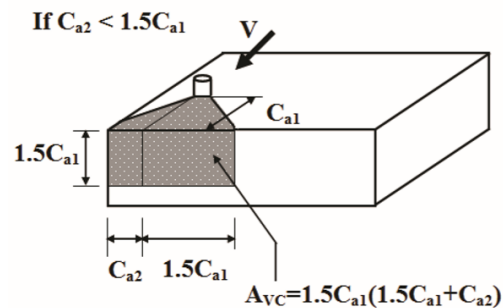


Figura A03.3: Esquema de la superficie de falla. (M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R. A. Ecker Lay, 2011).

$$A_{vc} = 1.5(1.5C_{a1} + C_{a2})$$

$$A_{vc} = 1.5 * 13.00(1.5 * 13.00 + 13.00)$$

$$A_{sf} = 633.75 \text{ cm}$$

La resistencia del concreto frente a la cortante del anclaje será calculada con, $l_e = 22.86$ cm, $d_a = 10.16$ cm, $f'_c = 210$ Kg/cm², $\lambda = 1$.

$$Vb = \left(7 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$$Vb = \left(7 \left(\frac{22.86}{10.16} \right)^{0.2} \sqrt{10.16} \right) \lambda \sqrt{210} (13)^{1.5}$$

$$Vb = 17824.04 \text{ Kg} - f$$

La resistencia nominal del concreto.

$$Vcb = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \phi_{ed,v} \phi_{c,v} \phi_{h,v} Vb$$

De donde:

$$A_{vco} = 4.15 * C_a^2$$

$$A_{vco} = 4.15 * 13^2$$

$$A_{vco} = 701.35 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5C_{a1}} \leq 1.0$$

$$\phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{13}{1.5 * 13} \leq 1.0$$

$$\phi_{ed,v} = 0.9$$

Y para un $\phi_{c,v} = \phi_{h,v} = 1$.

$$Vcb = \frac{633.75}{701.35} * 1 * 1 * 0.9 * 17824.04$$

$$Vcb = 14495.45 \text{ Kg} - f$$

Finalmente, deberá de cumplirse la siguiente desigualdad para un $n = 12$.

$$\frac{0.15P_v}{n} \leq 0.7Vcb$$

$$\frac{0.15 * 562935}{12} \leq 0.7 * 14495.45$$

$$7036.69 \leq 10146.82 \text{ Ok!}$$

A03.2.3. FUERZA DE RESTITUCIÓN.

Deberá cumplir con la normativa.

Dirección XX.

$$F_{rest} = \frac{K_0 * D_M}{2} > 0.025 * W$$

$$F_{rest} = \frac{2351.52 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 0.29\text{m}}{2} > 0.025 * 7054.56\text{Ton}$$

$$F_{rest} = 341.87 \text{ Ton} > 176.36 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

Dirección YY.

$$F_{rest} = \frac{K_0 * D_M}{2} > 0.025 * W$$

$$F_{rest} = \frac{2351.52 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 0.29\text{m}}{2} > 0.025 * 7054.56\text{Ton}$$

$$F_{rest} = 341.87 \text{ Ton} > 176.36 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

A03.2.4. VERIFICACION DE LOS EFECTOS DE LEVANTAMIENTO.

Deberá cumplir con la normativa en donde la carga mínima deberá ser mayor o igual que cero:

- Carga mínima para el eje xx:

Tabla A03.2: Determinación del CSH en XX.

NIVELES	ALTURA (m)	FUERZA SISMICA (Ton)	MOMENTO SISMICO (Ton.m)
Piso 5	15.75	275.10	4332.84
Piso 4	12.25	456.98	5598.01
Piso 3	8.75	537.22	4700.69
Piso 2	5.25	562.54	2953.36
Piso 1	1.75	566.17	990.79
Sumatoria			18575.70
CONFIGURACIÓN	DISTANCIA (m)	NUMERO DE AISLADORES	PRODUCTO
Distancia 1	18.00	6	108
Distancia 2	36.00	6	216
Sumatoria			324

$$0.9CM - 1(CSH - CSV) \geq 0$$

$$0.9 * (120.35 \text{ Ton}) - 1(57.33\text{Ton} - 36.33\text{Ton}) \geq 0$$

$$14.65 \text{ Ton} \geq 0 \quad \text{OK!}$$

- Carga mínima para el eje yy:

Tabla A03.3: Determinación del CSH en YY.

NIVELES	ALTURA (m)	FUERZA SISMICA (Ton)	MOMENTO SISMICO (Ton.m)
Piso 5	15.75	236.94	3731.82
Piso 4	12.25	428.53	5249.50
Piso 3	8.75	517.02	4523.89
Piso 2	5.25	546.80	2870.71
Piso 1	1.75	551.56	965.23
Sumatoria			17341.15
CONFIGURACIÓN	DISTANCIA (m)	NUMERO DE AISLADORES	PRODUCTO
Distancia 1	2.60	1	2.6
Distancia 2	6.00	5	30
Distancia 3	18.00	5	90
Distancia 4	30.00	5	150
Sumatoria			272.6

$$0.9CM - 1(CSH - CSV) \geq 0$$

$$0.9 * (120.35 \text{ Ton}) - 1(63.61\text{Ton} - 36.33\text{Ton}) \geq 0$$

$$8.37 \text{ Ton} \geq 0 \quad \text{OK!}$$

A04. ANEXO 04: ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DEL AISLADOR TRIPLE PÉNDULO FRICCIÓN.

A04.1 LÍMITE SUPERIOR.

Tabla A04.1: Parámetros del aislador TPF para el límite superior.

PROPIEDADES	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Número de Aisladores	N	32	u
Peso por Aislador	Pa	220.46	ton
Peso del Edificio	W	7054.56	ton
Radio Efectivo 2 y 3	R2eff = R3eff	0.356	m
Radio Efectivo 1 y 4	R1eff = R4eff	1.50	m
Lambda Max	λ_{max}	1.8	-
Coefficiente de Fricción Interior	$\mu_2 = \mu_3$	0.036	-
Coefficiente de Fricción Exterior	$\mu_1 = \mu_4$	0.126	-
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s ²
RESULTADOS			
Desplazamiento Máximo	q	0.29	m
Rigidez Efectiva por Aislador	kefa	154.14	ton/m

A04.1.1. CÁLCULO DEL MÁXIMO DESPLAZAMIENTO (FADI Y CONSTANTINO).

Tabla A04.2: Cálculo de los parámetros del TPF para el límite superior.

PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Desplazamiento Inicial	qi	0.286	m
Fuerza Lateral	F	1410.72	ton
$F = \frac{W}{2 * R_{1eff}} * q_i + \frac{W * u_1 (R_{1eff} - R_{2eff}) + W * u_2 R_{2eff}}{R_{1eff}}$			
Rigidez Efectiva del Sistema	kef	4932.60	ton/m
$k_{ef} = \frac{F}{q_i}$			
Amortiguamiento Efectivo	ξ_{ef}	0.28	-
$\xi_{ef} = \frac{E_D}{4\pi E_L}$			
Energía disipada	ED	720.37	
Energía elástica	EL	201.73	

Factor de Amortiguamiento	B	1.68	-
$B = \left(\frac{\xi_{ef}}{0.05} \right)^{0.3}$			
Periodo	T	2.40	s
$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g * k_{ef}}}$			
Pseudo Aceleración	Sam	3.36	m/s ²
Desplazamiento Traslacional	DM	0.2908	m
$D_M = \frac{S_{aM} * T_M^2}{4\pi^2 * B_M}$			
Desplazamiento de Convergencia	q'	0.2884	m
$q' = D_M + \frac{(q_i - D_M)}{2}$			
Desviación	σ	0.00	m

A04.1.2. DIAGRAMA DE HISTÉRESIS.

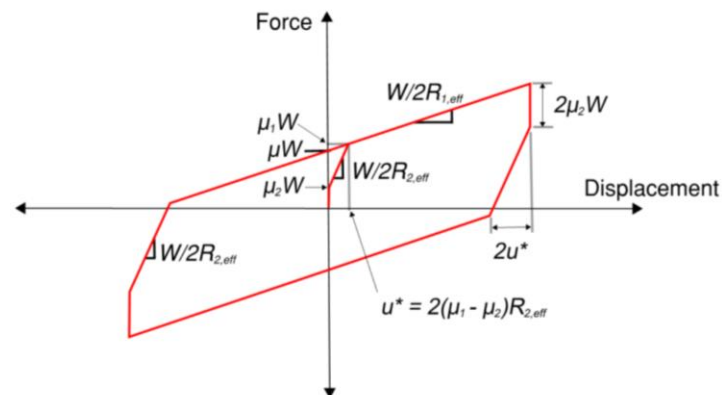


Figura A04.1: Diagrama de histéresis típico para el límite superior. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

LIMITES DEL AISLAMIENTO

Lambda Max	1.8
------------	-----

Tabla A04.3: Coordenadas para dibujar el diagrama de histéresis para el límite superior.

COORDENADAS DEL DIAGRAMA DE HISTÉRESIS		
	X	Y
1	0.00	738.19
2	0.29	1410.72
3	0.29	902.80
4	0.16	-367.03
5	0.00	-738.19
6	-0.29	-1410.72
7	-0.29	-902.80
8	-0.16	367.03
9	0.00	738.19

Tabla A04.4: Cálculo de la energía disipada para el límite superior.

CÁLCULO DE LA ENERGÍA DISIPADA (DETERMINANTE)				
	P. Izquierda	x	y	P. Derecha
5		0	-738.1892	
4	-116.5157834	0.15784	-367.025262	0
3	-104.969225	0.286	902.79561	142.497259
2	258.1995443	0.286	1410.72396	403.467052
1	0	0	738.1892	211.122111
5	0	0	-738.1892	0
	36.71453592			757.086422
ENERGÍA POR CICLO			720.3718865	

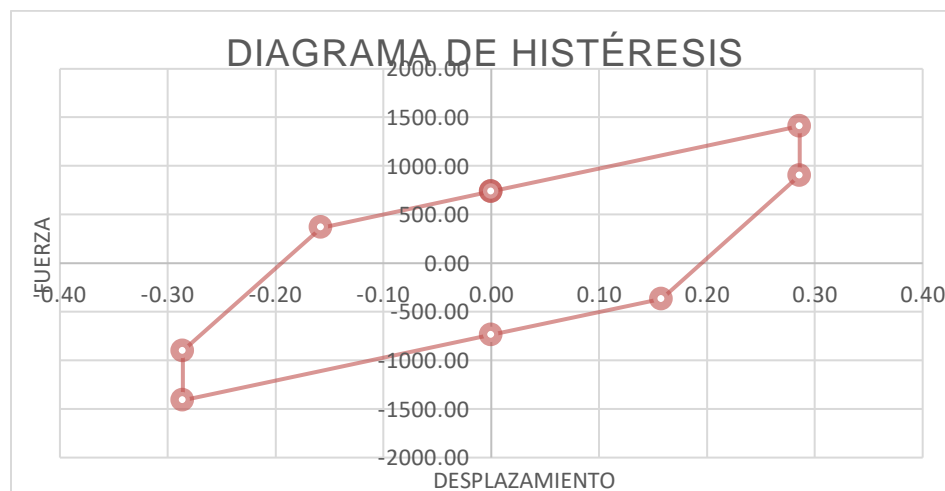


Figura A04.2: Diagrama de histéresis para el límite superior. (Fuente Propia).

A04.1 LÍMITE INFERIOR.

Tabla A04.5: Parámetros del aislador TPF para el límite inferior.

PROPIEDADES	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Número de Aisladores	N	32.00	u
Peso por Aislador	Pa	220.46	ton
Peso del Edificio	W	7054.56	ton
Radio Efectivo 2 y 3	R2eff = R3eff	0.36	m
Radio Efectivo 1 y 4	R1eff = R4eff	1.50	m
Lambda Max	λ_{max}	0.6	-
Coefficiente de Friccion Interior	$\mu_2 = \mu_3$	0.012	-
Coefficiente de Friccion Exterior	$\mu_1 = \mu_4$	0.042	-
Aceleracion de la gravedad	g	9.81	m/s ²
RESULTADOS			
Desplazamiento Maximo	q	0.33	m
Rigidez Efectiva por Aislador	kefa	96.79	ton/m

A04.1.1. CÁLCULO DEL MÁXIMO DESPLAZAMIENTO (FADI Y CONSTANTINO).

Tabla A04.6: Cálculo de los parámetros del TPF para el límite inferior.

PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Desplazamiento Inicial	qi	0.330	m
Fuerza Lateral	F	1022.06	ton
$F = \frac{W}{2 * R_{1eff}} * q_i + \frac{W * u_1(R_{1eff} - R_{2eff}) + W * u_2 R_{2eff}}{R_{1eff}}$			
Rigidez Efectiva del Sistema	kef	3097.17	ton/m
$k_{ef} = \frac{F}{q_i}$			
Amortiguamiento Efectivo	ξ_{ef}	0.15	-
$\xi_{ef} = \frac{E_D}{4\pi E_L}$			
Energía disipada	ED	311.01	
Energía elástica	EL	168.64	

Factor de Amortiguamiento	B	1.38	-
$B = \left(\frac{\xi_{ef}}{0.05} \right)^{0.3}$			
Periodo	T	2.03	s
$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g * k_{ef}}}$			
Pseudo Aceleración	Sam	1.97	m/s ²
Desplazamiento Traslacional	DM	0.33	m
$D_M = \frac{S_{aM} * T_M^2}{4\pi^2 * B_M}$			
Desplazamiento de Convergencia	q'	0.33	m
$q' = D_M + \frac{(q_i - D_M)}{2}$			
Desviación	σ	0.002	m

A04.1.2. DIAGRAMA DE HISTÉRESIS.

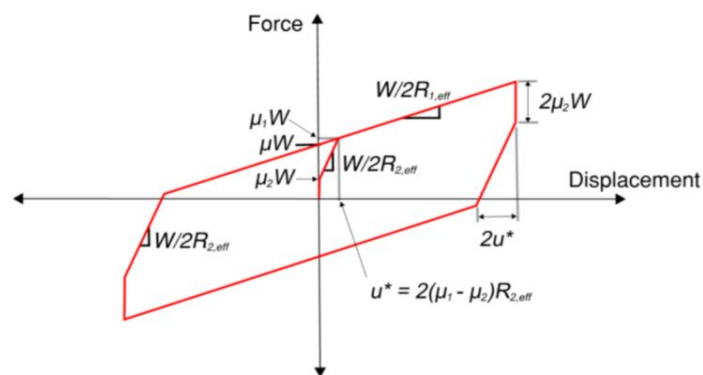


Figura A04.3: Diagrama de histéresis típico para el límite inferior. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

LIMITES DEL AISLAMIENTO

Lambda Max	0.6
------------	-----

Tabla A04.7: Coordenadas para dibujar el diagrama de histéresis para el límite inferior.

COORDENADAS DEL DIAGRAMA DE HISTÉRESIS		
	X	Y
1	0.00	246.06
2	0.33	1022.06
3	0.33	852.76
4	0.29	429.48
5	0.00	-246.06
6	-0.33	-1022.06
7	-0.33	-852.76
8	-0.29	-429.48
9	0.00	246.06

Tabla A04.8: Cálculo de la energía disipada para el límite inferior.

CÁLCULO DE LA ENERGÍA DISIPADA (DETERMINANTE)				
	P. Izquierda	x	y	P. Derecha
5		0	-246.0630668	
4	-70.68899782	0.28728	429.4816372	0
3	141.7289403	0.33	852.7552612	244.9795314
2	281.4092362	0.33	1022.064711	337.2813545
1	0	0	246.0630668	81.20081203
5	0	0	-246.0630668	0
	352.4491786			663.461698
ENERGÍA POR CICLO		311.012519		

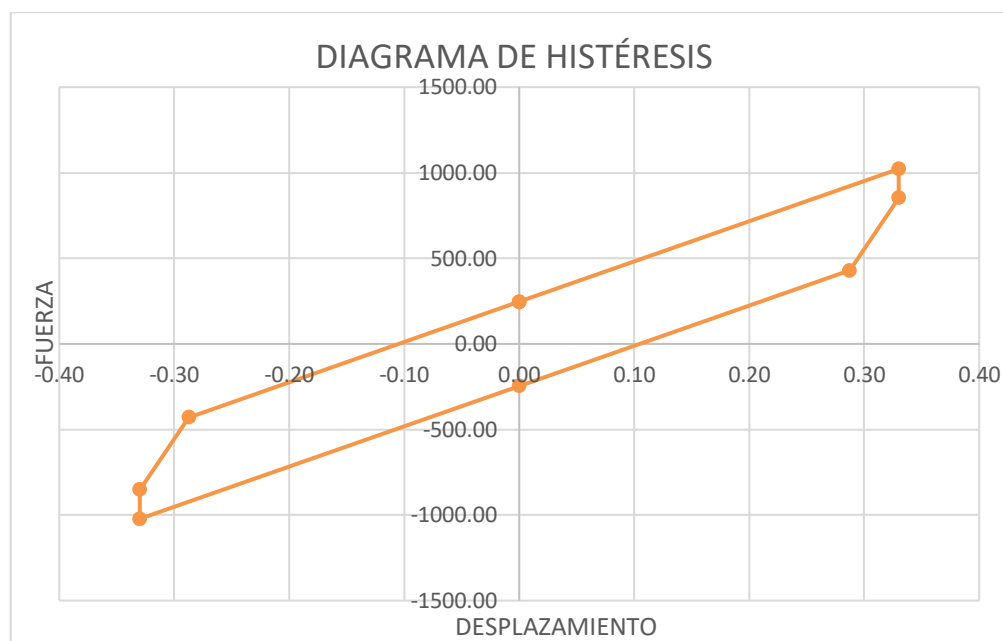


Figura A04.4: Diagrama de histéresis para el límite inferior. (Fuente Propia).

A04.3 LÍMITE NOMINAL.

Tabla A04.9: Parámetros del aislador TPF para el límite nominal.

PROPIEDADES	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Número de Aisladores	N	32	u
Peso por Aislador	Pa	220.46	ton
Peso del Edificio	W	7054.56	ton
Radio Efectivo 2 y 3	R2eff = R3eff	0.36	m
Radio Efectivo 1 y 4	R1eff = R4eff	1.50	m
Lambda Max	λ_{max}	1	-
Coefficiente de Friccion Interior	$\mu_2 = \mu_3$	0.02	-
Coefficiente de Friccion Exterior	$\mu_1 = \mu_4$	0.07	-
Aceleracion de la gravedad	g	9.81	m/s ²
RESULTADOS			
Desplazamiento Maximo	q	0.30	m
Rigidez Efectiva por Aislador	kefa	116.20	ton/m

A04.3.1. CÁLCULO DEL MÁXIMO DESPLAZAMIENTO (FADI Y CONSTANTINO).

Tabla A04.10. Cálculo de los parámetros del TPF para el límite nominal.

PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Desplazamiento Inicial	qi	0.30	m
Fuerza Lateral	F	1115.56	ton
$F = \frac{W}{2 * R_{1eff}} * q_i + \frac{W * u_1(R_{1eff} - R_{2eff}) + W * u_2 R_{2eff}}{R_{1eff}}$			
Rigidez Efectiva del Sistema	kef	3718.54	ton/m
$k_{ef} = \frac{F}{q_i}$			
Amortiguamiento Efectivo	ξef	0.22	-
$\xi_{ef} = \frac{E_D}{4\pi E_L}$			
Energía disipada	ED	453.82	
Energía elástica	EL	167.33	
Factor de Amortiguamiento	B	1.55	-
$B = \left(\frac{\xi_{ef}}{0.05} \right)^{0.3}$			
Periodo	T	2.76	s
$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g * k_{ef}}}$			
Pseudo Aceleración	Sam	2.44	m/s^2
Desplazamiento Traslacional	DM	0.30	m
$D_M = \frac{S_{\alpha M} * T_M^2}{4\pi^2 * B_M}$			
Desplazamiento de Convergencia	q'	0.30	m
$q' = D_M + \frac{(q_i - D_M)}{2}$			
Desviación	σ	0.00	m

A04.3.2. DIAGRAMA DE HISTÉRESIS.

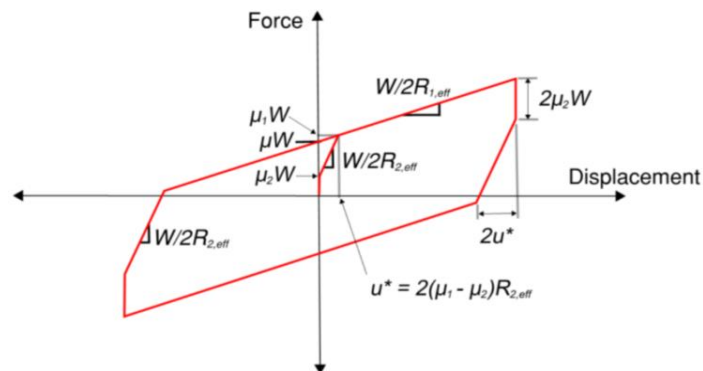


Figura A04.5: Diagrama de histéresis típico para el límite nominal. (Fenz D. & Constantinou M., 2008).

LIMITES DEL AISLAMIENTO

Lambda Max	1
------------	---

Tabla A04.11: Coordenadas para dibujar el diagrama de histéresis para el límite nominal.

COORDENADAS DEL DIAGRAMA DE HISTÉRESIS		
	X	Y
1	0.00	410.11
2	0.30	1115.56
3	0.30	833.38
4	0.23	127.92
5	0.00	-410.11
6	-0.30	-1115.56
7	-0.30	-833.38
8	-0.23	-127.92
9	0.00	410.11

Tabla A04.12: Cálculo de la energía disipada para el límite inferior.

CÁLCULO DE LA ENERGÍA DISIPADA (DETERMINANTE)				
	P. Izquierda	x	y	P. Derecha
5		0	-410.105111	
4	-93.83204945	0.2288	127.922695	0
3	38.37680858	0.3	833.378735	190.677055
2	250.0136206	0.3	1115.56115	334.668345
1	0	0	410.105111	123.031533

5	0	0	-410.105111	0
	194.5583797			648.376933
Energía por Ciclo		453.818554		

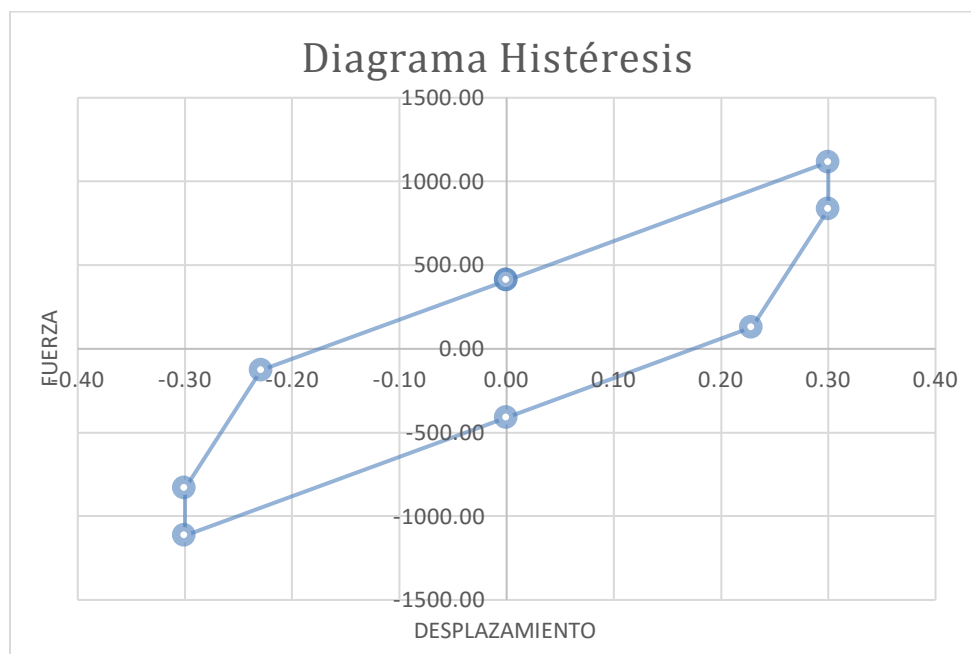


Figura A04.6: Diagrama de histéresis para el límite nominal. (Fuente Propia).

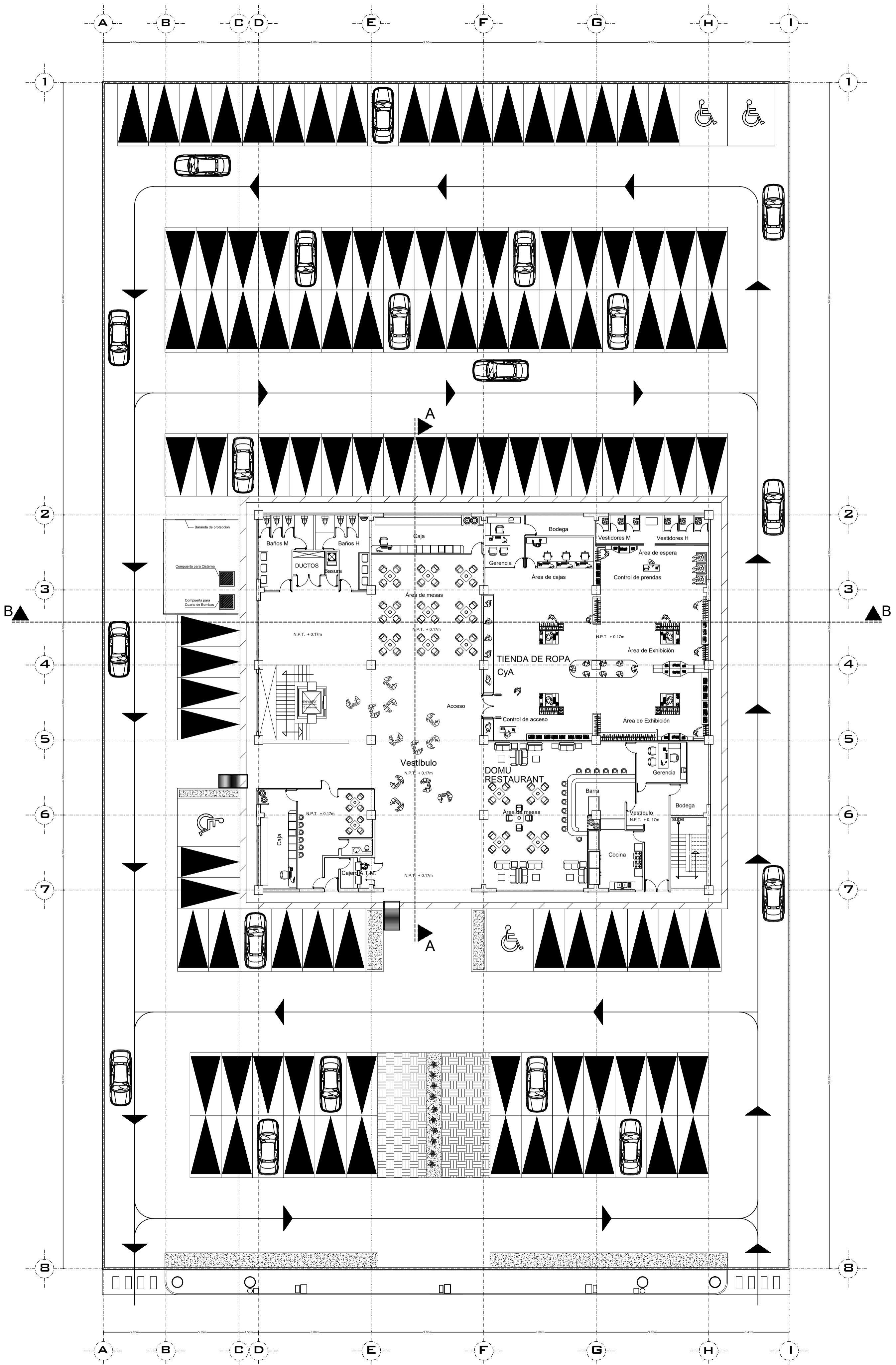
A05. ANEXO 05: PLANOS ARQUITECTONICOS.

- A – 01: ARQUITECTURA 1° NIVEL.
- A – 02: ARQUITECTURA 1°, 2°, 3°, 4° Y 5° NIVEL.
- A – 03: ARQUITECTURA VISTA POSTERIOR / VISTA FRONTAL.
- A – 04: ARQUITECTURA V. L. IZQUIERDA / V. L. DERECHA.
- A – 05: ARQUITECTURA CORTE A – A / CORTE B – B.

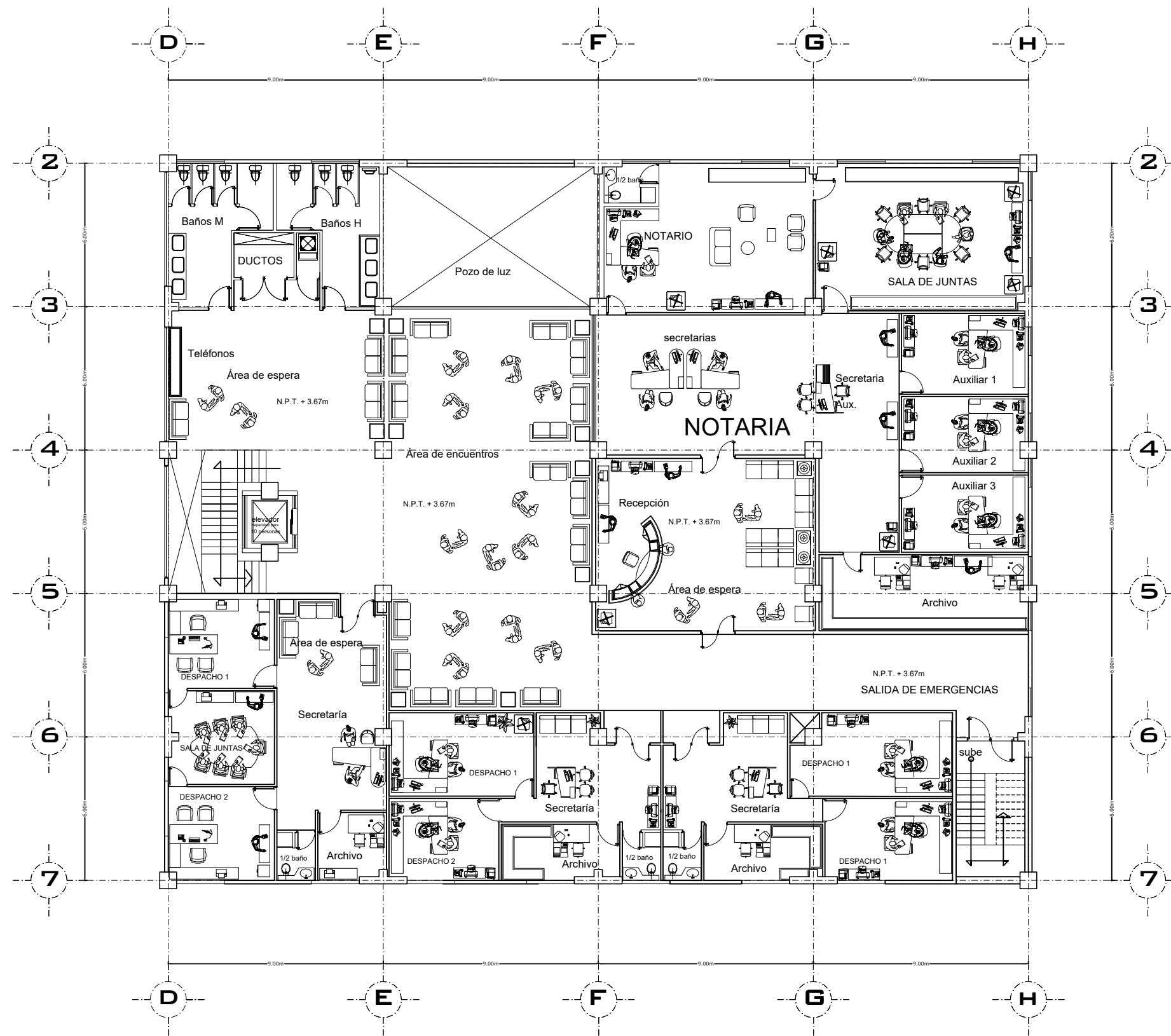
A06. ANEXO 06: PLANOS ESTRUCTURALES.

- E – 01: PLANTA DE ENCOFRADO – NIVEL DE BASE
- E – 02: PLANTA DE ENCOFRADO - 1° NIVEL
- E – 03: PLANTA DE ENCOFRADO - 2°, 3°, 4° NIVEL.
- E – 04: PLANTA DE ENCOFRADO - 5° NIVEL.

- E – 05: PLANTA DE CIMIENTOS.
- E – 06: PLANTA SISTEMA DE AISLAMIENTO.
- E – 07: DETALLE DE VIGAS NIVEL DE BASE.
- E – 08: DETALLE DE VIGAS NIVEL DE BASE.
- E – 09: DETALLE DE VIGAS 1° NIVEL
- E – 10: DETALLE DE VIGAS 1° NIVEL.
- E – 11: DETALLE DE VIGAS 2°, 3°, 4° Y 5° NIVEL.
- E – 12: DETALLE DE VIGAS 2°, 3°, 4° Y 5° NIVEL.
- E – 13: COLUMNAS Y DETALLES.
- E – 14: PLANTA DE CISTERNA Y DETALLES.




1ER NIVEL
 ESC: 1/100

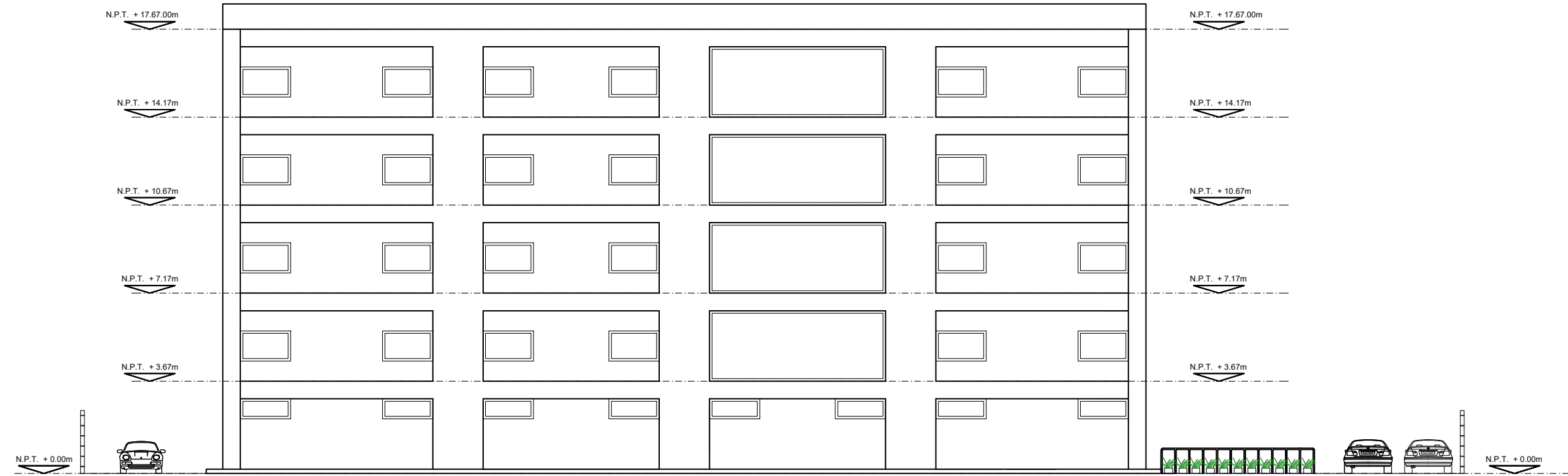


2DO, 3ER, 4TO Y 5TO NIVEL

ESC: 1/100

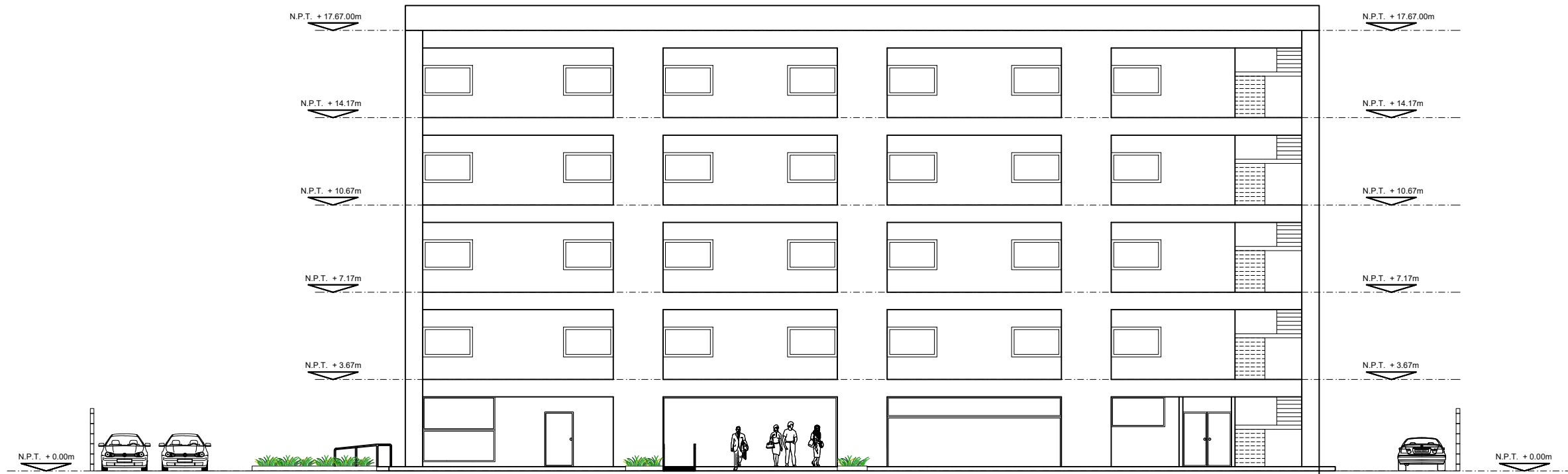
	TÍTULO DEL PROYECTO:	ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES CON EL USO DE AISLADORES DE BASE TIPO PENULO FRICCIONAL TRIPLE	LAMINA:	JUNIO 2020
	UBICACIÓN:	AREQUIPA-AREQUIPA	PLANO:	ARQUITECTURA 2DO,3ER,4TO,5TO NIVEL
TESISISTA: SACH. YUCRA CHAPALLMA MARIELA MILAGROS SACH. QUISPE SUNI NESTOR ANTONY		ASESOR DE TESIS: ING. JORGE ROSAS ESPINOZA		

