

**Universidad Nacional del Santa**  
**Facultad de Ingeniería**  
**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



Análisis del comportamiento sísmico de la estructura del Hospital Regional  
Eleazar Guzmán Barrón con disipadores de fluido viscoso

**Edwin Joel Chauca Mejía**  
**Luis Ricardo Rey Rodríguez**

Tesis para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil

Chimbote, Perú  
Setiembre de 2021

Universidad Nacional del Santa

Facultad de Ingeniería

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Análisis del comportamiento sísmico de la estructura del Hospital Regional

Eleazar Guzmán Barrón con disipadores de fluido viscoso

Revisada por:

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Iván Eliseo León Malo". The signature is stylized and somewhat cursive.

---

Ing. Iván Eliseo León Malo

Asesor

Universidad Nacional del Santa  
Facultad de Ingeniería  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Análisis del comportamiento sísmico de la estructura del Hospital Regional  
Eleazar Guzmán Barrón con disipadores de fluido viscoso

Aprobada por el Jurado Evaluador:

Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González  
Presidente

Ms. Julio César Rivasplata Díaz  
Secretario

Ing. Iván Eliseo León Malo  
Integrante



"Año del bicentenario del Perú: 200 años de independencia"

**ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS**

A los 12 días del mes de noviembre del año dos mil veintiuno, siendo las cinco de la tarde, cumpliendo el con la Resolución N° 306-2020-CU-R-UNS (12.06.120) y la Directiva 003-2020-UNSVRAC, sobre la "ADECUACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE OBTENCIÓN DE GRADOS ACADÉMICOS Y TÍTULOS PROFESIONALES POR PARTE DE LOS ESTUDIANTES DE PREGRADO DE LA UNS, SE REALICE EN FORMA VIRTUAL; través del aplicativo virtual Zoom, se instaló el Jurado Evaluador designado mediante Resolución N° 395-2021-UNS-CFI, integrado por los docentes Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González (Presidente), Ms. Julio César Rivasplata Díaz (Secretario) y el Ing. Iván Eliseo León Malo (Integrante) y en base a la Resolución Decanal N° 612-2021-UNS-FI, se da inicio a la sustentación de la Tesis titulada: "ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO" presentado por los Bachilleres CHAUCA MEJÍA EDWIN JOEL con código de matrícula N° 0201313057 y REY RODRIGUEZ LUIS RICARDO, con código de matrícula N° 0201313032, quienes fueron asesorados por el Ing. Iván Eliseo León Malo, según lo establece la T. Resolución Decanal N° 203-2019-UNS-FI.

El Jurado Evaluador, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes en concordancia con el Reglamento General para Obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional en la Universidad Nacional del Santa, declaran:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
CHAUCA MEJÍA EDWIN JOEL	16	BUENO

Siendo las seis de la tarde del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, 12 de noviembre de 2021.



Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González  
Presidente



Ms. Julio César Rivasplata Díaz  
Secretario



Ing. Iván Eliseo León Malo  
Integrante

“Año del bicentenario del Perú: 200 años de independencia”

**ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS**

A los 12 días del mes de noviembre del año dos mil veintiuno, siendo las cinco de la tarde, cumpliendo el con la Resolución N° 306-2020-CU-R-UNS (12.06.120) y la Directiva 003-2020-UNSVRAC, sobre la “ADECUACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE OBTENCIÓN DE GRADOS ACADÉMICOS Y TÍTULOS PROFESIONALES POR PARTE DE LOS ESTUDIANTES DE PREGRADO DE LA UNS, SE REALICE EN FORMA VIRTUAL; través del aplicativo virtual Zoom, se instaló el Jurado Evaluador designado mediante Resolución N° 395-2021-UNS-CFI, integrado por los docentes Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González (Presidente), Ms. Julio César Rivasplata Díaz (Secretario) y el Ing. Iván Eliseo León Malo (Integrante) y en base a la Resolución Decanal N° 612-2021-UNS-FI, se da inicio a la sustentación de la Tesis titulada: “ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO” presentado por los Bachilleres CHAUCA MEJÍA EDWIN JOEL con código de matrícula N° 0201313057 y REY RODRIGUEZ LUIS RICARDO, con código de matrícula N° 0201313032, quienes fueron asesorados por el Ing. Iván Eliseo León Malo, según lo establece la T. Resolución Decanal N° 203-2019-UNS-FI.

El Jurado Evaluador, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes en concordancia con el Reglamento General para Obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional en la Universidad Nacional del Santa, declaran:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
REY RODRIGUEZ LUIS RICARDO	16	BUENO

Siendo las seis de la tarde del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, 12 de noviembre de 2021.



Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González  
Presidente



Ms. Julio César Rivasplata Díaz  
Secretario



Ing. Iván Eliseo León Malo  
Integrante

## **Agradecimiento**

*A Dios, por darnos salud y fuerza para lograr nuestras metas.*

*A nuestros padres que siempre están para darnos el apoyo necesario para lograr nuestras metas.*

*Al Ing. Iván Eliseo León Malo, por su orientación en el desarrollo de esta investigación.*

*A la Universidad Nacional del Santa, por darnos la oportunidad y las facilidades para crecer personal e intelectualmente.*

## Contenido

<b>Lista de tablas.....</b>	<b>ix</b>
<b>Lista de figuras.....</b>	<b>xi</b>
<b>Resumen .....</b>	<b>xiii</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>xiv</b>
<b>Símbolos.....</b>	<b>xv</b>
<b>1 Introducción.....</b>	<b>19</b>
1.1 Antecedentes .....	19
1.2 Formulación del problema .....	21
1.3 Objetivos .....	22
1.4 Formulación de la hipótesis.....	23
1.5 Justificación.....	23
1.6 Limitaciones .....	23
<b>2 Reforzamiento sísmico de edificios existentes.....</b>	<b>25</b>
2.1 Deficiencias sísmicas .....	25
2.1.1 Transmisión de carga.....	25
2.1.2 Detallado de elementos estructurales. ....	25
2.1.3 Irregularidades .....	26
2.1.4 Resistencia estructural global.....	26
2.1.5 Rigidez estructural global. ....	26
2.1.6 Otras deficiencias. ....	27
2.2 Estrategias de reforzamiento sísmico .....	27
2.2.1 Reforzamiento estructural local. ....	28
2.2.2 Eliminación o reducción de irregularidades existentes. ....	28
2.2.3 Fortalecimiento estructural global.....	28
2.2.4 Rigidización estructural global. ....	29
2.2.5 Reducción de la masa. ....	29
2.2.6 Aislamiento sísmico .....	29
2.2.7 Amortiguación suplementaria. ....	29
<b>3 Disipadores de fluido viscoso (FVDs).....</b>	<b>32</b>
3.1 Historia.....	32

3.2	Clasificación.....	32
3.3	Funcionamiento .....	33
3.4	Propiedades mecánicas .....	34
3.5	Ecuación constitutiva.....	35
3.6	Energía disipada .....	37
3.7	Distribuciones en los edificios.....	38
3.8	Configuraciones en los edificios .....	38
3.9	Modelo matemático .....	40
<b>4</b>	<b>Objetivos de desempeño .....</b>	<b>41</b>
4.1	Edificios existentes .....	41
4.1.1	Categorías de importancia.....	41
4.1.2	Sistemas estructurales.....	41
4.2	Peligro Sísmico.....	42
4.2.1	Clases de sitio.....	42
4.2.2	Espectros de respuesta objetivo .....	43
4.2.3	Selección de los movimientos de terreno. ....	46
4.2.4	Modificación de los movimientos de terreno mediante la escala de amplitud .....	46
4.2.5	Aplicación de los movimientos de terreno a los modelos estructurales. ....	46
4.3	Objetivos de Desempeño .....	47
4.3.1	Niveles de Desempeño .....	47
4.3.2	Objetivos de Desempeño .....	49
<b>5</b>	<b>Análisis estructural de edificios existentes reforzados sísmicamente mediante FVDs no-lineales.....</b>	<b>50</b>
5.1	Discretización.....	50
5.2	Movimientos de terreno .....	52
5.3	Propiedades de vibración .....	52
5.3.1	Masa. ....	52
5.3.2	Amortiguamiento inherente .....	52
5.3.3	Rigidez.....	53
5.3.4	Amortiguamiento suplementario.....	53
5.4	Ecuaciones de movimiento .....	53



5.5	Propiedades modales de vibración .....	54
5.5.1	Frecuencias circulares naturales de vibración.....	54
5.5.2	Modos naturales de vibración. ....	54
5.5.3	Fracciones de amortiguamiento inherente modal.....	55
5.5.4	Fracciones de amortiguamiento suplementario modal .....	55
5.6	Ecuaciones de movimiento modal.....	57
5.7	Respuestas sísmicas para un movimiento de terreno.....	58
5.8	Respuestas sísmicas para varios movimientos de terreno.....	58
<b>6</b>	<b>Procedimiento de reforzamiento sísmico de edificios existentes mediante FVDs no-lineales.....</b>	<b>59</b>
<b>7</b>	<b>Caso de estudio .....</b>	<b>64</b>
7.1	Estructura principal del HREGB .....	64
7.1.1	Descripción general.....	64
7.1.2	Categoría de importancia.....	65
7.1.3	Sistema estructural. ....	65
7.2	Peligro Sísmico.....	66
7.2.1	Clase de sitio .....	66
7.2.2	Espectro de respuesta objetivo .....	66
7.2.3	Movimientos de terreno.....	67
7.2.4	Modificación de los movimientos de terreno.....	67
7.3	Objetivo de Desempeño .....	69
7.3.1	Objetivo de desempeño estructural .....	69
7.4	Comportamiento sísmico del edificio sin FVDs.....	69
7.4.1	Derivas máximas $\Delta u_o \Delta h_{m\acute{a}x}$ del edificio .....	70
7.4.2	Fuerzas internas máximas del edificio.....	71
7.4.3	Disipación de energía del edificio .....	71
7.4.4	Irregularidades estructurales del edificio .....	71
7.5	FVDs no-lineales como estrategia de reforzamiento sísmico .....	72
7.5.1	Exponente de no linealidad $\alpha$ .....	72
7.5.2	Coeficiente de disipación de energía $\lambda$ .....	72
7.5.3	Distribución de los FVDs .....	72

7.5.4	Configuración y factores de modificación $f$ de los FVDs.....	72
7.5.5	Rigidez axial $kd$ de los FVDs.....	81
7.5.6	Coeficiente de amortiguación lineal $cdL$ .....	81
7.5.7	Coeficiente de amortiguación no-lineal $cd$ .....	83
7.6	Comportamiento sísmico del edificio con FVDs .....	84
7.6.1	Derivas máximas $\Delta u_o \Delta h_{m\acute{a}x}$ del edificio .....	84
7.6.2	Fuerzas internas máximas del edificio.....	85
7.6.3	Disipación de energía del edificio .....	86
7.6.4	Irregularidades estructurales del edificio .....	88
7.6.5	Desplazamientos máximos y fuerzas internas máximas en los FVDs del edificio. .....	89
<b>8</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>91</b>
8.1	Conclusiones .....	91
8.2	Recomendaciones .....	93
	<b>Referencias .....</b>	<b>94</b>
	<b>Apéndice A Panel fotográfico.....</b>	<b>98</b>
	<b>Apéndice B Memoria de calculo .....</b>	<b>112</b>
B.1	Comportamiento sísmico del edificio sin FVDs.....	112
B.1.1	Derivas máximas $\Delta u_o \Delta h_{m\acute{a}x}$ del edificio .....	112
B.1.2	Fuerzas internas máximas del edificio.....	119
B.2	Comportamiento sísmico del edificio con FVDs .....	124
B.2.1	Derivas máximas $\Delta u_o \Delta h_{m\acute{a}x}$ del edificio .....	124
B.2.2	Fuerzas internas máximas del edificio.....	130
B.2.3	Desplazamientos máximos y fuerzas internas máximas en los FVDs del edificio. .....	136
	<b>Apéndice C Planos.....</b>	<b>152</b>

### Lista de tablas

Tabla 3-1	Exponentes de no-linealidad de los FVDs, $\alpha$ .....	37
Tabla 3-2	Configuraciones de arriostres en los que se montan los FVDs .....	39

Tabla 3-3 Rigideces axiales recomendadas de los FVDs, $kd$ .....	40
Tabla 4-1 Categorías y factores de importancia de edificios.....	41
Tabla 4-2 Sistemas estructurales de edificios.....	42
Tabla 4-3 Clases de sitio .....	43
Tabla 4-4 Periodos de transición $TP$ y $TL$ .....	43
Tabla 4-5 Niveles de Peligro Sísmico, probabilidades de excedencia y periodos de retorno .....	44
Tabla 4-6 Aceleraciones máximas horizontales en suelo rígido para BSE-1N, Z.....	44
Tabla 4-7 Factores de suelo, $S$ .....	45
Tabla 4-8 Niveles de desempeño no-estructural.....	47
Tabla 4-9 Niveles de desempeño estructural.....	47
Tabla 4-10 Derivas límite, $\Delta\Delta u_o\Delta\Delta h_{ob_{00}}$ .....	48
Tabla 4-11 Niveles de Desempeño .....	48
Tabla 4-12 Objetivos de Desempeño BPOE .....	49
Tabla 4-13 Objetivos de Desempeño BPON.....	49
Tabla 7-1 Sistemas estructurales del edificio .....	65
Tabla 7-2 Movimientos de terrenos elegidos .....	67
Tabla 7-3 Derivas objetivo $\Delta\Delta u_o\Delta\Delta h_{ob_{00}}$ para el edificio .....	69
Tabla 7-4 Derivas máximas $\Delta\Delta u_o\Delta\Delta h_{m\acute{a}x}$ para el edificio sin FVDs .....	70
Tabla 7-5 Cortantes en la base del edificio sin FVDs.....	71
Tabla 7-6 Irregularidades estructurales del edificio sin FVDs .....	71
Tabla 7-7 Cantidad de FVDs en el edificio .....	72
Tabla 7-8 Factores $f$ para los FVDs del bloque C en dirección longitudinal .....	73
Tabla 7-9 Factores $f$ para los FVDs del bloque B y D en dirección longitudinal.....	75
Tabla 7-10 Factores $f$ para los FVDs del bloque B y D en dirección transversal.....	78
Tabla 7-11 Factores $f$ para los FVDs del bloque A y E en dirección longitudinal .....	80
Tabla 7-12 Fracciones de amortiguamiento suplementario del modo 1 $\beta_{d1}$ del edificio .....	81
Tabla 7-13 Periodos naturales de vibración del modo 1 $T1$ del edificio .....	82
Tabla 7-14 Formas modales normalizadas $\phi_{\phi\phi\phi}1\phi\phi/1$ y masas modales $M_{\phi\phi}$ del edificio .....	82
Tabla 7-15 Coeficientes de amortiguación lineales $cdL$ del edificio.....	83
Tabla 7-16 Desplazamiento máximo del modo 1 $u/1o$ del edificio .....	83
Tabla 7-17 Coeficientes de amortiguación no-lineales $cd$ del edificio.....	84

Tabla 7-18 Derivas máximas $\Delta\Delta u_o\Delta\Delta h_{m\acute{a}x}$ para el edificio con FVDs .....	84
Tabla 7-19 Cortantes en la base del edificio con FVDs .....	85
Tabla 7-20 Disipación de energía del bloque C del edificio reforzado sísmicamente .....	86
Tabla 7-21 Disipación de energía del bloque B y D del edificio reforzado sísmicamente .....	87
Tabla 7-22 Disipación de energía del bloque A y E del edificio reforzado sísmicamente .....	87
Tabla 7-23 Desplazamientos máximos de los FVDs del edificio .....	89
Tabla 7-24 Fuerzas axiales máximas de los FVDs del edificio .....	90