A-02



VISTA POSTERIOR

ESC: 1/100



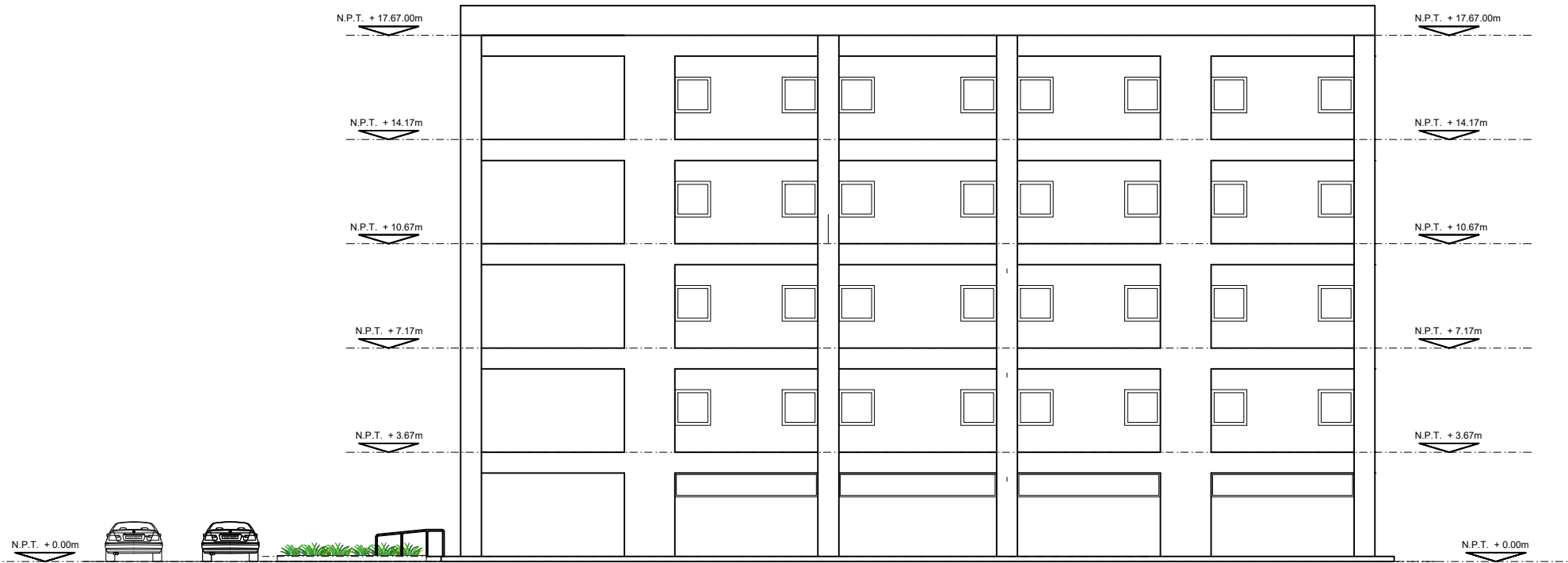
VISTA FRONTAL

ESC: 1/100



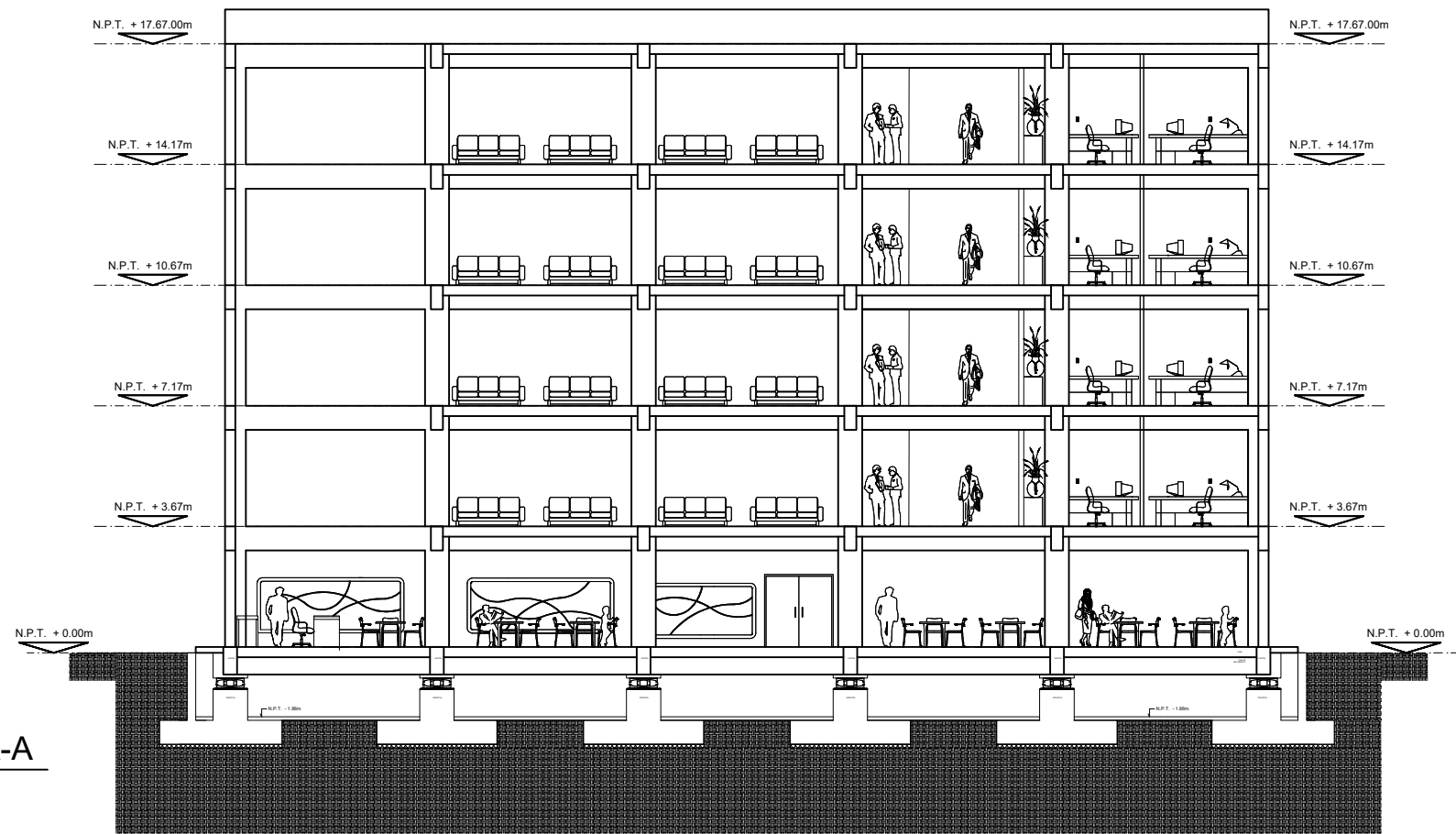
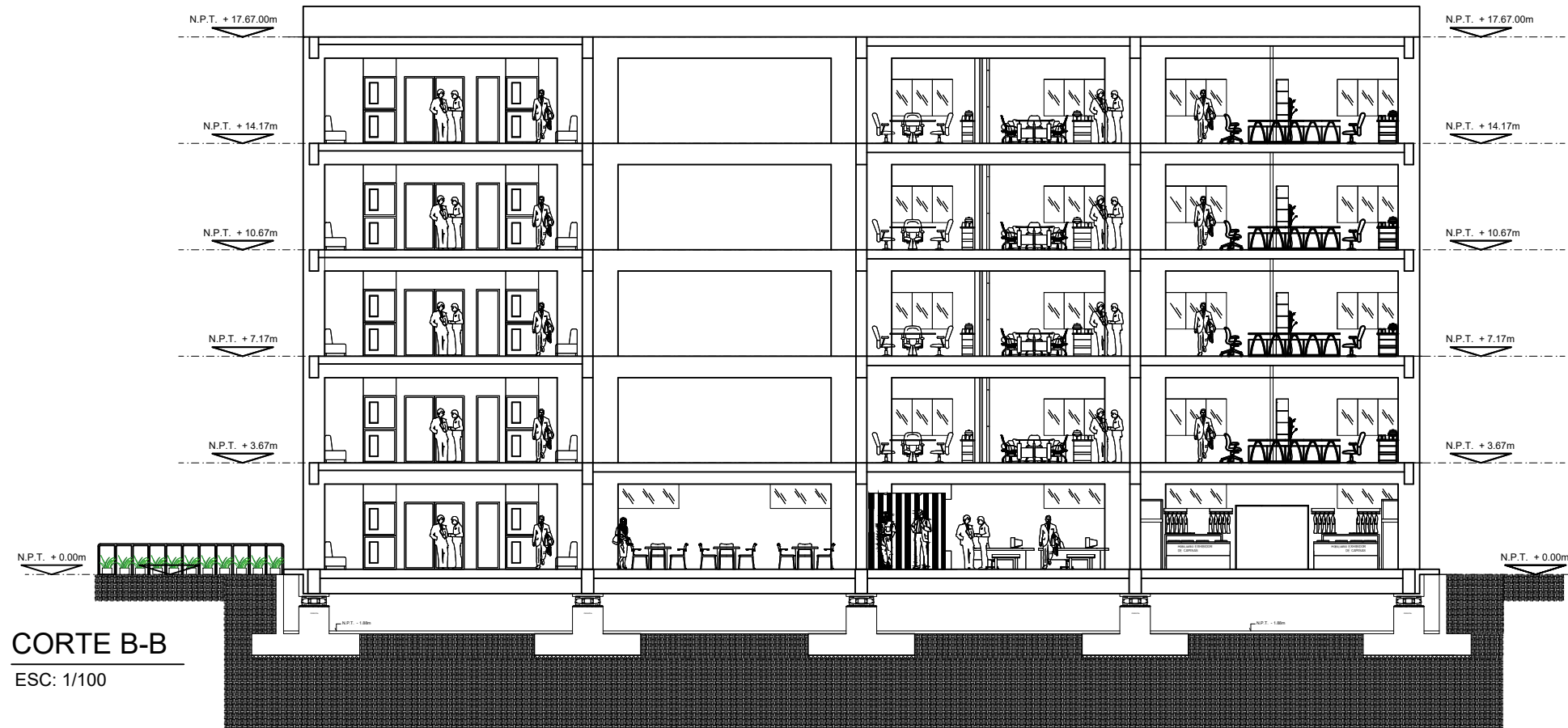
VISTA LATERAL IZQUIERDA

ESC: 1/100

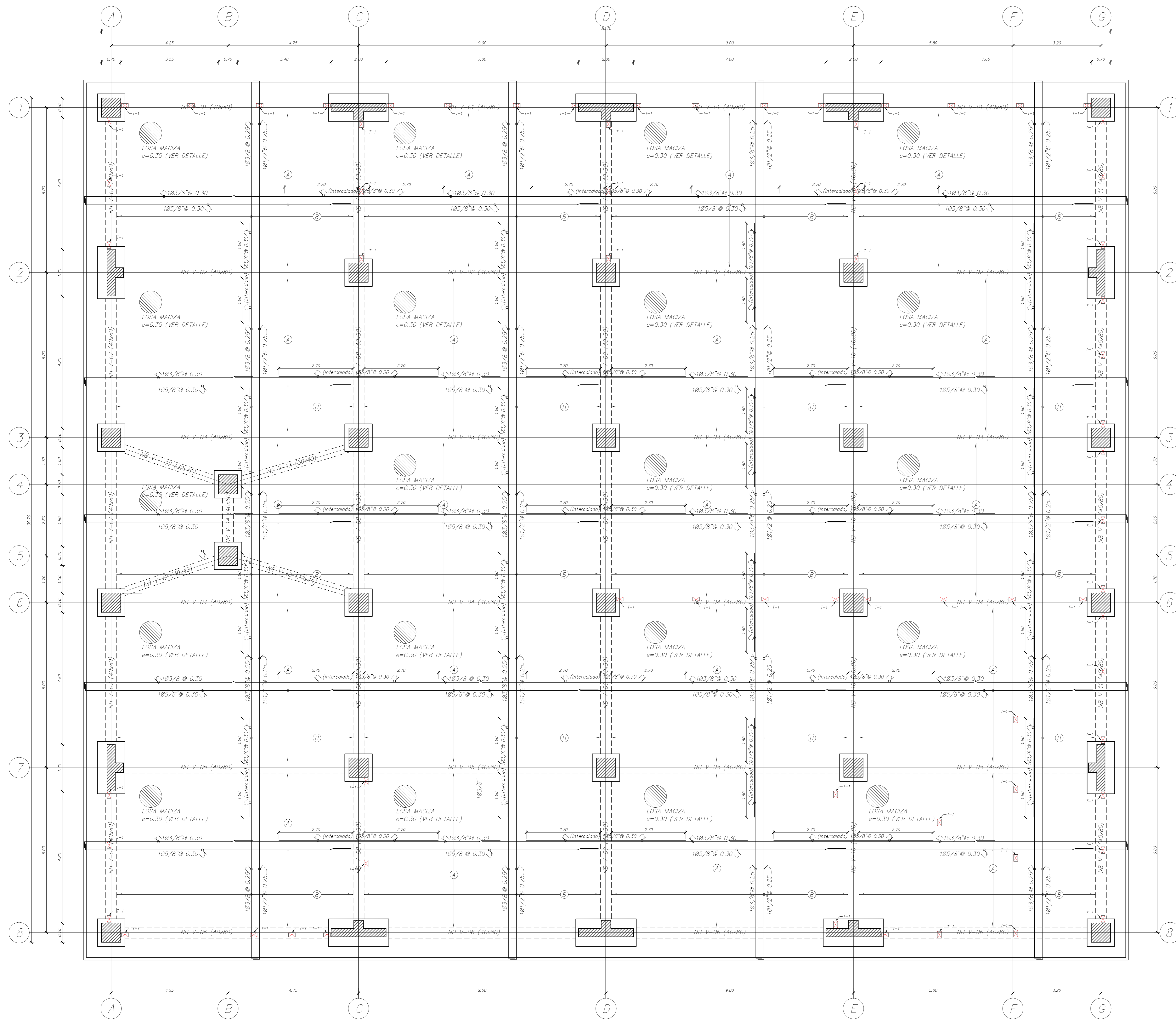


VISTA LATERAL DERECHA

ESC: 1/100



TITULO DEL PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES CON EL USO DE AISLADORES DE BASE TIPO PENDULO FRICCIONAL TRIPLE	
TESISTA: BACH. YUDRA CHAPALLMA MARIELA MILAGROS BACH. QUISPE SUNI NESTOR ANTONY	FECHA: JUNIO 2020
UBICACIÓN: AREQUIPA-AREQUIPA	PLANO: ARQUITECTURA CORTE A-A / CORTE B-B
ASESOR DE TESIS: ING. JORGE ROSAS ESPINOZA	LAMINA: A-05 07/08



ESPECIFICACIONES TECNICAS

- A) CONCRETO : USAR CEMENTO PORTLAND TIPO 1
 - CIMENTOS C* C* : $f_c=100 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.G. } 6" \text{ MAX.}$
 - SOBRECIMENTOS C* C* : $f_c=175 \text{ kg/cm}^2$
 - ESTRUCTURAS C* A* : $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ (salvo lo que se indique)
- B) ACERO :
 - EN GENERAL : $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 - ASTM - A615 GRADO 60
- C) CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO :
 - SEGUN ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO SE TIENEN LOS SIGTES. VALORES:
 - RESISTENCIA DE TERRENO σ_r : 2.02 KG/CM^2
 - PROFUNDIDAD DE CIMENTACION : 1.50 m (bajo nnt)
 - FACTOR DEL SUELO (S) : 1.15 (Tipo S2)
 - PERIODO DE VIBRACION $T_s(S)$: 0.6 seg
 - ASENTAMIENTO INMEDIATO : NO INDICADO
 - ANGULO DE FRICCION θ : NO INDICADO
 - COHESION : NO INDICADO
- D) ALBAÑILERIA : LADRILLO KK : TIPO IV MECANIZADO
 - DIMENSIONES : $24 \times 14 \times 9 \text{ cm}$
 - f_b : 180 kg/cm^2
 - UNIDAD DE ALBAÑILERIA : 85 kg/cm^2
 - f_m : 2.5 cm
 - JUNTA : 15 mm max.
 - MORTERO : MEZCLA 1:4 (C. A.F.) (TIPO 2)
- E) CARGAS :
 - ACABADOS Y PISOS : 0.100 TON/M^2
 - TABICUERIA : ESPECIFICADO EN PLANO
 - LADRILLO HUECO : 0.070 TON/M^2
 - SOBRECARGA : INDICADO EN ENCOFRADOS
- F) RECURRIMIENTOS MINIMOS :
 - VIGAS Y COLUMNAS (≥ 0.15) : 3.0 cm
 - LOSAS : 2.5 cm
 - ZAPATAS : indicado en detalle
 - MURO DE CONTENCIÓN : 4 cm (salvo indicación)
- G) CUADRO DE TRASLAPES Y ESTRIBOS :

#	MUROS (mm)	VIGAS (mm)	ESTRIBOS (mm)	GANCHOS (mm)	Diámetro Doblado(mm)	
					VARILLA	ESTRIBOS
6mm	350	350	65	150	30	30
8mm	400	400	75	200	57	40
3/8"	400	400	100	200	57	40
1/2"	450	450	200	250	76	50
5/8"	600	600	-	300	95	65

- H) PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTE CON SISTEMA DE AISLACION S.A.
 - 1) ZONA (3) : FACTOR DE ZONA : $Z = 0.35$
 - 2) PERIODO : $S = 1.15 \text{ tp} = 0.60$
 - 3) FACTOR DE USO : $U = 1.00$ (EDIFICIO COMUN)
 - 4) APLICACION SIMICA : C = Según Analisis Dinámico RNE < 2.5
 - 5) SISTEMA ESTRUCTURAL : DIRECCION X - PLACAS + PORTICOS C*A* (APORTICADO)
 - DIRECCION Y - PLACAS + PORTICOS C*A* (APORTICADO)
 - LA DENOMINACION DE LAS DIRECCIONES DE LOS EJES CARTESIANOS (X e Y) SE DETERMINA TAL COMO SE HAN DIBUJADO LAS LAMINAS EN LAS PLANTAS DE ENCOFRADOS.
 - 6) COEFICIENTE DE REDUCCION : $R_{x,y} = 1.00$ (PARA ANALISIS)
 - $R_{x,y} = 2.00$ (PARA DISEÑO)
 - 7) PERIODO FUNDAMENTAL S.A. : 2.76 seg
 - 8) DESPLAZAMIENTO MÁXIMO : 0.33 M
 - 9) DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO : 0.40 M
 - 10) DESPLAZAMIENTO "X" ó "Y" RELATIVOS ENTRE PISOS : $D/he < 0.0035$ (S.A. C*A*)
 - 1) PROYECTO : CARGAS PARA SISMO (D = 100% L = 50%)

1.1) DESPLAZAMIENTO DE NIVELES

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS (cm)	
	DIRECCION X	DIRECCION Y
Azotea	0.377	0.427
4	0.373	0.423
3	0.367	0.418
2	0.359	0.411
1	0.350	0.402
NIVEL DE BASE	0.342	0.394

1.2) DERIVAS DE ENTREPIESO EN CADA DIRECCION PRINCIPAL

NIVEL	DERIVAS DE ENTREPIESO	
	DIRECCION X	DIRECCION Y
Azotea	0.0017	0.0014
4	0.0024	0.0021
3	0.0030	0.0028
2	0.0034	0.0033
1	0.0032	0.0030
NIVEL DE BASE	0.68	0.79

$he = 3.20 \text{ m} / 3.90$ (PISO 1), 3.20 (RESTO);

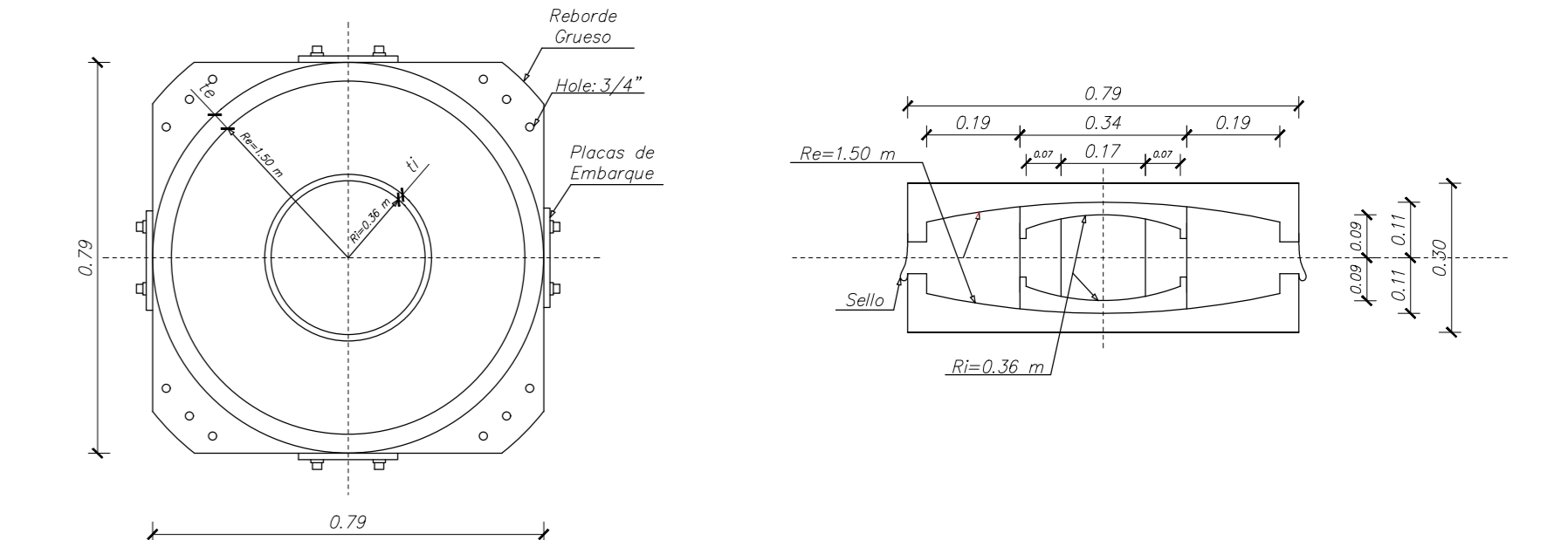
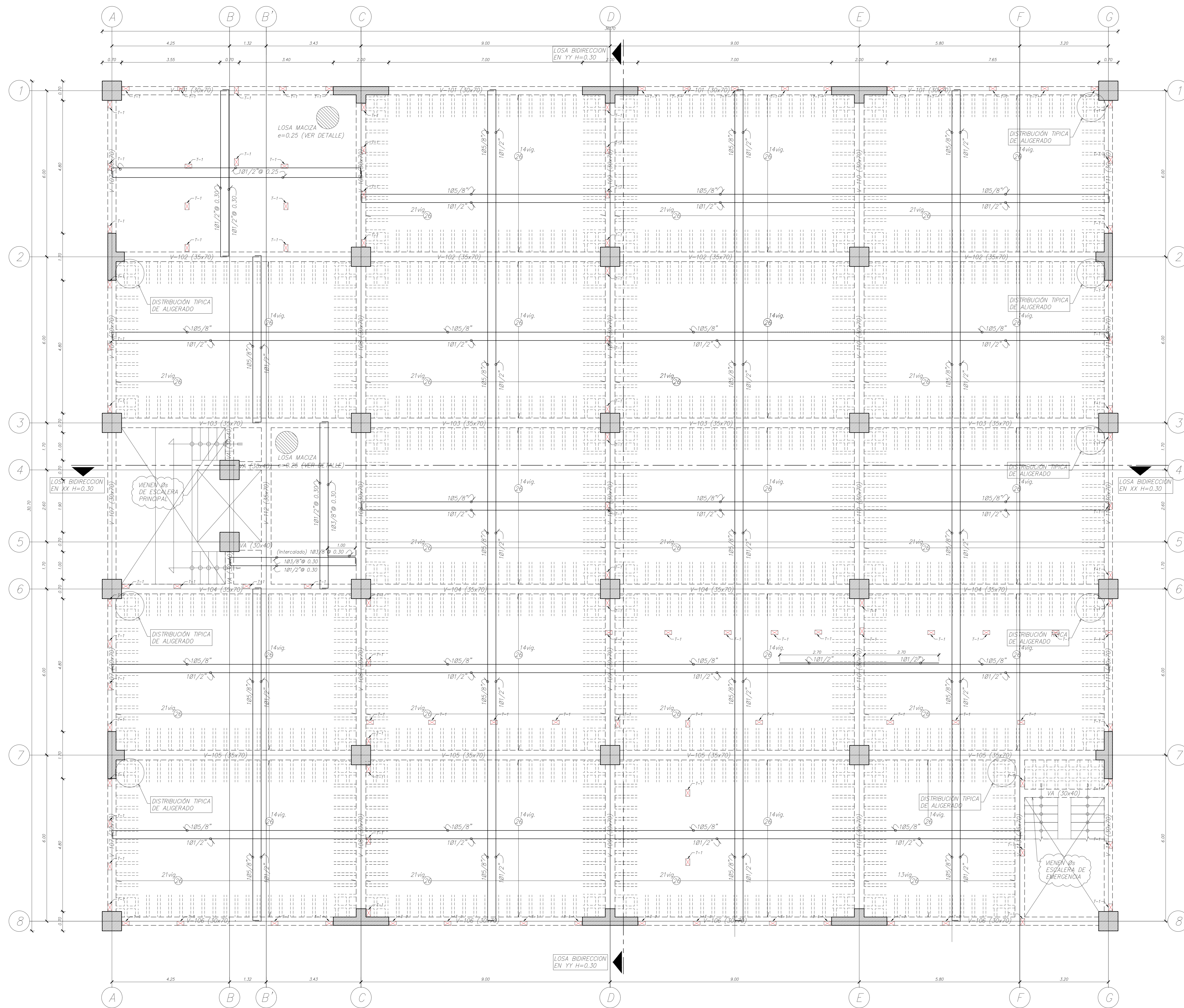
- J) SISTEMA DE AISLAMIENTO S.A.
 - 1) RIGIDEZ EFECTIVA DEL S.A. : $3097.17 \leq K_{eff}(\text{Ton/m}) \leq 4932.60$
 - 2) AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO DEL S.A. : $15\% \leq \eta_{eff} \leq 28\%$

ENCOFRADO NIVEL DE BASE
 S/C= 400 kg/m^2 CORREDORES Y ESCALERAS
 S/C= 250 kg/m^2 OFICINAS
 LOSA MACIZA $H=0.30 \text{ m}$
 (escala 1:100)

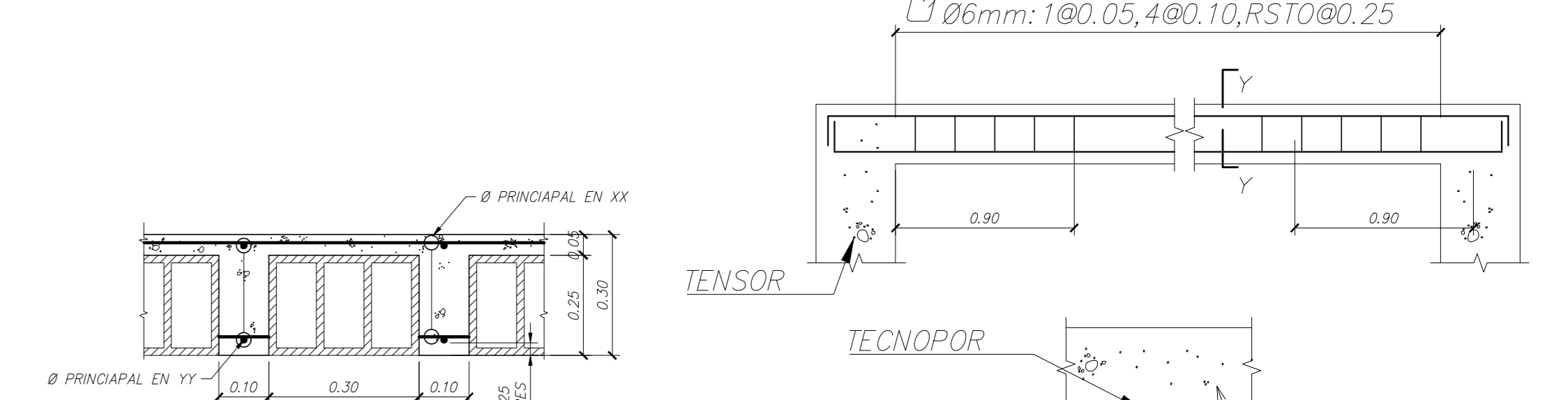
PROPIEDADES DINÁMICAS DEL AISLADOR TRIPLE PÉNDULO FRICCIÓN

PROPIEDAD	SIMBOLO	UNIDAD	L. NOMINAL	L. SUPERIOR	L. INFERIOR
N° AISLADORES	N°		32.00	32.00	32.00
RADIO EFECTIVO R2 Y R3	$R_{2eff} = R_{3eff}$	m	0.36	0.36	0.36
RADIO EFECTIVO R1 Y R4	$R_{2eff} = R_{3eff}$	m	1.50	1.50	1.50
ALTURA	H	cm	30.00	30.00	30.00
FACTOR DE MODIFICACIÓN λ	λ	-	1.00	1.80	0.60
COEFICIENTE DE FRICCIÓN INTERIOR	$\mu 2 = \mu 3$	-	0.02	0.036	0.012
COEFICIENTE DE FRICCIÓN EXTERIOR	$\mu 2 = \mu 3$	-	0.07	0.126	0.042
AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO	η_{eff}	%	22.00	28.00	15.00
DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO	D7M	m	0.40	0.40	0.40
RIGIDEZ EFECTIVA	K_{eff}	Ton/m	116.20	154.14	96.79
RIGIDEZ VERTICAL	K_v	Ton/m	55547.72	55547.72	55547.72

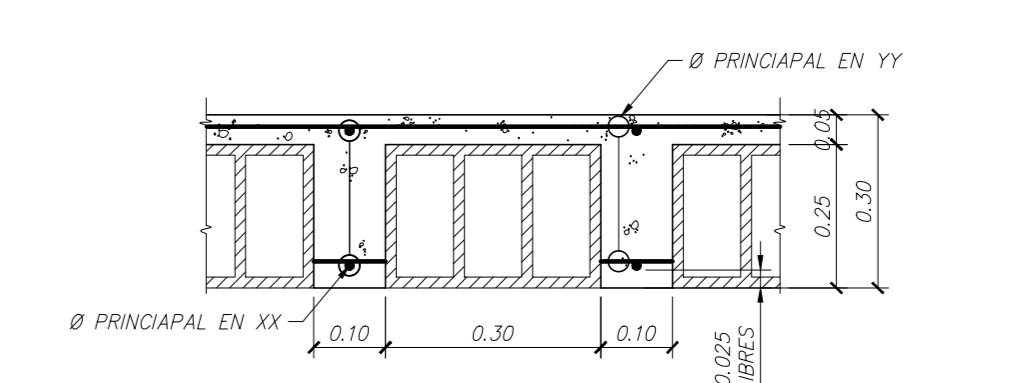
PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA	CLAVE: E-01
PROYECTO : EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS	N° PLANS : 06
TESISTAS : MARIELA M. YUCRA CHAPALLMA NESTOR A. QUISPE SULLI	ESCALA : 1/75
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA	DISEÑO : N.&M.
PLANO DE : PLANTA DE ENCOFRADO - NIVEL DE BASE	DIBUJO : N.&M.
Rev.	FECHA : JULIO 2020



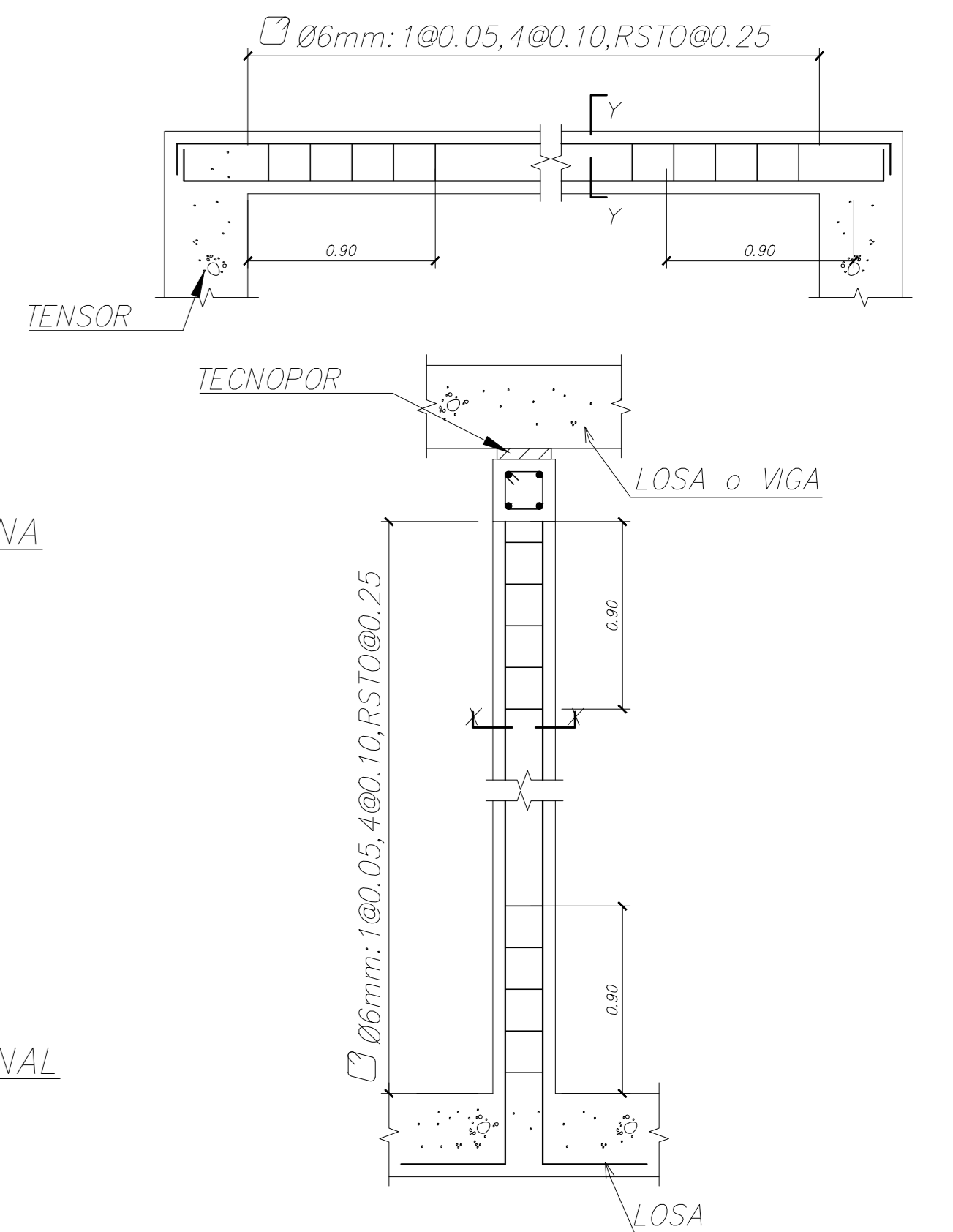
AISLADOR TRIPLE PÉNDULO FRICCIÓN (TPF) (79x79)
(escala 1:25)



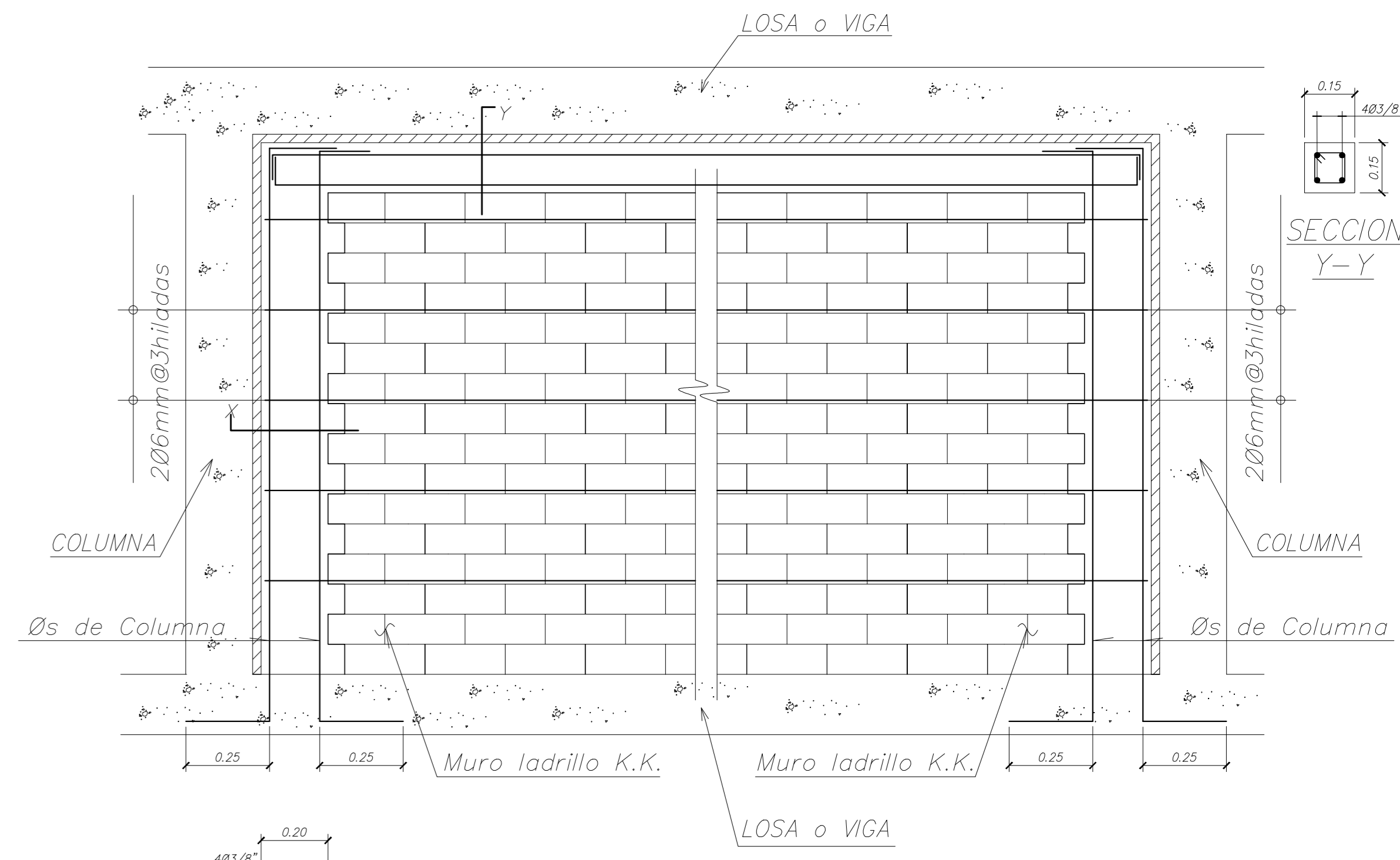
CORTE LOSA ALIGERADA BIDIRECCION EN XX (H=0.30)
(escala 1:25)



CORTE LOSA ALIGERADA BIDIRECCION EN YY (H=0.30)
(escala 1:25)



DETALLE DE TENSOR
(escala 1:50)



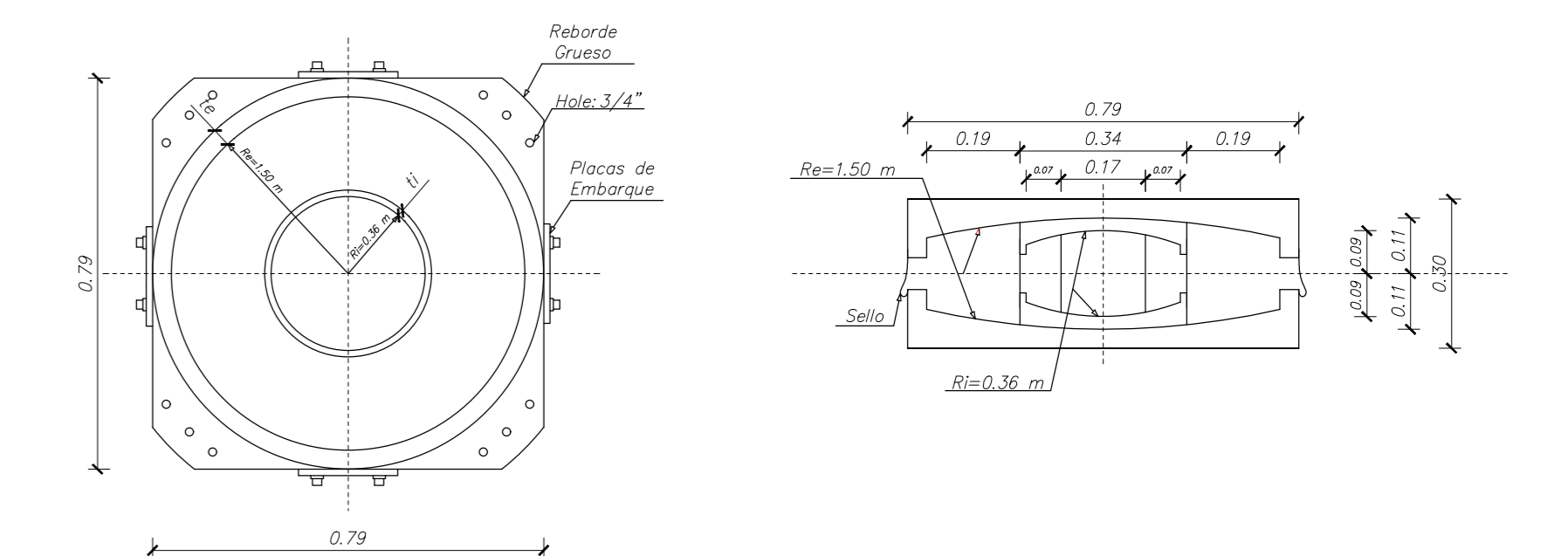
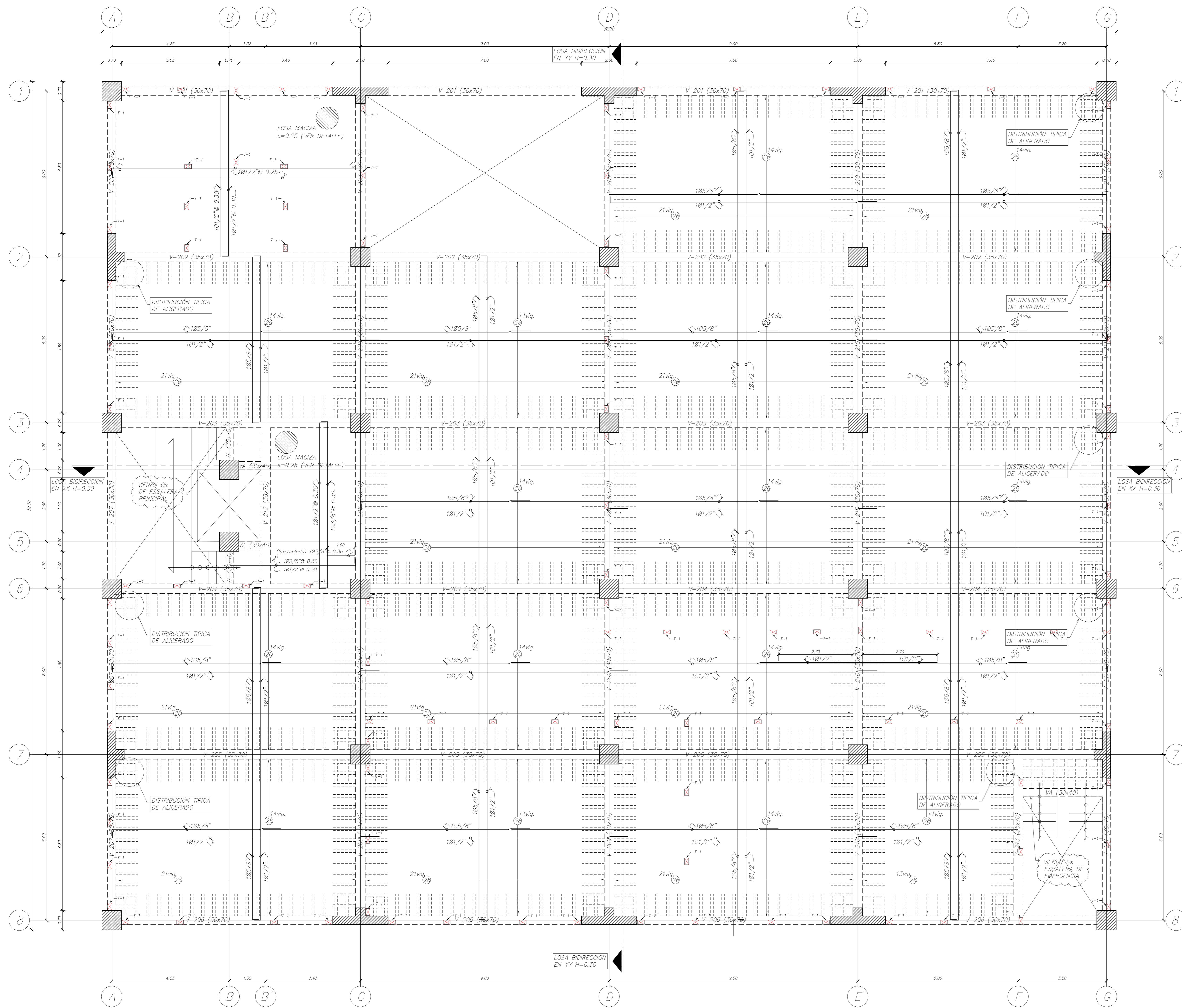
DETALLE DE AMARRE COLUMNA Y MURO (1º PISO)
(escala 1:25)