### Lista de figuras

<i>Figura 1-1.</i> Disposición de disipadores de fluido viscoso en la dirección transversal de la torre central del Aeropuerto Internacional Jorge Chávez.....	20
<i>Figura 2-1.</i> Comportamiento histerético idealizado de dispositivo de cedencia metálico.....	30
<i>Figura 2-2.</i> Comportamiento histerético idealizado de dispositivo de fricción. ....	30
<i>Figura 2-3.</i> Comportamiento histerético idealizado de dispositivo viscoelástico sólido.....	31
<i>Figura 3-1.</i> Corte longitudinal de dispositivo con acumulador .....	33
<i>Figura 3-2.</i> Corte longitudinal de dispositivo con vástago de pistón pasante.....	34
<i>Figura 3-3.</i> Relación fuerza-velocidad de FVDs en función del exponente $\alpha$ .....	36
<i>Figura 3-4.</i> Relación fuerza-desplazamiento de FVDs en función del exponente $\alpha$ .....	36
<i>Figura 3-5.</i> Modelo matemático de los FVDs. ....	40
<i>Figura 4-1.</i> Espectro de respuesta objetivo de un edificio. ....	45
<i>Figura 5-1.</i> Idealización de sistemas reforzados sísmicamente con FVDs.....	51
<i>Figura 5-2.</i> Fracción de amortiguamiento suplementario modal vs amplitud de desplazamiento modal .....	57
<i>Figura 7-1.</i> Planta de la estructura principal del HREGB.....	64
<i>Figura 7-2.</i> Espectro de respuesta objetivo del edificio .....	66
<i>Figura 7-3.</i> Espectros de respuesta sin escalar de cada componente de cada movimiento de terreno elegido.....	68
<i>Figura 7-4.</i> Espectros de respuesta escalados de cada componente de cada movimiento de terreno elegido.....	68

<i>Figura 7-5.</i> Derivas máximas $\Delta\Delta u_o\Delta\Delta h_{m\acute{a}x}$ del bloque C en dirección longitudinal del edificio sin FVDs.....	70
<i>Figura 7-6.</i> FVDs del bloque C en dirección longitudinal (Eje A). .....	73
<i>Figura 7-7.</i> FVDs del bloque B y D en dirección longitudinal (Eje A).....	74
<i>Figura 7-8.</i> FVDs del bloque B y D en dirección longitudinal (Eje D).....	74
<i>Figura 7-9.</i> FVDs del bloque B y D en dirección transversal (Eje 15).....	76
<i>Figura 7-10.</i> FVDs del bloque B y D en dirección transversal (Eje 16).....	77
<i>Figura 7-11.</i> FVDs del bloque B y D en dirección transversal (Eje 19).....	77
<i>Figura 7-12.</i> FVDs del bloque B y D en dirección transversal (Eje 20).....	78
<i>Figura 7-13.</i> FVDs del bloque A y E en dirección longitudinal (Eje A) .....	79
<i>Figura 7-14.</i> FVDs del bloque A y E en dirección longitudinal (Eje D) .....	80
<i>Figura 7-15.</i> Derivas máximas $\Delta u_o\Delta h_{m\acute{a}x}$ del bloque C en dirección longitudinal del edificio con FVDs .....	85
<i>Figura 7-16.</i> Disipación de energía del bloque B y D del edificio reforzado sísmicamente para el terremoto Ica 2007 (Caso 2).....	88
<i>Figura 7-17.</i> Relación fuerza-desplazamiento del disipador K3 del bloque B y D del edificio para el terremoto Ica 2007 (Caso 2).....	90

## Resumen

El estudio consistió en determinar el comportamiento sísmico de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón reforzado sísmicamente con disipadores de fluido viscoso con exponente de no-linealidad de 0.4 y en la configuración diagonal.

El estudio se limitó a la unidad del edificio esencial existente de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón. Este edificio, de 5 bloques (A, B, C, D y E), de 6 niveles y de concreto armado, ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote del Perú, construido entre los años 1975 y 1980, se analizó en un software de análisis estructural.

Según el tipo de edificio y su nivel de desempeño estructural elegido, se obtuvo las derivas objetivo recomendadas para el edificio. Luego, mediante el análisis estructural se obtuvo las derivas existentes del edificio, y con estos se calculó el coeficiente de amortiguación no lineal necesario de los disipadores de fluido viscoso para limitar las derivas del edificio a las derivas objetivo.

Las derivas máximas del edificio con disipadores de fluido viscoso con respecto a las del edificio sin disipadores de fluido viscoso se redujeron en 29% en la dirección longitudinal del bloque C, en 69% en la dirección longitudinal y en 50% en la dirección transversal del bloque B y D, y en 59% en la dirección longitudinal del bloque A y E. Todas las derivas máximas del edificio con disipadores de fluido viscoso estuvieron por debajo de la deriva objetivo.

La disipación suplementaria de energía que disipó los disipadores de fluido viscoso de la energía sísmica de entrada es en promedio el 44% en el bloque C, el 86% en el bloque B y D, y el 45% en el bloque A y E.

## **Abstract**

The study consisted in determining the seismic behavior of the main structure of the Eleazar Guzmán Barrón Regional Hospital, seismically reinforced with viscous fluid dissipators with a non-linearity exponent of 0.4 and in the diagonal configuration.

The study was limited to the existing essential building unit of the main structure of the Eleazar Guzmán Barrón Regional Hospital. This building, of 5 blocks (A, B, C, D and E), of 6 levels and of reinforced concrete, located in the Nuevo Chimbote district of Peru, built between 1975 and 1980, was analyzed in a software of structural analysis.

Depending on the type of building and its chosen structural performance level, the recommended target drifts for the building were obtained. Then, by means of the structural analysis, the existing drifts of the building were obtained, and with these the necessary non-linear damping coefficient of the viscous fluid dissipators was calculated to limit the drifts of the building to the target drifts. The maximum drifts of the building with viscous fluid dissipators relative to those of the building without viscous fluid dissipators were reduced by 29% in the longitudinal direction of block C, by 69% in the longitudinal direction and by 50% in the transverse direction of the block B and D, and by 59% in the longitudinal direction of block A and E. All building maximum drifts with viscous fluid sinks were below the target drift.

The supplemental energy dissipation that dissipated the viscous fluid dissipators from the incoming seismic energy is on average 44% in block C, 86% in block B and D, and 45% in block A and E.

## Símbolos

$U$  = Factor de importancia sísmico del edificio según la E.030 (2018).

$T_P$  = Periodo de transición a la región sensible a la velocidad del terreno según la E.030 (2018).

$T_L$  = Periodo de transición a la región sensible al desplazamiento del terreno según la E.030 (2018).

$S_{XXS}$  = Aceleración de respuesta espectral amortiguada al 5% para periodos cortos, para un Nivel de Peligro Sísmico.

$S_{XX1}$  = Aceleración de respuesta espectral amortiguada al 5% para un periodo de 1 s, para un Nivel de Peligro Sísmico.

$S_{XXMS}$  = Aceleración de respuesta espectral amortiguada al 5% para periodos cortos, para un Nivel de Peligro Sísmico.

$S_{XXM1}$  = Aceleración de respuesta espectral amortiguada al 5% para un periodo de 1 s, para un Nivel de Peligro Sísmico.

$S$  = Factor de suelo para el Nivel de Peligro Sísmico BSE-1N según la E.030 (2018).

$Z$  = Aceleración máxima horizontal en suelo rígido para el Nivel de Peligro Sísmico BSE-1N según la E.030 (2018).

$S_\alpha$  = Aceleración de respuesta espectral.

$\frac{\Delta u_o}{\Delta h}_{ob00}$  = Objetivo de relación de deriva lateral del edificio.

$B$  = Coeficiente de reducción por amortiguamiento suplementario.

$r$  = Esfuerzo cortante en el fluido del dispositivo de amortiguación.

$u$  = Viscosidad dinámica del fluido del dispositivo de amortiguación.

$G$  = Módulo de elasticidad del fluido del dispositivo de amortiguación.

$\gamma\gamma$  = Tasa de deformación del fluido del dispositivo de amortiguación.

$t$  = Tiempo.

$x$  = Eje cartesiano.

$y$  = Eje cartesiano.

$z$  = Eje cartesiano.

$g$  = Aceleración de la gravedad cuyo valor es  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

$\pi$  = Pi. Número irracional cuyo valor es 3.1416 ...



- $e$  = Número de Euler o constante de Napier. Número irracional cuyo valor es 2.71828 ....
- $L$  = Número de niveles.
- $I$  = Número de GDL.
- $J_{ii}$  = Número de dispositivos de amortiguación en el GDL  $i$  del sistema.
- $h_l$  = Altura del  $l$ -ésimo nivel del sistema por encima de la base.
- $P$  = Número de componentes de desplazamientos de los soportes.
- $l_{iip}$  = Desplazamiento estático del GDL  $i$  para un desplazamiento de terreno  $u_{gpp} = 1$ .
- $\ddot{u}_{gpp}$  = Aceleración traslacional o rotacional del terreno producto de un sismo.
- $\dot{u}_{gpp}$  = Velocidad traslacional o rotacional del terreno producto de un sismo.
- $u_{gpp}$  = Desplazamiento traslacional o rotacional del terreno producto de un sismo.
- $\omega_{gpp}$  = Frecuencia de movimiento traslacional o rotacional del terreno producto de un sismo.
- $m_{\ddot{u}_b \ddot{u}_a}$  = Fuerza requerida a lo largo del GDL  $\ddot{u}_b$  para una aceleración unitaria a lo largo del GDL  $\ddot{u}_a$ .
- $s_{iip}$  = Factor de distribución espacial en el GDL  $i$  del sistema.
- $c_{\ddot{u}_b \dot{u}_a}$  = Fuerza requerida a lo largo del GDL  $\ddot{u}_b$  para una velocidad unitaria a lo largo del GDL  $\dot{u}_a$ .
- $k_{\ddot{u}_b u_a}$  = Fuerza requerida a lo largo del GDL  $\ddot{u}_b$  para un desplazamiento unitario a lo largo del GDL  $u_a$ .
- $\theta_{iio}$  = Ángulo según la configuración del dispositivo de amortiguación  $j$  en el GDL  $i$  del sistema.
- $\Psi_{iio}$  = Ángulo según la configuración del dispositivo de amortiguación  $j$  en el GDL  $i$  del sistema.
- $ff_{iio}$  = Factor de modificación según la configuración del dispositivo de amortiguación  $j$  en el GDL  $i$  del sistema.
- $\alpha_{iio}$  = Exponente de velocidad o exponente de no-linealidad cuyo valor depende del diseño de los orificios del dispositivo de amortiguación  $j$  en el GDL  $i$  del sistema.
- $c_{d_{iio}}$  = Coeficiente de amortiguación del dispositivo de amortiguación  $j$  en el GDL  $i$  del sistema.
- $N$  = Número de modos naturales de vibración.
- $\omega_n$  = Frecuencia circular natural de vibración del modo  $n$  del sistema.

- $T_n$  = Periodo natural de vibración del modo  $n$  del sistema.
- $T_1$  = Periodo fundamental de vibración del sistema.
- $\phi_{in}$  = Modo de vibrar del GDL  $i$  en el modo  $n$  del sistema.
- $M_n$  = Masa modal  $n$  del sistema.
- $K_n$  = Rigidez modal  $n$  del sistema.
- $\beta_n$  = Fracción de amortiguamiento inherente modal  $n$  del sistema.
- $C_n$  = Coeficiente de amortiguación inherente modal  $n$  del sistema.
- $\lambda_{i00}$  = Coeficiente en la fórmula de disipación de energía del dispositivo de amortiguación  $j$  en el GDL  $i$  del sistema.
- $W_{dn}$  = Energía disipada por los dispositivos de amortiguación en un ciclo de movimiento en el modo  $n$  del sistema.
- $W_{Sno}$  = Energía potencial máxima del modo  $n$  del sistema.
- $\beta_{dn}$  = Fracción de amortiguamiento por parte de los dispositivos de amortiguación en el modo  $n$  del sistema.
- $C_{dn}$  = Coeficiente de amortiguación por parte de los dispositivos de amortiguación en el modo  $n$  del sistema.
- $\beta_{Tn}$  = Fracción de amortiguamiento total modal  $n$  del sistema.
- $q_n$  = Coordenada modal  $n$  del sistema.
- $v_n$  = Coordenada secundaria modal  $n$  del sistema.
- $r_{in}^{st}$  = Respuesta estática modal  $n$  en el GDL  $i$  del sistema.
- $r_{in}$  = Respuesta modal  $n$  en el GDL  $i$  del sistema.
- $A_n$  = Respuesta de pseudo-aceleración modal  $n$  del sistema.
- $r_{ii}$  = Respuesta en el GDL  $i$  del sistema.
- $u_{ii}$  = Desplazamiento del GDL  $i$  del sistema.
- $\dot{u}_{ii}$  = Velocidad del GDL  $i$  del sistema.
- $\ddot{u}_{ii}$  = Aceleración del GDL  $i$  del sistema.
- $u_{ii}^t$  = Desplazamiento total del GDL  $i$  del sistema.
- $\frac{\Delta u_o}{\Delta h}^{m\acute{a}x}$  = Máxima relación de deriva lateral del edificio.
- $f_{Ii}$  = Fuerza inercial en el GDL  $i$  del sistema.
- $f_{Di}$  = Fuerza amortiguadora inherente en el GDL  $i$  del sistema.

$f_{Si}$  = Fuerza elástica en el GDL  $i$  del sistema.

$f_{d_{iio}}$  = Fuerza amortiguadora por parte del dispositivo de amortiguación  $j$  en el GDL  $i$  del sistema.

$u_{d_{iio}}$  = Desplazamiento a lo largo del dispositivo de amortiguación  $j$  en el GDL  $i$  del sistema.

$\dot{u}_{d_{iio}}$  = Velocidad a lo largo del dispositivo de amortiguación  $j$  en el GDL  $i$  del sistema.

$F_{d_{iio}}$  = Fuerza amortiguadora a lo largo del dispositivo de amortiguación  $j$  en el GDL  $i$  del sistema.

$E_{d_{iio}}$  = Energía disipada en un ciclo de movimiento por el dispositivo de amortiguación  $j$  en el GDL  $i$  del sistema.

# Capítulo 1

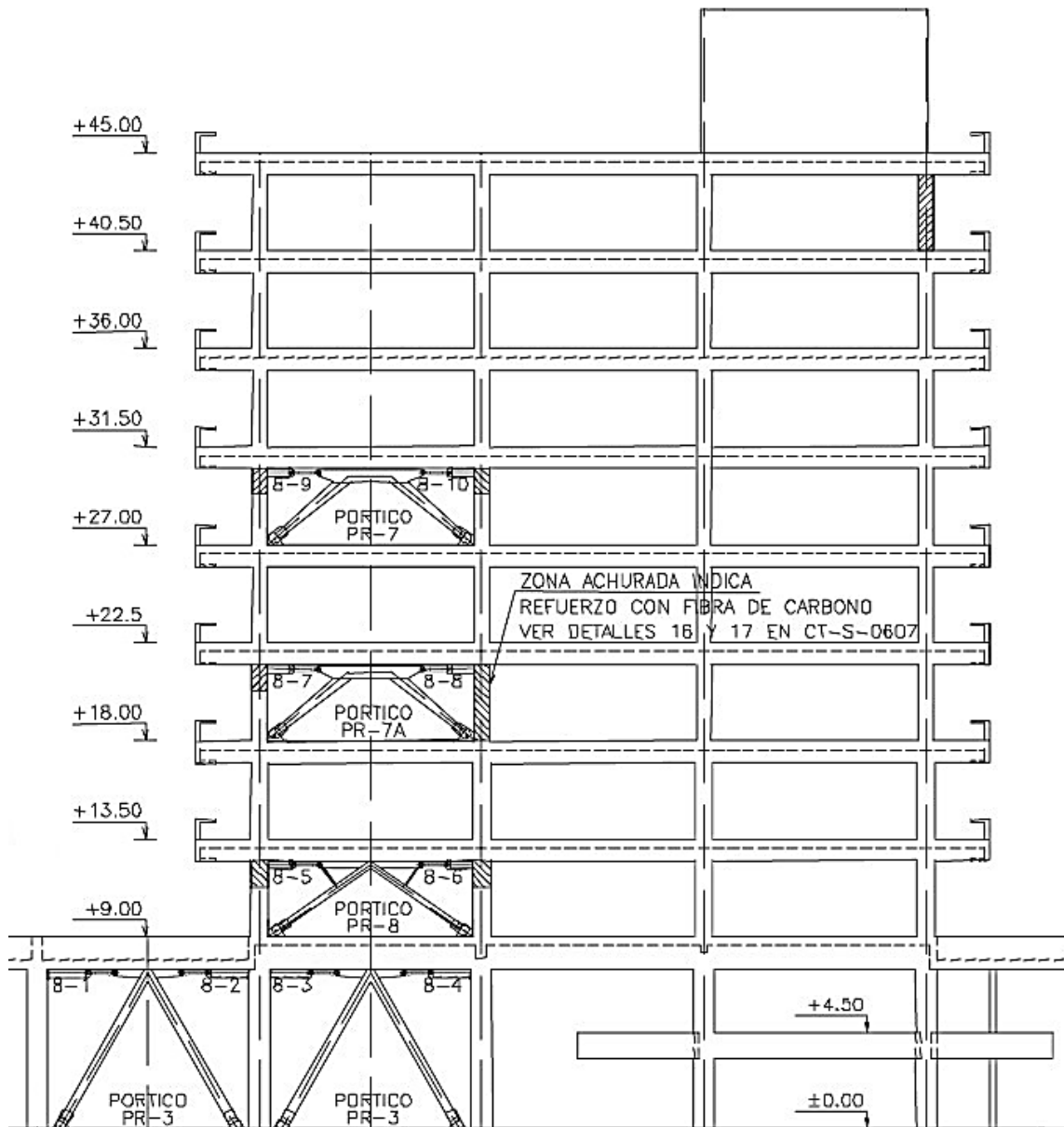
## Introducción

### 1.1 Antecedentes

Desde finales del siglo XIX, cuando se comenzó a construir edificios multiniveles, hasta mediados del siglo XX; el diseño estructural se basaba generalmente en las cargas de gravedad y de viento. El efecto de los sismos era prácticamente imposible de estimar y por consiguiente, o se tomaba como un porcentaje del peso del edificio o simplemente no se consideraba. Desde que en 1968 se validó la Teoría de la *Tectónica de Placas*, que se basó en la Teoría de la *Deriva Continental* planteada por Wegener en el año 1915, los sismos finalmente pudieron ser expresados matemáticamente. Posteriormente, en base a investigaciones sobre la respuesta sísmica de las estructuras civiles, los diferentes gobiernos establecieron normas de diseño sismorresistente según la sismicidad de los territorios. Dichas normas, en base a la experiencia y a nuevas investigaciones, son actualizadas cada cierto tiempo.

Las actualizaciones de las normas, que son aplicables al diseño de nuevos edificios, generalmente implican una respuesta sísmica deficiente de los edificios existentes. Para lograr una respuesta sísmica aceptable de algunos edificios existentes, el sector público o el privado los han reforzado sísmicamente mediante diferentes estrategias. Una de ellas es el reforzamiento sísmico mediante disipadores de fluido viscoso.

El reforzamiento sísmico mediante disipadores de fluido viscoso ejecutado más importante en el Perú es la de la torre central del Aeropuerto Internacional Jorge Chávez en el año 2006. Dicho edificio, de 10 pisos y de concreto armado, construido entre los años 1961 y 1964, fue diseñado cuando aún no existía una norma de diseño sismorresistente en el Perú. Como medida para garantizar su seguridad, la empresa operadora del aeropuerto encargó el diseño de su reforzamiento sísmico en base a la norma de diseño sismorresistente del año 2003. Dicho reforzamiento consistió en la adición de 42 disipadores de fluido viscoso en la configuración chevron, como se muestra en la *Figura 1-1*. El reforzamiento redujo en 11 cm el desplazamiento lateral en el nivel 10 (Casa-bonne, Blondet, Herrera y Gallegos, 2007).



*Figura 1-1.* Disposición de disipadores de fluido viscoso en la dirección transversal de la torre central del Aeropuerto Internacional Jorge Chávez.

*Nota:* Adaptada de Casabonne et al. (2007).

Luego del reforzamiento sísmico de la torre central del Aeropuerto Internacional Jorge Chávez, muchos investigadores peruanos realizaron numerosos proyectos de reforzamiento sísmico utilizando disipadores de fluido viscoso. Morales y Contreras (2012), en su tesis de pregrado, propusieron el reforzamiento sísmico en la dirección longitudinal del pabellón B de la Pontificia Universidad Católica del Perú mediante la adición de disipadores de fluido viscoso no-lineales. El

mencionado pabellón, de 4 niveles y de concreto armado, fue construido en el año 1962 cuando aún no existía una norma de diseño sismorresistente en el Perú. Los investigadores evaluaron el pabellón y diseñaron el reforzamiento en base a la norma de diseño sismorresistente del año 2003. Se consideró 16 disipadores de fluido viscoso, 4 por cada nivel, configurados diagonalmente. El reforzamiento sísmico del edificio existente tuvo los siguientes efectos: (a) la fracción de amortiguamiento aumentó en un 20% y (b) la deriva se redujo en un 60%.

## **1.2 Formulación del problema**

La mayoría de los edificios existentes, diseñados con las normas de diseño sismorresistente de la época, presentan una respuesta sísmica deficiente al ser evaluados con las normas vigentes. Esto debido a que las actualizaciones de las normas son generalmente más conservadoras. Generalmente los gobiernos no exigen que estos edificios tengan una respuesta sísmica aceptable según las normas vigentes. La medida que se tome con respecto a la respuesta sísmica deficiente de un edificio existente depende únicamente de su propietario y debe estar acorde con diferentes factores como el uso del edificio, la sismicidad del sitio, etc. En algunos casos se opta por su reforzamiento sísmico y en otros por su demolición para su nueva construcción.

En la actualidad existen diversas estrategias de reforzamiento sísmico de edificios existentes. En esta investigación se considera la estrategia de adición de disipadores de fluido viscoso con exponente de no-linealidad de 0.4 y en la configuración diagonal.

El estudio se limita a la unidad del edificio esencial existente de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón. Este edificio, de 6 niveles y de concreto armado, está ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote del Perú. Dicho edificio, diseñado con la norma de diseño sismorresistente del año 1970, se construyó entre los años 1975 y 1980. El reforzamiento sísmico de dicho edificio se realiza en base a la norma peruana de diseño sismorresistente del año 2018, y a las normas norteamericanas ASCE/SEI 41-17 y ASCE/SEI 7-16. El modelo matemático del edificio es creado en un software de análisis estructural.

La variable principal de respuesta sísmica del edificio que se considera es la deriva. De entre las muchas variables desconocidas en un edificio existente, en el estudio no se considera el efecto del viento, el efecto del sismo vertical, el efecto del sismo rotacional, la evaluación de los componentes no-estructurales, la evaluación de la cimentación, la evaluación de las separaciones

sísmicas, la reducción de las secciones brutas de los elementos estructurales, la evaluación de las líneas vitales y la evaluación funcional.

Considerando lo anterior, el estudio se plantea mediante las interrogantes

#### **general**

- ¿Cuál es el comportamiento sísmico de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón con disipadores de fluido viscoso?

#### **y específicas**

- ¿Cuál es el comportamiento sísmico de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón sin disipadores de fluido viscoso?
- ¿Cuál es la respuesta sísmica de deriva objetivo recomendada para la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón?
- ¿Cuál es el exponente de no-linealidad, la distribución y la configuración de los disipadores de fluido viscoso no-lineales en la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón?
- ¿Cuál es el coeficiente de amortiguación necesario de los disipadores de fluido viscoso no-lineales para modificar la respuesta sísmica de deriva de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón a la deriva objetivo recomendada?
- ¿Cuál es el comportamiento sísmico de los disipadores de fluido viscoso en la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón?

### **1.3 Objetivos**

#### **General**

- Determinar el comportamiento sísmico de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón con disipadores de fluido viscoso.

#### **Específicos**

- Determinar el comportamiento sísmico de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón sin disipadores de fluido viscoso.
- Seleccionar la respuesta sísmica de deriva objetivo recomendada para la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón.

- Seleccionar el exponente de no-linealidad, la distribución y la configuración de los disipadores de fluido viscoso no-lineales en la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón.
- Calcular el coeficiente de amortiguación necesario de los disipadores de fluido viscoso no-lineales para modificar la respuesta sísmica de deriva de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón a la deriva objetivo recomendada.
- Determinar el comportamiento sísmico de los disipadores de fluido viscoso en la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón.

#### **1.4 Formulación de la hipótesis**

En la investigación, de alcance descriptivo, no se pronostica hechos o datos por lo que no se formulan hipótesis.

#### **1.5 Justificación**

El Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón es un establecimiento de referencia regional porque atiende pacientes locales, recibe pacientes referidos de otras redes de salud de la región y también recibe pacientes de otras regiones. Según León y Mendoza (2006), los bloques de la estructura principal del hospital presentaban derivas superiores a las permitidas por la norma de diseño sismorresistente del año 2003. Este resultado sirve como punto de partida para modificar el comportamiento sísmico deficiente mediante disipadores de fluido viscoso no-lineales.

#### **1.6 Limitaciones**

La demora en la realización de la investigación no influye en los resultados ya que el cambio del comportamiento sísmico actual de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón es mínimo en el tiempo.

La investigación se realiza mayormente en gabinete por lo que se requiere un mínimo de recursos humanos y materiales. En campo se realiza las mediciones y observaciones necesarias de la estructura principal del Hospital. La clase de sitio donde se ubica la estructura y las características de los elementos estructurales son tomadas de documentaciones existentes.



El acceso al edificio principal del hospital es libre durante ciertas horas establecidas. Con la aparición de la pandemia de COVID-19, la accesibilidad al centro hospitalario es aún más limitado. Además, no se permite realizar ensayos destructivos a los elementos estructurales de la estructura principal del Hospital.

## **Capítulo 2**

### **Reforzamiento sísmico de edificios existentes**

#### **2.1 Deficiencias sísmicas**

Son las condiciones que impiden que el edificio existente logre un comportamiento sísmico adecuado. Estas deficiencias se obtienen mediante una evaluación sísmica que abarca a los elementos estructurales, a los componentes no-estructurales y a la cimentación. (ASCE/SEI 41, 2017).

Las evaluaciones sísmicas generalmente se basan en la comparación de los edificios existentes con los requisitos para nuevos edificios. Pueden identificarse deficiencias de más de un tipo, el cual no es problema ya que las estrategias de mitigación de una deficiencia son generalmente las mismas independientemente del tipo de deficiencia. (FEMA 547, 2006).

##### **2.1.1 Transmisión de carga.**

La transmisión de carga se extiende desde cada masa en el edificio hasta el terreno de fundación. Una ruptura o una resistencia inadecuada en la transmisión de carga puede considerarse una deficiencia general porque impide que los atributos positivos del sistema estructural sean efectivos.

Las conexiones locales de los elementos del sistema resistente a la fuerza lateral (conexiones o nudos de muros estructurales, columnas, arriostres, vigas, diafragmas y dispositivos de disipación de energía) se consideran problemas de transmisión de carga. Las deficiencias dentro de un elemento resistente a la fuerza lateral, generalmente se asocian con el elemento y no se consideran como una deficiencia de transmisión de carga. (FEMA 547, 2006).

##### **2.1.2 Detallado de elementos estructurales.**

Esta deficiencia se refiere a las decisiones de diseño que afectan el comportamiento de un componente o sistema más allá de la fuerza determinada por la demanda nominal. El ejemplo más común de una deficiencia de detalle es el confinamiento deficiente en columnas de concreto.

La identificación de las deficiencias de detallado es significativa en la selección de estrategias de mitigación porque a menudo se puede lograr un desempeño aceptable mediante el ajuste local de los detalles en lugar de agregar nuevos elementos. (FEMA 547, 2006).

### **2.1.3 Irregularidades.**

En los códigos para edificios nuevos, las irregularidades de configuración a menudo se dividen en irregularidades de planta e irregularidades verticales. Las irregularidades de planta son características que pueden imponer demandas extraordinarias a los elementos debido a la respuesta torsional o a la forma del diafragma. Las irregularidades verticales se crean por una distribución vertical desigual de la masa o la rigidez entre los pisos que dan lugar a una concentración de fuerza o desplazamiento en ciertos niveles. En los edificios existentes más antiguos, estas irregularidades rara vez se tenían en cuenta en el diseño original y, por lo tanto, normalmente requieren estrategias de reforzamiento para mitigarlas. (FEMA 547, 2006).

### **2.1.4 Resistencia estructural global.**

La deficiencia en la resistencia global es común en los edificios antiguos, ya sea debido a un diseño deficiente o un diseño con un código inicial con requisitos de resistencia inadecuados.

La resistencia global generalmente se refiere a la resistencia lateral en el punto de fluencia global efectivo de los elementos verticales del sistema estructural. En ciertos casos, la falta de resistencia global también afecta al desplazamiento inelástico esperado. (FEMA 547, 2006).

### **2.1.5 Rigidez estructural global.**

La deficiencia en la rigidez global, a partir del incumplimiento de las normas de evaluación, a menudo es el resultado de un edificio con demandas de deriva excesivas. En edificios con muros delgados se producen niveles de deriva críticos en los pisos superiores. Por el contrario, en edificios de pórticos, las derivas críticas ocurren con mayor frecuencia en los niveles más bajos.

Dado un nivel de resistencia mínimo adecuado, los desplazamientos no lineales globales y las demás demandas en la mayoría de los componentes del edificio se reducen de manera más efectiva mediante una mayor rigidez inicial que mediante una mayor resistencia global. (FEMA 547, 2006).

### **2.1.6 Otras deficiencias.**

En algunos casos el peligro se crea fuera del sitio del edificio y puede estar fuera del control del propietario. Estos peligros pueden ser los peligros geológicos o la interacción con edificios adyacentes. Las técnicas de mitigación estándar no se pueden aplicar para tales condiciones. Estos peligros deben mitigarse antes de comenzar con la evaluación sísmica del edificio. En algunos casos se opta por la sustitución del edificio, el abandono del sitio o la creación de una instalación redundante. Algunos de estos peligros o deficiencias potenciales se analizan a continuación. (FEMA 547, 2006).

#### ***2.1.6.1 Peligros geológicos y geotécnicos.***

Lo más común de esta deficiencia es la licuefacción o propagación lateral de suelos adyacentes al sitio. También se pueden identificar deslizamientos de tierra, pendientes de tierra, fallas de tierra, e inundaciones aguas arriba de una presa.

#### ***2.1.6.2 Edificios adyacentes.***

Los edificios adyacentes con brecha insuficiente para acomodar sus deformaciones sísmicas combinadas son vulnerables al daño estructural por la acción de "golpeteo" que resulta cuando los dos chocan. Esta condición es severa cuando los niveles de piso de los edificios no coinciden.