ENCOFRADO PISO 1
 S/C= 400 kg/m² CORREDORES Y ESCALERAS
 S/C= 250 kg/m² OFICINAS
 LOSA ALIGERADA H=0.30m
 (escala 1:100)

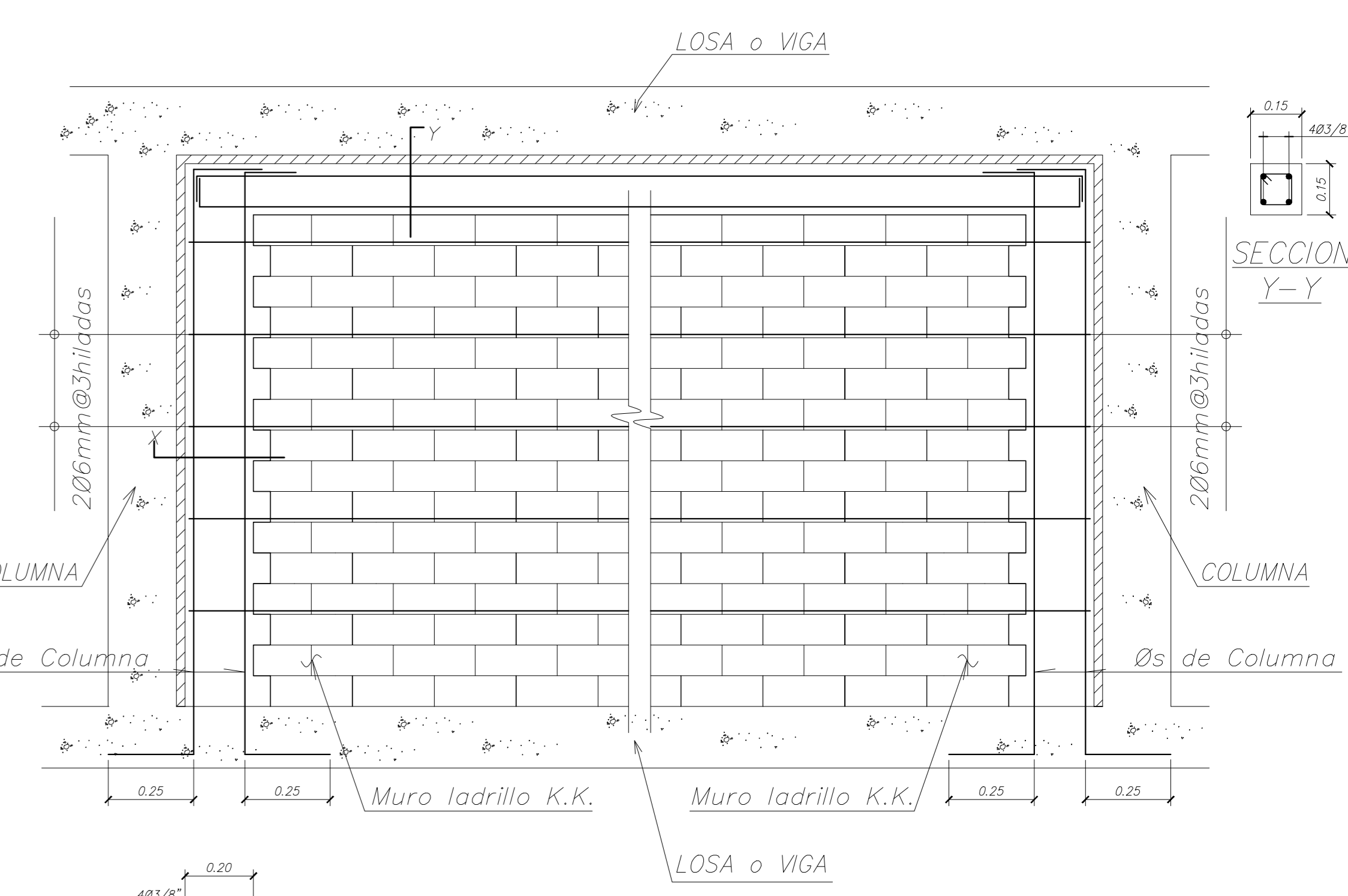
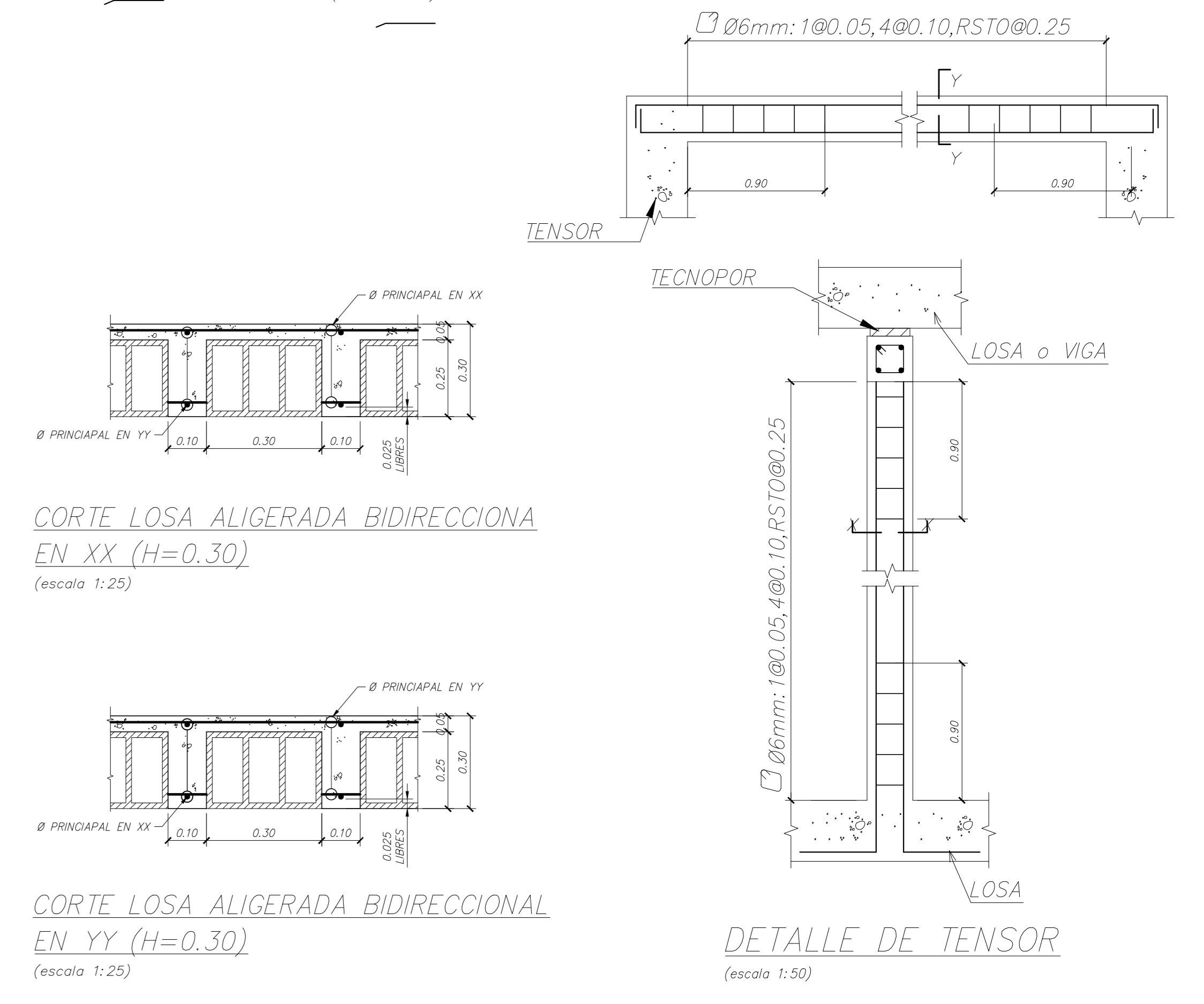
PROPIEDADES DINÁMICAS DEL AISLADOR TRIPLE PÉNDULO FRICCIÓN

PROPIEDAD	SIMBOLO	UNIDAD	L. NOMINAL	L. SUPERIOR	L. INFERIOR
Nº AISLADORES	N	u	32.00	32.00	32.00
RADIO EFECTIVO R2 Y R3	R2eff = R3	m	0.36	0.36	0.36
RADIO EFECTIVO R1 Y R4	R2eff = R3eff	m	1.50	1.50	1.50
ALTURA	H	cm	30.00	30.00	30.00
FACTOR DE MODIFICACIÓN λ	λ	-	1.00	1.80	0.60
COEFICIENTE DE FRICCIÓN INTERIOR	μ2 = μ3	-	0.02	0.036	0.012
COEFICIENTE DE FRICCIÓN EXTERIOR	μ2 = μ3	-	0.07	0.126	0.042
AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO	βeff	%	22.00	28.00	15.00
DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO	DTM	m	0.40	0.40	0.40
RIGIDEZ EFECTIVA	Keff	Ton/m	116.20	154.14	96.79
RIGIDEZ VERTICAL	Kv	Ton/m	55547.72	55547.72	55547.72

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA		CLAVE: E-02
PROYECTO: EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS		Nº PLANS: 07
TESISTAS: MARIELA M. YUCRA CHAPALLMA NESTOR A. QUISPE SUNI	ESCALA: 1/75	DISEÑO: N.&M.
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA	DIBUJO: N.&M.	FECHA: JULIO 2020
PLANO DE: PLANTA DE ENCOFRADO - 1º NIVEL		



AISLADOR TRIPLE PÉNDULO FRICCIÓN (TPF) (79x79) (escala 1:25)



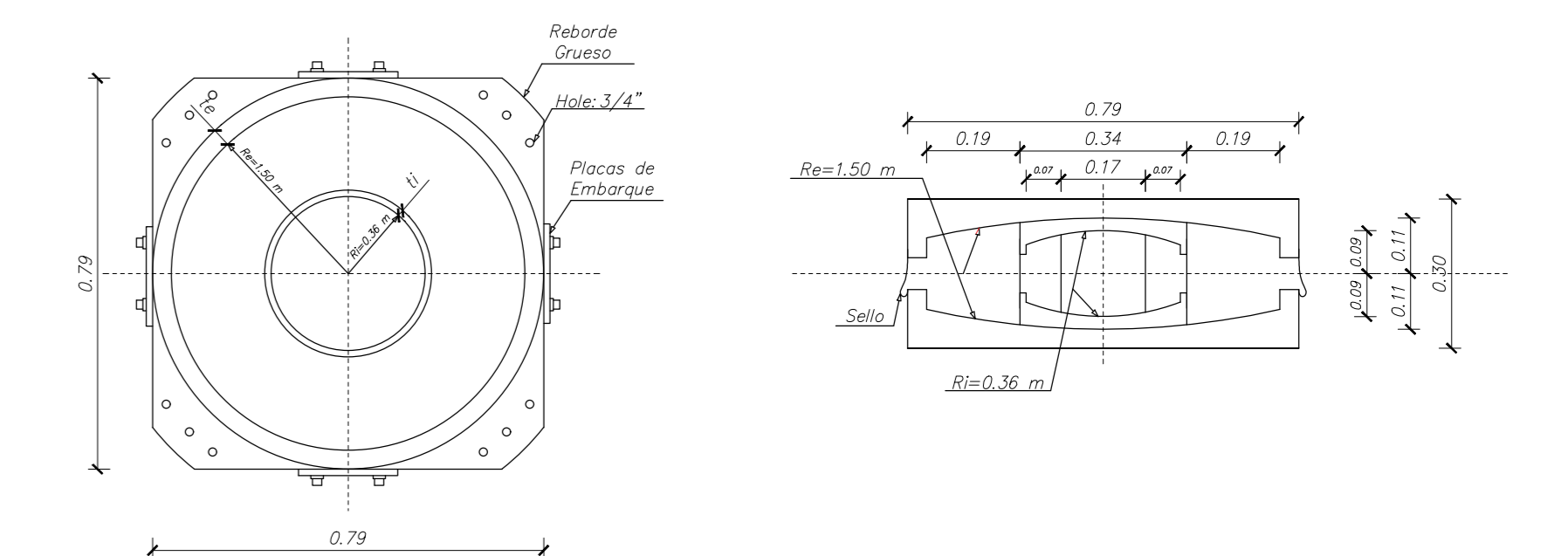
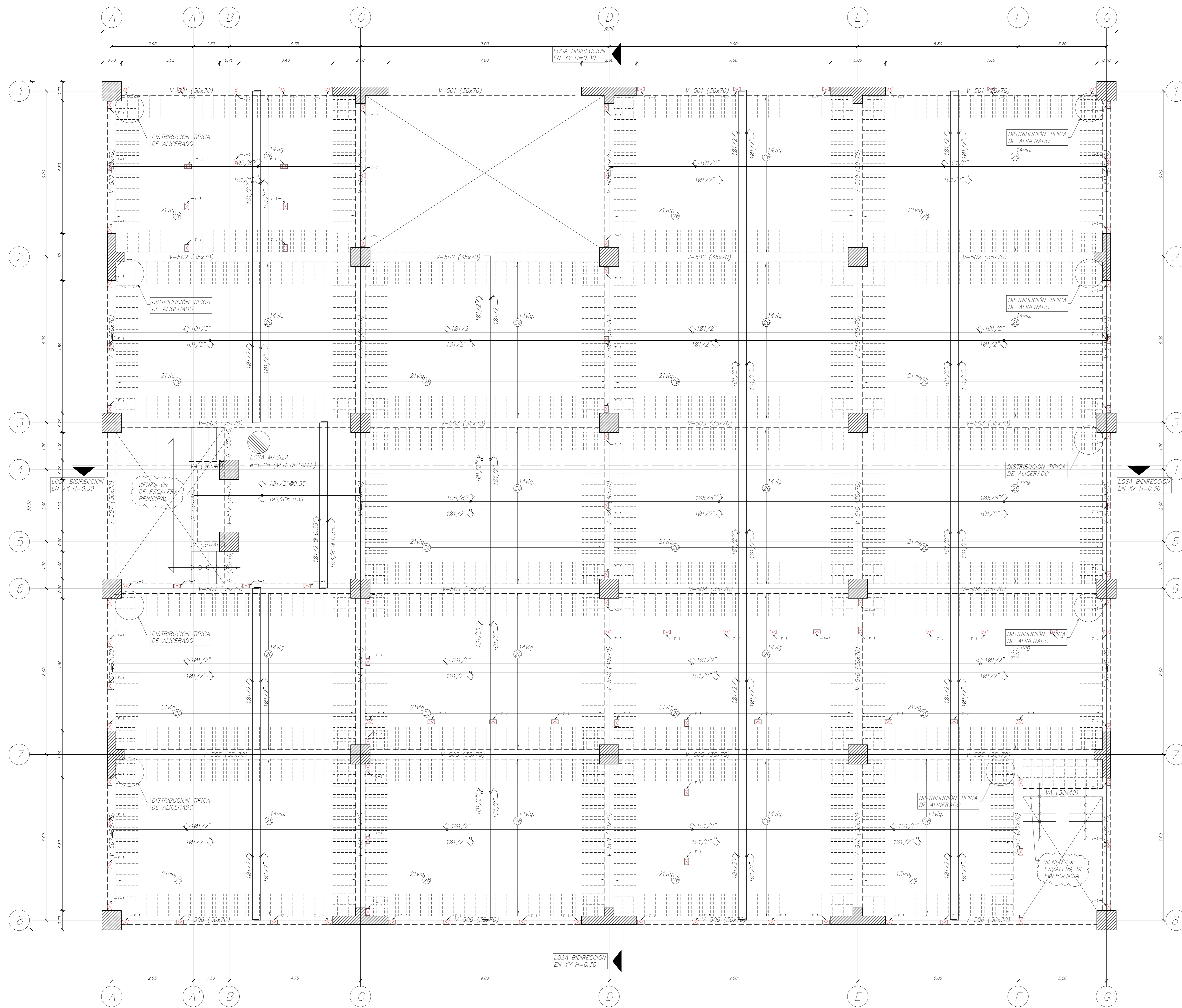
DETALLE DE AMARRE COLUMNA Y MURO (1º PISO) (escala 1:25)

ENCOFRADO PISO 2,3,4
 S/C= 400 kg/m² CORREDORES Y ESCALERAS
 S/C= 250 Kg/m² OFICINAS
 LOSA ALIGERADA H=0.30m
 (escala 1:100)

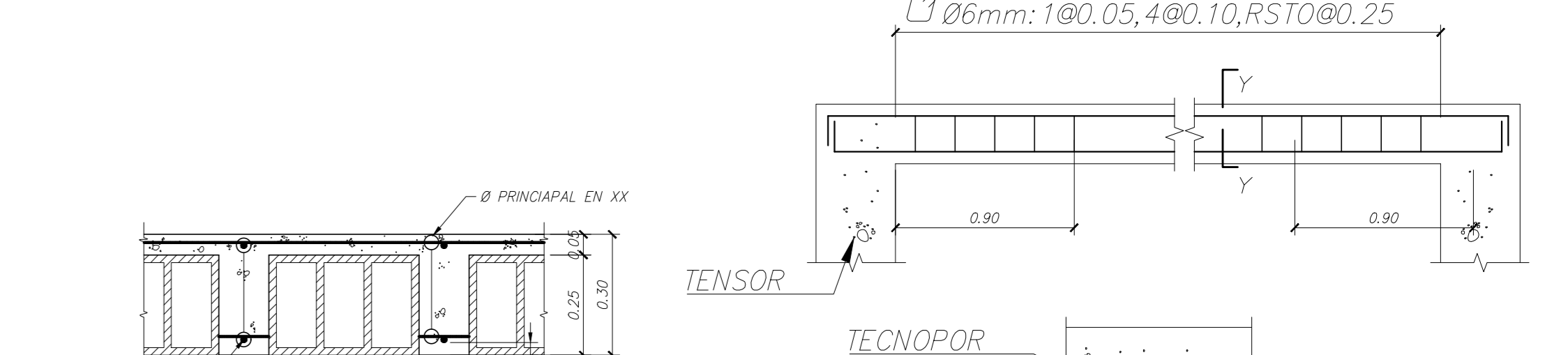
PROPIEDADES DINÁMICAS DEL AISLADOR TRIPLE PÉNDULO FRICCIÓN

PROPIEDAD	SÍMBOLO	UNIDAD	L. NOMINAL	L. SUPERIOR	L. INFERIOR
Nº AISLADORES	Nº	u	32.00	32.00	32.00
RADIO EFECTIVO R2 Y R3	R2eff = R3eff	m	0.36	0.36	0.36
RADIO EFECTIVO R1 Y R4	R2eff = R3eff	m	1.50	1.50	1.50
ALTURA	H	cm	30.00	30.00	30.00
FACTOR DE MODIFICACIÓN λ	λ	-	1.00	1.80	0.60
COEFICIENTE DE FRICCIÓN INTERIOR	μ2 = μ3	-	0.02	0.036	0.012
COEFICIENTE DE FRICCIÓN EXTERIOR	μ2 = μ3	-	0.07	0.126	0.042
AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO	βeff	%	22.00	28.00	15.00
DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO	D7M	m	0.40	0.40	0.40
RIGIDEZ EFECTIVA	Keff	Ton/m	116.20	154.14	96.79
RIGIDEZ VERTICAL	Kv	Ton/m	55547.72	55547.72	55547.72

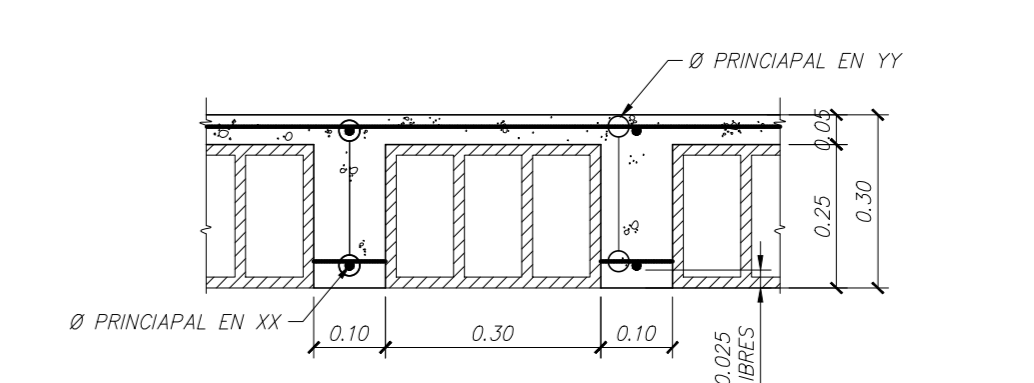
PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA	CLAVE: E-03
PROYECTO: EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS	Nº PLANS: 08
TESISTAS: MARIELA M. YUCRA CHAPALLMA NESTOR A. QUISPE SUNI	ESCALA: 1/75
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA	DISEÑO: N.&M.
PLANO DE: PLANTA DE ENCOFRADO - 2º; 3º; 4º NIVEL	DIBUJO: N.&M.
Rev.	FECHA: JULIO 2020



AISLADOR TRIPLE PÉNDULO FRICCIÓN (TPF) (79x79)
(escala 1:25)

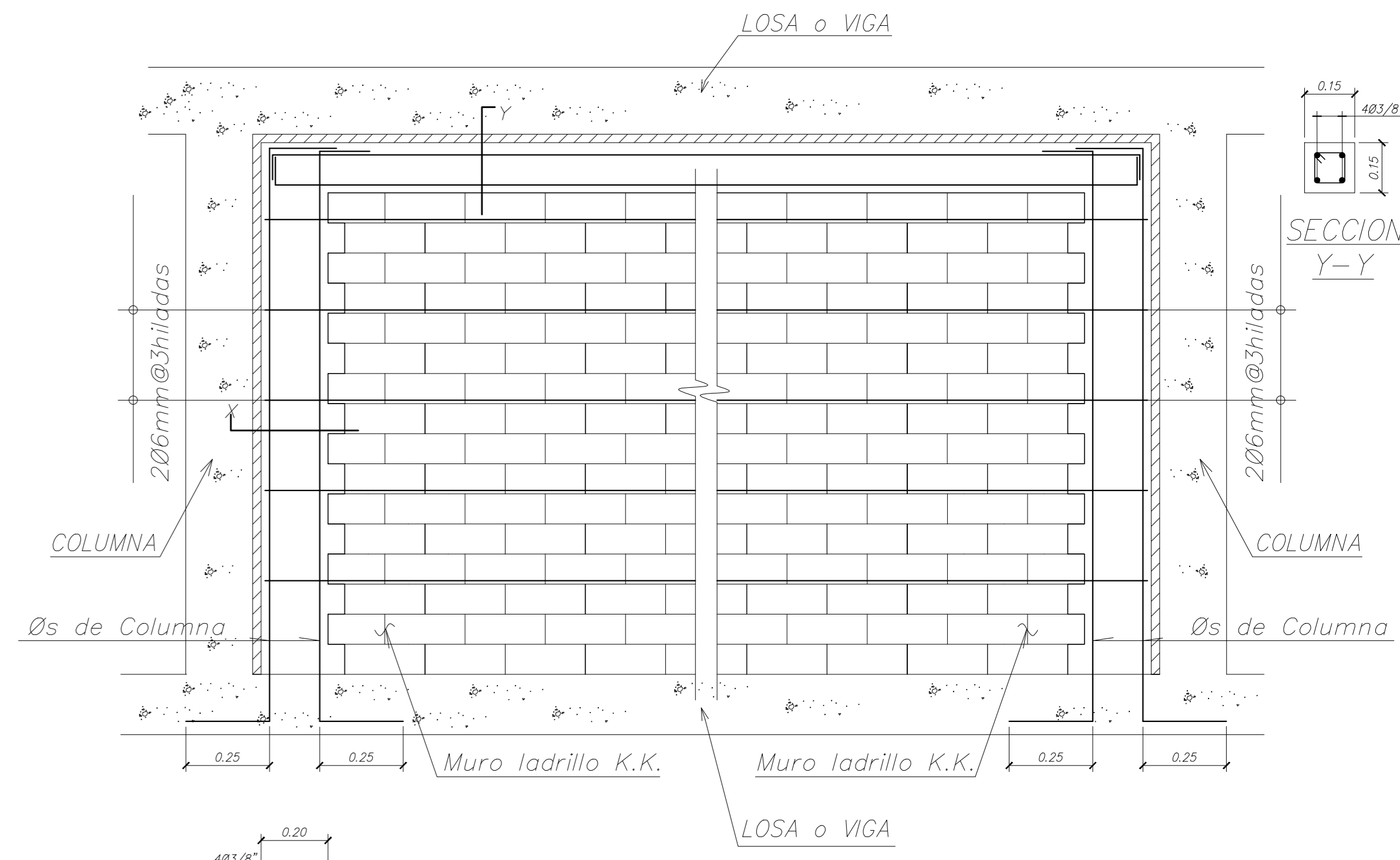


CORTE LOSA ALIGERADA BIDIRECCION EN XX (H=0.30)
(escala 1:25)



CORTE LOSA ALIGERADA BIDIRECCION EN YY (H=0.30)
(escala 1:25)

DETALLE DE TENSOR
(escala 1:50)



DETALLE DE AMARRE COLUMNA Y MURO (1º PISO)
(escala 1:25)

ENCOFRADO PISO 5
S/C= 400 kg/m² CORREDORES Y ESCALERAS
S/C= 250 Kg/m² OFICINAS
LOSA ALIGERADA H=0.30m
(escala 1:100)

PROPIEDADES DINÁMICAS DEL AISLADOR TRIPLE PÉNDULO FRICCIÓN

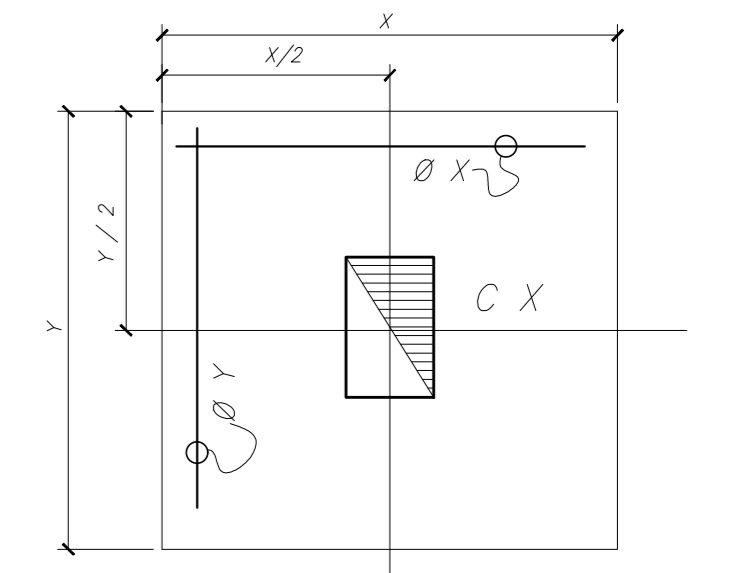
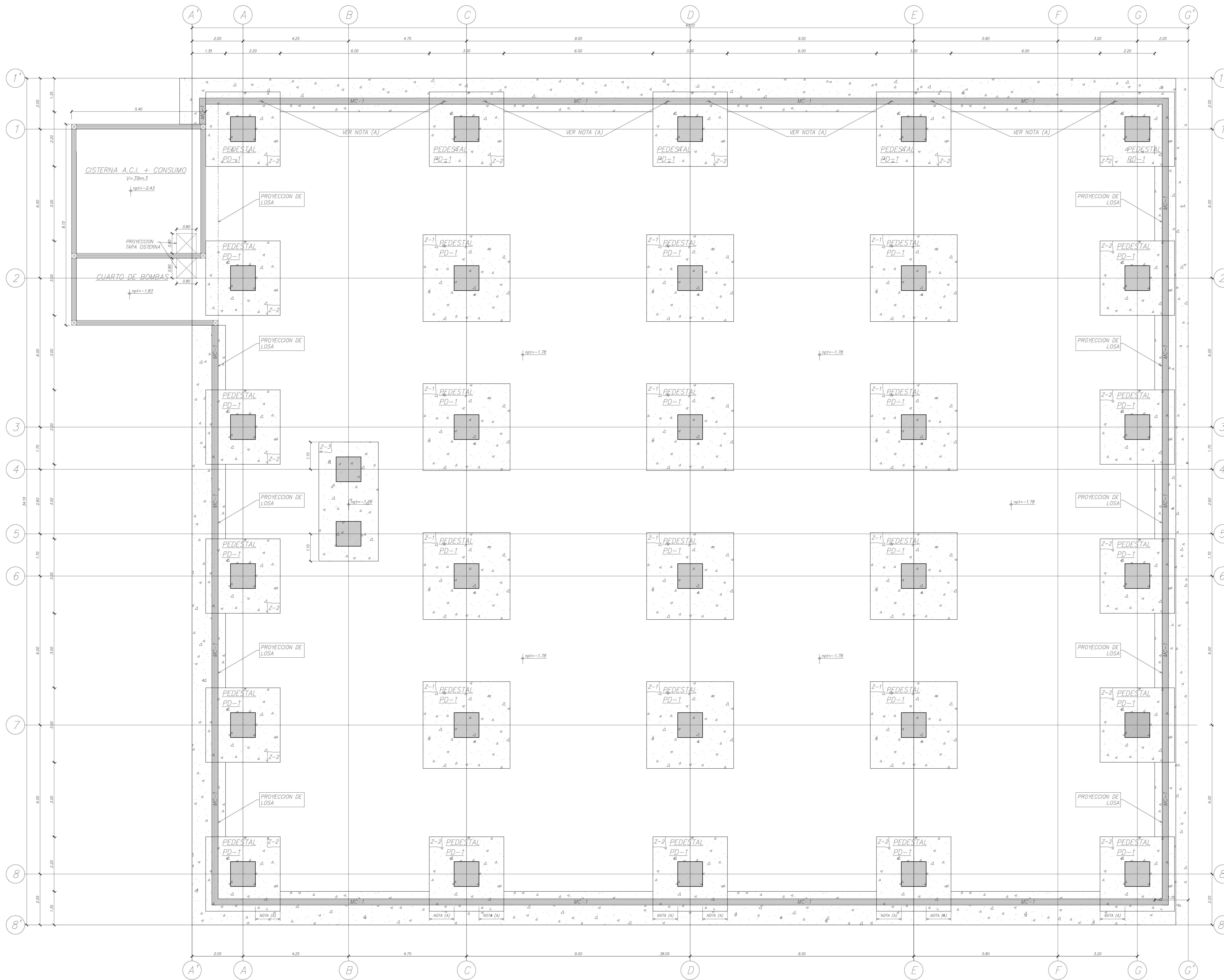
PROPIEDAD	SÍMBOLO	UNIDAD	L. NOMINAL	L. SUPERIOR	L. INFERIOR
N° AISLADORES	N°	u	32.00	32.00	32.00
RADIO EFECTIVO R2 Y R3	R2eff = R3eff	m	0.36	0.36	0.36
RADIO EFECTIVO R1 Y R4	R2eff = R3eff	m	1.50	1.50	1.50
ALTURA	H	cm	30.00	30.00	30.00
FACTOR DE MODIFICACIÓN λ	λ	-	1.00	1.80	0.60
COEFICIENTE DE FRICCIÓN INTERIOR	μ2 = μ3	-	0.02	0.036	0.012
COEFICIENTE DE FRICCIÓN EXTERIOR	μ2 = μ3	-	0.07	0.126	0.042
AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO	βeff	%	22.00	28.00	15.00
DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO	D7M	m	0.40	0.40	0.40
RIGIDEZ EFECTIVA	Keff	Ton/m	116.20	154.14	96.79
RIGIDEZ VERTICAL	Kv	Ton/m	55547.72	55547.72	55547.72

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA		CLAVE: E-04
PROYECTO: EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS		N° PLANOS: 09
TESISTAS: MARIELA M. YUCRA CHAPALLMA NESTOR A. QUISPE SUNI		ESCALA: 1/75
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA		DISEÑO: N.&M.
PLANO DE: PLANTA DE ENCOFRADO - 5º NIVEL		DIBUJO: N.&M.
Rev.		FECHA: JULIO 2020

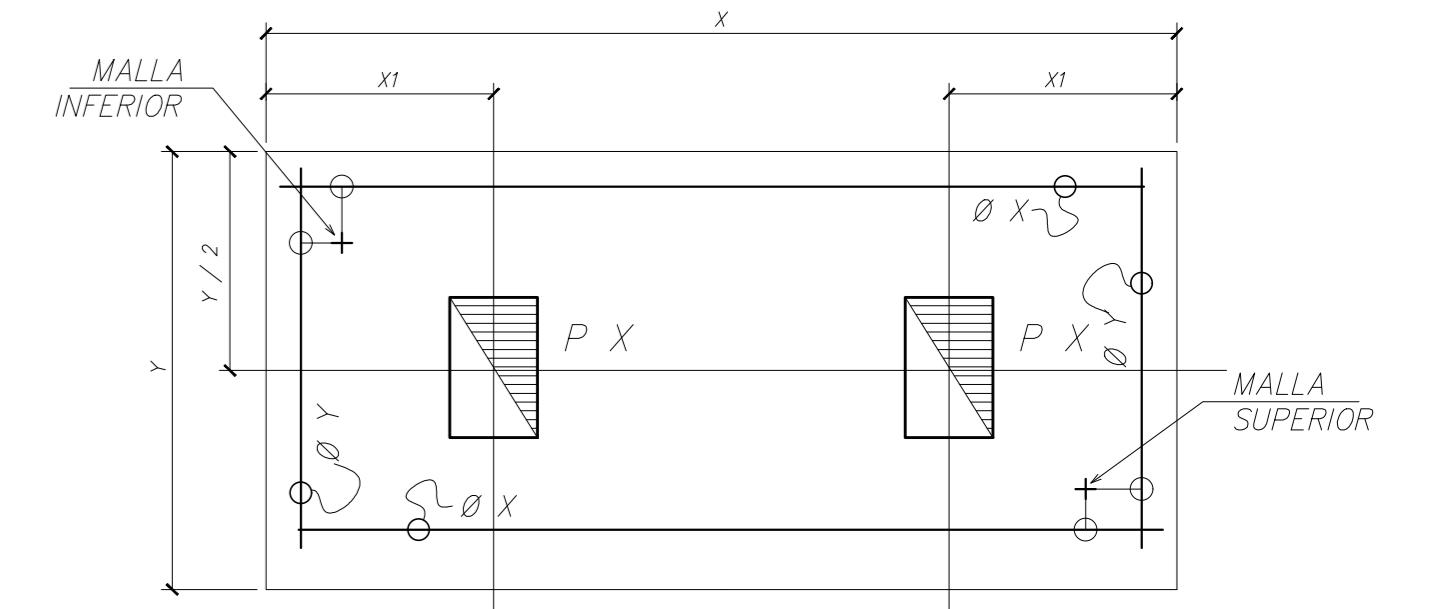
PLANTA DE CIMIENTOS

N.P.T. = -1.78m

(escala 1:100)



(TIPO 1)



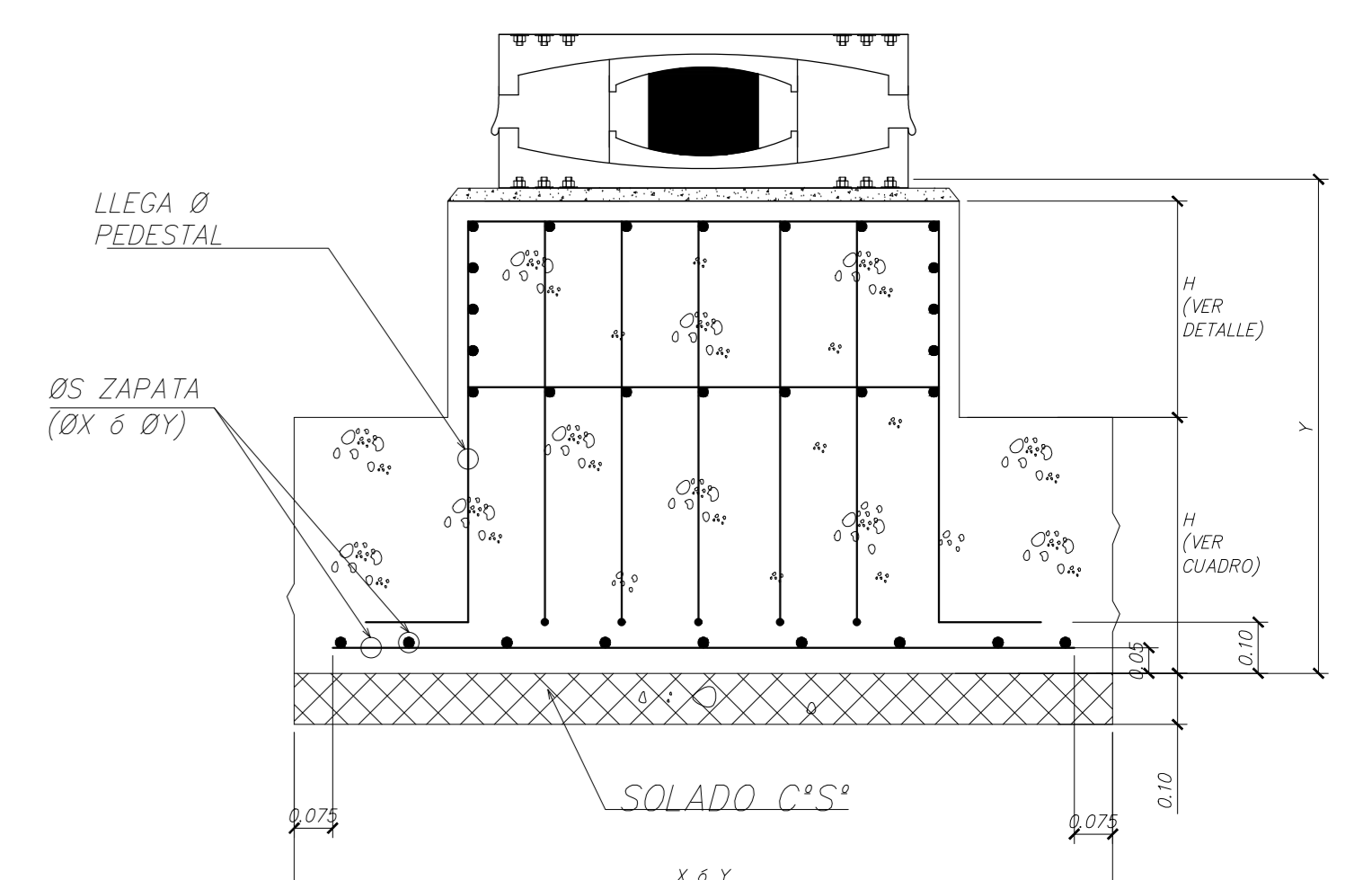
(TIPO 2)

PLANTAS-CLAVE ZAPATAS

(escala 1:25)

CUADRO CLAVE ZAPATAS


TIPO	DIMENSIONES (m)			ARMADURA	
	X(m)	Y(m)	H(m)	ϕ x ϕ 0.15	ϕ y ϕ 0.15
Z-1	3.50	3.50	0.70	21 ϕ 3/4"	21 ϕ 3/4"
Z-2	3.00	3.00	0.70	19 ϕ 5/8"	19 ϕ 5/8"
Z-3	2.40	4.80	0.80	15 ϕ 5/8"	31 ϕ 5/8"



DETALLE ELEVACION TIPO ZAPATAS

(escala 1:25)