En sistemas estructurales separados por juntas de expansión, que tienen una rigidez o resistencia considerablemente diferentes, un análisis independiente de ambas porciones es inapropiado ya que las cargas pueden transferirse de una porción a la otra.

#### ***2.1.6.3 Deterioro de materiales estructurales.***

Los materiales estructurales que están deteriorados o dañados pueden tener un efecto adverso en el desempeño sísmico de un edificio existente. Algunos ejemplos son la mano de obra deficiente usada durante la construcción, el envejecimiento, el incendio, el asentamiento o los daños por terremotos.

## **2.2 Estrategias de reforzamiento sísmico**

Son las medidas que se toman para corregir las deficiencias sísmicas que impiden que el edificio existente logre un comportamiento sísmico adecuado. El sistema estructural reforzado debe tener un nivel adecuado de redundancia de modo que cualquier fallo en las estrategias implementadas no dé lugar a un colapso o una inestabilidad del edificio.

Las estrategias más utilizadas, ordenadas desde la más tradicional a la más moderna, se describen a continuación. (ASCE/SEI 41, 2017).

### **2.2.1 Reforzamiento estructural local.**

Esta estrategia es aplicable en los edificios existentes que tienen una resistencia y rigidez sustanciales, pero algunos de sus componentes no tienen la resistencia, rigidez o capacidad de deformación adecuada para lograr un comportamiento sísmico adecuado.

Los reforzamientos locales incluyen la mejora de la conectividad del componente, de la resistencia del componente, de la capacidad de deformación o de la ductilidad del componente. Dado que ciertos componentes de la estructura cederán cuando se sometan a un fuerte movimiento de terreno, es importante reconocer las secuencias de cedencia recomendadas: las vigas deben ceder antes que las columnas, los miembros de arriostre antes que las conexiones, y la falla por flexión antes que la falla por corte en columnas y muros. (FEMA 547, 2006).

### **2.2.2 Eliminación o reducción de irregularidades existentes.**

Esta estrategia es aplicable cuando las irregularidades (de rigidez, de masa, o de resistencia) resultan en la incapacidad del edificio para cumplir con un comportamiento sísmico adecuado.

Las medidas correctivas efectivas para la eliminación o reducción de las irregularidades, tales como pisos blandos o débiles, incluyen la adición de pórticos arriostrados o muros de corte dentro del piso blando o débil. Las irregularidades de torsión se pueden corregir mediante la adición de pórticos de momento, pórticos arriostrados o muros de corte para equilibrar la distribución de rigidez y masa dentro de un piso. Los componentes discontinuos, como columnas o muros, se pueden extender a través de la zona de discontinuidad. (FEMA 547, 2006).

### **2.2.3 Fortalecimiento estructural global.**

El fortalecimiento global de la estructura puede ser una estrategia efectiva para una deficiencia global en la resistencia estructural.

Los muros de corte y los pórticos arriostrados son elementos efectivos para este propósito. Los pórticos resistentes a momento pueden ser más compatibles con los elementos existentes en algunas estructuras, sin embargo, dichos pórticos flexibles pueden no ser efectivos en la respuesta del edificio hasta que los elementos frágiles existentes estén dañados. (FEMA 547, 2006).

#### **2.2.4 Rigidización estructural global.**

La rigidización global de la estructura puede ser una estrategia efectiva cuando la deriva lateral del edificio es excesiva y los componentes críticos no tienen la ductilidad adecuada para resistir las deformaciones resultantes.

La construcción de nuevos pórticos arriostrados o muros de corte dentro de la estructura son medidas efectivas para agregar rigidez. (FEMA 547, 2006).

#### **2.2.5 Reducción de la masa.**

La reducción de la masa puede ser una estrategia efectiva cuando se tiene una masa sísmica excesiva, una flexibilidad estructural global o una debilidad estructural global. Las reducciones de la masa pueden dar como resultado reducciones directas tanto en la cantidad de fuerza como en la demanda de deformación producida por los terremotos.

La masa se puede reducir mediante la demolición de pisos superiores, el reemplazo de revestimientos pesados y particiones interiores, o la eliminación de almacenamiento y equipos pesados. Esta medida generalmente acorta el período fundamental de la estructura, lo que a menudo conduce a una mayor aceleración espectral. (FEMA 547, 2006).

#### **2.2.6 Aislamiento sísmico.**

El aislamiento sísmico de base implica alargar el período fundamental del edificio para reducir la demanda sísmica transmitida desde el terreno. La mayor parte de la deformación inducida en el sistema aislado ocurre en los aisladores. El aislamiento sísmico es menos efectivo en estructuras ligeras y flexibles. Esta estrategia es relativamente costosa en comparación con las otras alternativas y normalmente se utiliza en el diseño de nuevos edificios. (FEMA 547, 2006).

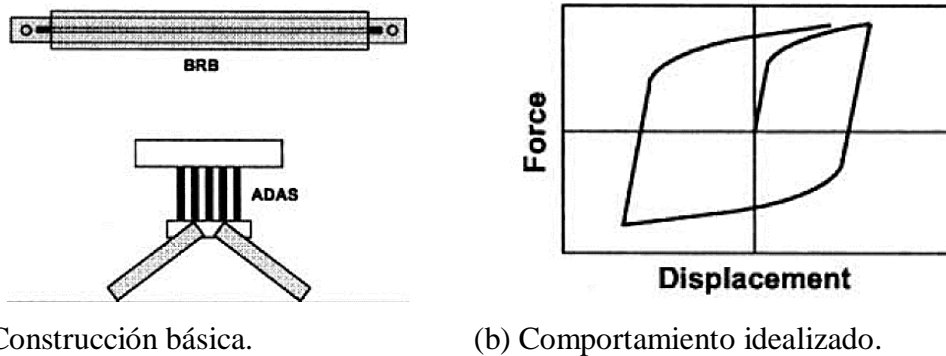
#### **2.2.7 Amortiguación suplementaria.**

La estrategia de amortiguación suplementaria, que a menudo es económicamente competitiva con las estrategias tradicionales, modifica la respuesta dinámica de una estructura mediante amortiguación adicional por parte de dispositivos de amortiguación. Estos dispositivos disipan la energía sísmica convirtiéndola en calor y reducen las deformaciones, pero también pueden impartir fuerzas localizadas adicionales que deben abordarse. Esta estrategia es más efectiva en estructuras que son relativamente flexibles y tienen cierta capacidad de deformación inelástica.

Los dispositivos de disipación de energía se clasifican en pasivos, activos y mixtos. Los dispositivos pasivos de amortiguación más utilizados se describen a continuación. (Soong y Dargush, 1997; Constantinou, Soong y Dargush, 1998; Hanson y Soong, 2001).

### 2.2.7.1 Dispositivos de cedencia metálicos.

Estos dispositivos generalmente se fabrican de acero con propiedades de desempeño controlados. Estos disipan energía mediante la cedencia de los elementos de acero. Estos exhiben un comportamiento histerético no lineal (básicamente bilineal) como se muestra en la *Figura 2-1*.



(a) Construcción básica.

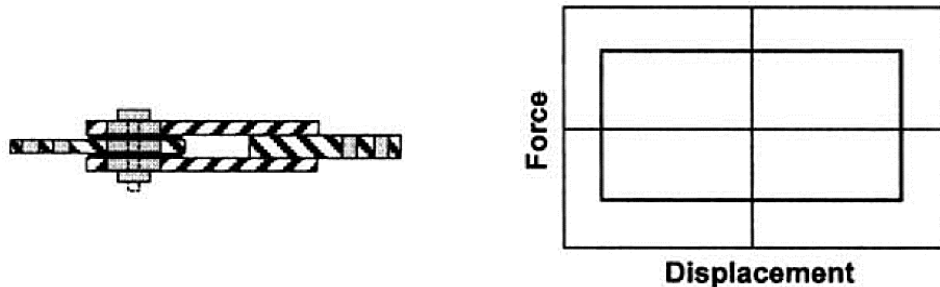
(b) Comportamiento idealizado.

*Figura 2-1.* Comportamiento histerético idealizado de dispositivo de cedencia metálico.

*Nota:* Adaptada de Symans et al. (2008).

### 2.2.7.2 Dispositivos de fricción.

Estos dispositivos funcionan según el principio de interfaces deslizantes precargadas. Las propiedades dependen de los materiales utilizados y pueden ser muy sensibles a los efectos térmicos, ambientales y de duración. Estos exhiben un comportamiento histerético no lineal plástico rígido con una rigidez inicial muy alta como se muestra en la *Figura 2-2*.



(a) Construcción básica.

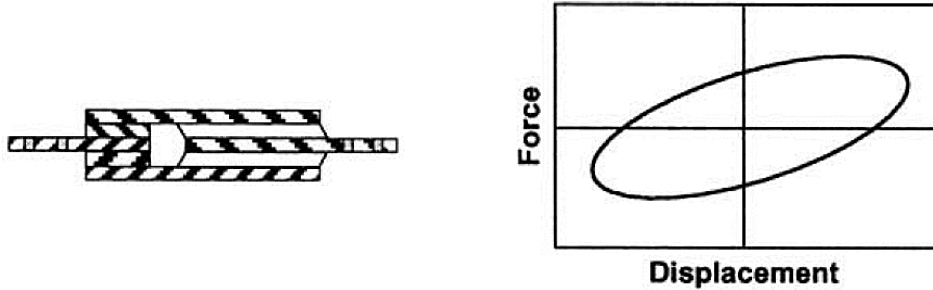
(b) Comportamiento idealizado.

*Figura 2-2.* Comportamiento histerético idealizado de dispositivo de fricción.

*Nota:* Adaptada de Symans et al. (2008).

### 2.2.7.3 Dispositivos viscoelásticos.

Estos dispositivos funcionan según el principio de cizallamiento de fluidos altamente viscosos o sólidos viscoelásticos. Estos dispositivos exhiben rigidez y coeficiente de amortiguación que dependen en gran medida de la frecuencia de excitación y la temperatura. La presencia de dicha rigidez influye en las frecuencias naturales de la estructura. Estos presentan un comportamiento histerético como el que se muestra en la *Figura 2-3*.



(a) Construcción básica.

(b) Comportamiento idealizado.

*Figura 2-3.* Comportamiento histerético idealizado de dispositivo viscoelástico sólido.

*Nota:* Adaptada de Symans et al. (2008).

### 2.2.7.4 Dispositivos de fluido viscoso (FVDs).

Estos dispositivos funcionan según el principio de forzar un fluido viscoso a través de un orificio. Estos dispositivos requieren una ingeniería sustancial y una precisión mecanizada de modo que las propiedades se conozcan dentro de un rango estrecho. Estos dispositivos son un caso especial de los dispositivos viscoelásticos con rigidez nula y con coeficientes de amortiguación independientes de la frecuencia y de la temperatura. Estos dispositivos son los utilizados en esta investigación y se describen detalladamente en el Capítulo 3.

### 2.2.7.5 Otros dispositivos.

Algunos ejemplos de estos son: (a) los dispositivos fluídicos con capacidad de recentrado que son dispositivos de fluido viscoso presurizados y (b) los dispositivos de fricción con resorte de recentrado que son una derivación de los dispositivos de fricción. Estos dispositivos, además de disipar energía, agregan resistencia a la estructura.



# Capítulo 3

## Disipadores de fluido viscoso (FVDs)

### 3.1 Historia

Los disipadores hidráulicos obtuvieron gran valor principalmente a finales del siglo XIX. Precisamente, el primer disipador de retroceso hidráulico producido en masa se utilizó en el rifle de artillería francesa de 75 mm en el año 1897. Dichos disipadores, con distintas variaciones, fueron ampliamente utilizados en aplicaciones militares hasta el año 1990 aproximadamente; abarcando la primera guerra mundial, la segunda guerra mundial y la guerra fría. Los usos en aplicaciones militares, generalmente acompañados de resortes helicoidales, fueron principalmente como aislamiento de choque de disparos en armamento terrestre, acuático y aéreo. Otro uso muy importante que se les dio, también acompañados de resortes helicoidales, fue como suspensión o amortiguación de baches en automotores. Este uso se expandió a partir del año 1920, año en que el automóvil se convirtió en una característica dominante de la cultura estadounidense.

Fue con el fin de la guerra fría, aproximadamente en el año 1990, donde por primera vez el uso de estos disipadores se orientó a la protección sísmica y eólica de estructuras civiles como consecuencia de la poca demanda militar después de la guerra fría. (Taylor, 1999).

### 3.2 Clasificación

Los disipadores hidráulicos se pueden clasificar, dependiendo de la forma del flujo del fluido, en tres tipos: (a) disipadores de corte viscoso, (b) disipadores de fluido inercial y (c) disipadores fluídicos. Los disipadores (a) y (b), que se utilizaban hasta la década de 1960, fueron muy ineficientes en usos en los que se tenían pulsos de alta velocidad. Los disipadores (a) seguían las ecuaciones clásicas para el cizallamiento de fluido viscoso, donde el esfuerzo de corte es proporcional a la velocidad. Los disipadores (b) tenían una fuerza que seguía la ecuación de Bernoulli, donde la fuerza varía con el cuadrado de la velocidad y con la variación del área de los orificios cilíndricos. (Soong y Constantinou, 1994).

Es en la década de 1960, década del surgimiento de los misiles, en que los Estados Unidos encarga la creación de unos disipadores para el aislamiento de los pulsos de alta velocidad que generan los misiles. Estos disipadores, conocidos como disipadores fluídicos, generaban una fuerza mucho menor que la de los disipadores anteriores. En los siguientes años; estos disipadores, con pequeñas variaciones, fueron los más utilizados debido a su alta eficiencia (Taylor y Constantinou, 1995). Este tipo de disipadores es el que se utiliza en la investigación ya que es el de mejor desempeño atenuando pulsos sísmicos de una estructura civil.

### 3.3 Funcionamiento

Los disipadores fluídicos son dispositivos que básicamente consisten en: (a) un vástago de pistón que generalmente es de acero inoxidable cromado de alta resistencia, (b) un cilindro que generalmente es de acero sin costura para que resista presiones del fluido generalmente mayores a 10,000 psi según el diseño (dicha presión minimiza el efecto de los cambios de viscosidad del fluido), (c) un fluido compresible, no inflamable y altamente estable (generalmente es silicona inerte), (d) un sello en la interfaz del vástago de pistón que generalmente es de polímeros estructurales de alta resistencia para eliminar la adherencia o la compresión durante largos períodos de inactividad y (e) una cabeza de pistón con orificios de control fluídico que se une al vástago del pistón y divide efectivamente el cilindro en dos cámaras de presión. Los orificios generalmente utilizan un termostato bimetálico que regula la temperatura para que las propiedades mecánicas del disipador de fluido viscoso se mantengan relativamente estables. (Taylor, 1999).

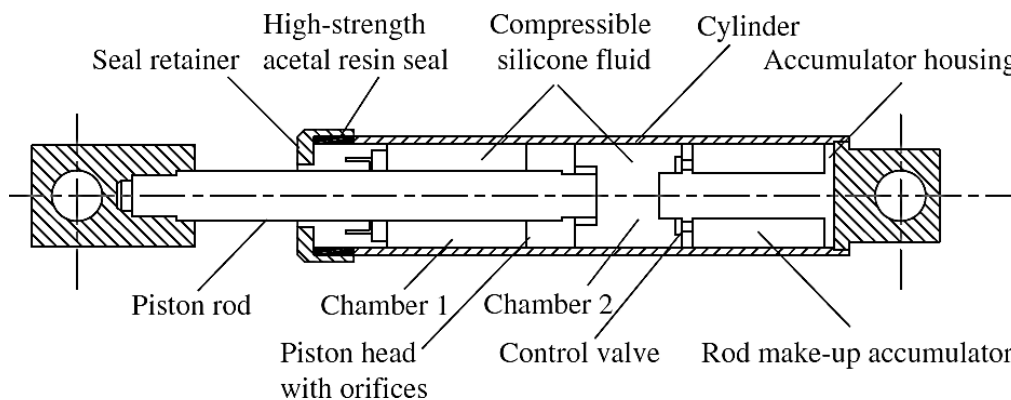


Figura 3-1. Corte longitudinal de dispositivo con acumulador.

Nota: Adaptada de Guo, J. Xu, W. Xu y Di (2015).

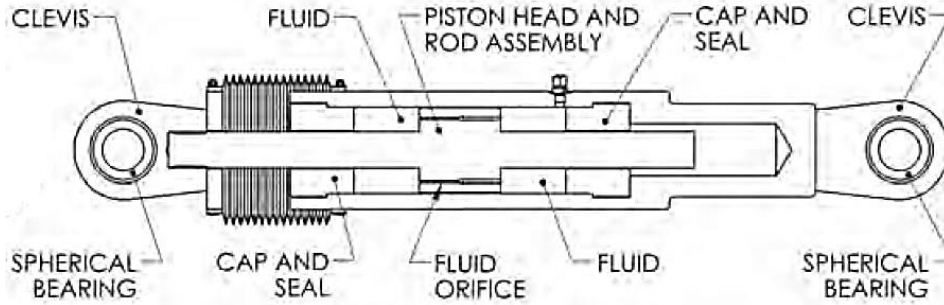


Figura 3-2. Corte longitudinal de dispositivo con vástago de pistón pasante.

Nota: Adaptada de Taylor Devices Inc. (2020).

Los primeros disipadores fluidicos sufrían una variación de volumen del fluido por la entrada o salida del vástago en el cilindro. Esta variación generaba una fuerza de restauración para toda frecuencia de movimiento. Esto se solucionó mediante la incorporación de un acumulador con una válvula de control o mediante la extensión del vástago del pistón más allá de la cabeza como se muestra en la *Figura 3-1* y *Figura 3-2* respectivamente. Actualmente, los disipadores fluidicos con vástago de pistón pasante son los más recomendados ya que las válvulas del acumulador de los otros tienen un funcionamiento incierto. (Constantinou y Symans, 1992).

### 3.4 Propiedades mecánicas

Para un amplio rango de frecuencias de movimiento, aproximadamente hasta los 20 Hz, el comportamiento dinámico de los disipadores fluidicos se puede aproximar al de un fluido viscoelástico (Constantinou y Symans, 1992). La ecuación constitutiva de Maxwell —que combina la ley de viscosidad de Newton y la ley de elasticidad de Hooke— es la que mejor describe el flujo inestable de los fluidos viscoelásticos (polímeros) lineales macromoleculares con gradientes de desplazamiento muy pequeños. Esta ecuación es (Bird, Armstrong y Hassager, 1987)

$$r + \frac{u}{G} \frac{\partial \partial r}{\partial \partial t} = -u \gamma \dot{\gamma} \quad (3-1)$$

donde  $u$  es la viscosidad dinámica,  $G$  es el módulo elástico,  $r$  es el esfuerzo cortante,  $\gamma \dot{\gamma}$  es la tasa de deformación y  $t$  es el tiempo.

Para frecuencias de 0 a 4 Hz aproximadamente, frecuencias de los modos fundamentales de la mayoría de estructuras civiles, los disipadores fluidicos tienen un comportamiento aproximadamente viscoso. En este intervalo de frecuencias, el disipador viscoso disipa energía mecánica a

través de energía calorífica. Esta disipación se logra cuando el fluido viscoso del disipador ofrece resistencia a la velocidad con la que se mueve (fuerza de amortiguación). En este intervalo de frecuencias, el coeficiente de amortiguación es la propiedad mecánica que predomina. (Constantinou y Symans, 1992).

Mientras que para frecuencias de 4 a 20 Hz aproximadamente, frecuencias de los modos superiores de la mayoría de estructuras civiles, los disipadores fluídicos tienen un comportamiento aproximadamente viscoelástico. En este intervalo de frecuencias; el disipador viscoelástico disipa energía y añade rigidez a la estructura. Los fluidos viscoelásticos ofrecen resistencia a su velocidad (fuerza de amortiguación) y a su desplazamiento (fuerza restauradora). En este intervalo de frecuencias, el coeficiente de amortiguación y la rigidez son las propiedades mecánicas que predominan. (Constantinou y Symans, 1992).

La temperatura tiene un efecto mínimo en las propiedades mecánicas de los disipadores, por lo que se puede considerar un comportamiento estable de estos en un rango de temperatura de  $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$  a  $70\text{ }^{\circ}\text{C}$  (Constantinou y Symans, 1993b).

### 3.5 Ecuación constitutiva

En esta investigación se considera el comportamiento de los disipadores fluídicos solo en el rango de frecuencias de 0 a 4 Hz aproximadamente. En dicho rango de frecuencias, los disipadores fluídicos se toman como disipadores de fluido viscoso (FVDs). Por lo tanto, de la ecuación (3-1) con módulo de elasticidad  $G$  aproximadamente infinito, la ecuación constitutiva que describe el comportamiento dinámico de un FVD es (Symans y Constantinou, 1998)

$$F_d = c_d \text{sgn}(\dot{u}_d) |\dot{u}_d|^{\alpha} \quad (3-2)$$

donde  $F_d$  es la fuerza a lo largo del eje del disipador,  $\alpha$  es el exponente de velocidad o de no-linealidad que depende del diseño de los orificios,  $c_d$  es el coeficiente de amortiguación obtenido experimentalmente,  $\dot{u}_d$  es la velocidad relativa a lo largo del eje del disipador,  $\text{sgn}(\cdot)$  es la función signo y  $|\cdot|$  es la función valor absoluto. (Chopra, 2020).

En la Tabla 3-1 se muestra valores de exponentes  $\alpha$  recomendados según la aplicación de los FVDs. Los FVDs con exponentes menores a 1.0 tienen la ventaja que la variación de la fuerza es indirectamente proporcional a la variación de la velocidad como se muestra en la *Figura 3-3*, y que la fuerza máxima es menor para una misma disipación de energía como se muestra en la *Figura*

3-4. La desventaja poco importante que tienen es que la velocidad máxima y el desplazamiento máximo no están nominalmente desfasados en  $90^\circ$ . (FEMA P-1051, 2016). No obstante, los FVDs con exponentes menores a 0.3 no son recomendados ya que pueden afectar el desempeño de los componentes no-estructurales (Wolff y Constantinou, 2004).

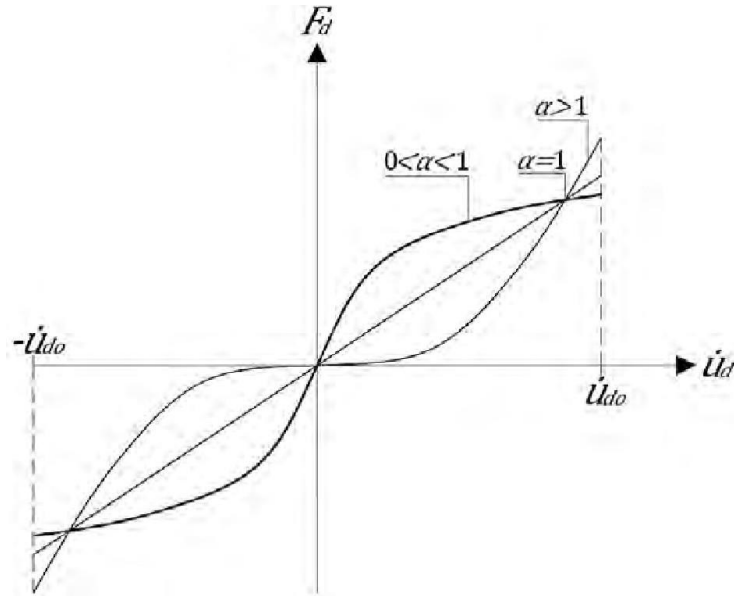


Figura 3-3. Relación fuerza-velocidad de FVDs en función del exponente  $\alpha$ .

Nota: Adaptada de Duflo y Taylor (2008).

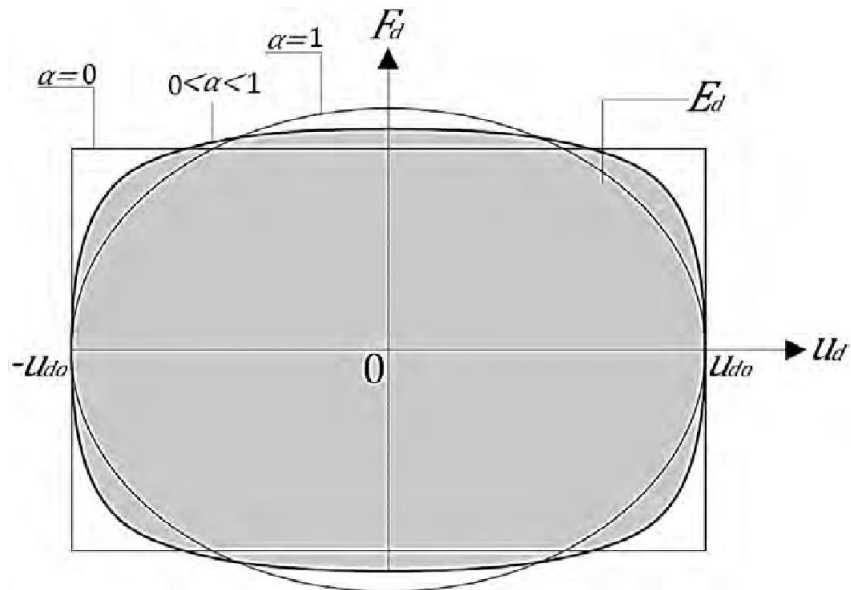


Figura 3-4. Relación fuerza-desplazamiento de FVDs en función del exponente  $\alpha$ .

Nota: Igual energía disipada y desplazamiento. Adaptada de Lin y Chopra (2002).

Tabla 3-1

*Exponentes de no-linealidad de los FVDs,  $\alpha$*

Aplicación	$\alpha$
Disipadores de fricción	0
Disipación eólica y sísmica	0 - 0.3
Disipación sísmica de edificios	0.3 - 0.5
Disipación eólica	0.5 - 1.0
Disipadores de masa sintonizada o disipación en puentes	1.0 - 2.0
Disipadores Bernoullianos	2.0

*Nota:* Adaptada Taylor Devices Inc. (2020).

### 3.6 Energía disipada

Una fuerza externa sinusoidal con frecuencia  $\omega$  es una aceptable aproximación de una excitación sísmica, que se puede expresar mediante una serie de Fourier (suma infinita de excitaciones armónicas). En un FVD, dicha fuerza genera un desplazamiento armónico estacionario (el que permanece en el tiempo) que se expresa como (Soong y Constantinou, 1994)

$$u_d = u_{do} \sin \omega t \quad (3-3)$$

La energía disipada durante un ciclo de movimiento armónico por un FVD, que es equivalente al área del bucle que se muestra en la *Figura 3-4*, es

$$E_d = \oint F_d du_d = \lambda c_d \omega^\alpha u_{do}^{1+\alpha} \quad (3-4)$$

donde

$$\lambda = 4 \int_0^{\pi/2} \cos^{1+\alpha} \tilde{n} d\tilde{n} = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1 + \alpha/2)}{\Gamma(2 + \alpha)} \quad (3-5)$$

donde  $\tilde{n}$  es una variable de integración y  $\Gamma(\cdot)$  es la función gama de Euler.

La relación fuerza-desplazamiento de un FVD de la *Figura 3-4*, al sustituir la velocidad  $\dot{u}_d = \omega u_{do} \cos \omega t$  en la ecuación constitutiva (3-2), se expresa como

$$\frac{F_d}{c_d \omega^\alpha u_{do}^\alpha} - \frac{2}{\omega} \frac{d u_d}{u_{do}} = 0 \quad (3-6)$$

### 3.7 Distribuciones en los edificios

Un sistema de amortiguación debe ser redundante, es decir; debe haber al menos cuatro dispositivos de amortiguación en cada dirección principal del edificio, con al menos dos dispositivos a cada lado del centro de rigidez y en vanos independientes para controlar la respuesta torsional (ASCE/SEI 41, 2017).

Cantidades menores de 32 dispositivos de amortiguación en el edificio tienden a ser costosas. Además, los tamaños de disipadores menos costosos tienden a estar en el rango de 1,335 a 2,670 kN de capacidad de fuerza. (Taylor, 1999).

### 3.8 Configuraciones en los edificios

Las principales configuraciones de arriostres en las que se pueden montar los FVDs se muestran en la Tabla 3-2. Estos arriostres y FVDs se instalan en vanos de un nivel o de varios niveles de un sistema estructural. El costo del conjunto arriostre-FVD depende de la complejidad de construcción del arriostre y del tamaño del FVD. (Sigaher y Constantinou, 2003).

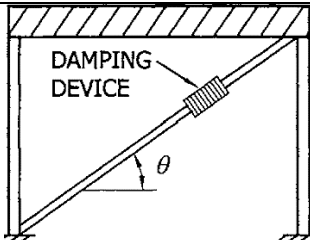
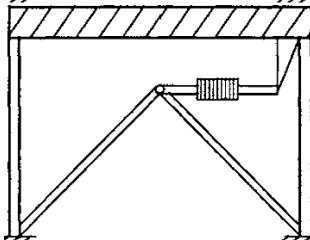
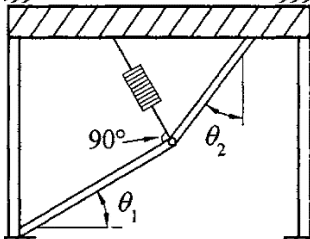
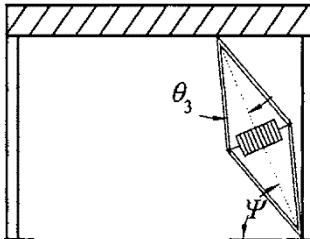
Los arriostres deben tener la rigidez axial necesaria para que sus deformaciones tengan una insignificante influencia en la deformación de los FVDs. La elección de la configuración de arriostre depende básicamente de su efectividad estructural, la cual se traduce en la cantidad de desplazamiento del sistema transmitida al disipador. El desplazamiento a lo largo del eje de un FVD se expresa como

$$u_d = ff\Delta u = ff(u_{ii} - u_{ii-1}) \quad (3-7)$$

donde  $u_{ii}$  es el desplazamiento del GDL  $i$  del sistema,  $u_{ii-1}$  es el desplazamiento del GDL ( $ii - 1$ ) del sistema,  $\Delta u$  es la deriva de desplazamiento del sistema y  $ff$  es el factor de modificación de dicha deriva al desplazamiento a lo largo del eje del disipador. Este factor depende de la configuración de arriostre como se muestra en la Tabla 3-2. (Constantinou y Sigaher, 2000; Ramírez et al., 2001).