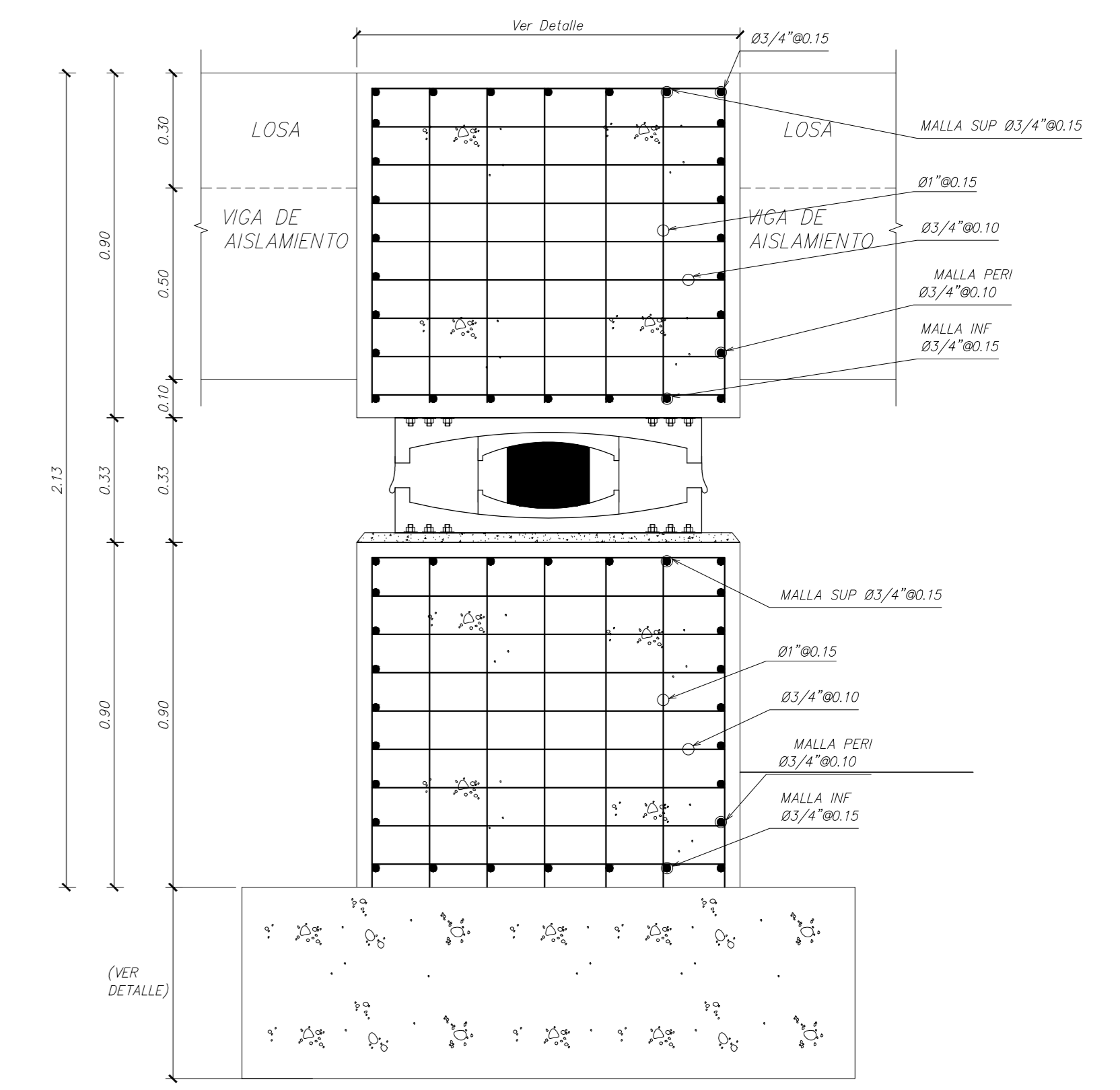
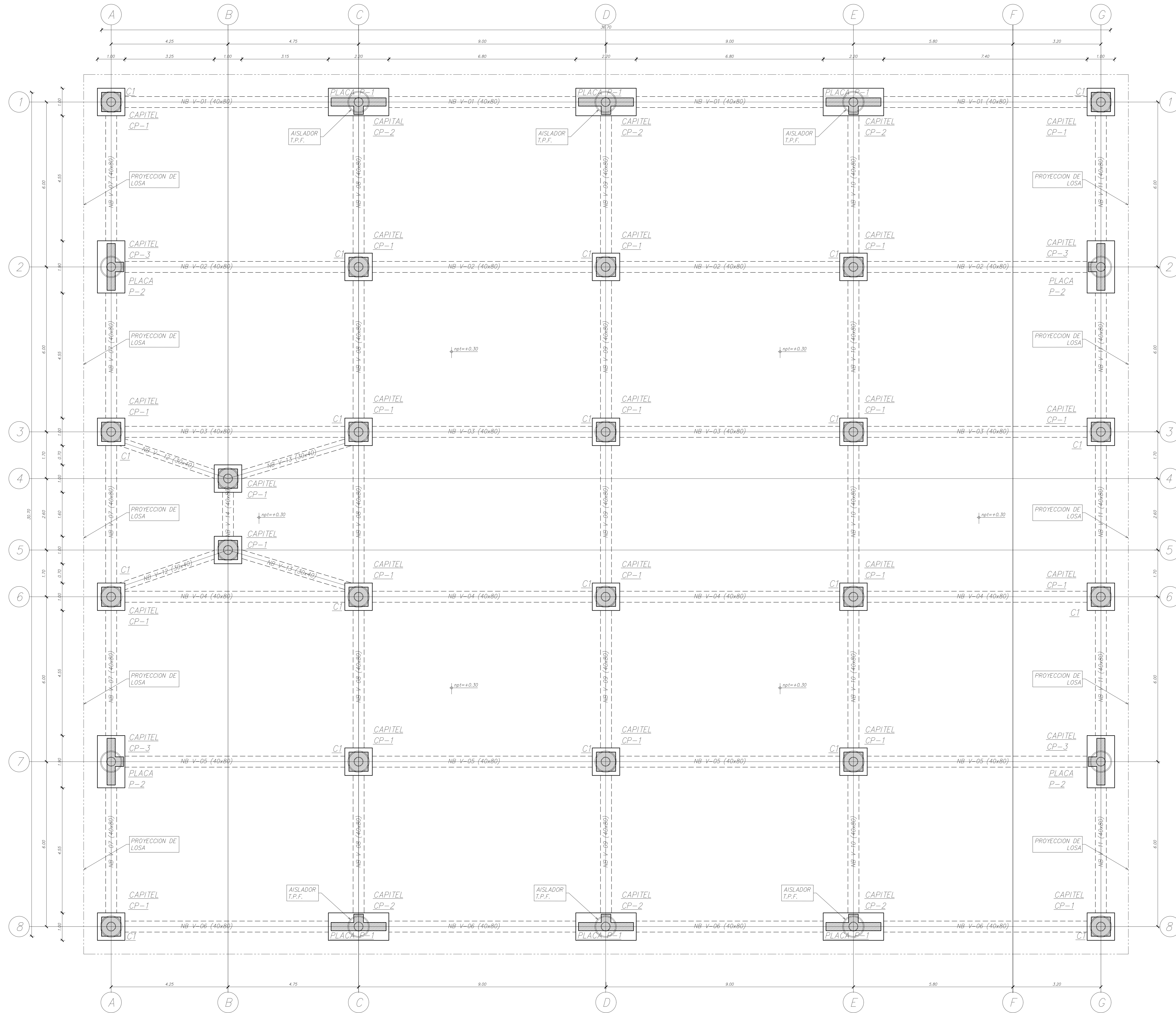
- NOTA : SE DEJARA 6 PREVERA JUNTA DE 50 CM HACIA EDIFICACIONES VECINAS.
- NOTA (A) : LOS ØS DEL MURO DE CONTENCIÓN INCIAN EN ZAPATA CONTIGUA(VER PLANTA)

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA	 CLAVE : E-05
PROYECTO : EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS	
TESTISTAS : MARIELA M. YUCRA CHAPALLMA NESTOR A. QUISPE SUNI	Nº PLANOS : 10
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA	ESCALA : 1/75
PLANTA DE : PLANTA DE CIMIENTOS	DISERO : N.&M.
Rev.	DIBUJO : N.&M.
	FECHA : JULIO 2020

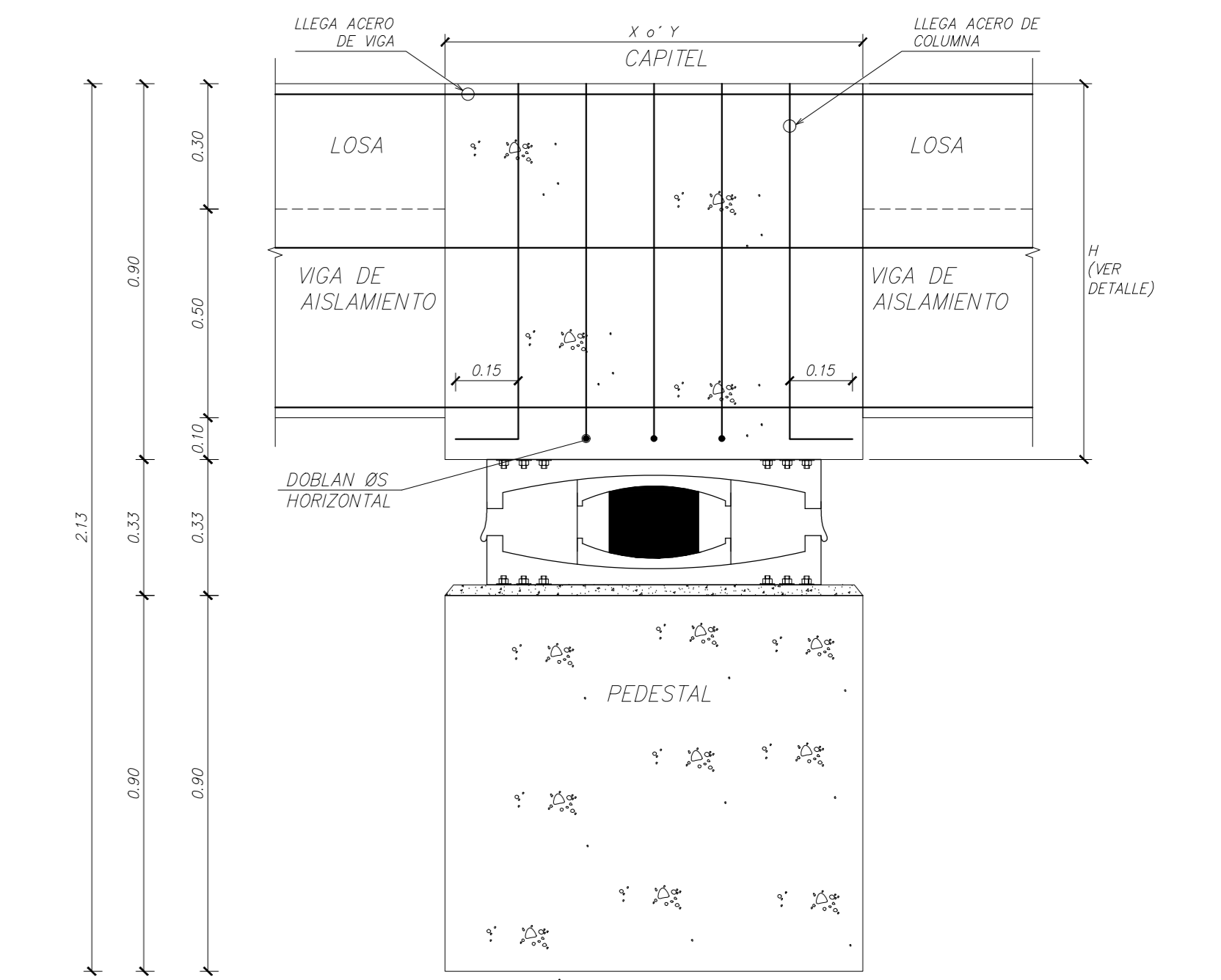
PLANTA DEL NIVEL DE BASE

N.P.T. = +0.30m

(escala 1:100)



DETALLE GENERAL PARA NIVELES DE PEDESTALES Y CAPITEL (escala 1:25)

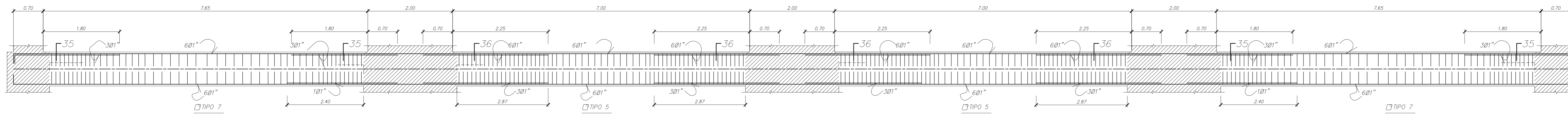


DETALLE GENERAL PARA NIVELES DE PEDESTALES Y CAPITEL (escala 1:25)

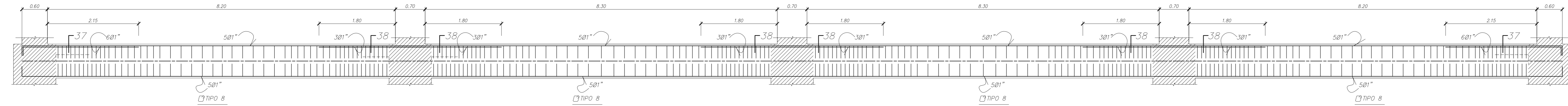
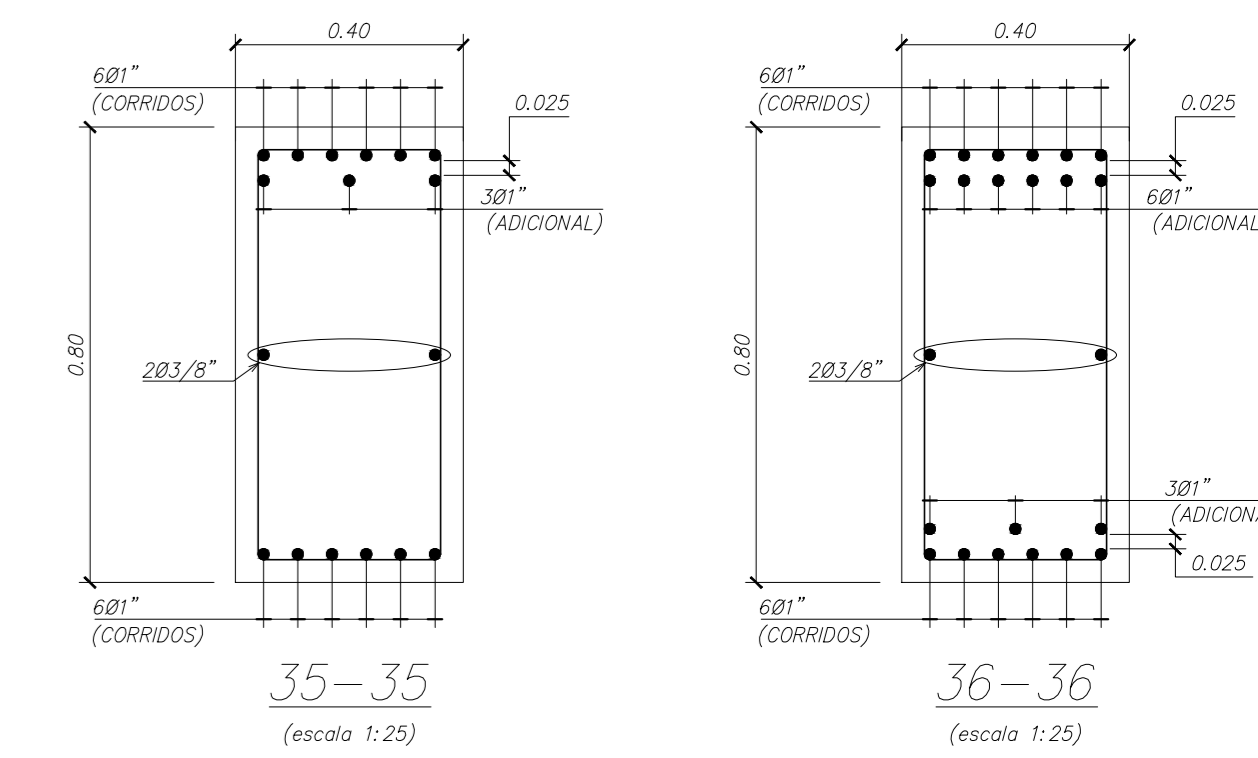
CUADRO CLAVE CAPITEL

TIPO	DIMENSIONES (m)		H(m)
	X(m)	Y(m)	
CP-1	1.00	1.00	0.90
CP-2	2.20	1.00	0.90
CP-3	1.40	1.90	0.90

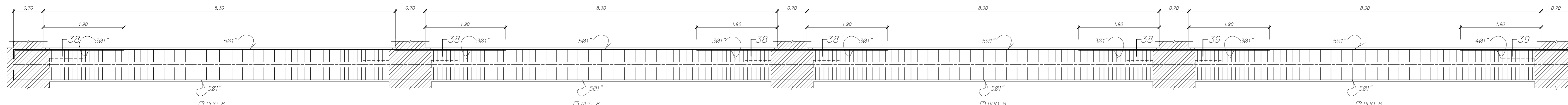
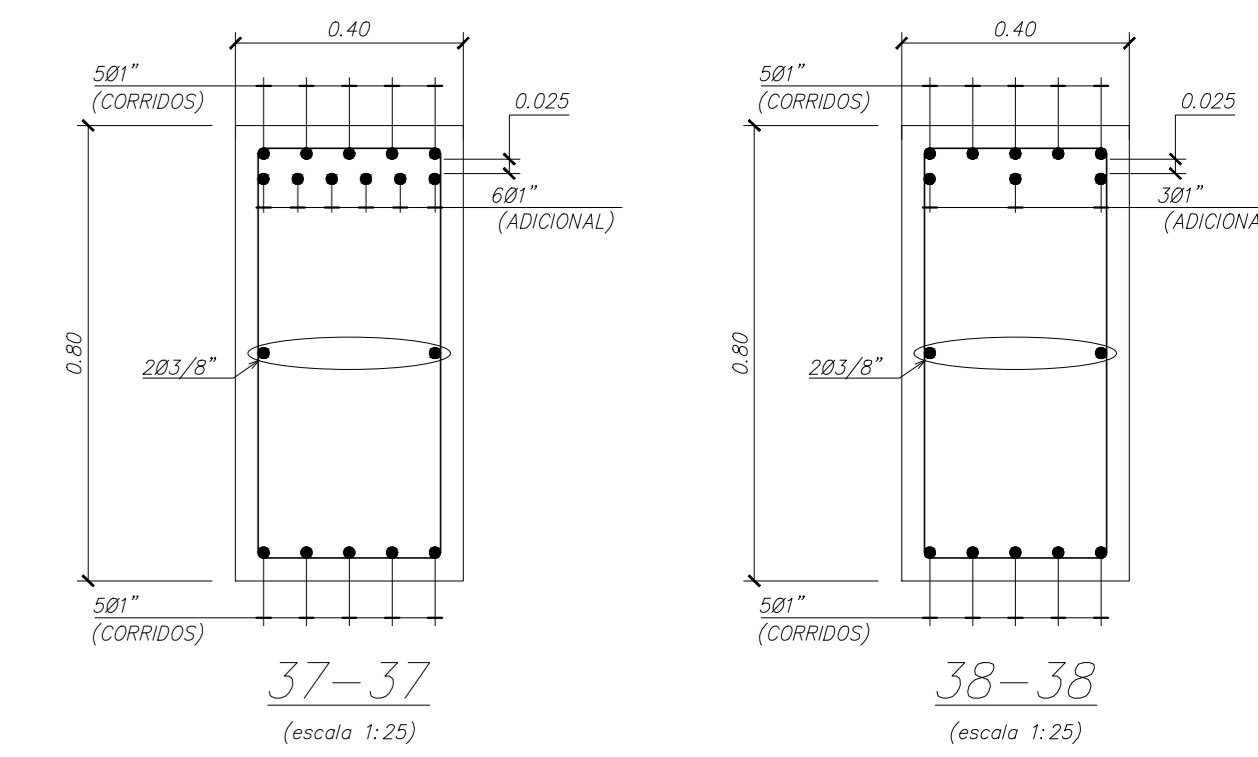
Rev.	PROPIETARIO:	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA		CLAVE:	E-06
	PROYECTO:	EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS		Nº PLANS:	11
	TESISTAS:	MARIELA M. YUCRA CHAPALLA NESTOR A. QUISPE SUNI		ESCALA:	1/75
	DIRECTOR DE TESIS:	JORGE ROSAS ESPINOZA		DISEÑO:	N.&M.
	PLANO DE:	PLANTA SISTEMA DE AISLAMIENTO		DEBUIO:	N.&M.
				FECHA:	JULIO 2020



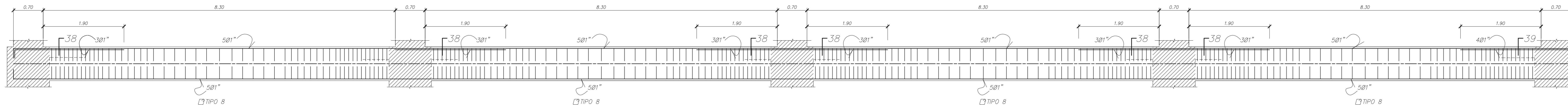
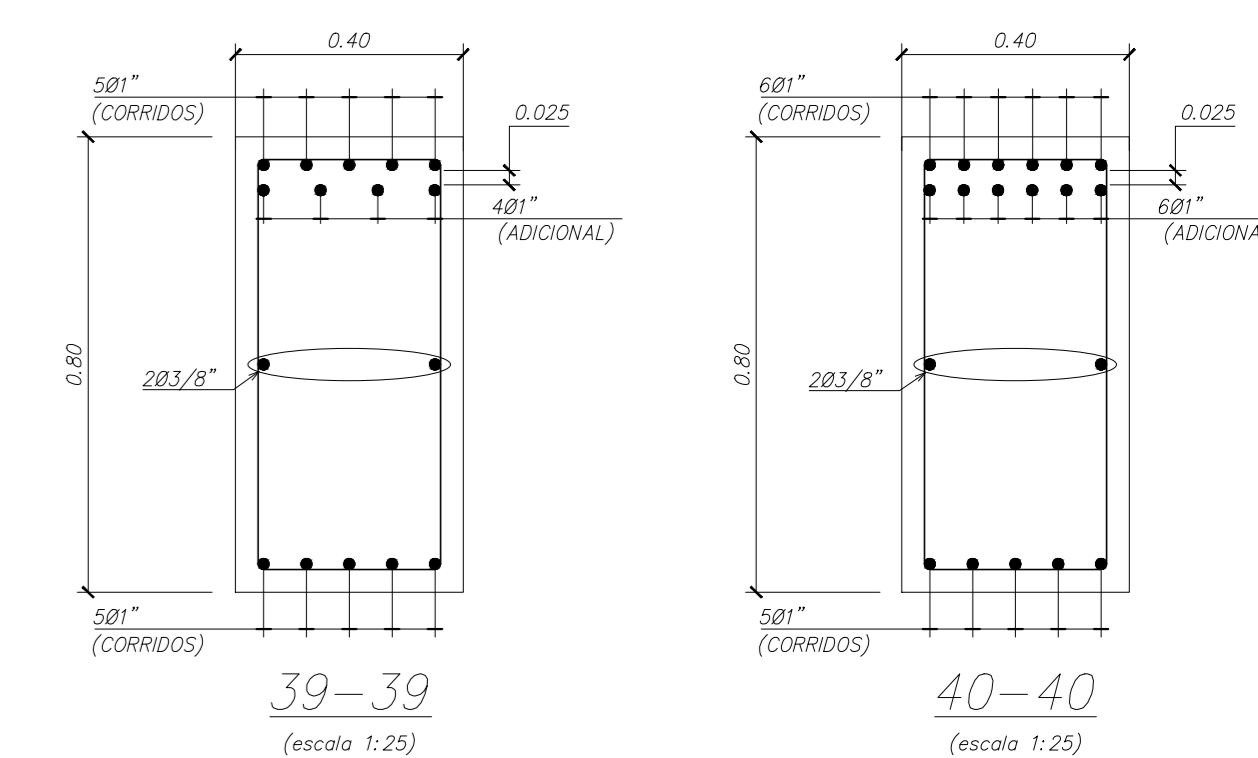
VIGA NB V-01(40x80)
(escala 1:75)



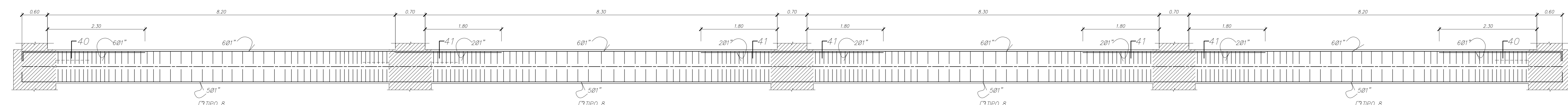
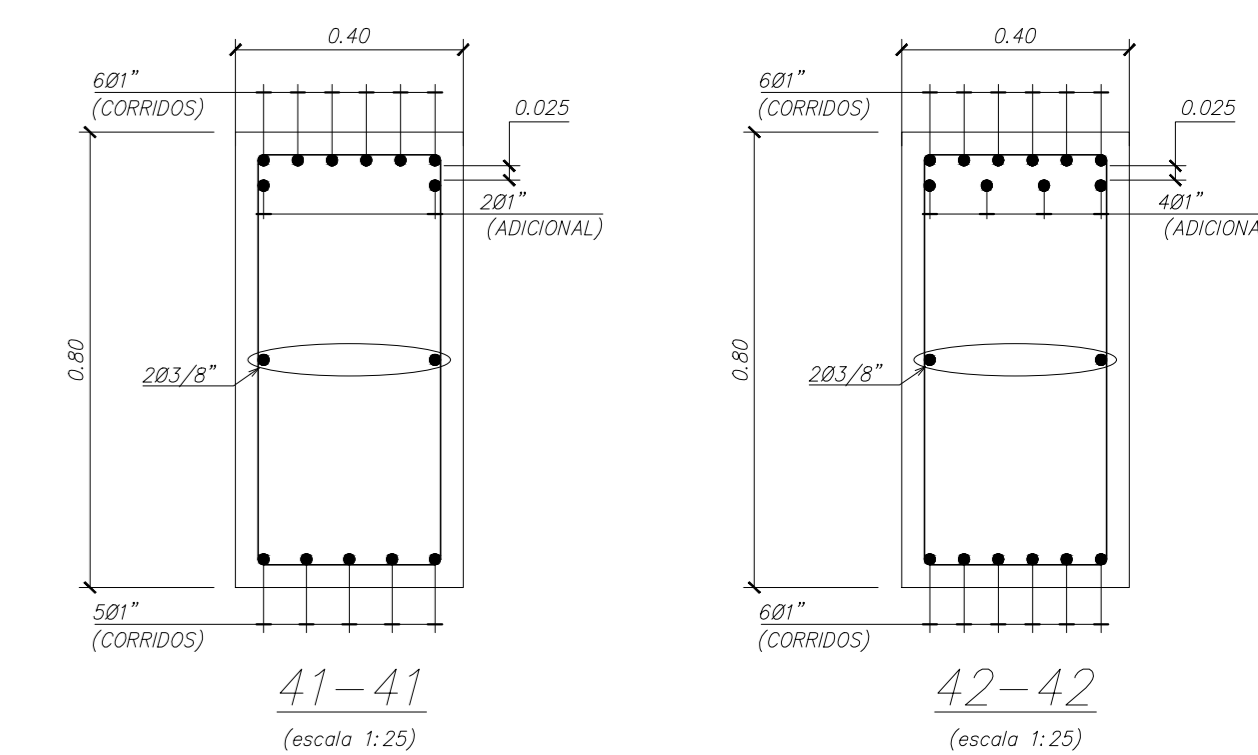
VIGA NB V-02(40x80)
(escala 1:75)



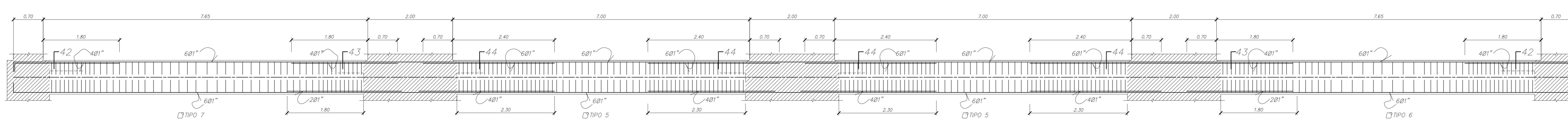
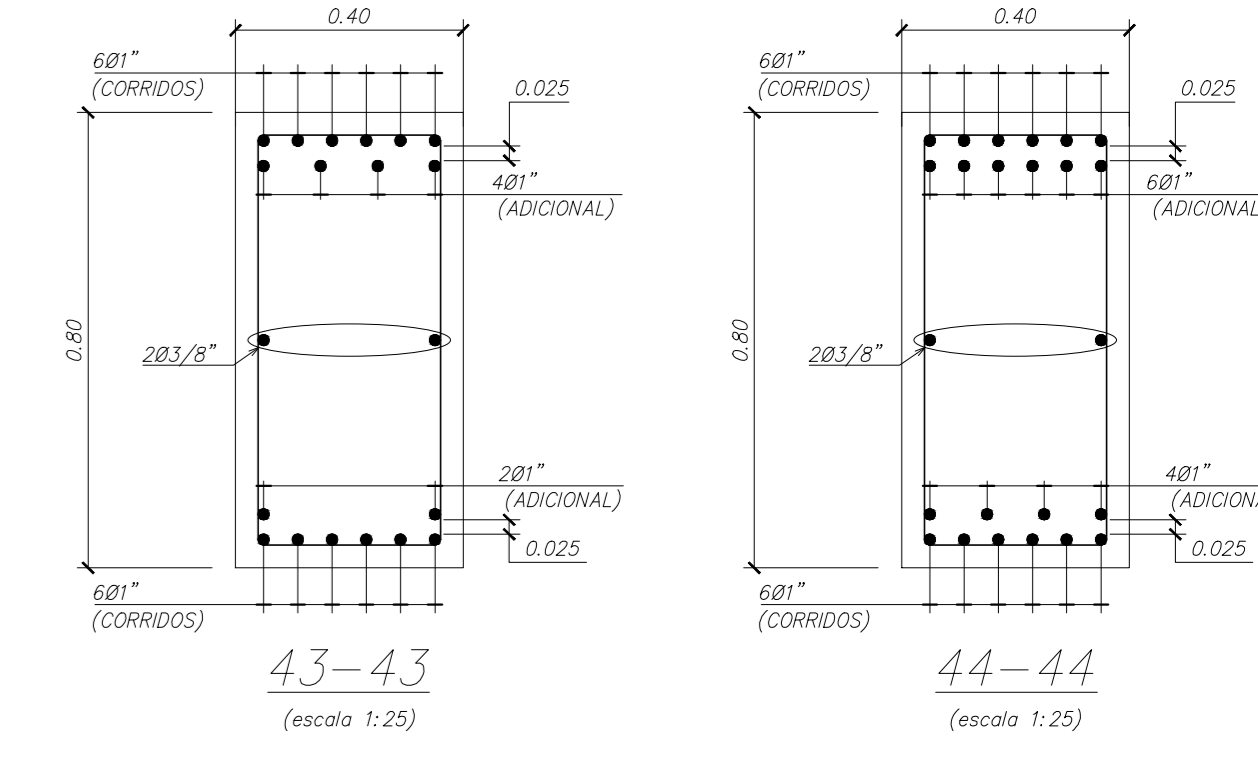
VIGA NB V-03(40x80)
(escala 1:75)



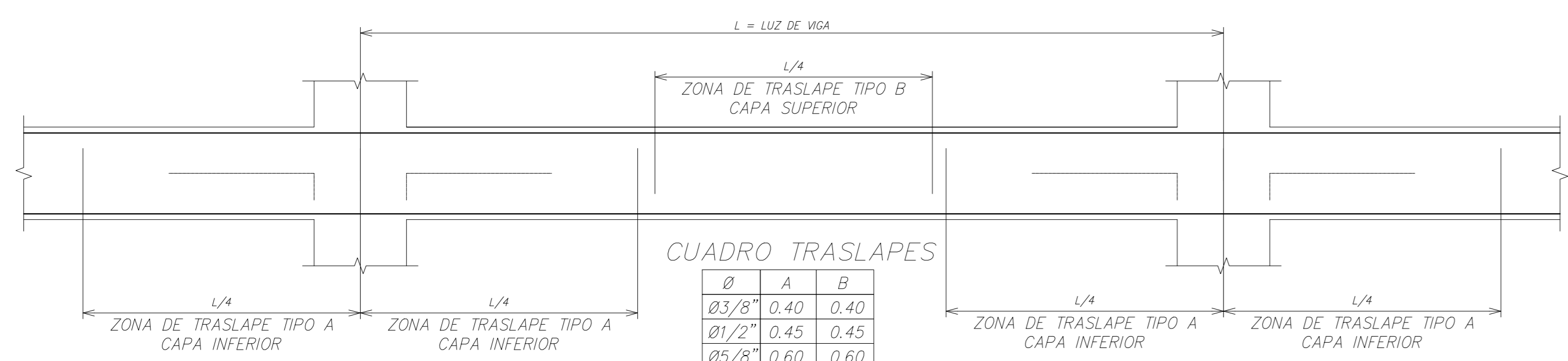
VIGA NB V-04(40x80)
(escala 1:75)



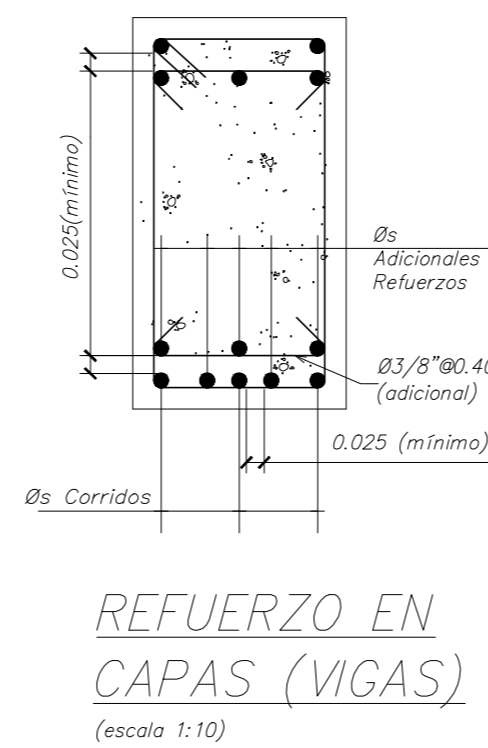
VIGA NB V-05(40x80)
(escala 1:75)



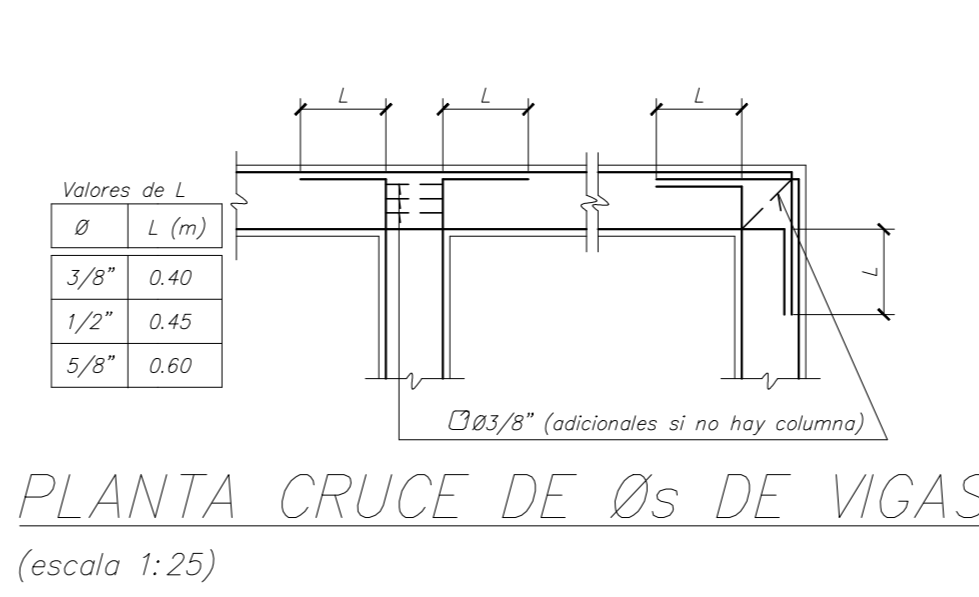
VIGA NB V-06(40x80)
(escala 1:75)



DETALLE DE TRASLAPES PERMITIDOS EN VIGAS
(escala 1:25)



REFUERZO EN CAPAS (VIGAS)
(escala 1:10)

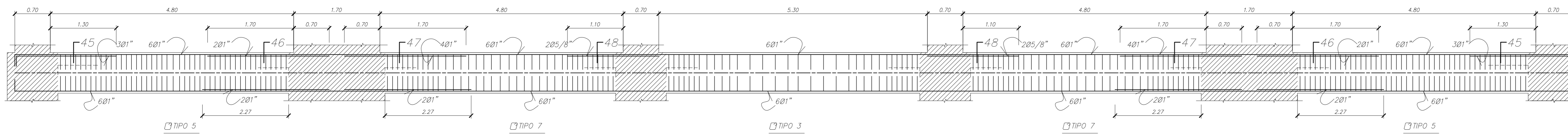


PLANTA CRUCE DE Øs DE VIGAS
(escala 1:25)

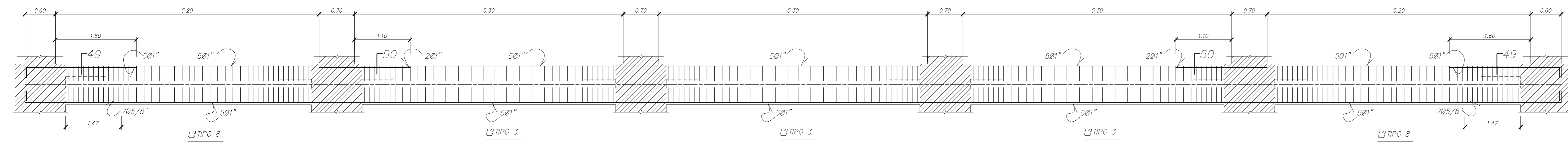
CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS

Tipo	Ø	Distribución
1	3/8"	180.05, 1080.10, 580.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
2	3/8"	180.05, 1080.10, 680.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
3	3/8"	180.05, 680.10, 580.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
4	3/8"	180.05, 580.10, 580.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
5	3/8"	180.05, 2380.10, 680.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
6	3/8"	180.05, 1580.10, 680.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
7	3/8"	180.05, 1080.10, 680.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
8	3/8"	180.05, 1280.10, 680.15, Resto Ø0.25 c/Extremo

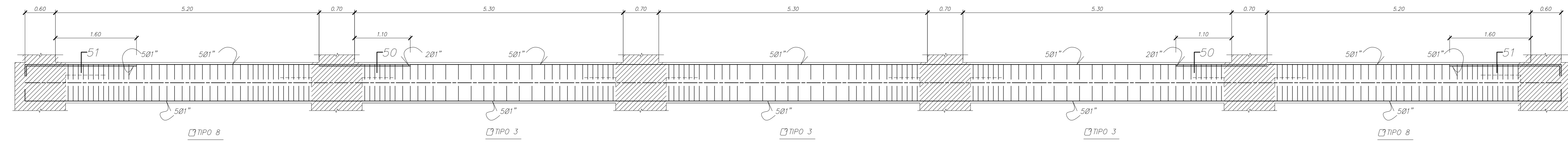
PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA	 CLAVE: E-07
PROYECTO: EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS	
RESISTAS: MARIELA M. YUCRA CHAPALLA NESTOR A. QUISPE SUNI	N° PLANS: 12
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA	ESCALA: 1/75
PLANO DE: DETALLE DE VIGAS - NIVEL DE BASE	DISEÑO: N.&M.
	DIBUJO: N.&M.
	FECHA: JULIO 2020



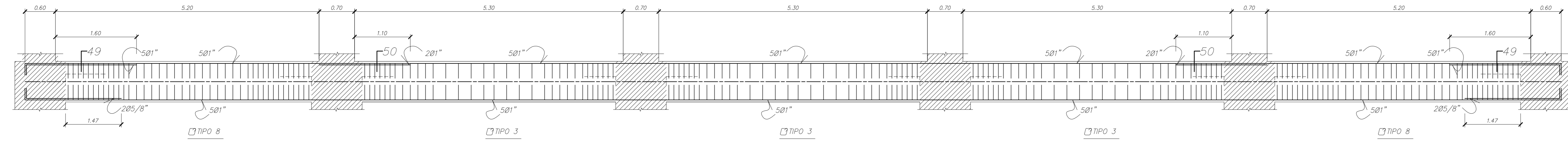
VIGA NB V-07(40x80)
(escala 1:75)



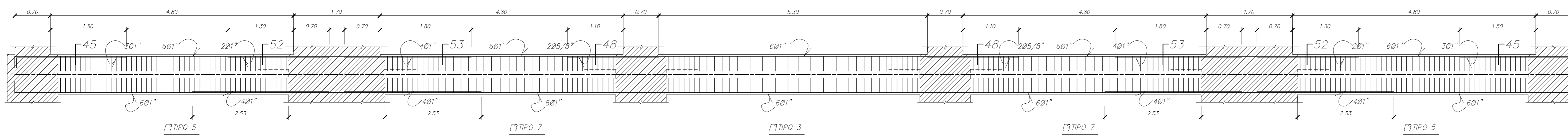
VIGA NB V-08(40x80)
(escala 1:75)