Tabla 3-2

Configuraciones de arriostres en los que se montan los FVDs

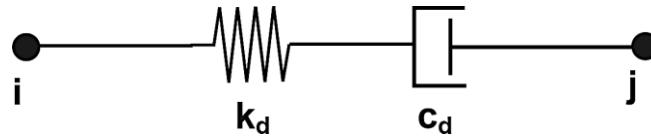
Configuración	Descripción	Construcción	Factor de modificación, $f$
Diagonal	Consiste en un miembro metálico en diagonal. Los FVDs se colocan en la mitad o en el extremo del arriostre.		$ff = \cos \theta$
Chevron	Consiste en dos miembros metálicos unidos rígidamente en "v" normal o invertida. Los FVDs se colocan horizontalmente en el vértice del arriostre.		$ff = 1$
Palanca (toggle-brace)	Consiste en dos miembros unidos mediante una articulación. Los FVDs parten de la articulación, con cierto ángulo de inclinación, hacia arriba o hacia abajo. Ya que el desplazamiento en el disipador es mayor a la deriva de desplazamiento del sistema, la fuerza del disipador y la fracción de amortiguamiento añadida al sistema es mayor con respecto a las de las otras configuraciones.		$ff = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2) + \sin \theta_1}$
Tijera (scissor-jack)	Esta es una derivación de la configuración palanca, con la diferencia de que no afecta considerablemente la arquitectura.		$ff = \frac{\cos \psi}{\tan \theta_3}$

Nota: Adaptada de Constantinou y Sigaher (2000).



### 3.9 Modelo matemático

El modelo matemático de los FVDs se basa en el modelo de Maxwell de viscoelasticidad que consiste en un disipador viscoso exponencial en serie con un resorte lineal como se muestra en la *Figura 3-5*. Dicho resorte refleja la flexibilidad elástica del cilindro, del pistón y de los mecanismos de conexión de un FVD. Este resorte es muy importante para capturar el comportamiento realista de los disipadores no-lineales, y evita que estos produzcan fuerzas viscosas poco realistas a pequeñas velocidades. (Computers & Structures, Inc., 2017).



*Figura 3-5.* Modelo matemático de los FVDs.

*Nota:* Adaptada de Computers & Structures, Inc. (2017).

La flexibilidad elástica de un FVD varía según la fuerza que puede transportar. La Tabla 3-3 proporciona rigideces axiales recomendadas para los FVDs. (Taylor Devices Inc., 2020).

Tabla 3-3

*Rigideces axiales recomendadas de los FVDs,  $k_d$*

<u>Fuerza <math>F_d</math> (kN)</u>	<u><math>k_d</math> (kN/m)</u>
245	109,454
489	164,619
734	245,177
979	328,363
1,468	490,355
1,957	525,380
3,180	840,609
4,003	1,050,761
6,450	1,707,486
8,007	2,101,521

*Nota:* Adaptada de Taylor Devices Inc. (2020).

# Capítulo 4

## Objetivos de desempeño

### 4.1 Edificios existentes

#### 4.1.1 Categorías de importancia.

Un edificio; según el riesgo para la vida, la salud y el bienestar humano asociados con su daño o falla por la naturaleza de su uso; se clasifica a una de las categorías de importancia que se muestran en la Tabla 4-1. El edificio se asigna a la categoría de importancia más alta aplicable.

Tabla 4-1

*Categorías y factores de importancia de edificios*

Categoría de importancia*	Descripción	Factor de importancia sísmica, $U$
D (I)	Edificios temporales	A criterio
C (II)	Edificios comunes	1.00
B (III)	Edificios importantes	1.30
A (IV)	Edificios esenciales	1.50

*Nota:* \*Las notaciones (·) corresponden a la categorización del ASCE/SEI 7-16, pero con factores ligeramente diferentes. Adaptada de E.030 (2018).

#### 4.1.2 Sistemas estructurales.

Los principales sistemas estructurales resistentes a la fuerza sísmica de edificios se muestran en la Tabla 4-2. Un edificio puede tener dos sistemas estructurales diferentes, uno para cada una de sus dos direcciones ortogonales principales.

Tabla 4-2

*Sistemas estructurales de edificios*

Sistema estructural	Descripción
Pórticos de concreto resistente a momento.	Consiste en un armazón de vigas y columnas de concreto vaciado en el lugar. Las fuerzas sísmicas son resistidas por los pórticos de momento que desarrollan su rigidez a través de conexiones viga-columna monolíticas.
Muros de concreto resistente a corte.	Las fuerzas sísmicas son resistidas por muros de corte de concreto vaciado en el lugar.
Pórticos de acero resistente a momento.	Consiste en un armazón de vigas y columnas de acero. Las fuerzas sísmicas son resistidas por los pórticos de momento que desarrollan su rigidez a través de conexiones viga-columna rígidas o semirrígidas.
Pórticos de acero arriostrados.	Consiste en pórticos de columnas, vigas y arriostres de acero. Estos pórticos desarrollan resistencia a las fuerzas sísmicas por la acción de arriostre de los miembros diagonales. Los arriostres inducen fuerzas en las vigas y columnas asociadas de manera que todos los elementos trabajan juntos; todos los esfuerzos de los elementos son principalmente axiales.
Muros no reforzados de mampostería.	Las fuerzas sísmicas son resistidas por muros de ladrillo de arcilla o bloques de concreto, sin reforzar. Si es que hay pórticos de arriostre, se considera su interacción con los muros.
Muros reforzados de mampostería.	Las fuerzas sísmicas son resistidas por muros de ladrillos de arcilla o bloques de concreto, reforzados con varillas de acero.
Muros de madera.	Las fuerzas sísmicas son resistidas por postes de madera y paneles de madera revestidos con madera contrachapada, estuco o yeso. Las aberturas están enmarcadas por postes y vigas.

*Nota:* Adaptada de ASCE/SEI 41 (2017).

## 4.2 Peligro Sísmico

### 4.2.1 Clases de sitio.

Las clases de sitio donde se puede ubicar un edificio, según la norma E.030 (2018), se muestran en la Tabla 4-3. Según la clase de sitio, la Tabla 4-4 muestra los periodos  $T_P$  que definen la región sensible a la aceleración del terreno y los periodos  $T_L$  que definen la región sensible a la velocidad del terreno.

Tabla 4-3

*Clases de sitio*

Clase de sitio	Suelo	Velocidad promedio de onda de corte
S0	Roca dura	> 1500 m/s
S1	Roca o suelo muy rígido	500 a 1500 m/s
S2	Suelo intermedio	180 a 500 m/s
S3	Suelo blando	< 180 m/s
S4	Suelo que requiere un estudio específico	-

*Nota:* Adaptada de E.030 (2018).

Tabla 4-4

*Periodos de transición  $T_P$  y  $T_L$*

Clase de sitio	$T_P$ (s)	$T_L$ (s)
S0	0.30	3.00
S1	0.40	2.50
S2	0.60	2.00
S3	1.00	1.60

*Nota:* Adaptada de E.030 (2018).

#### 4.2.2 Espectros de respuesta objetivo.

Estos espectros, para cada Nivel de Peligro Sísmico seleccionado, son calculados siguiendo los lineamientos de las normas ASCE/SEI 41-17 y ASCE/SEI 7-16 adaptados a las condiciones y consideraciones sísmicas del Perú de la norma E.030 (2018).

##### 4.2.2.1 Niveles de Peligro Sísmico.

Los Niveles de Peligro Sísmico (terremotos) son identificados con su aceleración de respuesta espectral  $S_{XXS}$  amortiguada al 5% para periodos cortos y con su aceleración de respuesta espectral  $S_{XX1}$  amortiguada al 5% para un periodo de 1 s. Generalmente; dichas aceleraciones para el sitio donde se ubica el edificio, son obtenidas de mapas (físicos o electrónicos) de isoaceleraciones generalmente calculadas de forma probabilística. (ASCE/SEI 41, 2017).

En la Tabla 4-5 se muestra los Niveles de Peligro Sísmico comúnmente utilizados en una evaluación sísmica y/o en un reforzamiento sísmico con sus probabilidades de excedencia y sus periodos medio de retorno.

El nivel de peligro intermedio BSE-1N, correspondiente al terremoto raro de diseño de la norma E.030 (2018), es el usado en la investigación ya que son conocidos sus parámetros sísmicos.

Tabla 4-5

*Niveles de Peligro Sísmico, probabilidades de excedencia y periodos de retorno*

Nivel de Peligro Sísmico	Probabilidad de excedencia	Periodo medio de retorno (años)
BSE-1E	20% en 50 años	225
BSE-1N (2/3×BSE-2N)	10% en 50 años	475
BSE-2E	5% en 50 años	975
BSE-2N (MCE <sub>R</sub> de ASCE/SEI 7-16)	2% en 50 años	2475

*Nota:* Adaptada de ASCE/SEI 41 (2017).

**4.2.2.2 Parámetros de aceleración de respuesta espectral ajustados por clase de sitio y por categoría de importancia.**

El parámetro ajustado de aceleración de respuesta espectral  $S_{XXMS}$  para periodos cortos de la norma ASCE/SEI 7-16, en términos de los parámetros de la norma E.030 (2018), se formula como

$$S_{XXMS} = 2.5USZ \quad (4-1)$$

y el de la aceleración de respuesta espectral  $S_{XXM1}$  para un periodo de 1 s como

$$S_{XXM1} = 2.5UST_pZ \quad (4-2)$$

Para el Nivel de Peligro Sísmico BSE-1N, la aceleración máxima horizontal en suelo rígido  $Z$  (que depende de la zona de sitio donde se ubica el edificio) y el factor de suelo  $S$  se definen en la Tabla 4-6 y en la Tabla 4-7 respectivamente.

Opcionalmente, las aceleraciones  $S_{XXS}$  y  $S_{XX1}$  se calculan de forma aproximada como  $S_{XXS} = 2.5Z$  y  $S_{XX1} = 2.5T_pZ$  respectivamente. (Fuentes, 2019).

Tabla 4-6

*Aceleraciones máximas horizontales en suelo rígido para BSE-1N, Z*

Zona de sitio	Z (g)
1	0.10
2	0.25
3	0.35
4	0.45

*Nota:* Adaptada de E.030 (2018).

Tabla 4-7

Factores de suelo,  $S$

Clase de sitio	$Z$ (g)			
	$Z_1 = 0.10$	$Z_2 = 0.25$	$Z_3 = 0.35$	$Z_4 = 0.45$
S0	0.80	0.80	0.80	0.80
S1	1.00	1.00	1.00	1.00
S2	1.60	1.20	1.15	1.05
S3	2.00	1.40	1.20	1.10

Nota: Adaptada de E.030 (2018).

#### 4.2.2.3 Espectros de respuesta objetivo.

Las curvas de espectro de respuesta objetivo, para cada Nivel de Peligro Sísmico seleccionado, se desarrollan como se indica en la *Figura 4-1* y con la formulación

$$S_a = \begin{cases} S_{XMS} \left( 0.4 + 3 \frac{T}{T_P} \right) & 0 \leq T < 0.2T_P \\ S_{XMS}, & 0.2T_P \leq T \leq T_P \\ \frac{S_{XMS}}{T}, & T_P < T \leq T_L \\ \frac{S_{XMS} T_L}{T^2}, & T_L < T \end{cases} \quad (4-3)$$

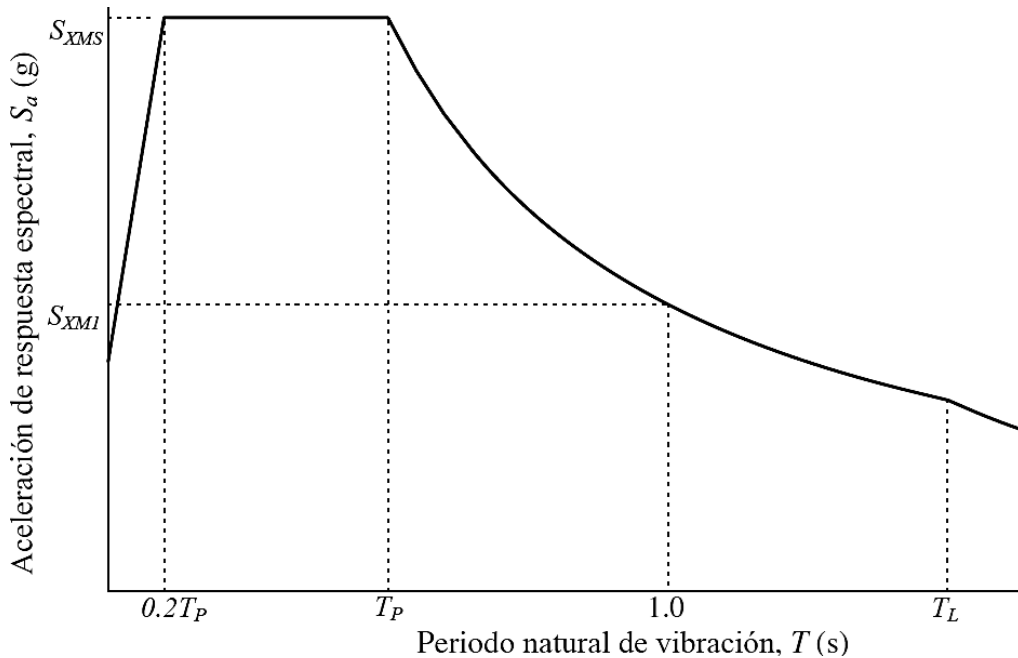


Figura 4-1. Espectro de respuesta objetivo de un edificio.

Nota: Adaptada de ASCE/SEI 7 (2016).

### **4.2.3 Selección de los movimientos de terreno.**

Se selecciona un conjunto de no menos de siete movimientos de terreno para cada espectro de respuesta objetivo. Los movimientos de terreno consisten en pares de componentes de movimiento de terreno horizontal ortogonales. Los movimientos de terreno se seleccionan de eventos dentro del mismo régimen tectónico general, y con magnitudes y distancias de falla generalmente consistentes como las que controlan el espectro de respuesta objetivo. Además, deben tener una forma espectral similar al espectro de respuesta objetivo. Cuando el número requerido de registros de movimientos de terreno no esté disponible, se permite complementar los registros disponibles con movimientos de terreno simulados. (ASCE/SEI 41, 2017).

### **4.2.4 Modificación de los movimientos de terreno mediante la escala de amplitud.**

Para cada par de movimiento de terreno horizontal, se construye un espectro de dirección máxima a partir de los dos componentes de movimiento de terreno horizontal. Cada movimiento de terreno, escalado con un factor de escala idéntico aplicado a ambos componentes horizontales, se escala de modo que el promedio de los espectros de dirección máxima de todos los movimientos de terreno generalmente coincida o exceda el espectro de respuesta objetivo. El promedio de los espectros de dirección máxima de todos los movimientos de terreno no debe caer por debajo del 90% del espectro de respuesta objetivo. (ASCE/SEI 7, 2016).

### **4.2.5 Aplicación de los movimientos de terreno a los modelos estructurales.**

Para los sitios cercanos a la falla (a no más de 15 km aproximadamente), cada par de componentes de movimiento horizontal de terreno se rota a las direcciones normal y paralela a la falla causal y se aplica al edificio en dicha orientación. En todos los demás sitios, cada par de componentes de movimiento horizontal de terreno se aplica al edificio en orientaciones ortogonales de modo que el promedio del espectro de respuesta componente para los registros aplicados en cada dirección esté dentro de  $\pm 10\%$  del promedio del espectro de respuesta componente de todos los registros aplicados. (ASCE/SEI 7, 2016).

## 4.3 Objetivos de Desempeño

### 4.3.1 Niveles de Desempeño.

Un Nivel de Desempeño, designado alfanuméricamente como se muestra en la Tabla 4-11, es una combinación de un nivel de desempeño no-estructural de la Tabla 4-8 con un nivel de desempeño estructural de la Tabla 4-9. (VISION 2000, 1995; ATC 40, 1996; FEMA 273, 1997; FEMA 356, 2000; ASCE/SEI 41, 2017).