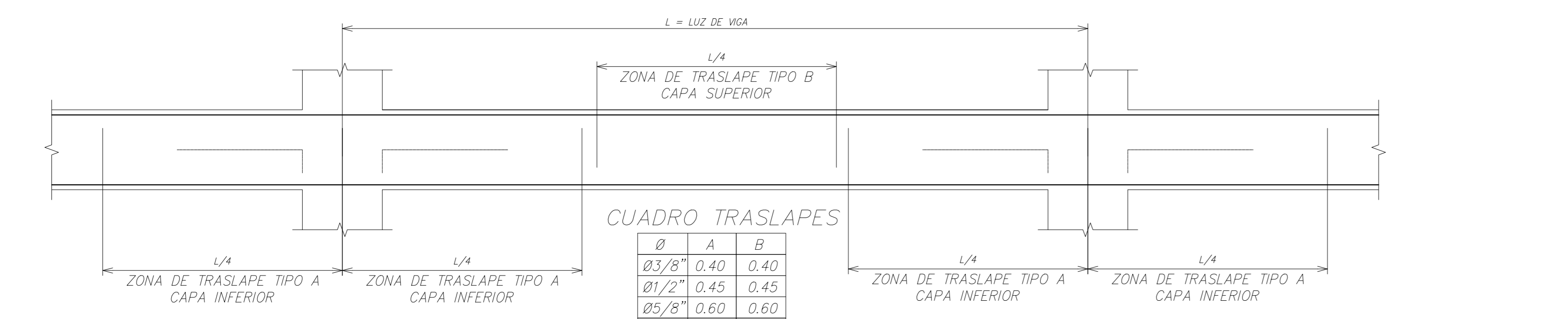
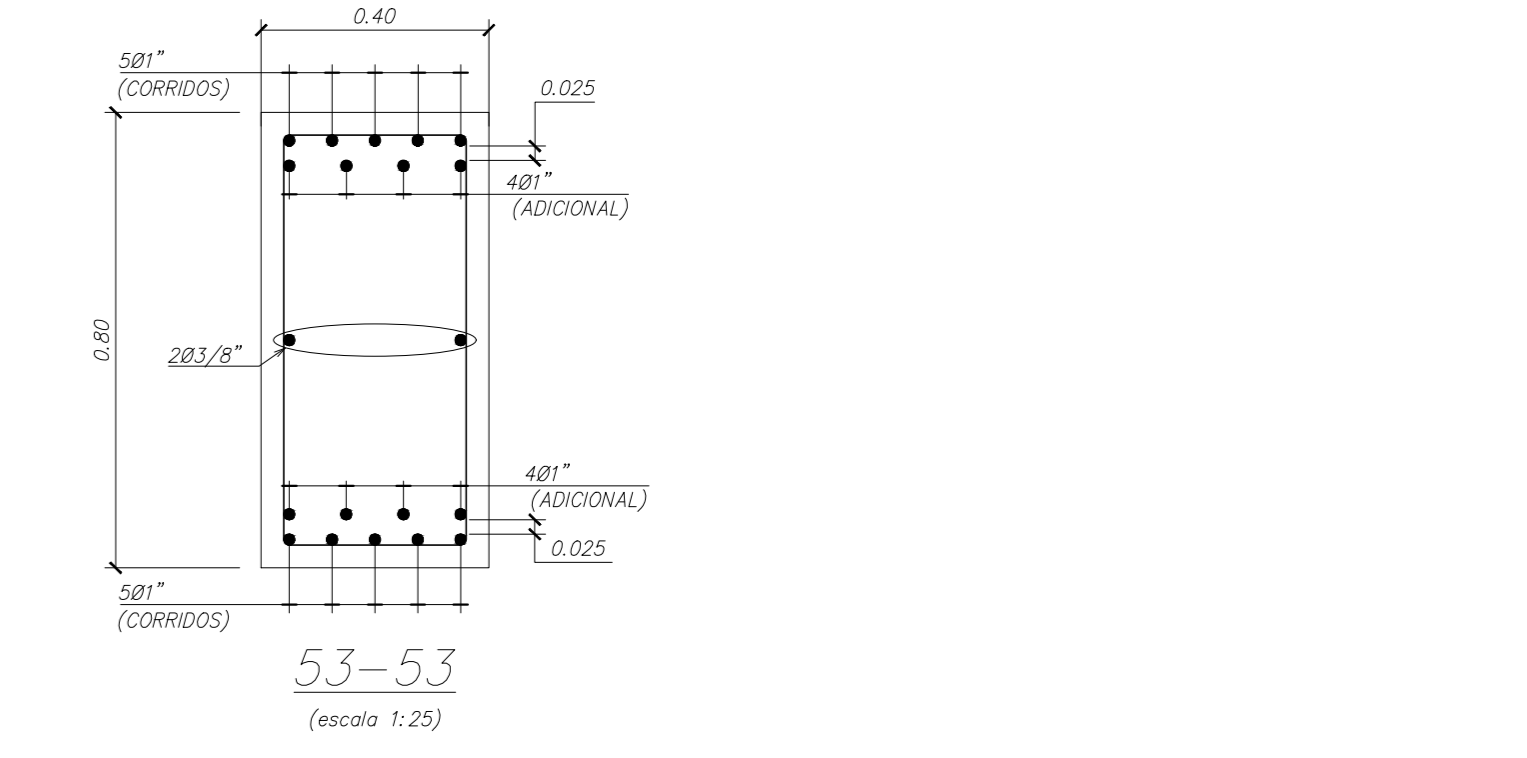
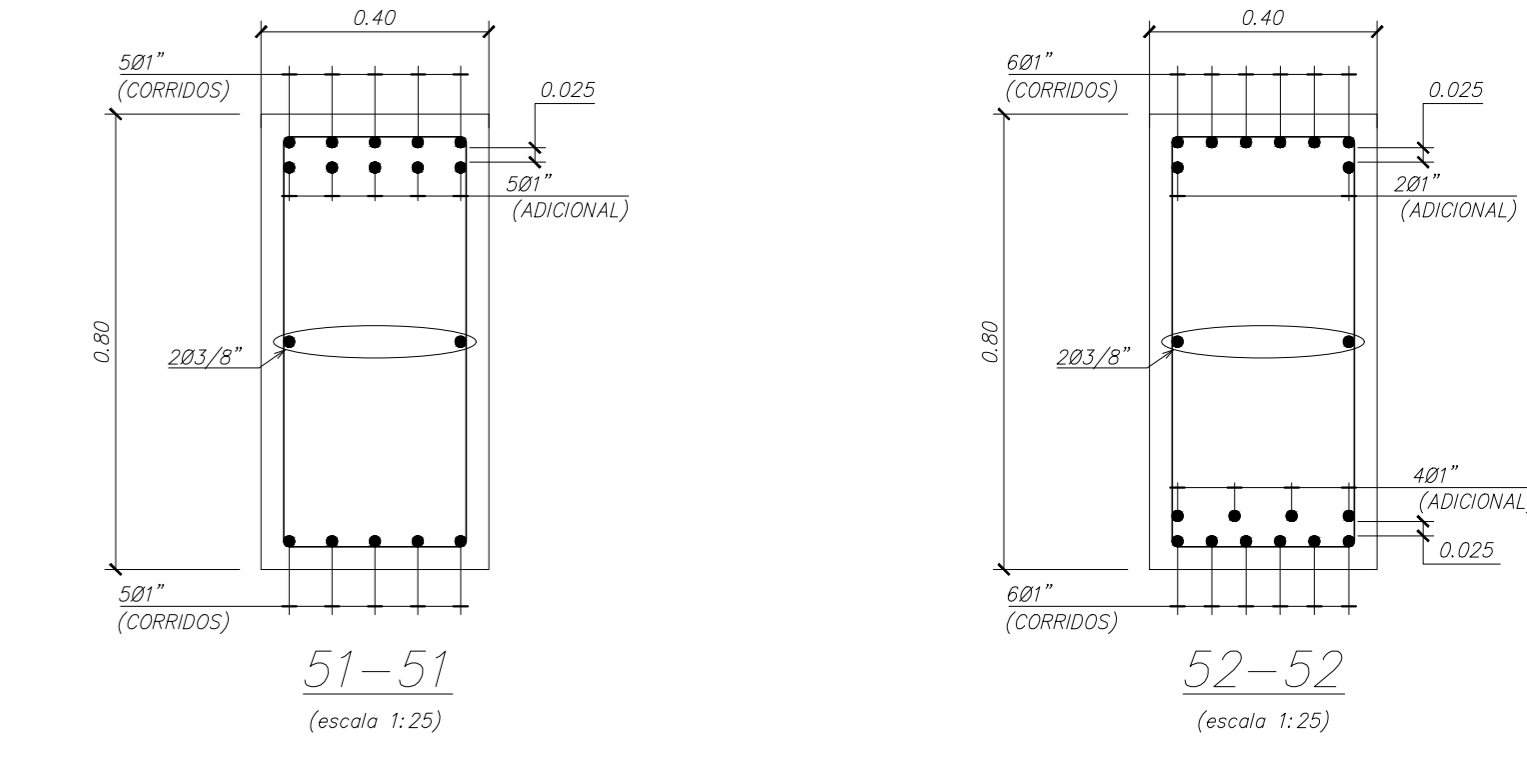
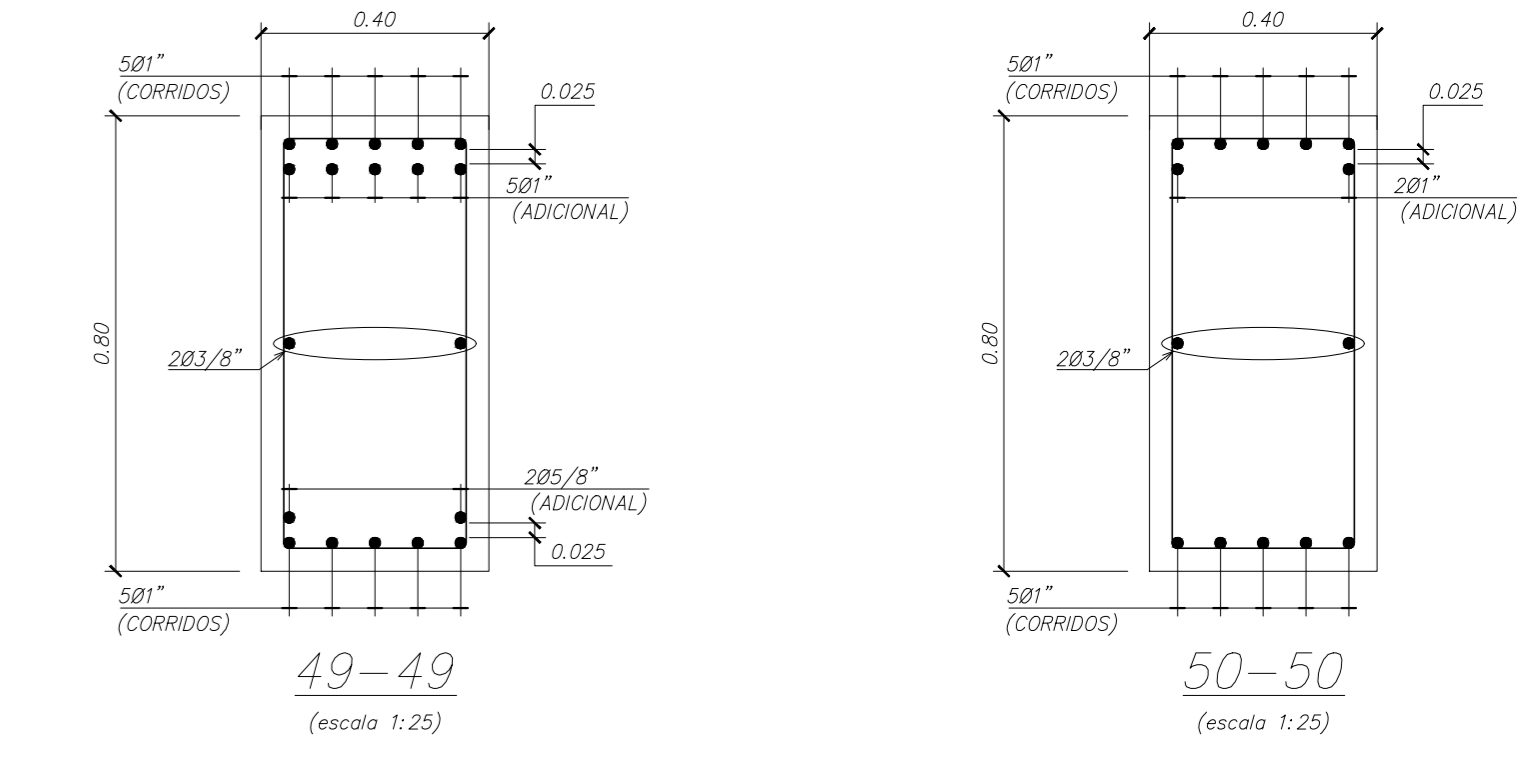
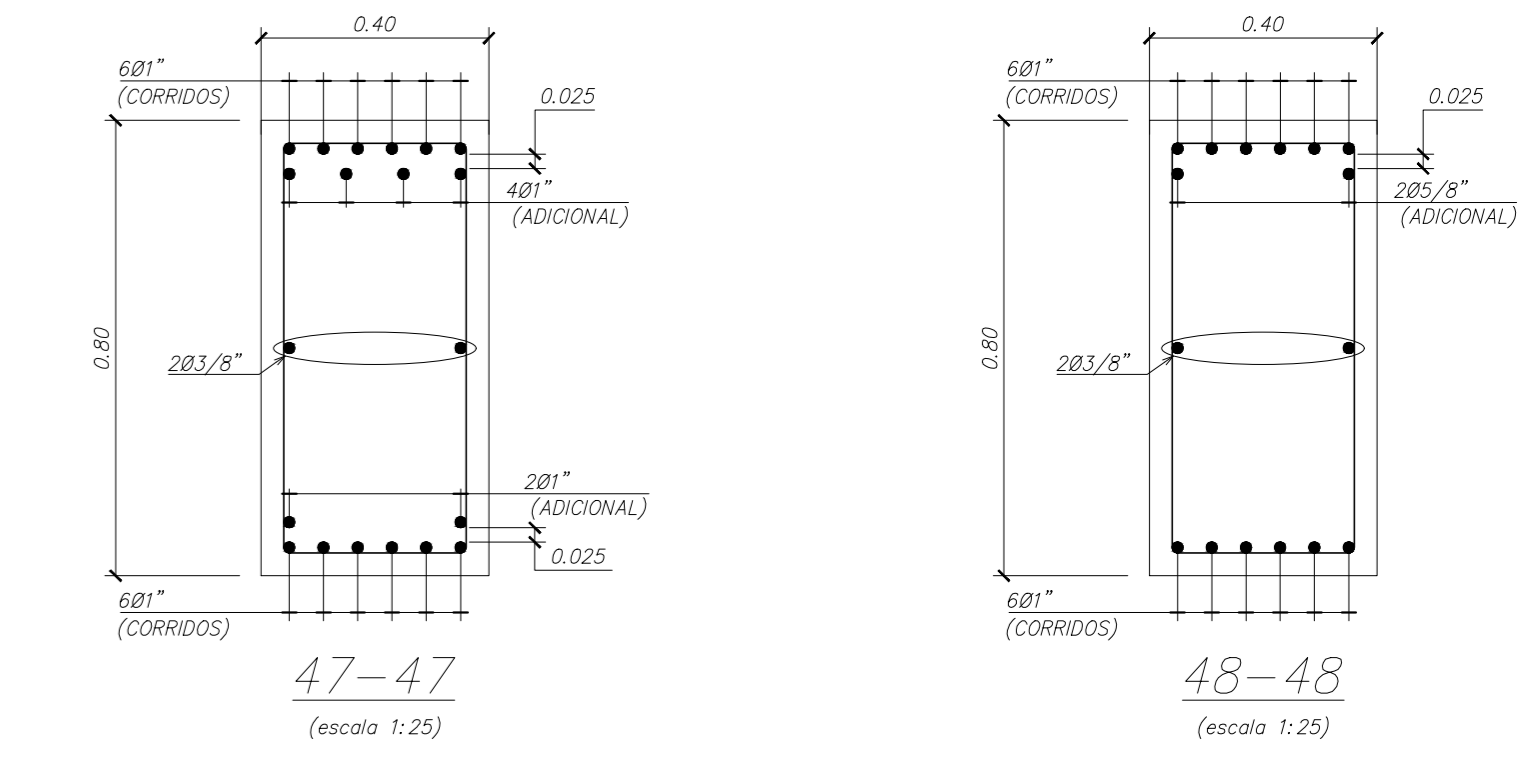
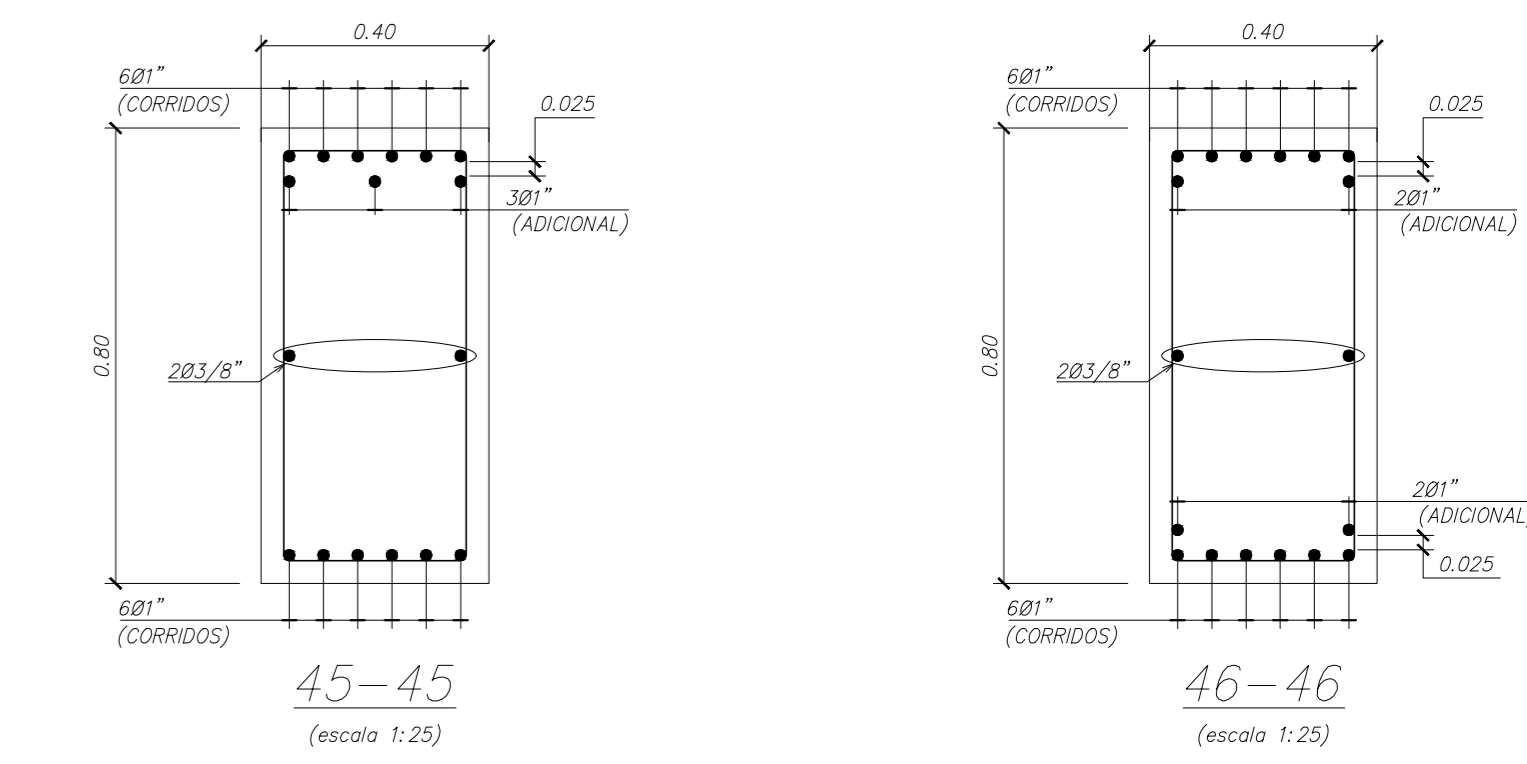
VIGA NB V-09(40x80)
(escala 1:75)



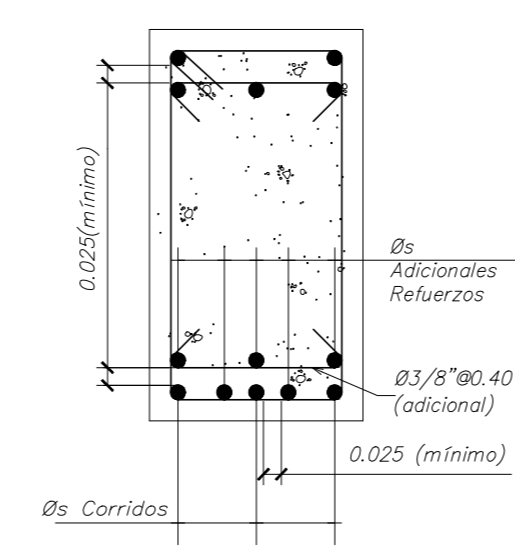
VIGA NB V-10(40x80)
(escala 1:75)



VIGA NB V-11(40x80)
(escala 1:75)



DETALLE DE TRASLAPES PERMITIDOS EN VIGAS
(escala 1:25)

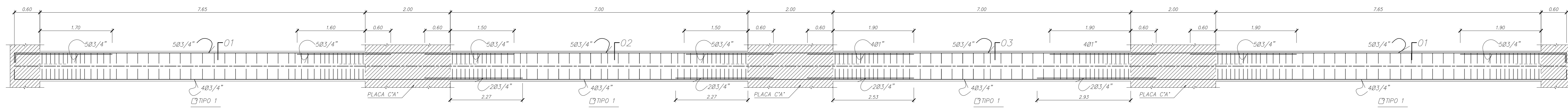


REFUERZO EN CAPAS (VIGAS)
(escala 1:10)

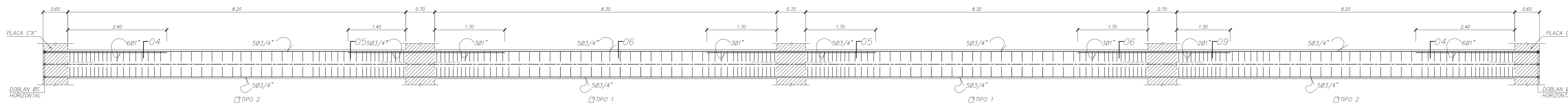
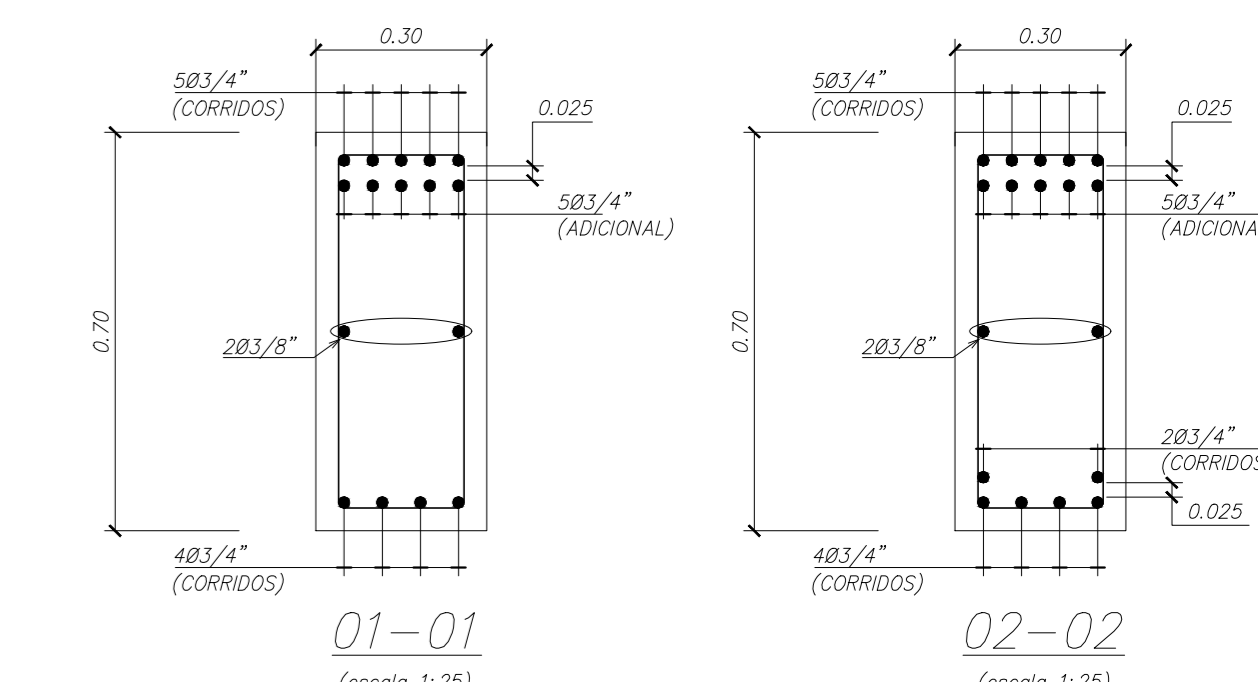
CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS

Tipo	Ø	Distribución
1	3/8"	100.05, 1090.10, 590.15, Resto 00.25 c/Extremo
2	3/8"	100.05, 1090.10, 690.15, Resto 00.25 c/Extremo
3	3/8"	100.05, 690.10, 590.15, Resto 00.25 c/Extremo
4	3/8"	100.05, 690.10, 590.15, Resto 00.25 c/Extremo
5	3/8"	100.05, 2390.10, 690.15, Resto 00.25 c/Extremo
6	3/8"	100.05, 1590.10, 790.15, Resto 00.25 c/Extremo
7	3/8"	100.05, 1090.10, 690.15, Resto 00.20 c/Extremo
8	3/8"	100.05, 1090.10, 690.15, Resto 00.25 c/Extremo

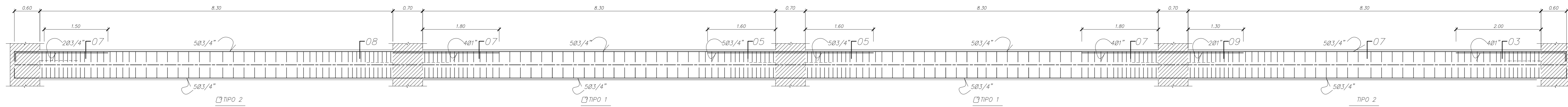
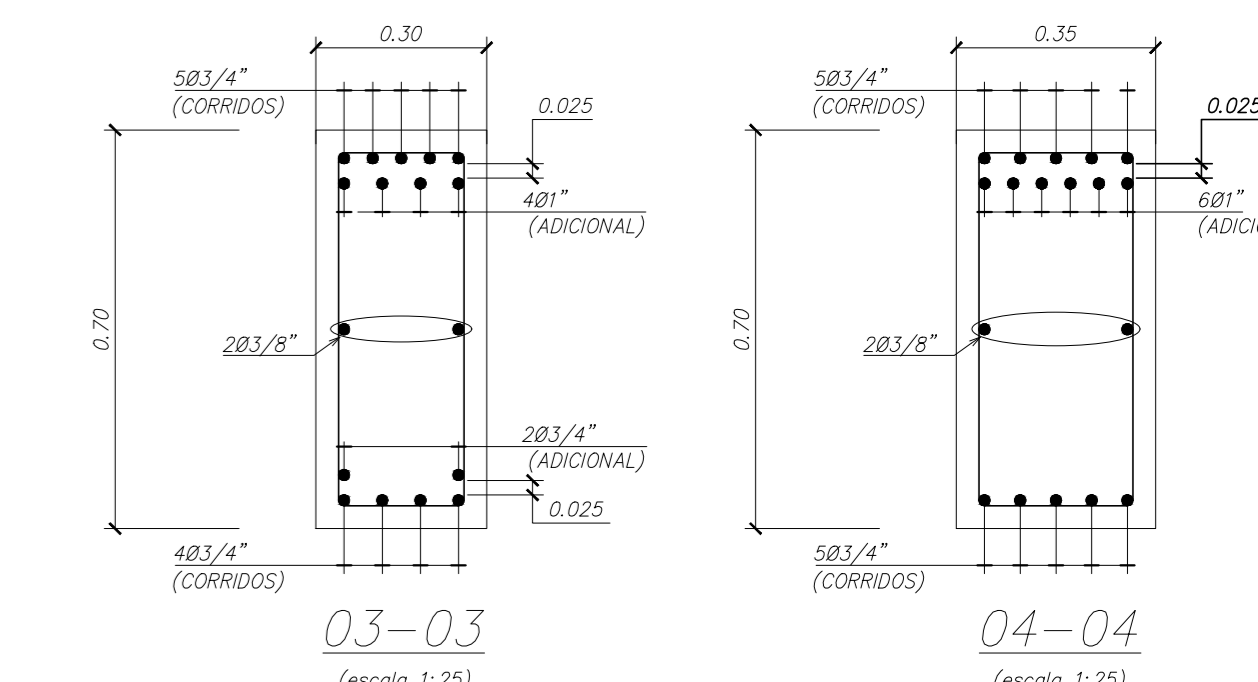
PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA		CLAVE: E-08
PROYECTO: EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS		N° PLANS: 13
RESISTAS: MARIELA M. YUCRA CHAPALLMA NESTOR A. QUISPE SUNI		ESCALA: 1/75
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA		DISEÑO: N.&M.
PLANO DE: DETALLE DE VIGAS - NIVEL DE BASE		DIBUJO: N.&M.
Rev.		FECHA: JULIO 2020



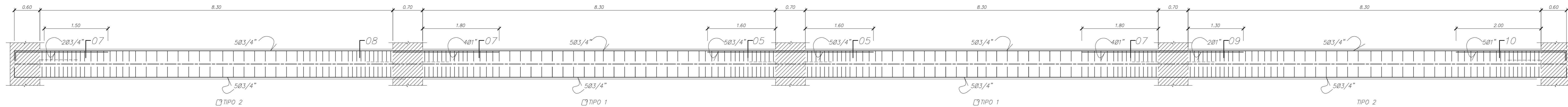
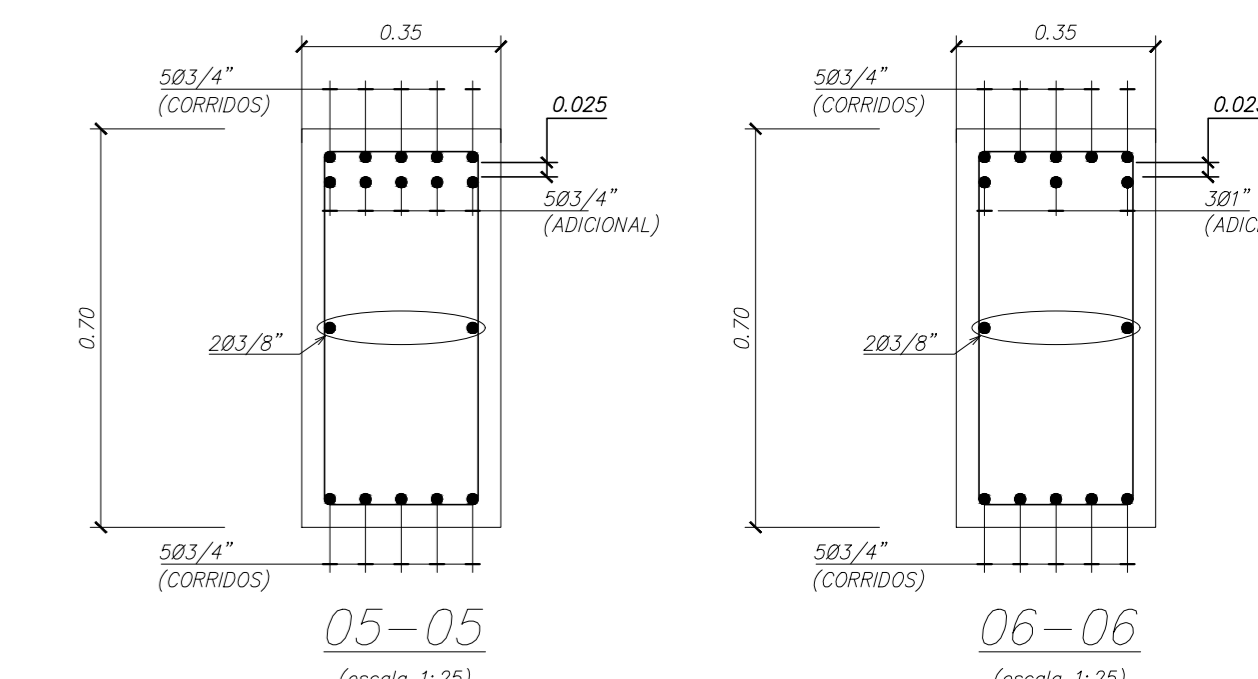
VIGA V-101(30x70)
(escala 1:75)



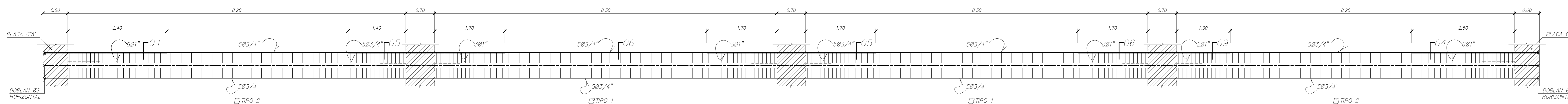
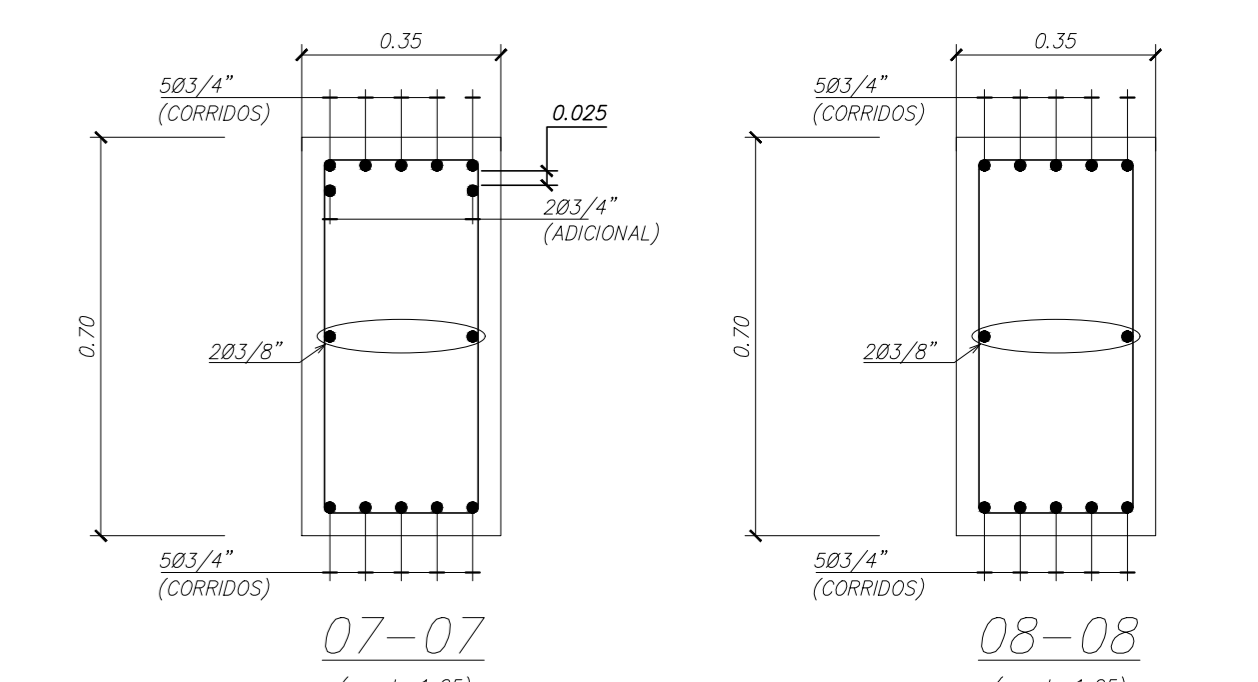
VIGA V-102(35x70)
(escala 1:75)



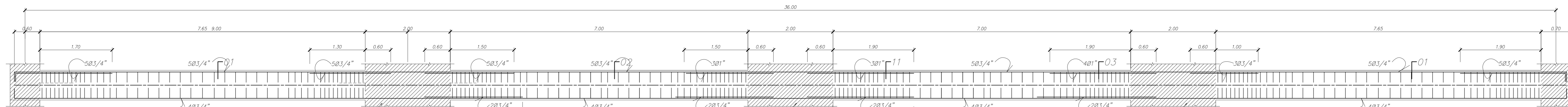
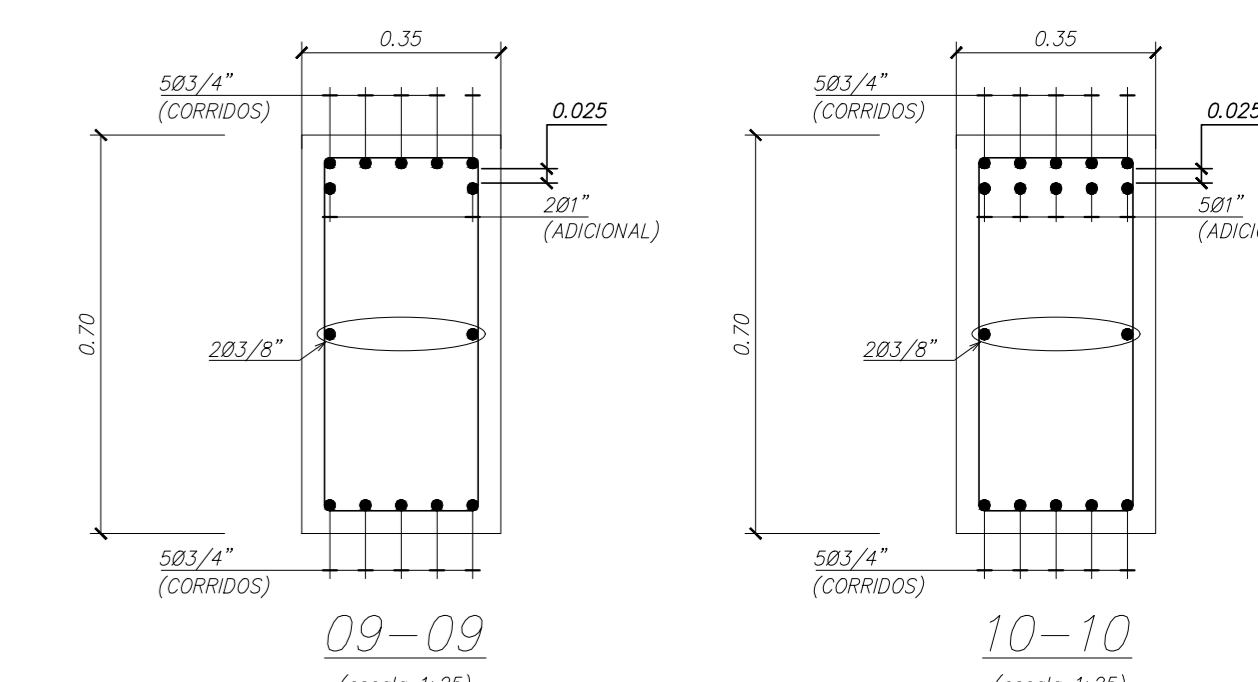
VIGA V-103(35x70)
(escala 1:75)



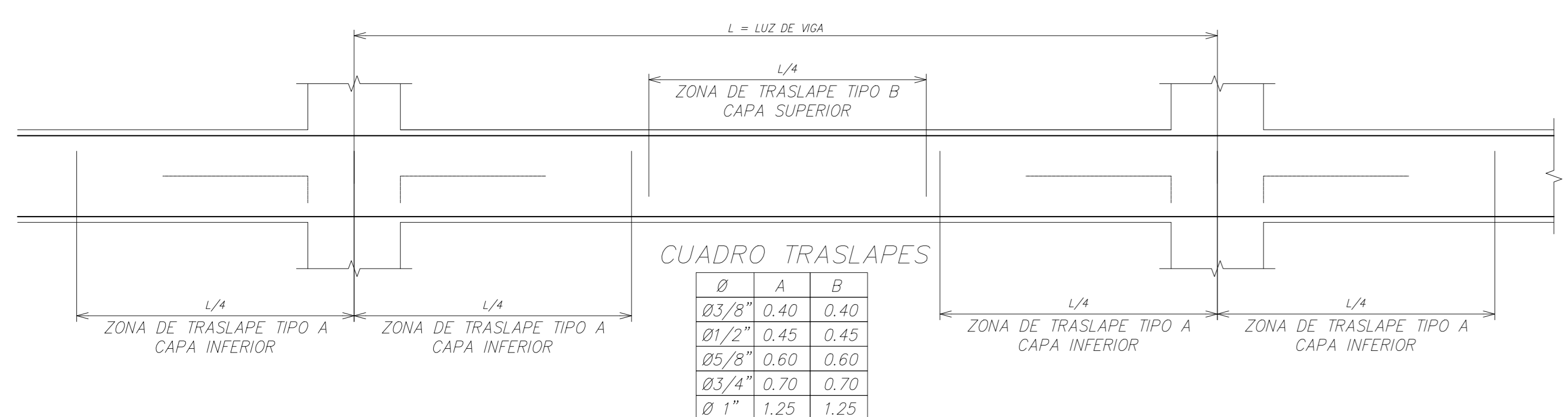
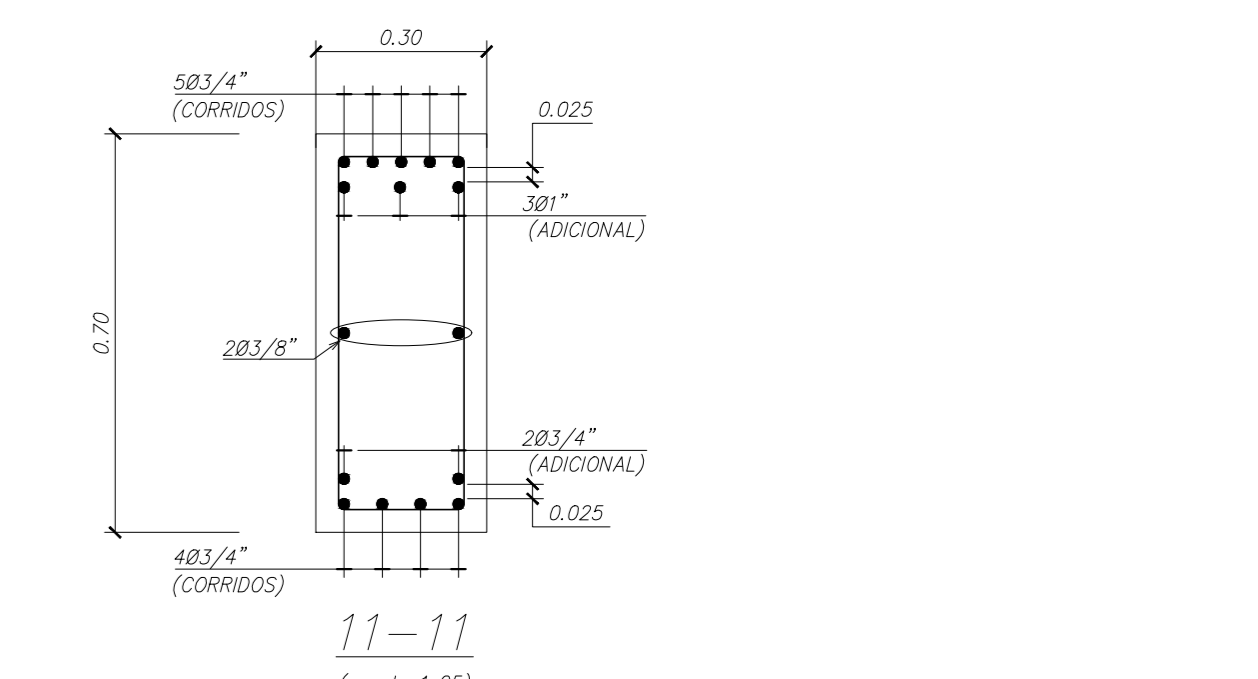
VIGA V-104(35x70)
(escala 1:75)