Tabla 4-8

#### *Niveles de desempeño no-estructural*

Nivel de desempeño no-estructural	Estado de daño de los componentes no-estructurales posterior a un terremoto
Operacional (N-A)	Siguen proporcionando sus funciones.
Retención de Posición (N-B)	Pueden no funcionar de inmediato, pero se aseguran en su lugar para evitar daños por sus caídas.
Seguridad de Vida (N-C)	Pueden resultar dañados, pero el daño no representa una amenaza a la seguridad de la vida.
Peligros Reducidos (N-D)	Están dañados y pueden crear riesgos de caída, pero los componentes de alto riesgo están asegurados para evitar caídas en áreas públicas.
No Considerado (N-E)	Nivel cuando no se aborda todos los componentes a uno de los niveles anteriores.

*Nota:* Adaptada de ASCE/SEI 41 (2017).

Tabla 4-9

#### *Niveles de desempeño estructural*

Nivel de desempeño estructural	Estado de daño de la estructura posterior a un terremoto
Ocupación Inmediata (S-1)	Permanece segura para ocupar y esencialmente conserva su resistencia y rigidez.
Control de Daño (S-2)	Estado entre en el nivel S-1 y S-3.
Seguridad de Vida (S-3)	Tiene sus componentes dañados, pero conserva un margen de seguridad para el inicio del colapso.
Seguridad Limitada (S-4)	Estado entre en el nivel S-3 y S-5.
Prevención de Colapso (S-5)	Tiene sus componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad, pero no tiene ningún margen para el colapso.
No Considerado (S-6)	Nivel cuando no se aborda los componentes estructurales.

*Nota:* Adaptada de ASCE/SEI 41 (2017).



Tabla 4-10

Derivas límite,  $(\Delta u_o / \Delta h)_{ob00}$

Sistema estructural	Principales niveles de desempeño estructural					
	Prevención de Colapso (S-5)		Seguridad de Vida (S-3)		Ocupación Inmediata (S-1)	
	T	P	T	P	T	P
Marcos de momento de concreto	4%	4%	2%	1%	1%	0%
Muros de corte de concreto	2%	2%	1%	0.5%	0.5%	0%
Marcos de momento de acero	5%	5%	2.5%	1%	0.7%	0%
Marcos arriostrados de acero	2%	2%	1.5%	0.5%	0.5%	0%
Muros no reforzados de mampostería	1%	1%	0.6%	0.6%	0.3%	0.3%
Muros reforzados de mampostería	1.5%	1.5%	0.6%	0.6%	0.2%	0.2%
Muros de madera	3%	3%	2%	1%	1%	0.25%

Nota: T = Transitoria, P = Permanente. Adaptada de FEMA 356 (2000).

Tabla 4-11

Niveles de Desempeño

Nivel de desempeño no-estructural	Nivel de desempeño estructural					
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6
N-A	Operacional (1-A)	2-A	NR	NR	NR	NR
N-B	Ocupación Inmediata (1-B)	2-B	3-B	4-B	NR	NR
N-C	1-C	2-C	Seguridad de Vida (3-C)	4-C	5-C	6-C
N-D	NR	NR	3-D	4-D	Prevención de Colapso (5-D)	6-D
N-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E	Sin evaluación o actualización sísmica.

Nota: NR = No recomendado. Adaptada de ASCE/SEI 41 (2017).

La Tabla 4-10, de forma aproximadamente, relaciona los principales niveles de desempeño estructural con las derivas límite de los elementos verticales de los principales sistemas estructurales esperadas posterior a un terremoto (FEMA 356, 2000).

### 4.3.2 Objetivos de Desempeño.

Un Objetivo de Desempeño depende de un Nivel de Peligro Sísmico y de la Categoría de importancia del edificio existente. Los Objetivos de Desempeño Básico para Edificios Existentes (BPOE) y los Objetivos de Desempeño Básico Equivalente a las Nuevas Normas de Construcción (BPON) se muestran en la Tabla 4-12 y en la Tabla 4-13 respectivamente. Ya que generalmente se acepta un riesgo de colapso algo mayor en edificios existentes que en edificios nuevos, un BPOE es menos conservador que un BPON. (ASCE/SEI 41, 2017).

Tabla 4-12

*Objetivos de Desempeño BPOE*

Categoría de importancia	Nivel de Peligro Sísmico	
	BSE-1E	BSE-2E
I y II	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de Colapso (5-D)
III	2-B	4-D
IV	Ocupación Inmediata (1-B)	3-D

*Nota:* Adaptada de ASCE/SEI 41 (2017).

Tabla 4-13

*Objetivos de Desempeño BPON*

Categoría de importancia	Nivel de Peligro Sísmico	
	BSE-1N	BSE-2N
I y II	3-B	Prevención de Colapso (5-D)
III	2-B	4-D
IV	Operacional (1-A)	3-D

*Nota:* Adaptada de ASCE/SEI 41 (2017).

## Capítulo 5

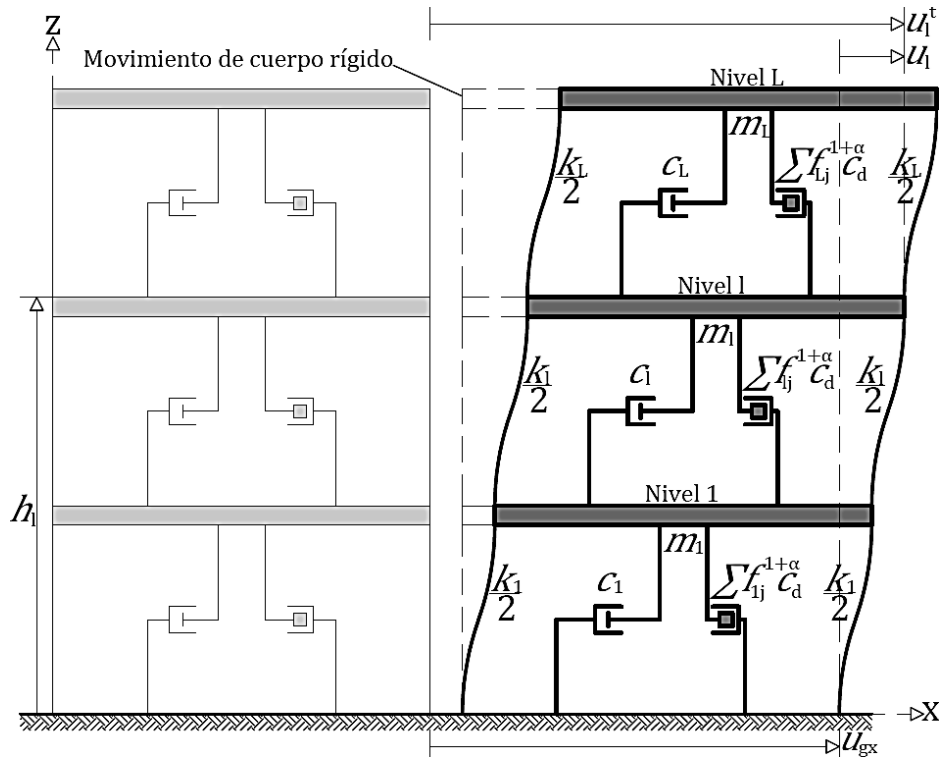
# Análisis estructural de edificios existentes reforzados sísmicamente mediante FVDs no-lineales

El análisis estructural de los edificios reforzados sísmicamente sirve para verificar el cumplimiento de los Objetivos de Desempeño seleccionados. Las estructuras reforzadas mediante la adición de amortiguamiento se analizan y diseñan utilizando el procedimiento de análisis no-lineal de la historia de la respuesta (NLRHA). Este procedimiento proporciona las predicciones más realistas de la respuesta sísmica de la combinación del sistema estructural existente y el sistema de amortiguamiento. Según los Objetivos de Desempeño seleccionados para una estructura existente esencial, esta debe mantener sus miembros aproximadamente elásticos. En el NLRHA, los miembros de la estructura se modelan como elementos lineales y los dispositivos de amortiguación se modelan como elementos no-lineales. (ASCE/SEI 41, 2017).

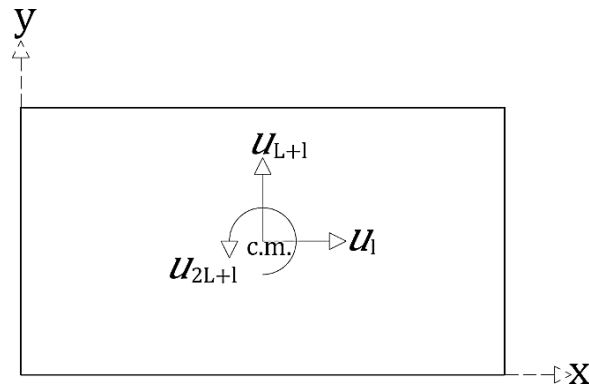
En este Capítulo se aborda el NLRHA, basado en la superposición modal, de estructuras lineales con FVDs suplementarios (lo que haría un software). Estas estructuras, según los Niveles de Peligro Sísmico seleccionados, están sometidas a excitaciones sísmicas en sus soportes.

### 5.1 Discretización

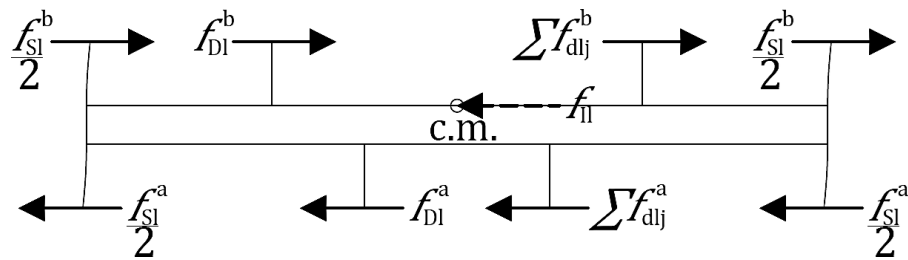
Mediante el método de condensación estática para eliminar grados de libertad (GDL) donde no se aplican fuerzas externas, la dinámica de los sistemas estructurales se estudia mediante tres GDL en el centro de masa de cada nivel. Entonces, estos sistemas de  $L$  niveles tienen  $I(3L)$  GDL. Los primeros  $L$  GDL son las traslaciones en  $x$ , los segundos  $L$  GDL son las traslaciones en  $y$ , y los últimos  $L$  GDL son las rotaciones en  $z$ . El etiquetado se realiza desde el primer nivel. La altura por encima de la base del  $l$ -ésimo nivel es  $h_l$  como se muestra en la *Figura 5-1*. (Chopra, 2020). Los  $\sum_{ii=1}^I J_{ii}$  FVDs están distribuidos como:  $J_{ii}$  ( $\phi = 1, \dots, L$ ) en  $x$  en el nivel  $l = \phi$ ,  $J_{ii}$  ( $\phi = L + 1, \dots, 2L$ ) en  $y$  en el nivel  $l = (\phi - L)$ , y  $J_{ii}$  ( $\phi = 2L + 1, \dots, 3L$ ) en  $z$  en el nivel  $l = (\phi - 2L)$ . En lo siguiente, un  $[\cdot]$  es una matriz simétrica de orden  $I \times I$  y una  $\{\cdot\}$  es un vector de orden  $I \times 1$ .



(a) Sistema en la dirección x.



(b) GDL en el nivel l.



(c) DCL en un instante  $t$ , en el nivel  $l$  y en la dirección x.

Figura 5-1. Idealización de sistemas reforzados sísmicamente con FVDs.

Nota: Adaptada de Constantinou et al. (1998).

## 5.2 Movimientos de terreno

Los desplazamientos de terreno escalados al Nivel de Peligro Sísmico seleccionado se expresan como  $P$  componentes de historias  $u_{ggp}$  que se ensamblan en el vector columna  $\{u_{gg}\}_{P \times 1}$ . Para ser aplicados estos desplazamientos a un sistema estructural idealizado se requiere de la matriz de influencia  $[l]_{I \times P}$ , que tiene como componentes a los vectores  $\{l_p\}$  que son desplazamientos estáticos de los GDL para un desplazamiento de terreno  $u_{ggp} = 1$ .

Si todos los soportes de un sistema están a un mismo nivel, se tiene  $P = 3$  componentes de aceleraciones de terreno ( $\ddot{u}_{gg1} = \ddot{u}_{ggx}$ ,  $\ddot{u}_{gg2} = \ddot{u}_{ggy}$  y  $\ddot{u}_{gg3} = \ddot{u}_{ggz}$ ). Generalmente se considera un componente de aceleración a la vez, por lo que solo los componentes  $\ddot{u}_{ggp}$  y  $\{l_p\}$  tienen valores para el componente  $p$ . (Chopra, 2020).

## 5.3 Propiedades de vibración

### 5.3.1 Masa.

El movimiento de terreno  $\{u_{gg}\}_{P \times 1}$  debido a sismos genera desplazamientos totales de los GDL que se acoplan como

$$\{u^t\} = [l]_{I \times P} \{u_{gg}\}_{P \times 1} + \{u\} \quad (5-1)$$

Las masas son los coeficientes que relacionan las fuerzas inerciales  $\{f_I\}$  con las aceleraciones totales  $\{\ddot{u}^t\}$  de los sistemas. Dichas relaciones lineales se expresan como  $\{f_I\} = [m]\{\ddot{u}^t\}$ , donde  $[m]$  son las masas concentradas de los sistemas.

De la ecuación (5-1), dichas fuerzas inerciales tienen dos componentes. La componente que se relaciona con la aceleración  $\{\ddot{u}\}$  es la que desarrollan los sistemas y son las que se oponen a las aceleraciones  $\{\ddot{u}\}$  de los GDL. (Chopra, 2020).

### 5.3.2 Amortiguamiento inherente.

Son los coeficientes que relacionan las fuerzas amortiguadoras internas  $\{f_D\}$  con las velocidades  $\{\dot{u}\}$  de los sistemas. Dichas relaciones lineales se expresan como  $\{f_D\} = [c]\{\dot{u}\}$ , donde  $[c]$  son los amortiguamientos inherentes de los sistemas. Estas fuerzas amortiguadoras que desarrollan los sistemas son las que se oponen a las velocidades  $\{\dot{u}\}$  de los GDL. (Chopra, 2020).

### 5.3.3 Rigidez.

Son los coeficientes que relacionan las fuerzas elásticas internas  $\{f_s\}$  con los desplazamientos  $\{u\}$  de los sistemas. Dichas relaciones lineales se expresan como  $\{f_s\} = [k]\{u\}$ , donde  $[k]$  son las rigideces de los sistemas. Estas fuerzas elásticas que desarrollan los sistemas son las que se oponen a los desplazamientos  $\{u\}$  de los GDL. (Chopra, 2020).

### 5.3.4 Amortiguamiento suplementario.

Para FVDs con el mismo exponente de no-linealidad  $\alpha$  y el mismo coeficiente de amortiguación  $c_d$ , el amortiguamiento suplementario son los coeficientes que relacionan las fuerzas amortiguadoras suplementarias  $\sum f_{d0}$  con las velocidades relativas  $\{\text{sgn}(\dot{u}_{ii} - \dot{u}_{ii-1})|\dot{u}_{ii} - \dot{u}_{ii-1}|^\alpha\}$  de los sistemas, donde  $\dot{u}_{ii-1} = 0$  para  $ii = 1, L + 1, 2L + 1$ . Dichas relaciones no lineales, en base a la ecuación (3-2) y (3-7), se expresan como  $\sum f_{d0} = \sum f_0 F_{d0} = \sum f_0^{1+\alpha} c_d \{\text{sgn}(\dot{u}_{ii} - \dot{u}_{ii-1})|\dot{u}_{ii} - \dot{u}_{ii-1}|^\alpha\}$ ; donde  $\sum f_0^{1+\alpha} c_d$  son los amortiguamientos suplementarios de los sistemas. Estas fuerzas amortiguadoras suplementarias que desarrollan los sistemas mediante los FVDs son las que se oponen a las velocidades relativas exponenciales  $\{\text{sgn}(\dot{u}_{ii} - \dot{u}_{ii-1})|\dot{u}_{ii} - \dot{u}_{ii-1}|^\alpha\}$  de los GDL. (Constantinou y Symans, 1993a; Constantinou et al., 1998).