VIGA V-105(35x70)
(escala 1:75)

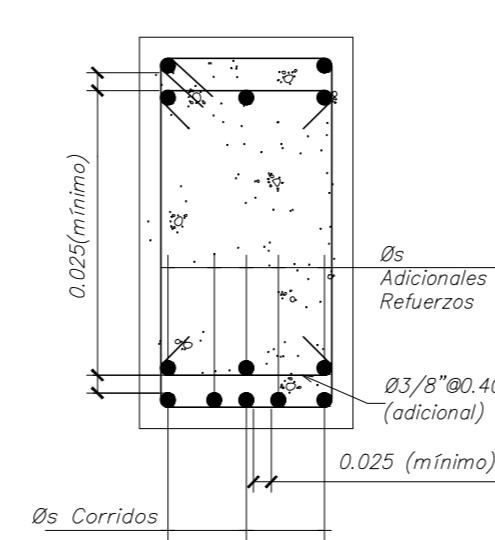


VIGA V-106(30x70)
(escala 1:75)

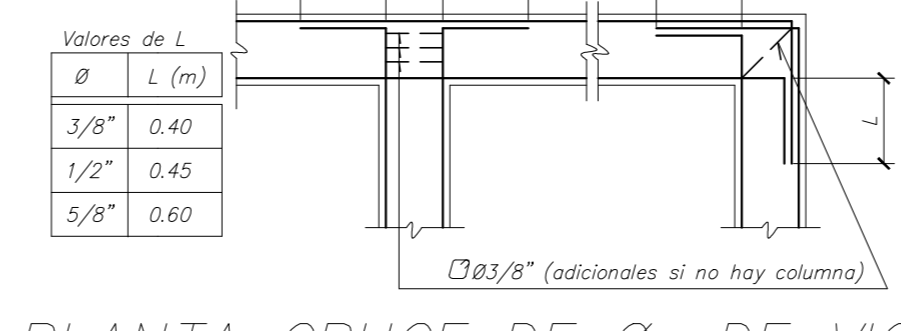


CUADRO TRASLAPES

Ø	A	B
Ø3/8"	0.40	0.40
Ø1/2"	0.45	0.45
Ø5/8"	0.60	0.60
Ø3/4"	0.70	0.70
Ø1"	1.25	1.25



REFUERZO EN CAPAS (VIGAS)
(escala 1:10)



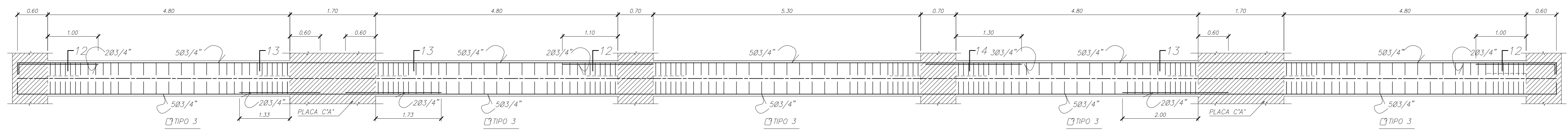
PLANTA CRUCE DE Øs DE VIGAS
(escala 1:25)

CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS

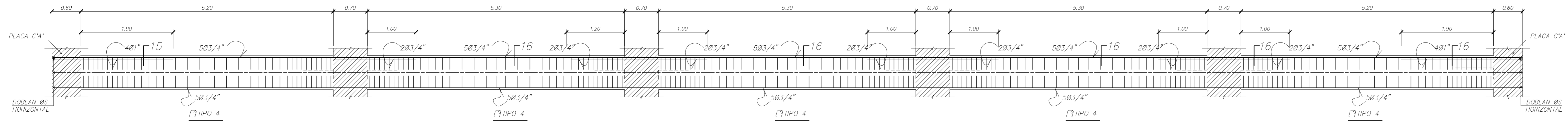
Tipo	Ø	Distribución
1	3/8"	180.05, 1080.10, 580.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
2	3/8"	180.05, 1080.10, 680.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
3	3/8"	180.05, 680.10, 580.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
4	3/8"	180.05, 580.10, 580.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
5	3/8"	180.05, 2380.10, 680.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
6	3/8"	180.05, 1580.10, 780.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
7	3/8"	180.05, 1080.10, 880.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
8	3/8"	180.05, 1280.10, 880.15, Resto Ø0.25 c/Extremo

DETALLE DE TRASLAPES PERMITIDOS EN VIGAS
(escala 1:25)

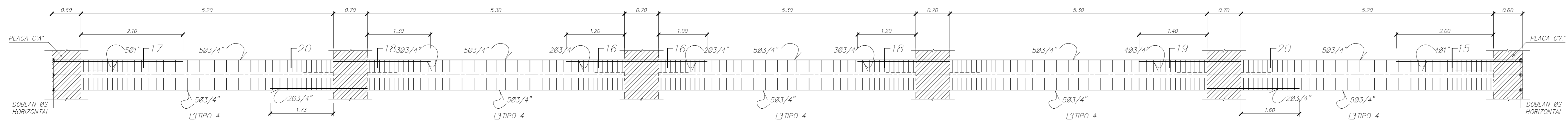
PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA			CLAVE: E-09
PROYECTO : EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS			Nº PLANS : 14
RESISTAS : MARIELA M. YUCRA CHAPALLMA NESTOR A. QUISPE SUNI		ESCALA : 1/75	
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA		DISEÑO : N.&M.	
PLANO DE : DETALLE DE VIGAS - 1º NIVEL		DIBUJO : N.&M.	
Rev.		FECHA : JULIO 2020	



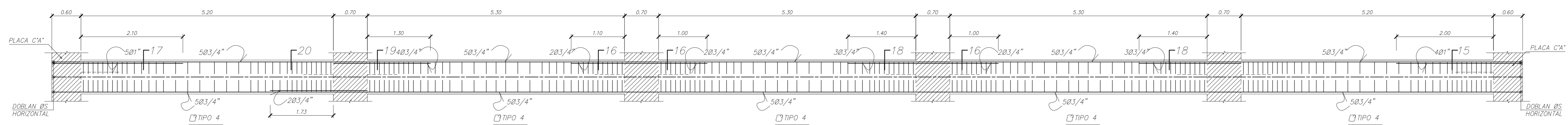
VIGA V-107(30x70)
(escala 1:75)



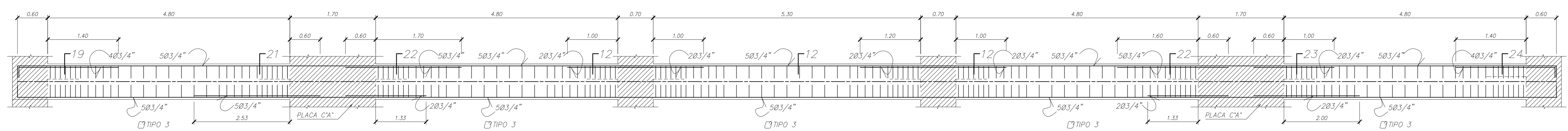
VIGA V-108(35x70)
(escala 1:75)



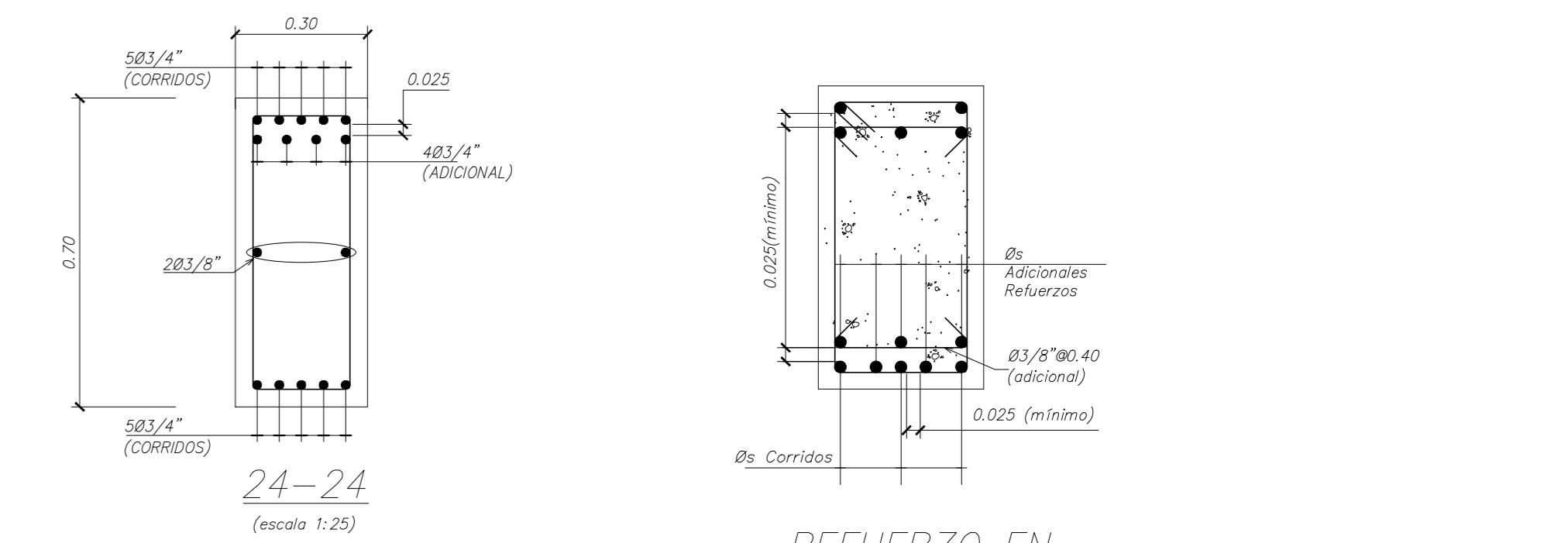
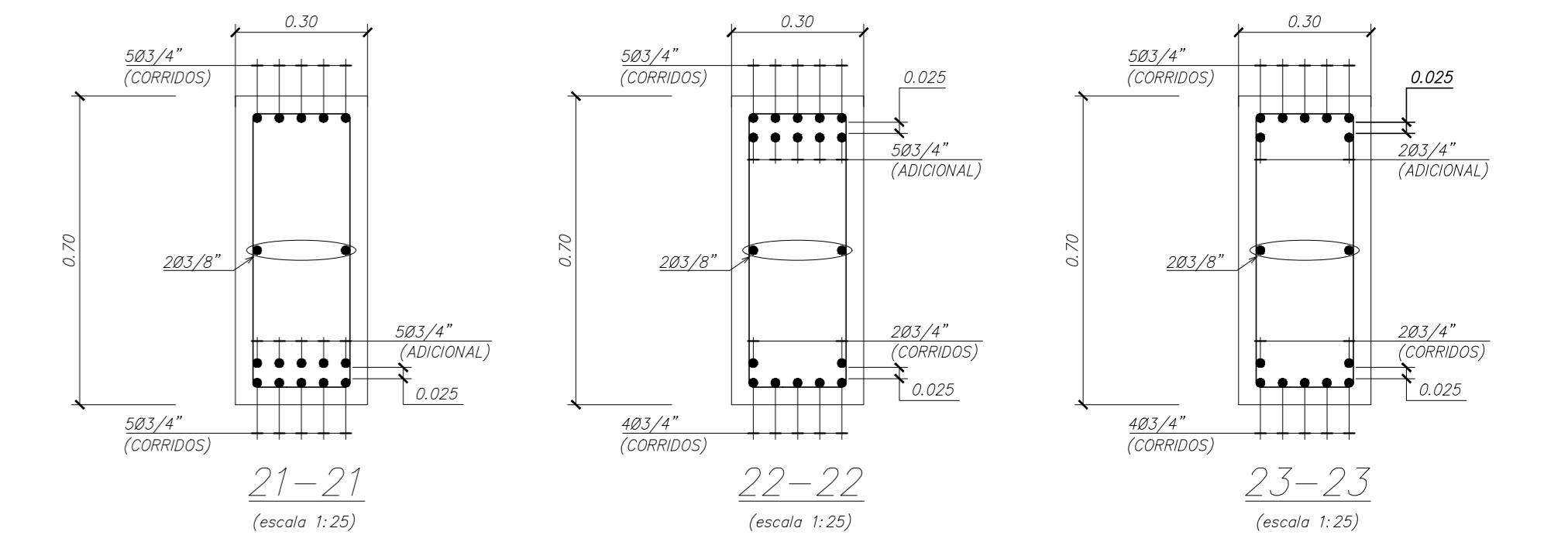
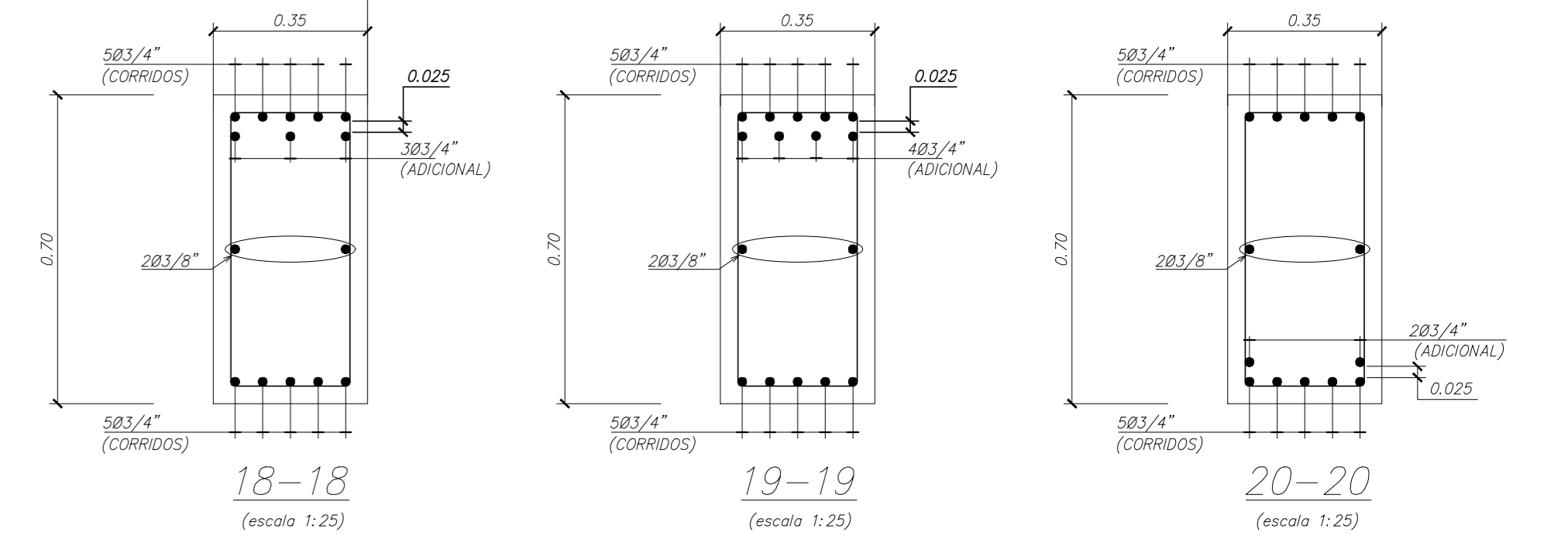
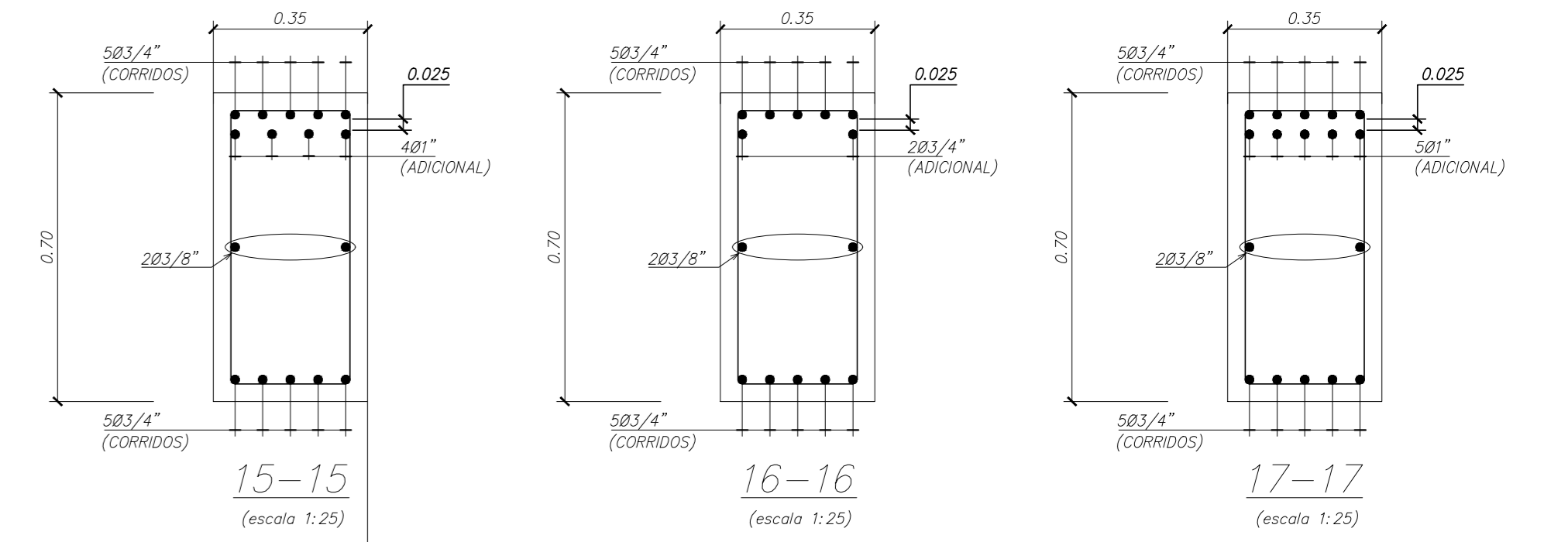
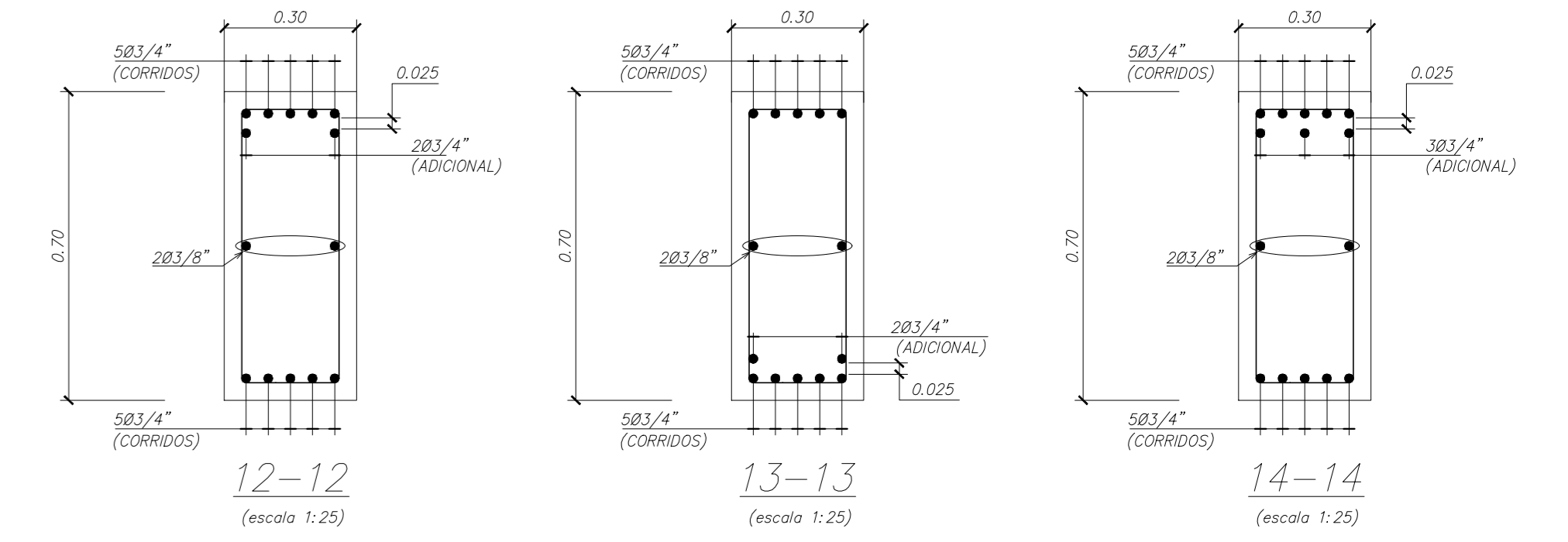
VIGA V-109(35x70)
(escala 1:75)



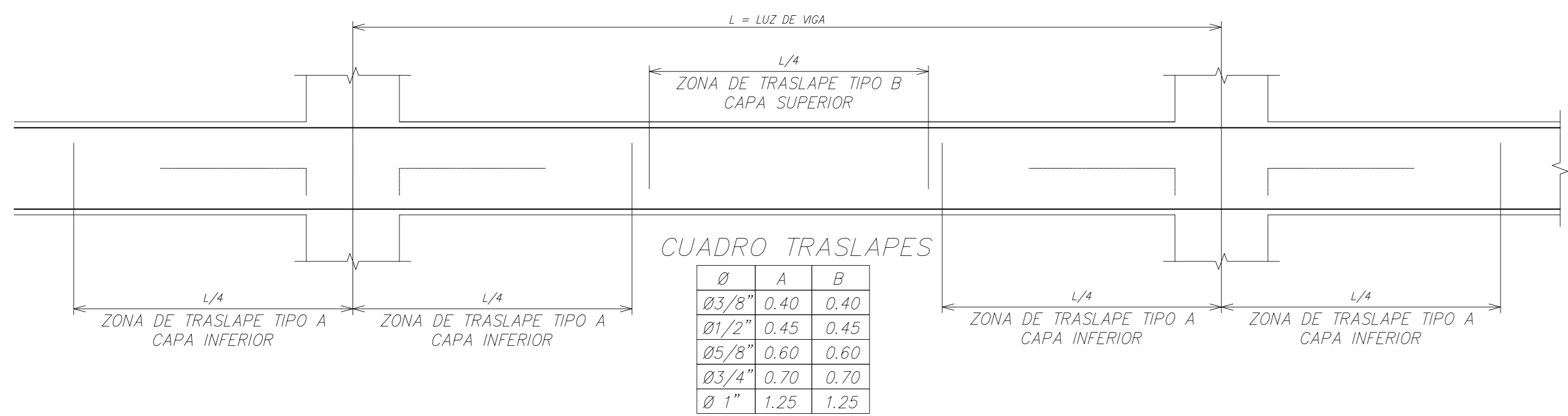
VIGA V-110(35x70)
(escala 1:75)



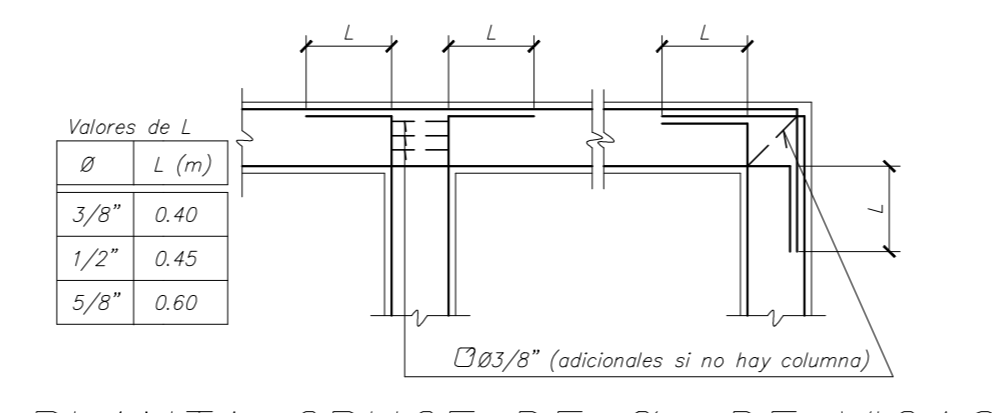
VIGA V-111(30x70)
(escala 1:75)



REFUERZO EN CAPAS (VIGAS)
(escala 1:10)



DETALLE DE TRASLAPES PERMITIDOS EN VIGAS
(escala 1:25)

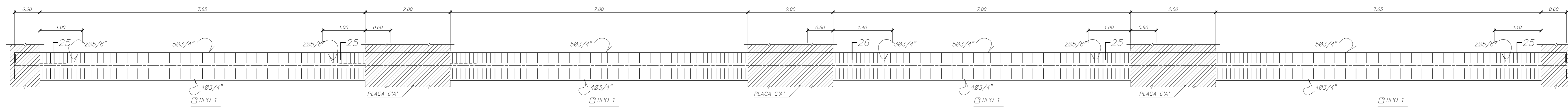


PLANTA CRUCE DE Øs DE VIGAS
(escala 1:25)

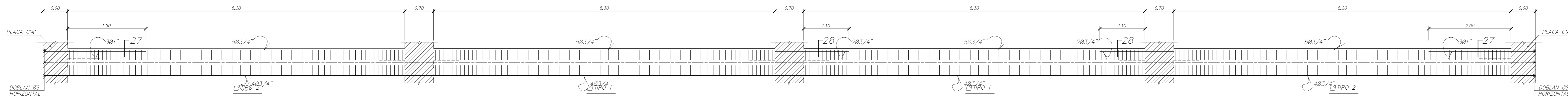
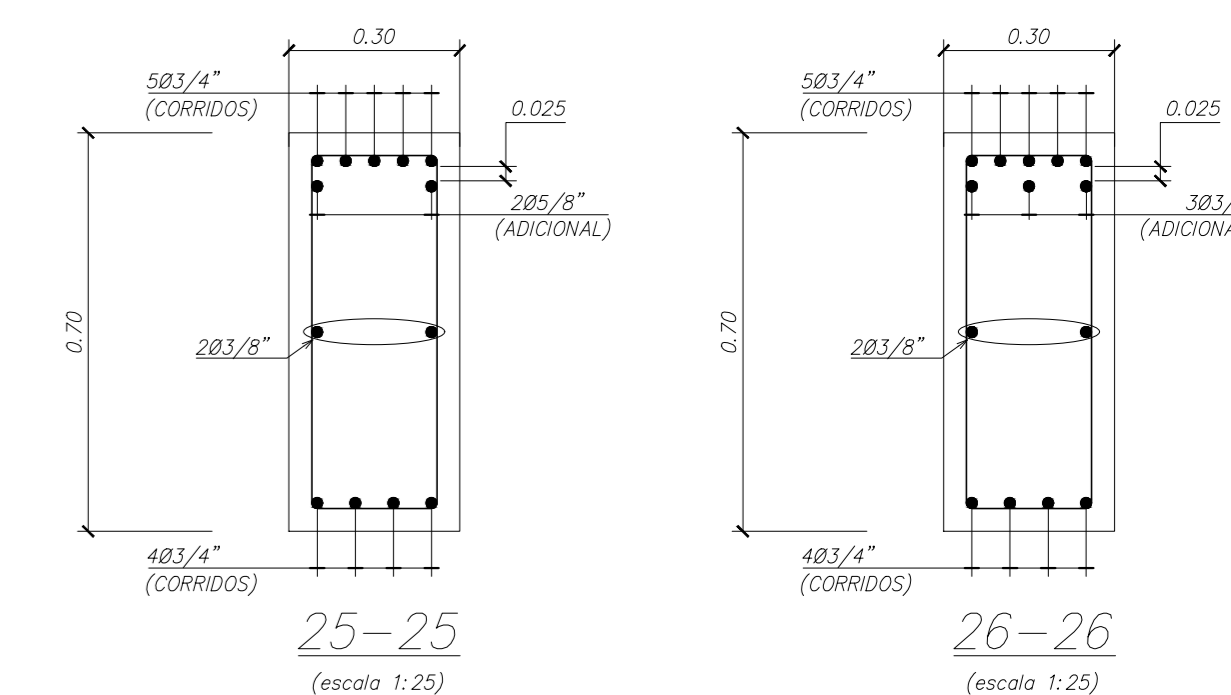
CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS

Tipo	Ø	Distribución
1	3/8"	180.05, 1080.10, 580.15, Resto 80.25 c/Extremo
2	3/8"	180.05, 1080.10, 580.15, Resto 80.25 c/Extremo
3	3/8"	180.05, 680.10, 580.15, Resto 80.25 c/Extremo
4	3/8"	180.05, 980.10, 580.15, Resto 80.25 c/Extremo
5	3/8"	180.05, 2380.10, 680.15, Resto 80.25 c/Extremo
6	3/8"	180.05, 1580.10, 780.15, Resto 80.25 c/Extremo
7	3/8"	180.05, 1080.10, 680.15, Resto 80.20 c/Extremo
8	3/8"	180.05, 1080.10, 680.15, Resto 80.25 c/Extremo

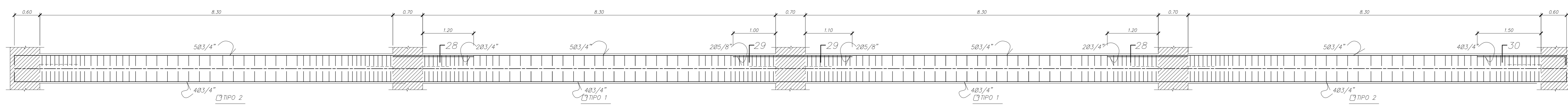
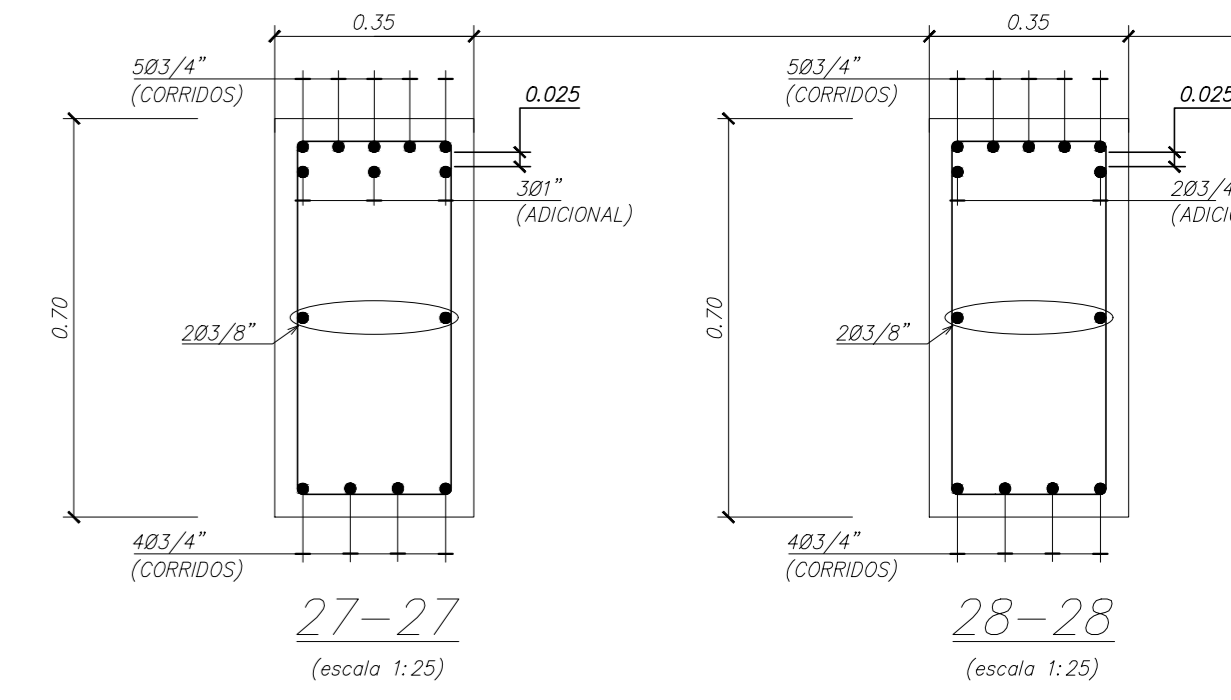
PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA		CLAVE: E-10
PROYECTO: EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS		N° PLANS: 15
TESISTAS: MARIELA M. YUCRA CHAPALLMA NESTOR A. QUISPE SUNI		ESCALA: 1/75
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA		DISEÑO: N.&M.
PLANO DE: DETALLE DE VIGAS - 1° NIVEL		DIBUJO: N.&M.
Rev.		FECHA: JULIO 2020



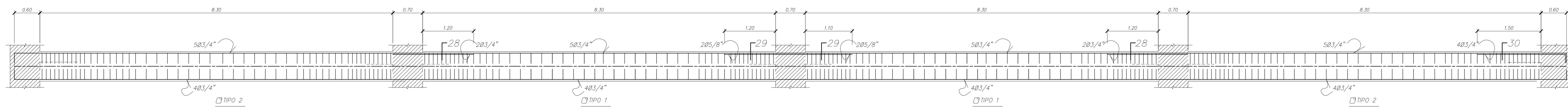
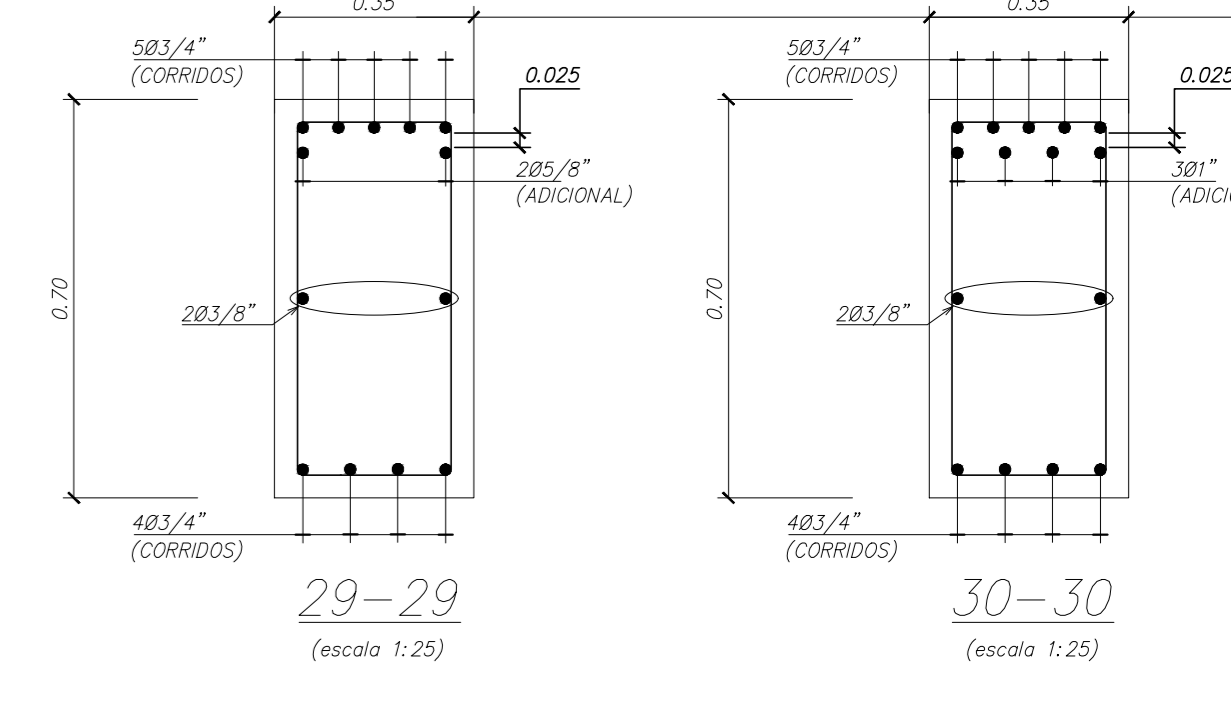
VIGA V-201(30x70)
(escala 1:75)



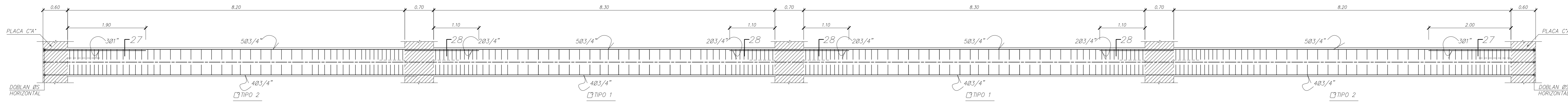
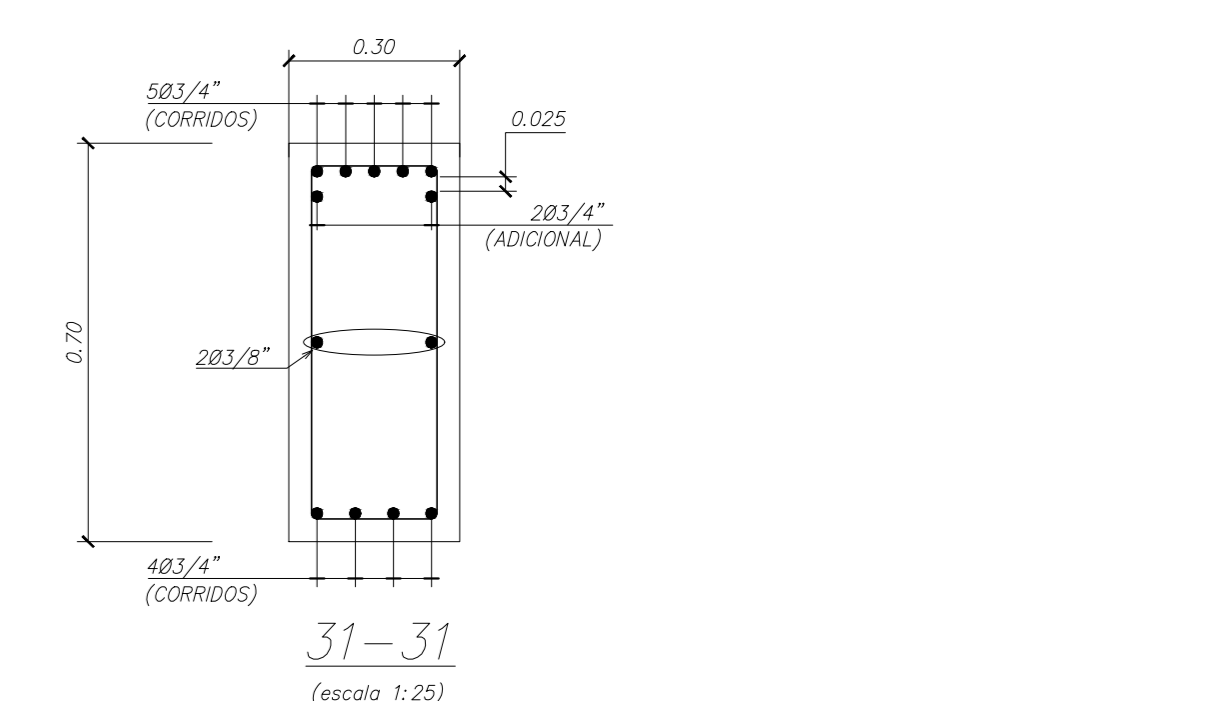
VIGA V-202(35x70)
(escala 1:75)



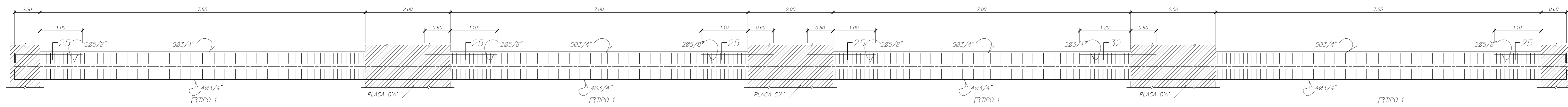
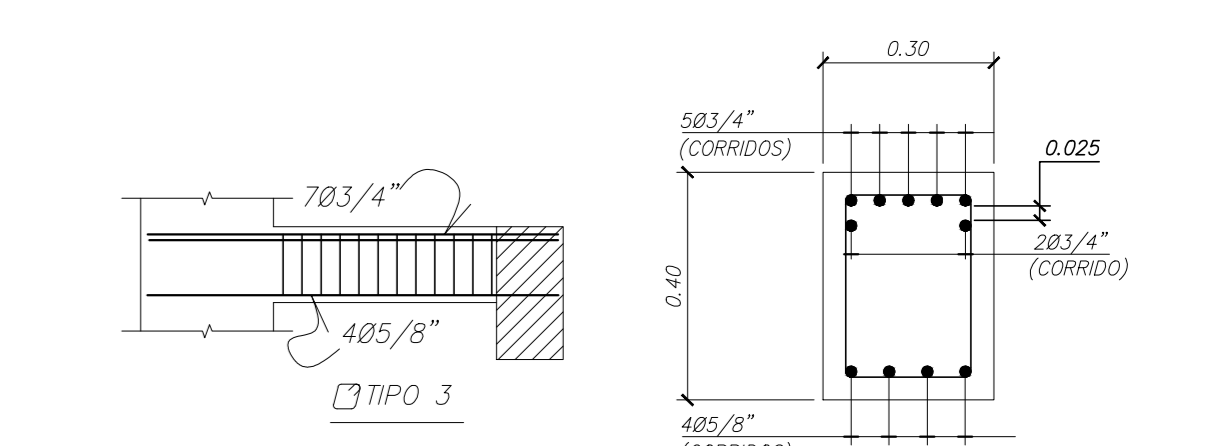
VIGA V-203(35x70)
(escala 1:75)



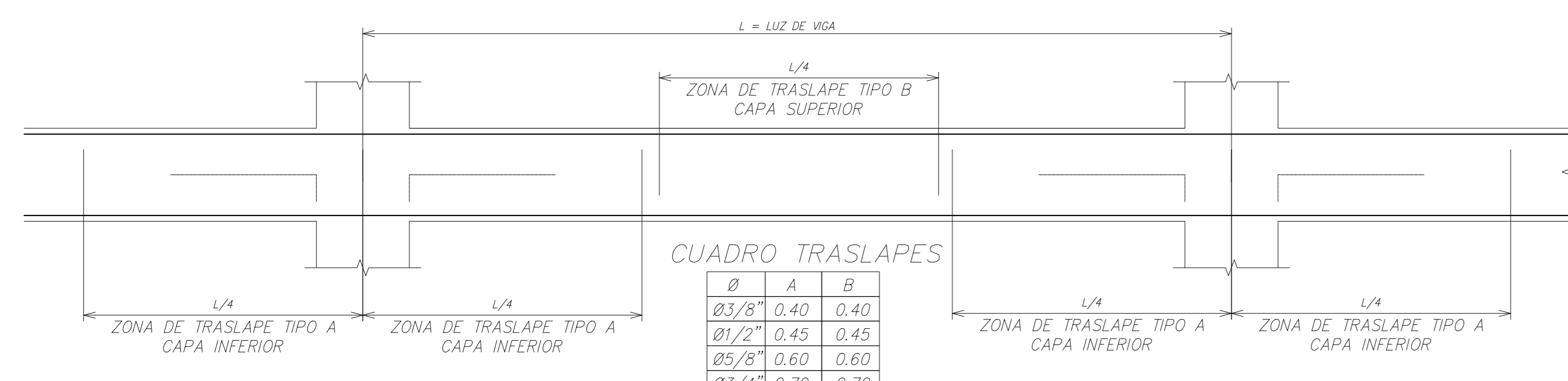
VIGA V-204(35x70)
(escala 1:75)



VIGA V-205(35x70)
(escala 1:75)

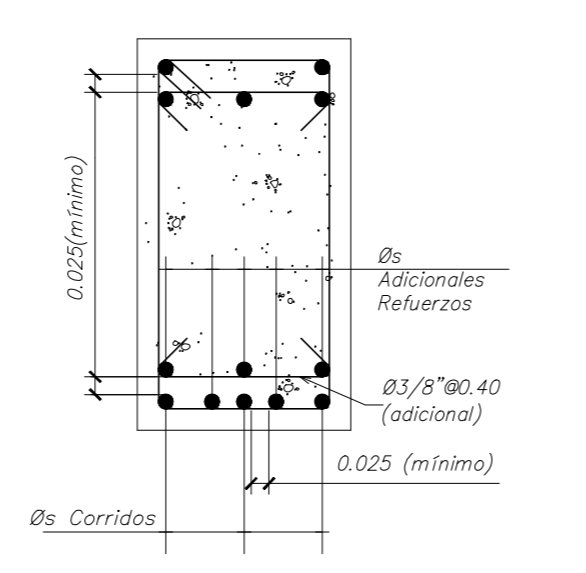


VIGA V-206(30x70)
(escala 1:75)

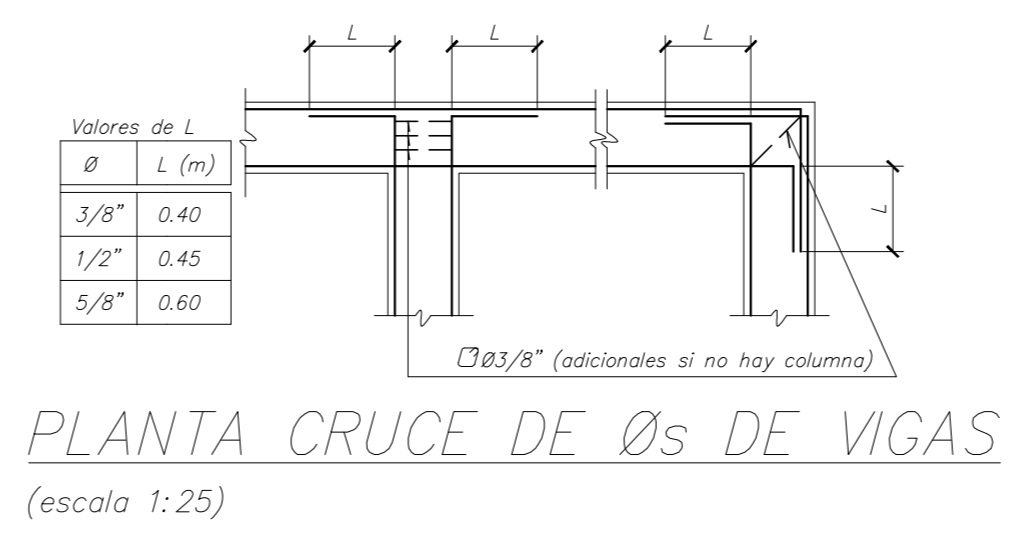


CUADRO TRASLAPES

Ø	A	B
Ø3/8"	0.40	0.40
Ø1/2"	0.45	0.45
Ø5/8"	0.60	0.60
Ø3/4"	0.70	0.70
Ø 1"	1.25	1.25



REFUERZO EN CAPAS (VIGAS)
(escala 1:10)



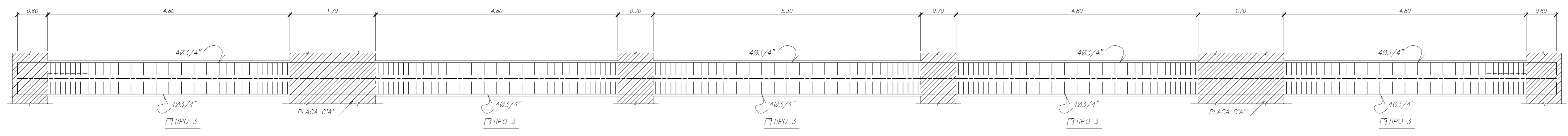
PLANTA CRUCE DE Øs DE VIGAS
(escala 1:25)

CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS

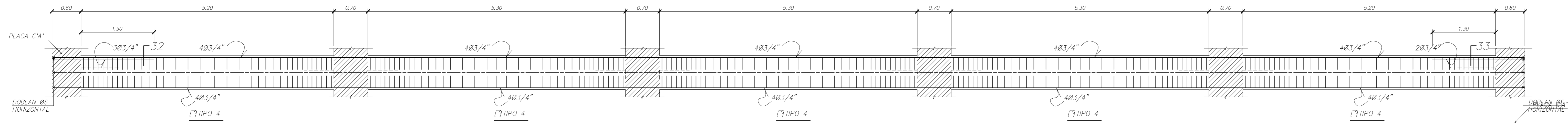
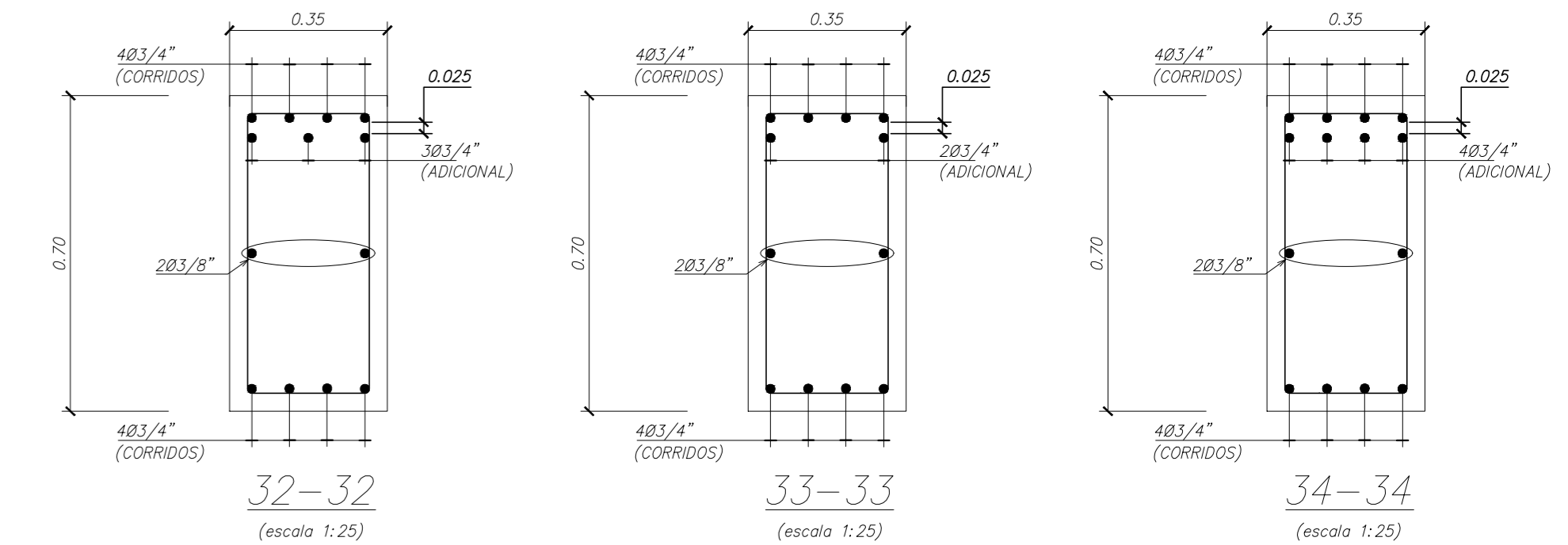
Tipo	Ø	Distribución
1	3/8"	180.05, 1080.10, 580.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
2	3/8"	180.05, 1080.10, 680.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
3	3/8"	180.05, 680.10, 580.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
4	3/8"	180.05, 980.10, 580.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
5	3/8"	180.05, 2380.10, 680.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
6	3/8"	180.05, 1580.10, 780.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
7	3/8"	180.05, 1080.10, 680.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
8	3/8"	180.05, 1280.10, 680.15, Resto Ø0.25 c/Extremo

DETALLE DE TRASLAPES PERMITIDOS EN VIGAS
(escala 1:25)

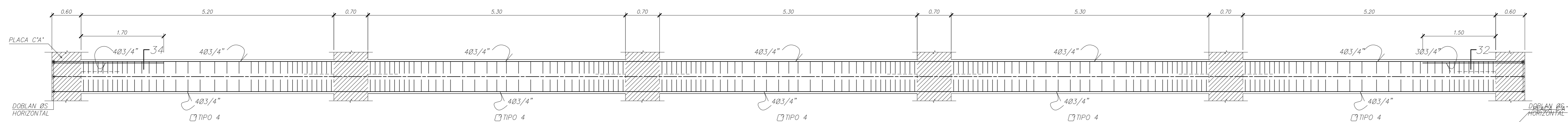
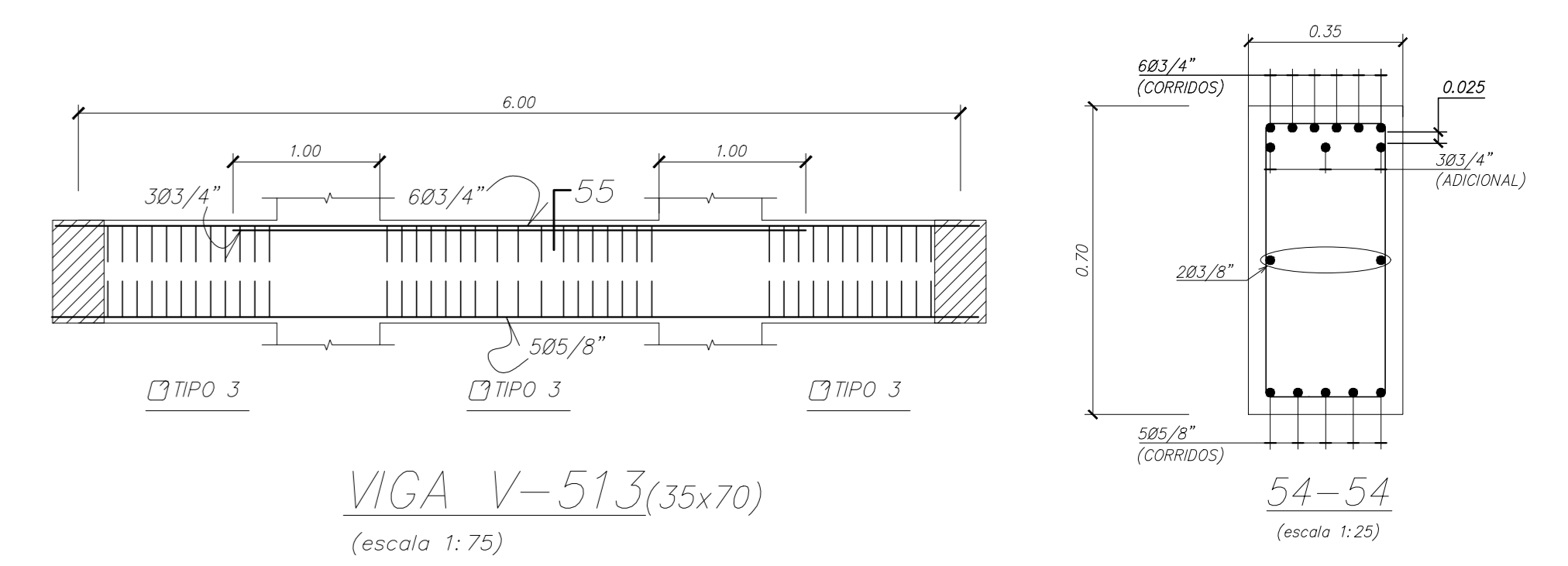
PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA		CLAVE: E-11
PROYECTO: : EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS		Nº PLANS: 16
TESISISTAS: MARIELA M. YUCRA CHAPALLMA NESTOR A. QUISPE SUNI		ESCALA: 1/75
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA		DISEÑO: N.&M.
PLANO DE: DETALLE DE VIGAS - 2', 3', 4', 5' NIVEL		DIBUJO: N.&M.
Rev.		FECHA: JULIO 2020



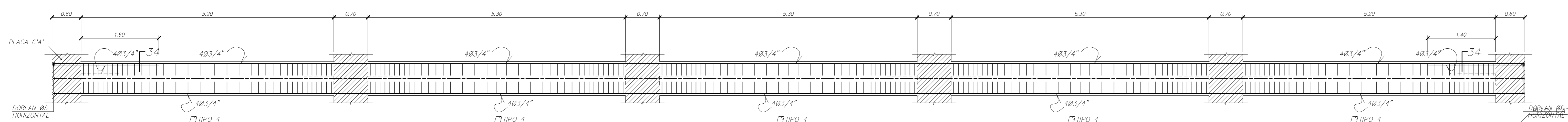
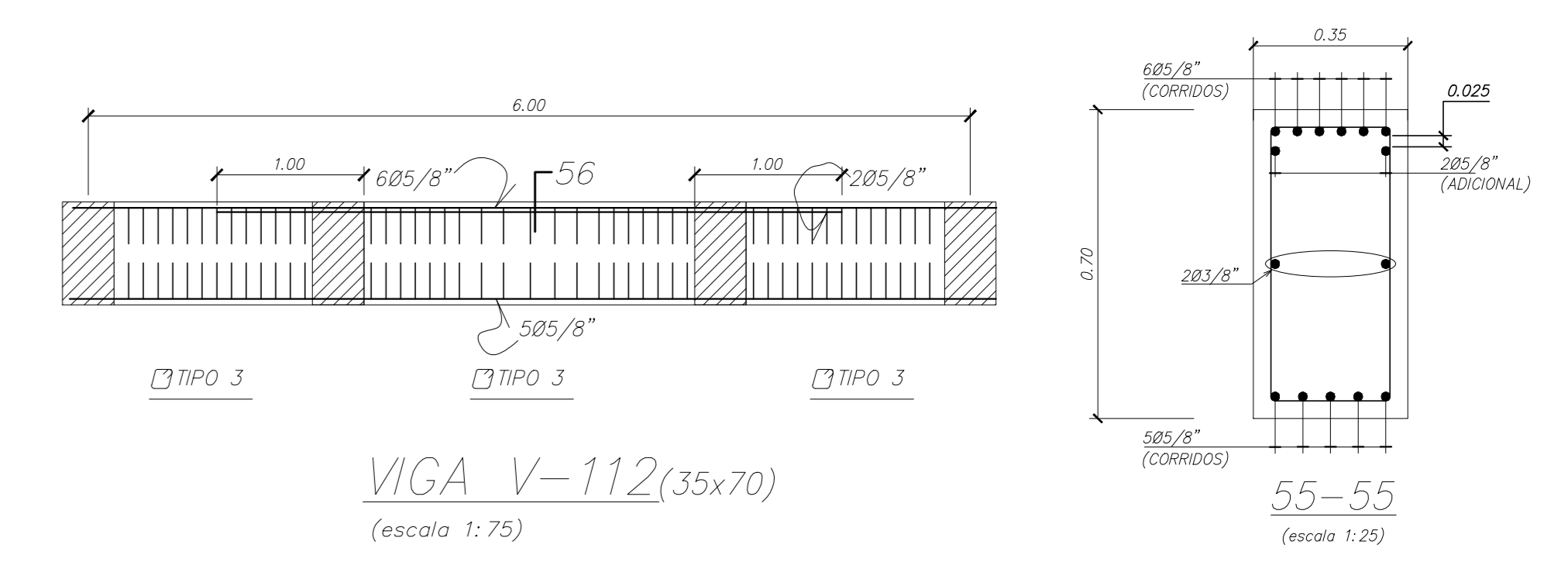
VIGA V-207(30x70)
(escala 1:75)



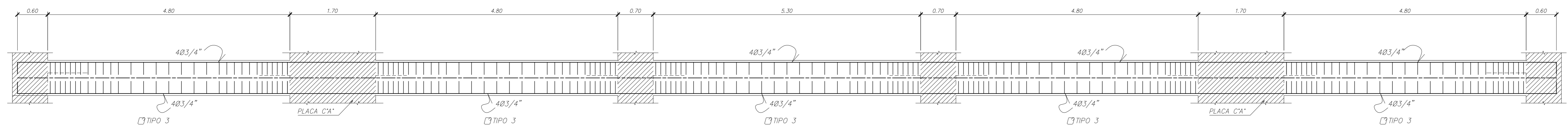
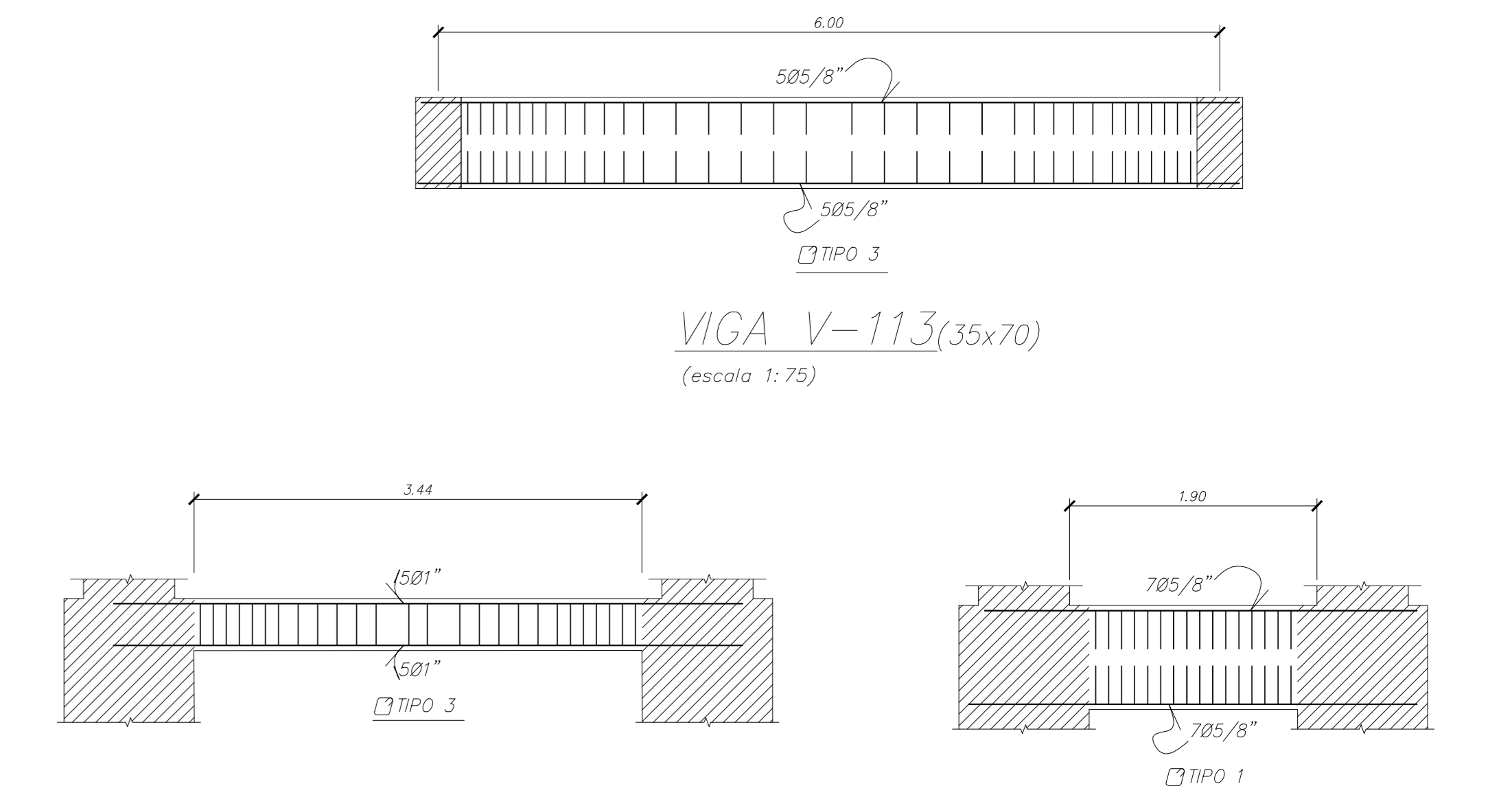
VIGA V-208(35x70)
(escala 1:75)



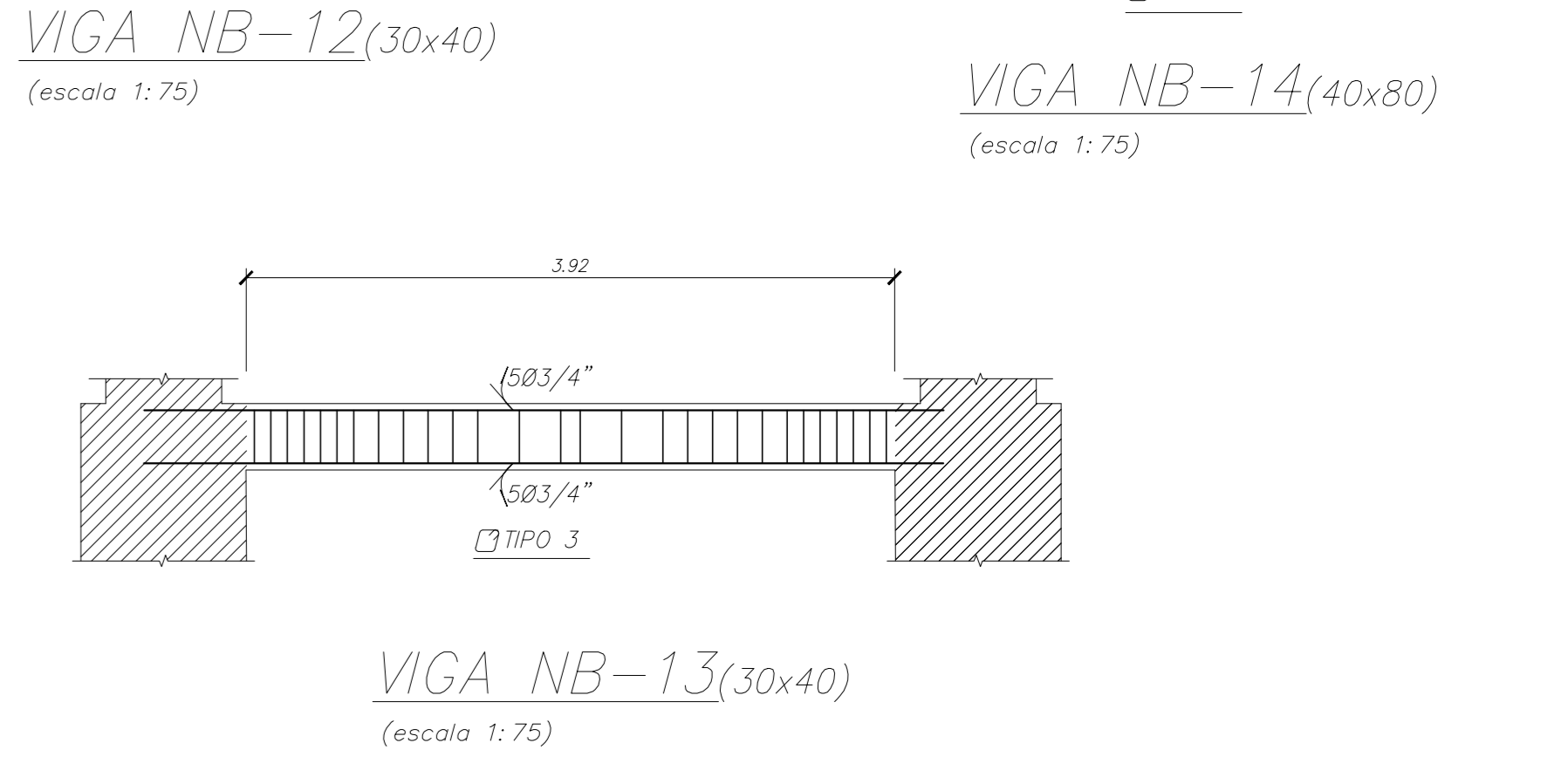
VIGA V-209(35x70)
(escala 1:75)



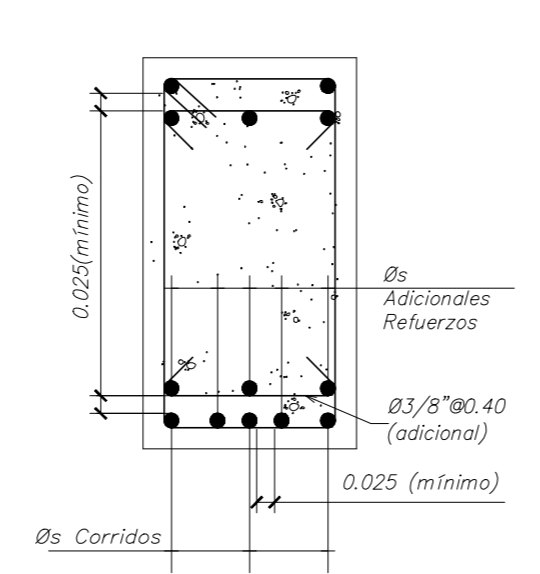
VIGA V-210(35x70)
(escala 1:75)



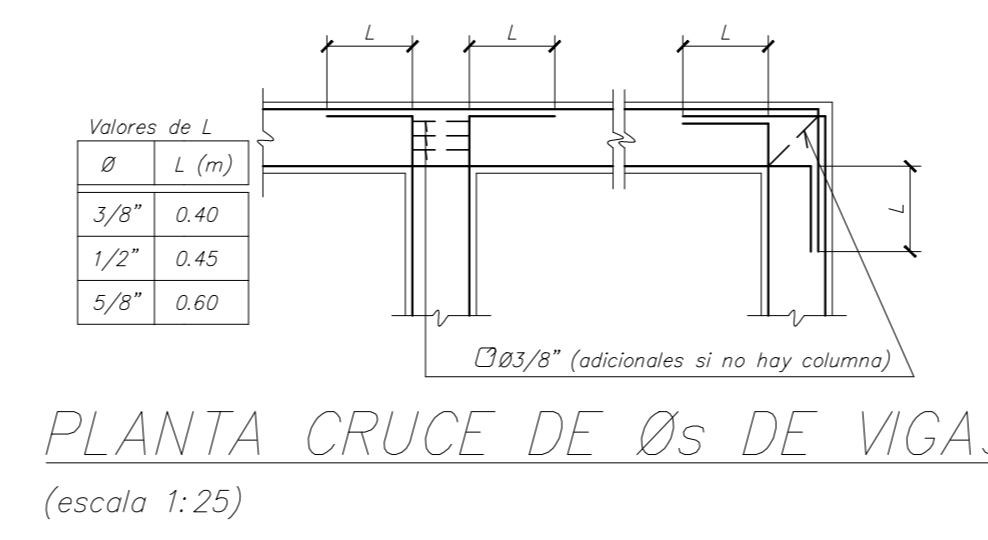
VIGA V-211(30x70)
(escala 1:75)



DETALLE DE TRASLAPES PERMITIDOS EN VIGAS
(escala 1:25)



REFUERZO EN CAPAS (VIGAS)
(escala 1:10)

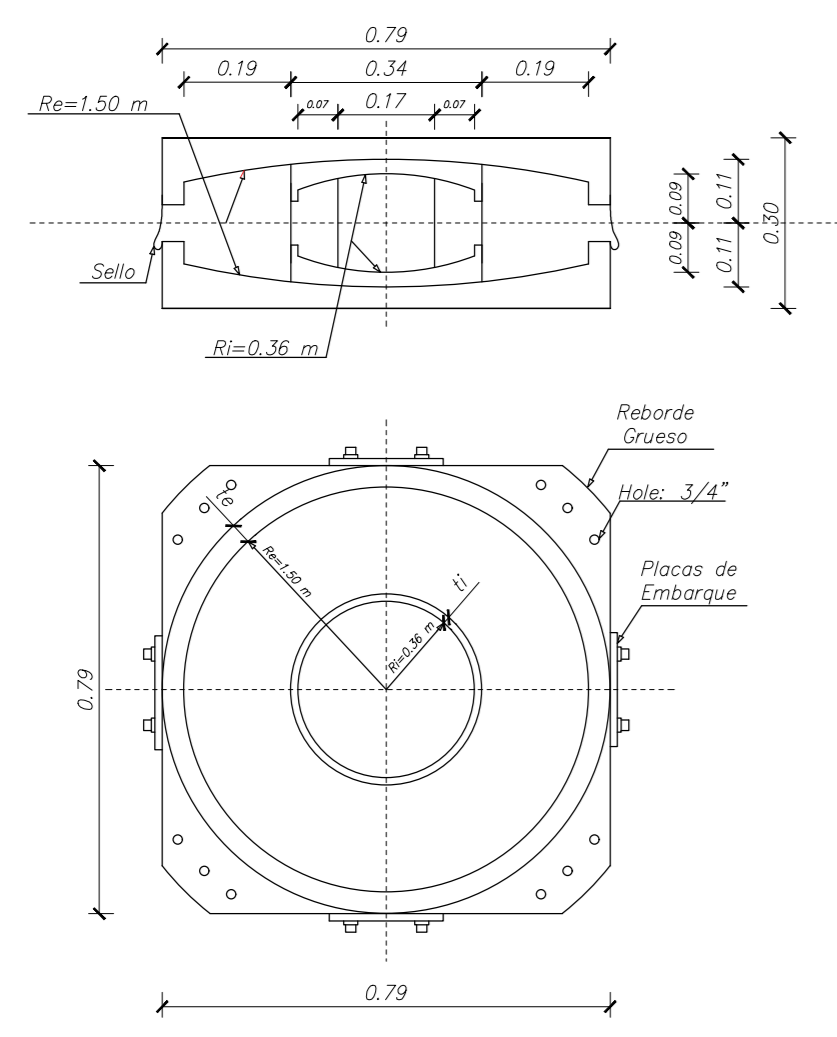


PLANTA CRUCE DE Øs DE VIGAS
(escala 1:25)

CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS

Tipo	Ø	Distribución
1	3/8"	100.05, 1090.10, 590.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
2	3/8"	100.05, 1090.10, 590.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
3	3/8"	100.05, 690.10, 590.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
4	3/8"	100.05, 990.10, 590.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
5	3/8"	100.05, 2390.10, 690.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
6	3/8"	100.05, 1590.10, 790.15, Resto Ø0.25 c/Extremo
7	3/8"	100.05, 1090.10, 890.15, Resto Ø0.20 c/Extremo
8	3/8"	100.05, 1090.10, 890.15, Resto Ø0.25 c/Extremo

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA		CLAVE: E-12
PROYECTO : EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS		Nº PLANS : 17
TESISTAS : MARIELA M. YUCRA CHAPALLMA NESTOR A. QUISPE SUNI		ESCALA : 1/75
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA		DISEÑO : N.&M.
PLANO DE : DETALLE DE VIGAS - 2º, 3º, 4º, 5º NIVEL		ELABORADO : N.&M.
Rev.		FECHA : JULIO 2020



PROPIEDADES DINÁMICAS DEL AISLADOR TRIPLE PÉNDULO FRICCIÓN

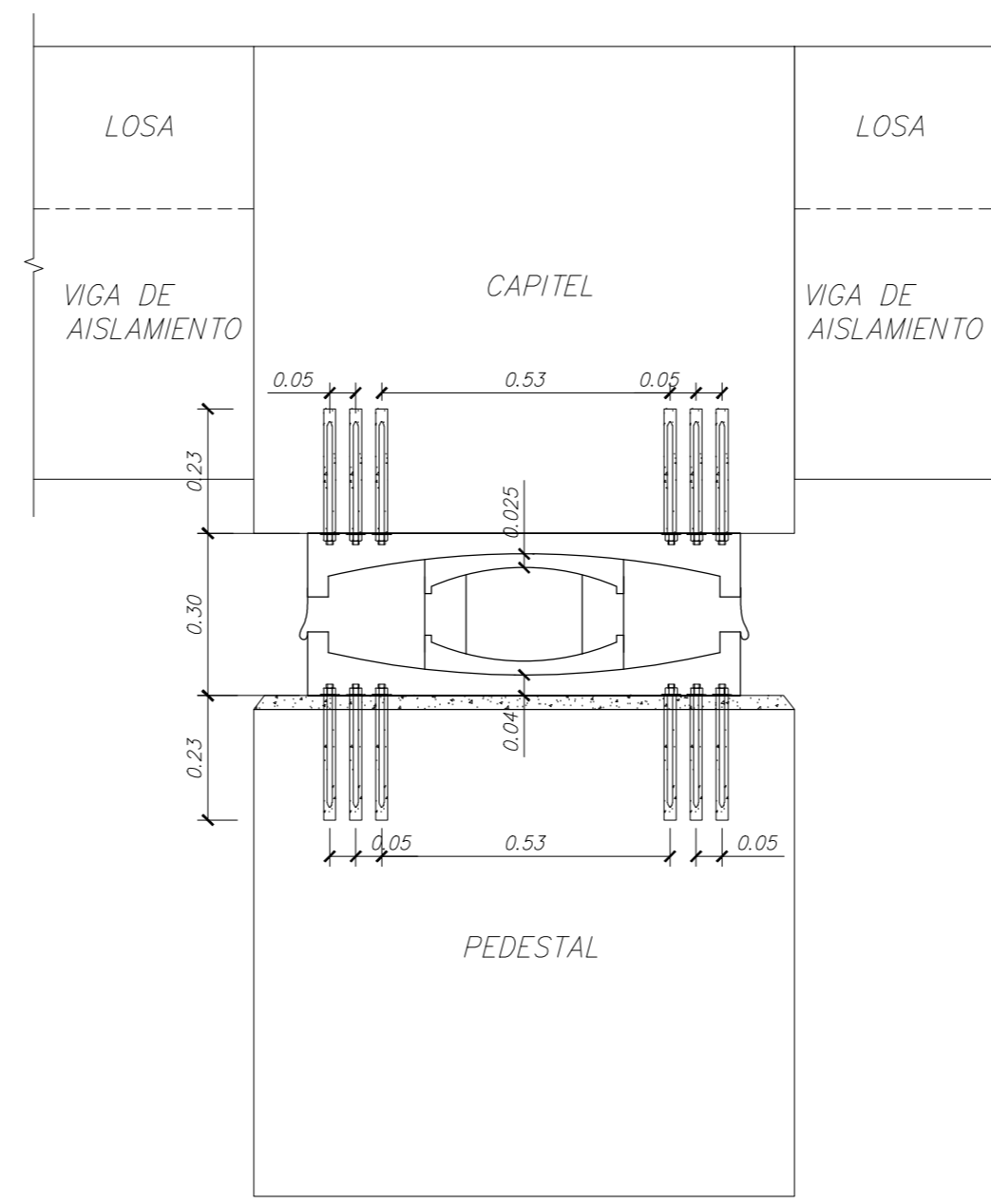
PROPIEDAD	SÍMBOLO	UNIDAD	L. NOMINAL	L. SUPERIOR	L. INFERIOR
N° AISLADORES	N'	u	32.00	32.00	32.00
RADIO EFECTIVO R2 Y R3	R2eff = R3eff	m	0.36	0.36	0.36
RADIO EFECTIVO R1 Y R4	R2eff = R3eff	m	1.50	1.50	1.50
ALTURA	H	cm	30.00	30.00	30.00
FACTOR DE MODIFICACIÓN λ	λ	-	1.00	1.80	0.60
COEFICIENTE DE FRICCIÓN INTERIOR	μ2 = μ3	-	0.02	0.036	0.012
COEFICIENTE DE FRICCIÓN EXTERIOR	μ2 = μ3	-	0.07	0.126	0.042
AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO	ξeff	%	22.00	28.00	15.00
DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO	DTM	m	0.40	0.40	0.40
RIGIDEZ EFECTIVA	Keff	Ton/m	116.20	154.14	96.79
RIGIDEZ VERTICAL	Kv	Ton/m	55547.72	55547.72	55547.72

AISLADOR TRIPLE PÉNDULO FRICCIÓN (IPF) (79x79)
(escala 1:25)

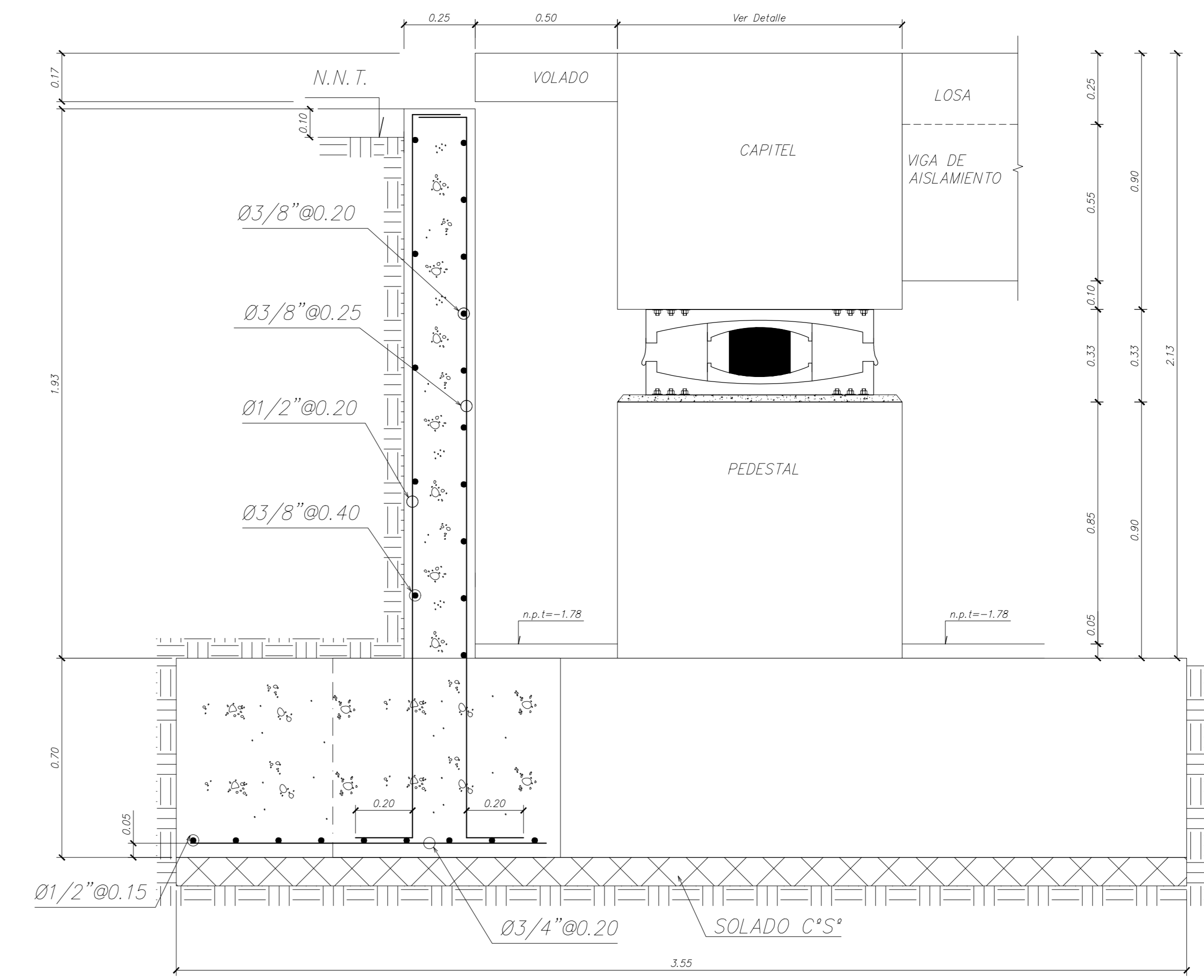
CUADRO DE COLUMNAS

AZOTEA						
PISO 5						
PISO 4						
PISO 3						
PISO 2						
PISO 1						
NIVEL	(1) (escala 1:25)	(2) (escala 1:25)	(3) (escala 1:25)	(4) (escala 1:25)	(5) (escala 1:25)	C1 (escala 1:25)

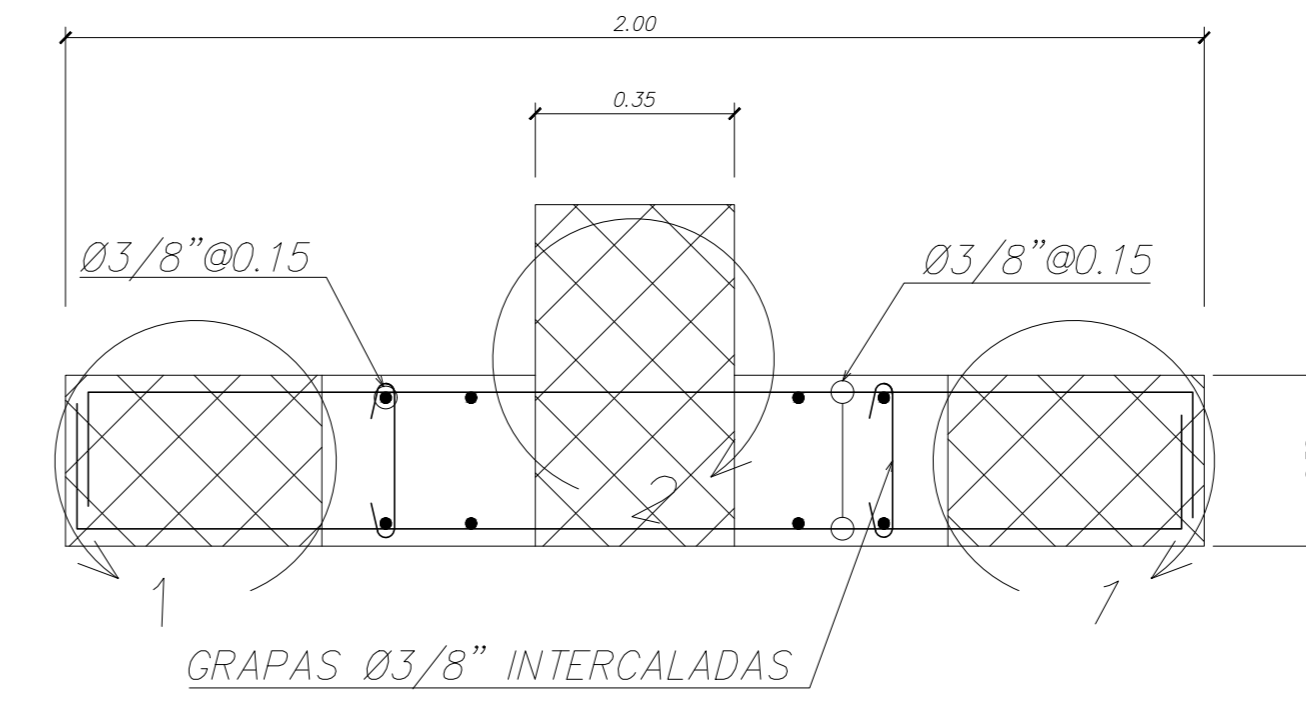
Estribos Columnas:
 Tipo 1: □ Ø 6mm : 1@0.05, 5@0.10, 3@0.15, Resto @ 0.25 c/extremo
 Tipo 2: □ Ø 3/8" : 1@0.05, 5@0.10, 4@0.15, Resto @ 0.20 c/extremo
 Tipo 3: □ Ø 3/8" : 1@0.05, 7@0.10, Resto @ 0.25 c/extremo
 - Vaciar Columnas entre muros dentados (aledaños) colocando transversal 2#8 @ 3 hiladas
 - El Ø de Columnas rematará en ganchos de 30cm x 90° con la losa.



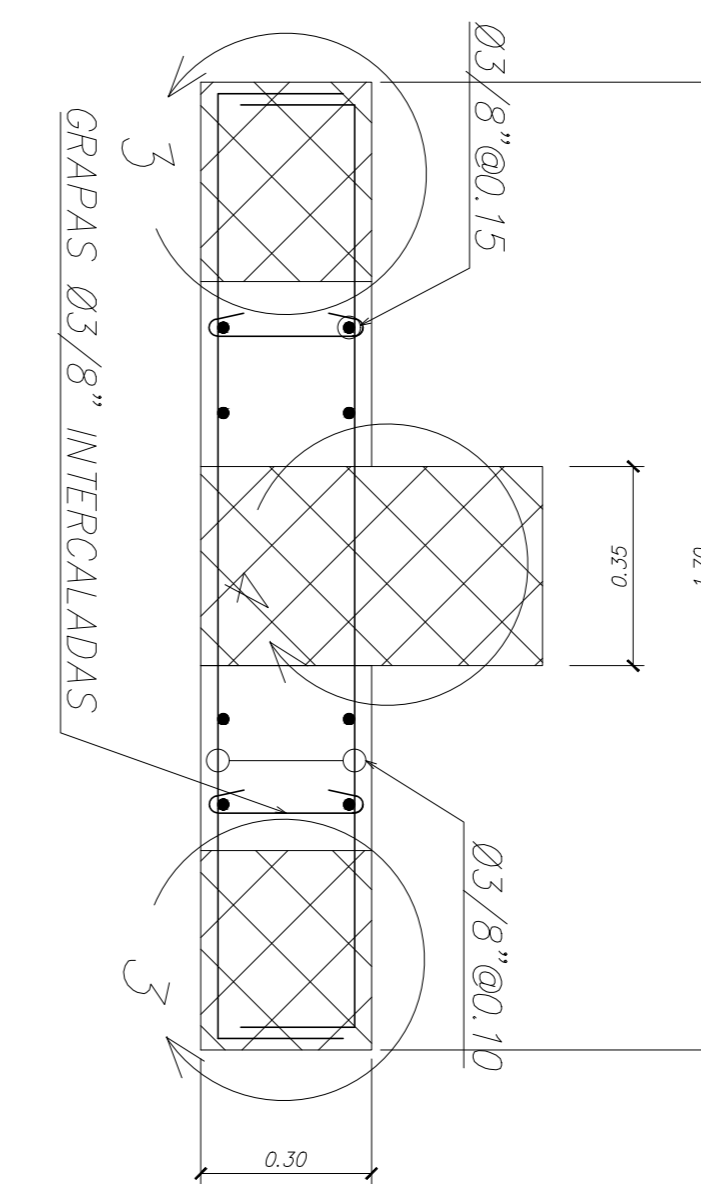
DETALLE TÍPICO DE ANCLAJE IPF (79x79)
(escala 1:25)



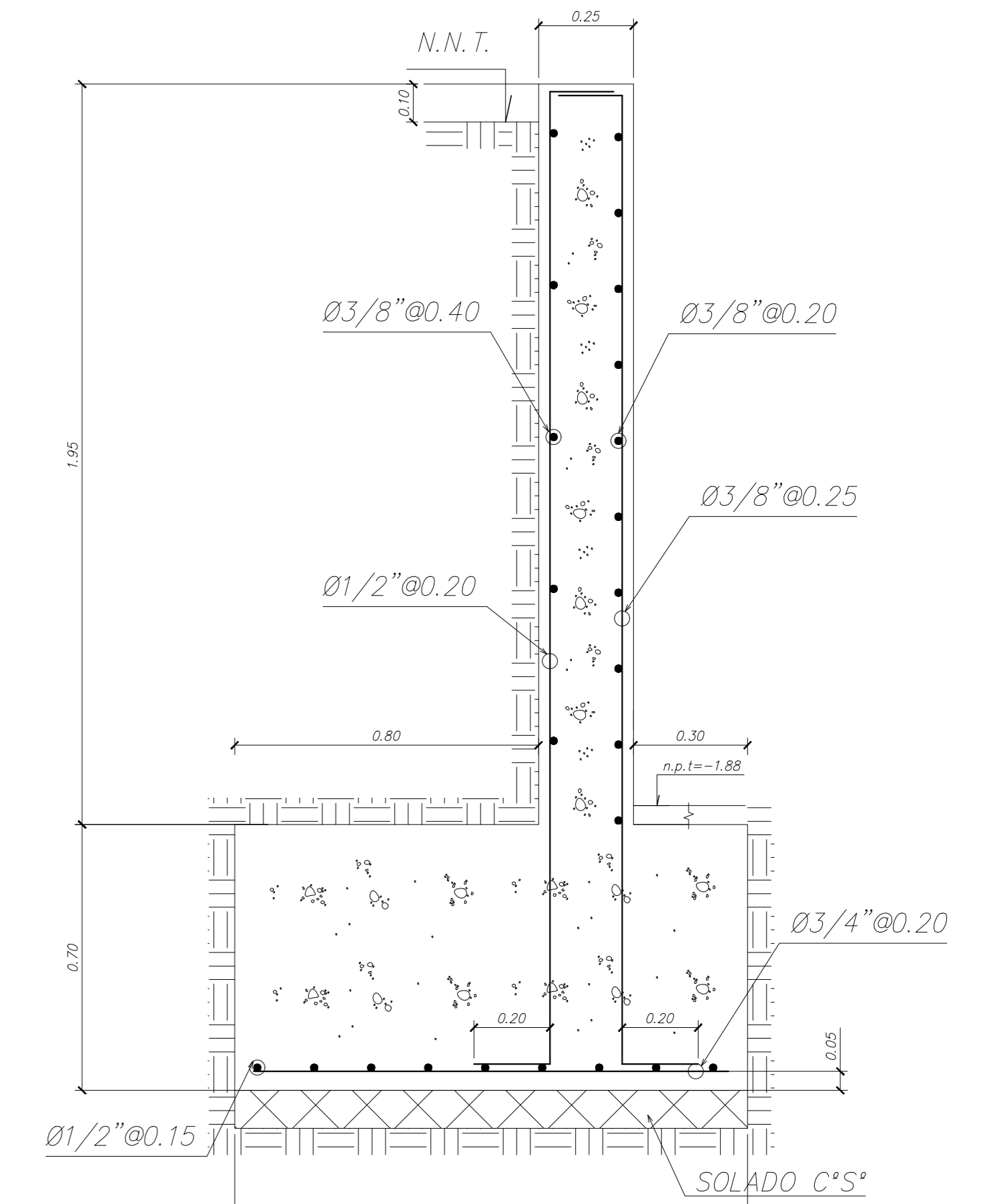
DETALLE MURO DE CONTENCIÓN CON ZAPATA
(escala 1:25)



PLACA P-1
(escala 1:25)

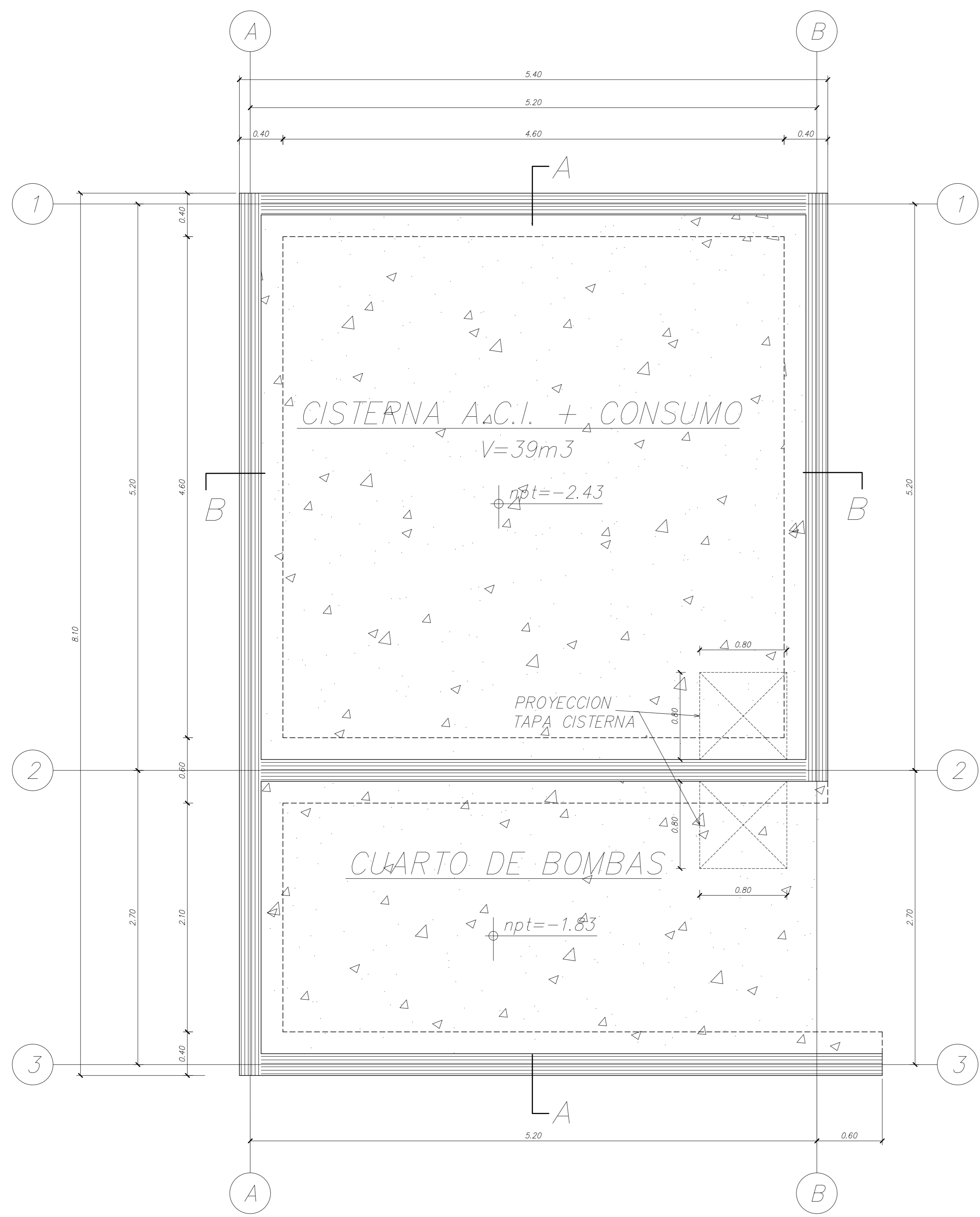


PLACA P-2
(escala 1:25)

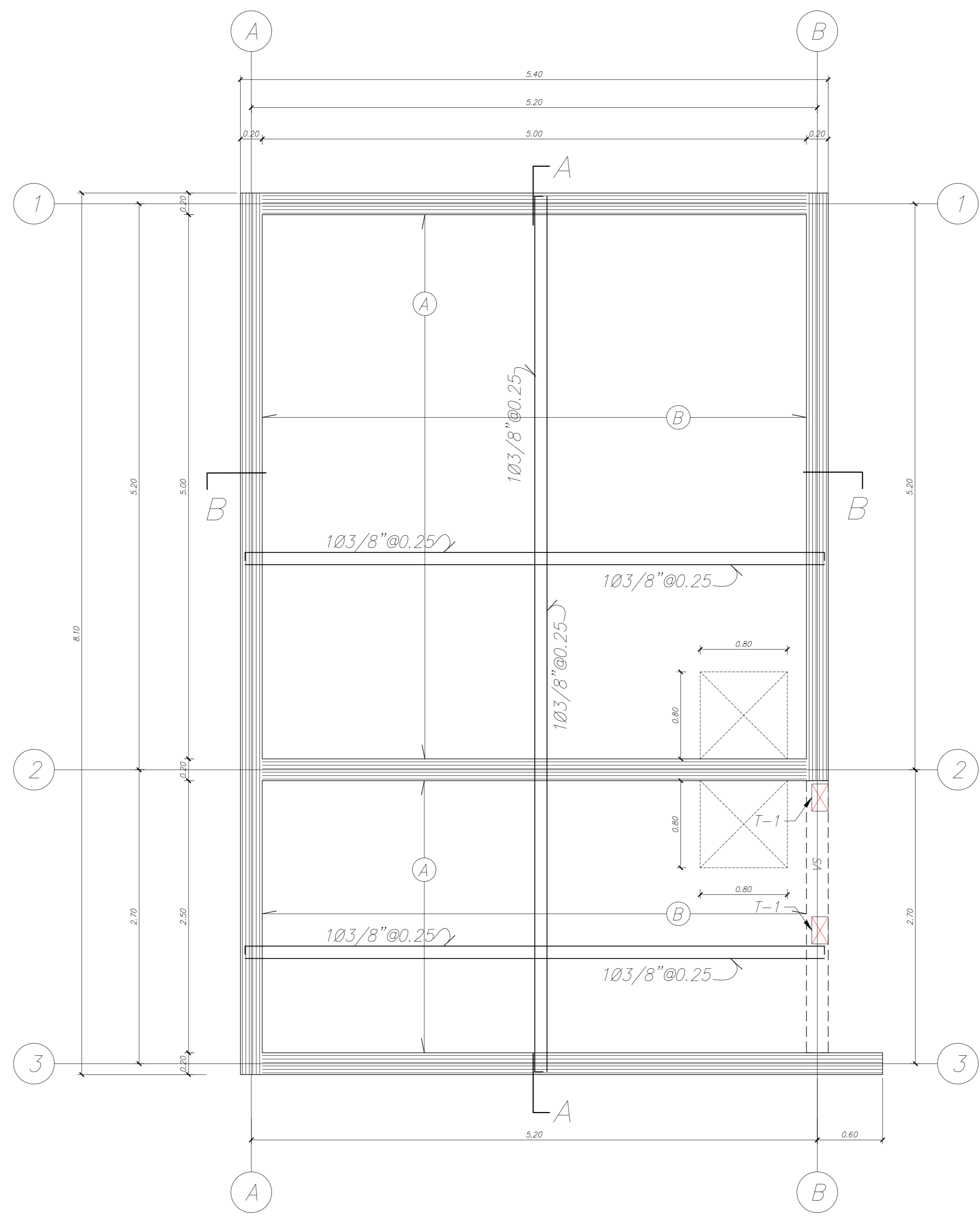


MURO MC-1
(escala 1:25)

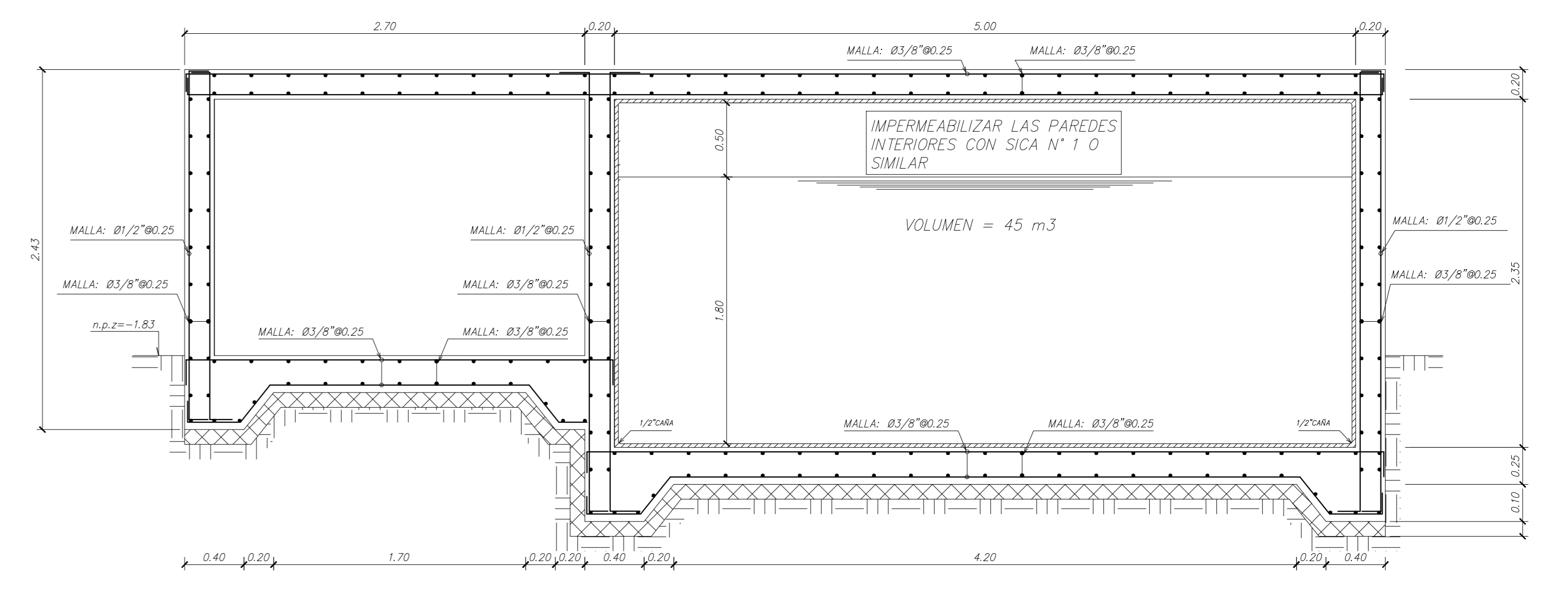
PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA	CLAVE: E-13
PROYECTO: EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS	N° PLANOS: 18
TESISTAS: MARIELA M. YUCRA CHAPALLMA NESTOR A. QUISPE SUNI	ESCALA: 1/75
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA	DISEÑO: N.&M.
PLANO DE: COLUMNAS Y DETALLES	DIBUJO: N.&M.
Rev.	FECHA: JULIO 2020



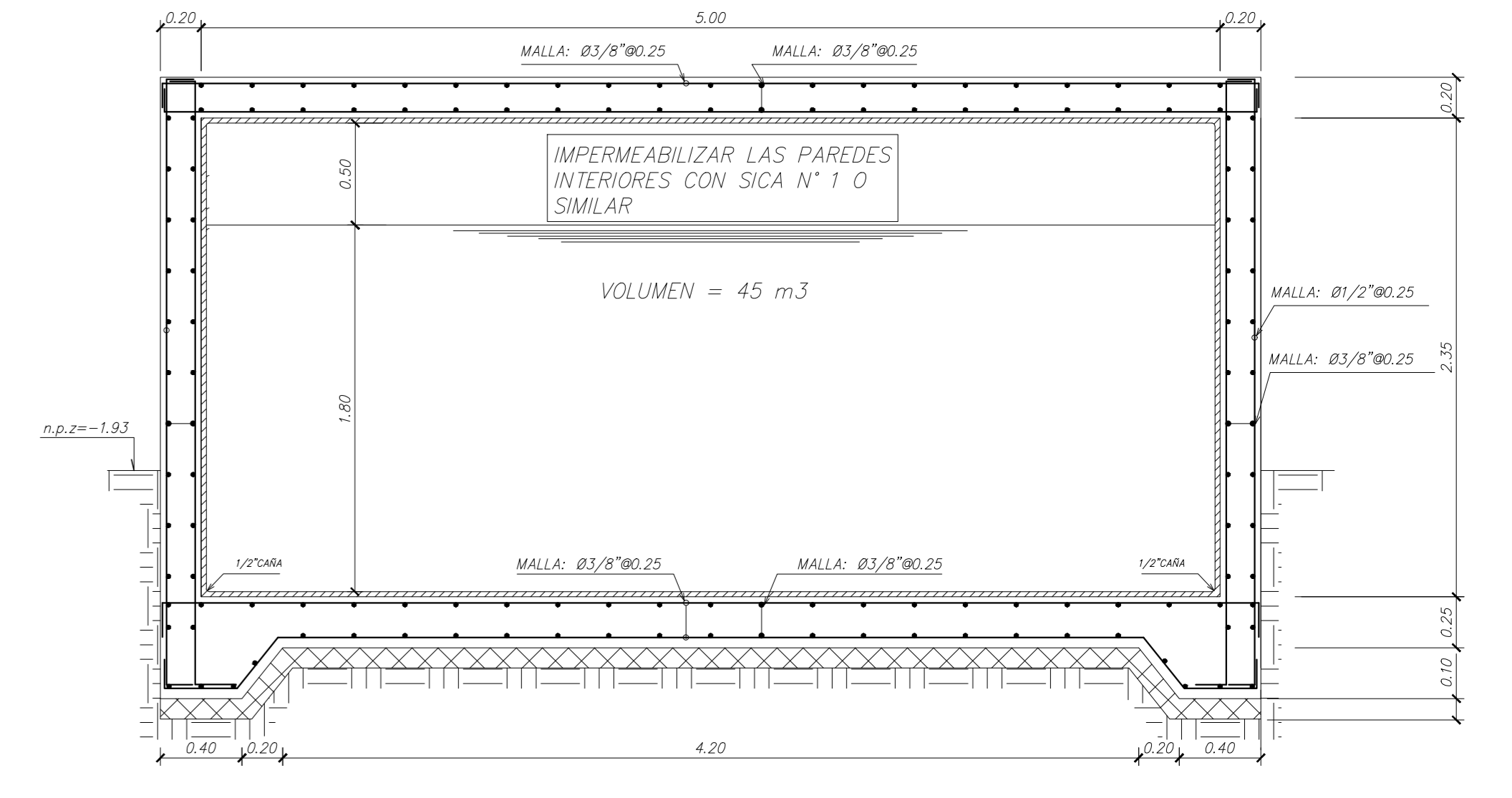
PLANTA DE CIMENTACION CISTERNA
 N.P.T. = -2.55m VER DETALLE
 (escala 1:50)



ENCOFRADO TECHO CISTERNA
 S/C=250 Kg/m²
 LOSA MACIZA H=0.20m
 (escala 1:50)

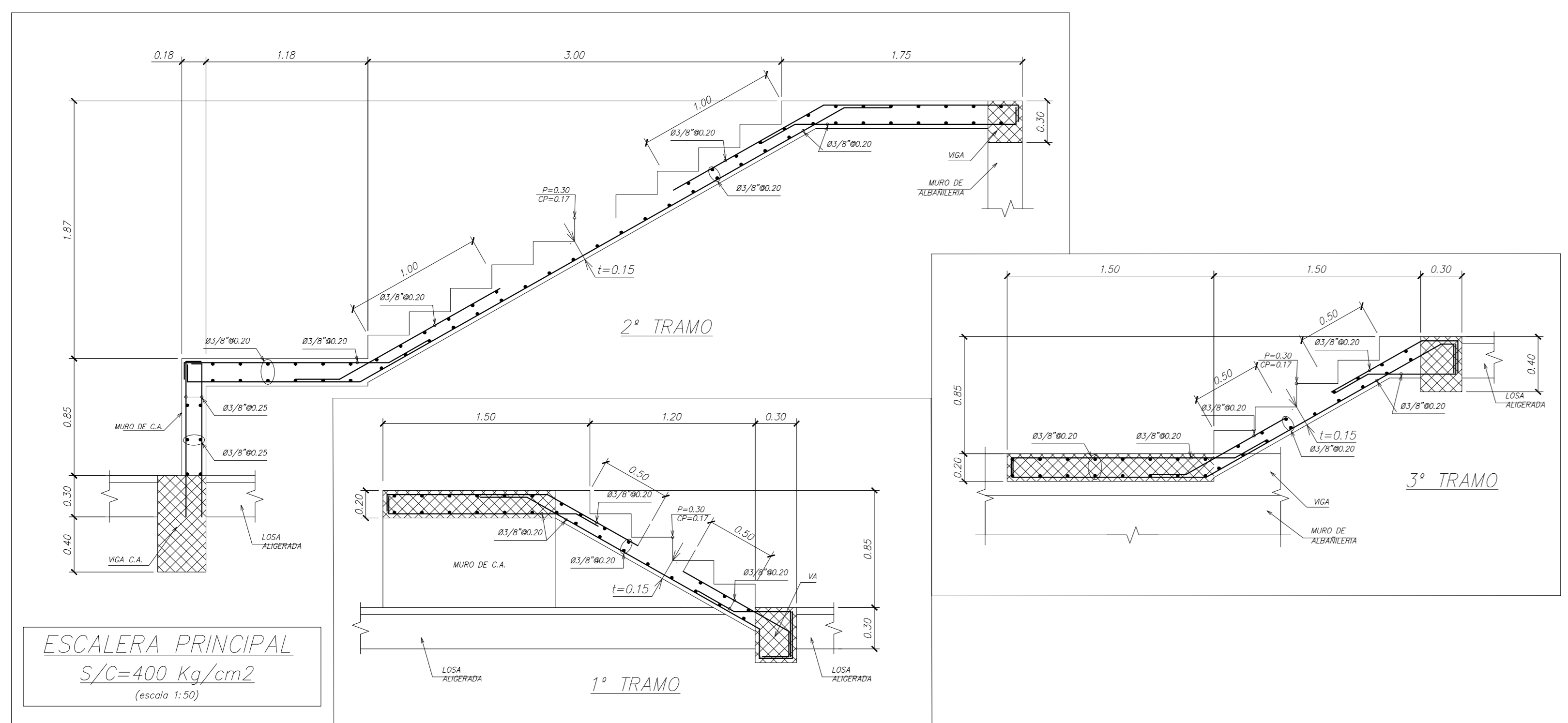


CORTE A-A
 (escala 1:50)

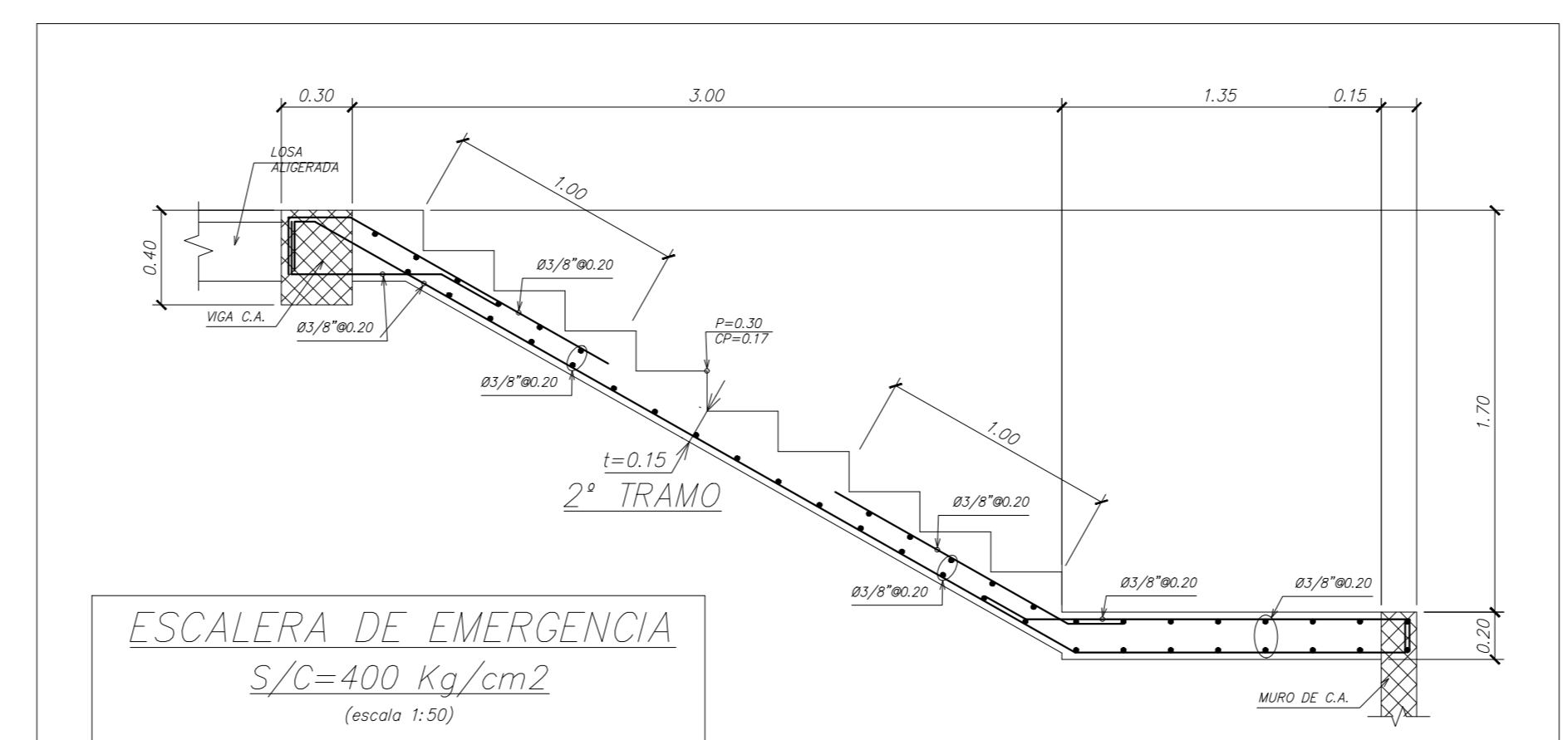


CORTE B-B
 (escala 1:50)

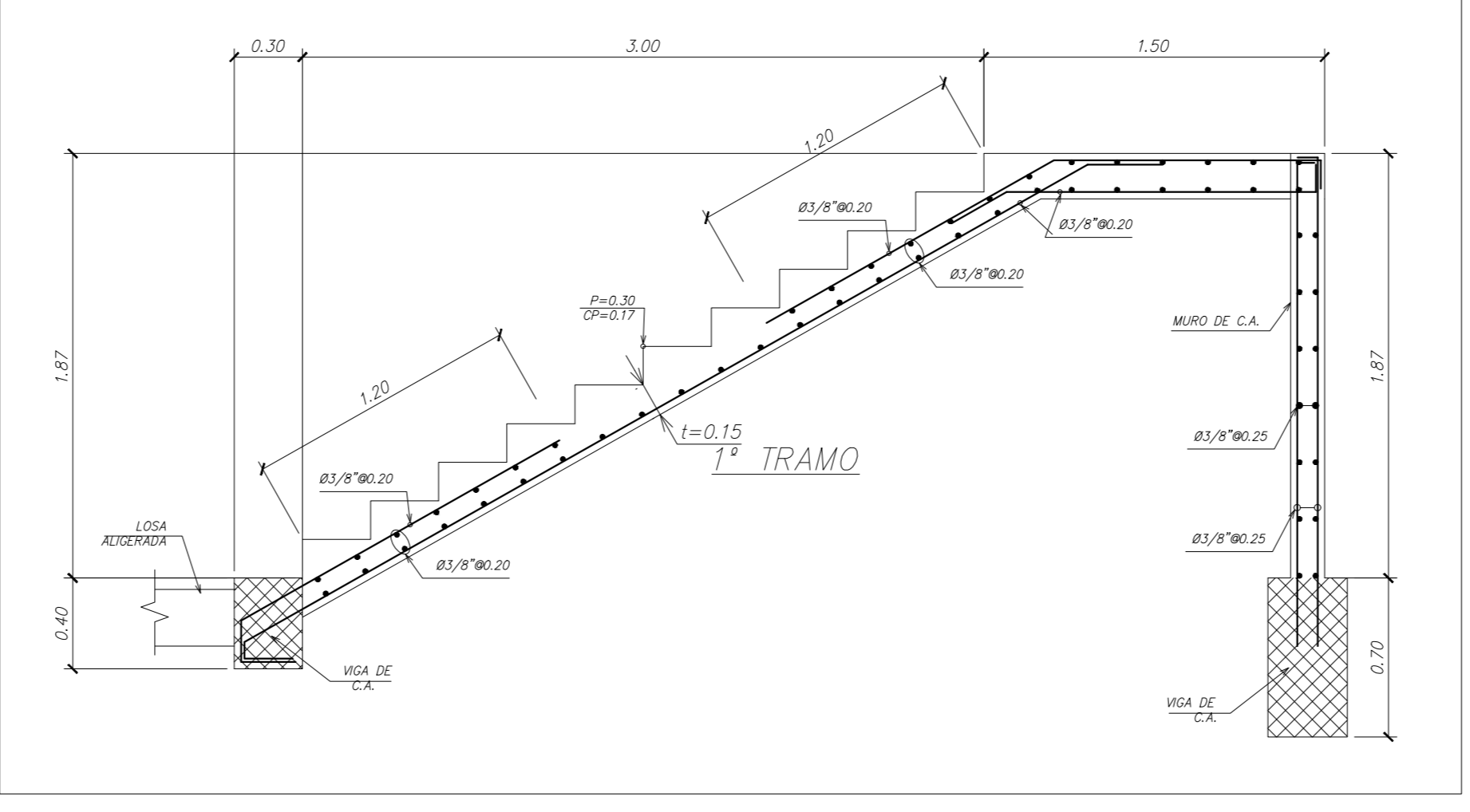
DETALLE DE CISTERNA
 (escala 1:50)



ESCALERA PRINCIPAL
 S/C=400 Kg/cm²
 (escala 1:50)



ESCALERA DE EMERGENCIA
 S/C=400 Kg/cm²
 (escala 1:50)



ANOTACIONES Y/O RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCION DE CISTERNA DE CONCRETO ARMADO PARA ALMACENAR AGUA POTABLE

- NOTA 1**
 - La cuba de la cisterna se vaceará en su integridad en una sola jornada, (muros y losa de piso), caso contrario se proseguirá tal como se indica en NOTA 2, asimismo al concreto se añadirá aditivo impermeabilizante para concretos en la dosificación que estipula el fabricante.
 - En las muros en donde el espacio exterior lo permita se colocará en dicha cara dos capas de impermeabilizante bituminoso aplicado en dos manos cruzadas.
 - Luego de vaciado la cuba esta siempre debe permanecer húmeda así se haya culminado el tarrajeo de paredes y fondos.
- NOTA 2**
 - Cuando no se pueda vacear la cuba de la cisterna en una sola jornada, se colocará en el centro de la sección de la pantalla y a una altura de 10cm de su fondo (unión losa de fondo y pantalla) una cinta tipo WATER STOP de 6" de alto al momento de vacar la losa de piso.
- NOTA 3**
 1- Aplicar sobre la cara interior de los muros una capa de tarrajeo con mortero impermeabilizado en 3 etapas:
 - primera capa de lechada de cemento con impermeabilizante y agua (espesa) en toda la cara a recubrir, eliminar superficies sueltas de concreto vaciado, se recomienda encastrar adecuadamente la cara interior del muro para una mejor labor posterior, también se deben realizar picaduras para la adherencia de la lechada y el mortero de la segunda capa. Esta primera capa se debe colocar (como mínimo) luego de 5 días del vaciado de la cuba de concreto armado,
 - segunda capa con mortero 1:3 mas impermeabilizante y de 1.5cm de espesor, el acabado sera rayado y se aplicara casi (maximo 1 hora) luego de la primera capa.
 - tercera capa con mortero 1:5 mas impermeabilizante en una capa de mínimo 1.5cm acabado bruñido en paños de 1x1m2 para evitar fisuración superficial, aplicar luego de 24 horas de aplicada la segunda capa, controlar fragua durante 3 días mínimo.
 Los encuentros interiores de losa y muro se remataran con 1/2 cañas (curvas) de 10cm de radio interior.
 2- Para la cara exterior de los muros ... considerar impermeabilizante bituminoso en 2 manos cruzadas, esta se aplicara a partir de los 14 a 21 días de terminada la tercera capa, el concreto debe estar sin humedad y por tanto la zanja lateral debe estar libre antes de enterrarla.

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNSA - AREQUIPA		CLAVE: E-14
PROYECTO: EDIFICIO 5 NIVELES COMERCIO Y OFICINAS		Nº PLANS: 19
TESISTAS: MARIELA M. YUCRA CHOPALLMA NESTOR A. QUISPE SUNI		ESCALA: 1/75
DIRECTOR DE TESIS: JORGE ROSAS ESPINOZA		DISEÑO: N.&M.
PLANO DE: PLANTA DE CISTERNA Y DETALLES		DEBUIO: N.&M.
Rev.		FECHA: JULIO 2020