## 5.4 Ecuaciones de movimiento

En la *Figura 5-1(c)* se muestra el DCL del nivel  $l$  de un sistema obtenido mediante el principio de *equilibrio dinámico* de D'Alembert. Según este principio; las ecuaciones de equilibrio dinámico para todos los GDL de los sistemas con FVDs, en un instante de tiempo, se acoplan como

$$\{f_l\} + \{f_D\} + \{f_s\} + \sum f_{d0} = \{0\} \quad (5-2)$$

donde, sustituyendo las equivalencias de las fuerzas del lado izquierdo, la ecuación diferencial de movimiento acoplada que controla los  $\{u\}$  es (Chopra, 2020; Constantinou et al., 1998)

$$\begin{aligned} [m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} + \sum f_0^{1+\alpha} c_d \{\text{sgn}(\dot{u}_{ii} - \dot{u}_{ii-1})|\dot{u}_{ii} - \dot{u}_{ii-1}|^\alpha\} \\ = -\{s\}_{I \times P} \ddot{u}_{gg} \quad P \times 1 \end{aligned} \quad (5-3)$$

donde  $\{s\}_{I \times P} = [m][l]_{I \times P}$  son los factores de distribución espacial.

## 5.5 Propiedades modales de vibración

### 5.5.1 Frecuencias circulas naturales de vibración.

Los desplazamientos de los GDL se expresan como

$$\{u\} = [\Phi]\{q\} \quad (5-4)$$

donde  $[\Phi]$  es la matriz modal que acopla los  $N$  ( $I$ ) modos naturales de vibración  $\{\phi\phi_n\}$ , y  $\{q\} = \{C_{an} \cos \omega_n t + C_{bn} \sin \omega_n t\}$  son las coordenadas modales con frecuencias naturales de vibración  $\omega_n$ , y con constantes modales  $C_{an}$  y  $C_{bn}$ .

De la ecuación (5-3); en vibración libre, sin amortiguamiento y reemplazando la ecuación (5-4); se obtiene las *ecuaciones de eigenvalores* expresadas como

$$[k][\Phi] - [m][\Phi][\omega]^2 = [0] \quad (5-5)$$

Ya que estas ecuaciones no tienen soluciones triviales, las *ecuaciones de frecuencia* se expresan como

$$\det|[k] - [m][\omega]^2| = 0 \quad (5-6)$$

Resolviendo la ecuación (5-6) se obtiene las  $N$  frecuencias circulares naturales de vibración  $\omega_n$  acopladas en la matriz diagonal de frecuencias  $[\omega]$  dispuestas de menor a mayor. Con la  $[\omega]$  conocida; los  $N$  periodos naturales de vibración  $T_n$  se acoplan en la matriz diagonal de periodos  $[T] = 2\pi[\omega]^{-1}$ , donde  $[\cdot]^{-1}$  es la inversa de una matriz. (Chopra, 2020).

### 5.5.2 Modos naturales de vibración.

Conocida la  $[\omega]$ , esta se reemplaza en la ecuación (5-5) y se obtienen los  $N$  modos naturales de vibración  $\{\phi\phi_n\}$  ensamblados en la matriz modal  $[\Phi]$ . Al primer modo natural de vibración ( $\{\phi\phi_1\}$ ) se le conoce como modo fundamental.

Con la  $[\Phi]$  conocida y utilizando las propiedades de ortogonalidad de modos; la matriz diagonal de masas modales, que ensambla las  $N$  masas modales  $M_n$ , se expresa como

$$[M] = [\Phi]^T[m][\Phi] \quad (5-7)$$

donde  $[\cdot]^T$  es la traspuesta de una matriz. También; la matriz diagonal de rigideces modales, que ensambla las  $N$  rigideces modales  $K_n$ , se expresa como

$$[K] = [\Phi]^T[k][\Phi] \quad (5-8)$$

La  $[\omega]$  determinada anteriormente, se puede comprobar con la equivalencia  $[\omega]^2 = [K][M]^{-1}$ . (Chopra, 2020).

### 5.5.3 Fracciones de amortiguamiento inherente modal.

Lo ideal es que estas fracciones de amortiguamiento de sistemas existentes se determinen de manera experimental, pero esto se hace muy pocas veces por falta de presupuesto y de tiempo. Por lo tanto, dichas fracciones se estiman a partir de datos medidos en sistemas similares y a partir de opiniones de expertos. (Chopra, 2020). Las fracciones recomendadas para estructuras de concreto reforzado por debajo de su punto de cedencia son del 3% al 5%. (Newmark y Hall, 1982).

Las  $N$  iguales fracciones de amortiguamiento inherente modal  $\beta_n$  se ensamblan en la matriz diagonal de fracciones de amortiguamiento inherente  $[\beta]$ . Conocida la  $[\beta]$ ; la matriz diagonal de amortiguamientos inherentes modales, que ensambla los  $N$  amortiguamientos inherentes modales  $C_n$ , se expresa como (Chopra, 2020)

$$[C] = 2[\beta][M][\omega] \quad (5-9)$$

### 5.5.4 Fracciones de amortiguamiento suplementario modal.

En base a la ecuación (5-4) y con cada modo natural de vibración  $\{\phi\phi_n\}$  normalizado a su elemento  $\phi\phi_{ln}$  (elemento correspondiente al GDL de rotación del nivel  $L$ ), los desplazamientos modales de los GDL se expresan como

$$\{u_n\} = \{\phi\phi_n\}u_{ln} \quad (5-10)$$

En base al concepto de amortiguación viscosa lineal inherente (Chopra, 2020), las  $N$  fracciones de amortiguamiento suplementario modal se formulan como (Ramírez et al., 2001; FEMA 273, 1997; Seleemah y Constantinou, 1997; Chang, Soong, Oh y Lai, 1991)



$$\beta_{dn} = \frac{1}{4\pi} \frac{1}{\omega_{ggp}} \frac{1}{\omega_n} \frac{W_{dn}}{W_{Sno}} \quad (5-11)$$

donde  $\omega_{ggp}$  es la frecuencia del componente  $p$  de la excitación sísmica y

$$W_{Sno} = \sum_{ii=1}^I \frac{1}{2} K_{ii} u_{ino}^2 = \frac{1}{2} \frac{(2\pi)^2}{T_n^2} u_{ino}^2 \sum_{ii=1}^I M_{ii} \phi_{iin}^2 \quad (5-12)$$

es la energía de deformación modal máxima (o la energía cinética modal máxima).

En base a la ecuación (3-4) y (3-7), y con la deriva de desplazamiento modal máxima  $\Delta u_{ino} = (\phi_{iin} - \phi_{(ii-1)n}) u_{ino}$ , donde  $\phi_{(ii-1)n} = 0$  para  $ii = 1, L+1, 2L+1$ ; la energía de disipación suplementaria modal durante un ciclo de movimiento se obtiene como

$$\frac{W_{dn}}{W_{Sno}} = \sum_{ii=1}^I \sum_{oo=1}^{J_{ii}} c_{iioo} (2\pi)^{\alpha_{ii}} T_n^{-\alpha_{ii}} f_{ii}^{1+\alpha_{ii}} \phi_{iin} - \phi_{(ii-1)n} \phi_{iin}^{1+\alpha_{ii}} u_{ino}^{1+\alpha_{ii}} \quad (5-13)$$

Para FVDs con el mismo exponente de no-linealidad  $\alpha$  y el mismo coeficiente de amortiguación  $c_d$ , se tiene

$$\frac{W_{dn}}{W_{Sno}} = \lambda c_d (2\pi)^\alpha T_n^{-\alpha} u_{ino}^{1+\alpha} \sum_{ii=1}^I \sum_{oo=1}^{J_{ii}} f_{ii}^{1+\alpha} \phi_{iin} - \phi_{(ii-1)n} \phi_{iin}^{1+\alpha} \quad (5-14)$$

Por lo tanto, de la ecuación (5-11) con  $\omega_{ggp} = \omega_n$  porque a esa frecuencia los sistemas son más sensibles al amortiguamiento, las  $N$  fracciones de amortiguamiento suplementario modal se obtienen como

$$\beta_{dn} = \frac{\lambda c_d T_n^{2-\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} u_{ino}^{1-\alpha}} \frac{\sum_{ii=1}^I \sum_{oo=1}^{J_{ii}} f_{ii}^{1+\alpha} \phi_{iin} - \phi_{(ii-1)n} \phi_{iin}^{1+\alpha}}{\sum_{ii=1}^I M_{ii} \phi_{iin}^2} \quad (5-15)$$

y se ensamblan en la matriz diagonal de fracciones de amortiguamiento suplementario  $[\beta_d]$ . Para un  $\alpha = 1$  (FVDs lineales), las fracciones  $\beta_{dn}$  son independientes de la amplitud  $u_{ino}$  como se muestra en la *Figura 5-2* (Soong y Constantinou, 1994).

Conocida la  $[\beta_d]$ ; la matriz diagonal de amortiguamientos suplementarios modales, que ensambla los  $N$  amortiguamientos suplementarios modales  $C_{dn}$ , se expresa como

$$[C_d] = 2[\beta_d][M][\omega] \quad (5-16)$$

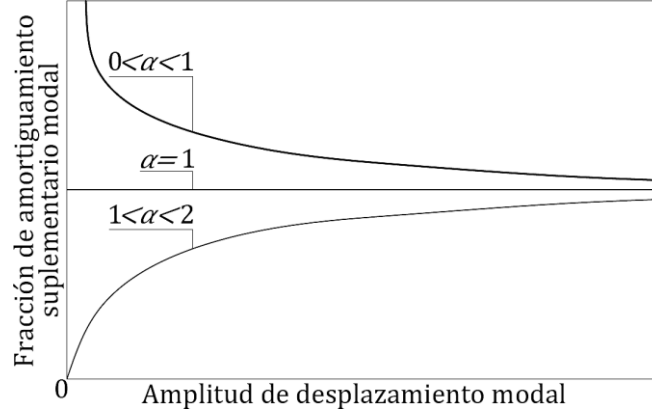


Figura 5-2. Fracción de amortiguamiento suplementario modal vs amplitud de desplazamiento modal.

Nota: Adaptada de Soong y Constantinou (1994).

## 5.6 Ecuaciones de movimiento modal

De la ecuación (5-3), reemplazando la ecuación (5-4) y multiplicándola por  $[\Phi]^T$ , las  $N$  ecuaciones de movimiento modal se acoplan como

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} + [C_d]\{\text{sgn}(\dot{q})|\dot{q}|^\alpha\} = -[\Phi]^T\{s\}_{I \times P} \ddot{u}_{gg} \quad (5-17)$$

Las  $N$  ecuaciones de movimiento modal, de la ecuación (5-17) desacoplada, se expresan como

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n + C_{dn} (\text{sgn}(\dot{q}_n) |\dot{q}_n|^\alpha) = -\{\phi_n\}^T \{s\}_{I \times P} \ddot{u}_{gg} \quad (5-18)$$

Considerando solo el componente  $p$  del movimiento de terreno y haciendo el cambio de coordenada modal  $q_n = M_n^{-1} \{\phi_n\}^T \phi_p v_n$ , la ecuación (5-18) se transforma en

$$M_n \ddot{v}_n + C_n \dot{v}_n + K_n v_n + \frac{C_{dn} \text{sgn}(M_n^{-1} \{\phi_n\}^T \phi_p \dot{v}_n) M_n^{-1} \{\phi_n\}^T \phi_p \dot{v}_n}{M_n^{-1} \{\phi_n\}^T \phi_p} = -M_n \ddot{u}_{ggp} \quad (5-19)$$

que se interpreta como ecuaciones no-lineales de movimiento para  $N$  sistemas de 1GDL. Estas ecuaciones, por ser no-lineales y porque las excitaciones sísmicas se definen numéricamente, se resuelven mediante métodos paso a paso. (Chopra, 2020; Constantinou et al., 1998).

## 5.7 Respuestas sísmicas para un movimiento de terreno

Cualquier cantidad de respuesta modal de los sistemas, sometidos a la aceleración de terreno  $\ddot{u}_{gpp}$ , se calcula como

$$\{r_n(t)\} = \{r_n^{st}\} A_n(t) \quad (5-20)$$

donde  $A_n(t) = \omega_n^2 \ddot{u}_{gpp}$  es la respuesta de pseudo-aceleración del  $n$ -ésimo sistema de 1GDL identificado con la ecuación (5-19) y  $\{r_n^{st}\}$  es la respuesta estática modal debido a las fuerzas externas estáticas  $\{S_{pn}\} = [m]\{\phi_n\}M_n^{-1}\{\phi_n\}^T\{S_p\}$ . Los  $\{S_{pn}\}$  son los factores de distribución espacial modal.  $|\{r_n(t)\}|$  es máxima cuando  $|A_n(t)|$  es máxima ya que  $\{r_n^{st}\}$  es constante.

La combinación de las contribuciones modales  $\{r_n(t)\}$  da como resultado la respuesta total

$$\{r(t)\} = \sum_{n=1}^N \{r_n(t)\} = \sum_{n=1}^N \{r_n^{st}\} A_n(t) \quad (5-21)$$

En el análisis sólo es necesario incluir los modos de respuesta con contribuciones significativas. Para muchos edificios, los tres modos de un trío tienen frecuencias naturales similares y magnitudes semejantes de respuesta. Por lo general, sólo unos cuantos tríos de los modos inferiores contribuyen de manera significativa a la respuesta. (Chopra, 2020; Constantinou et al., 1998).

## 5.8 Respuestas sísmicas para varios movimientos de terreno

Cuando la respuesta es independiente de la dirección de acción, el promedio de la respuesta se calcula como la media matemática de la respuesta máxima absoluta de cada análisis de la historia de la respuesta. Y cuando es dependiente de la dirección de acción, el promedio de la respuesta se calcula independientemente para cada dirección y eje como las medias matemáticas de la respuesta máxima positiva y mínima negativa de cada análisis de la historia de la respuesta. (ASCE/SEI 41, 2017).

## Capítulo 6

# Procedimiento de reforzamiento sísmico de edificios existentes mediante FVDs no-lineales

1. Edificio existente
  - 1.1. Realizar una descripción general del edificio con todos los datos recolectados.
  - 1.2. Según el uso del edificio, identificar su categoría de importancia y su factor de importancia  $U$  desde la *Tabla 4-1*.
  - 1.3. Identificar el sistema estructural del edificio, en su dirección longitudinal y transversal, de acuerdo a la *Tabla 4-2*.
2. Peligro Sísmico
  - 2.1. De acuerdo a datos o estudios del sitio donde se ubica el edificio, identificar la clase de sitio desde la *Tabla 4-3*. Además, de acuerdo a la clase de sitio, identificar los valores de los periodos de transición  $T_P$  y  $T_L$  desde la *Tabla 4-4*.
  - 2.2. Espectro de respuesta objetivo
    - 2.2.1. Elegir el Nivel de Peligro Sísmico desde la *Tabla 4-5*. Ya que los parámetros  $Z$  y  $S$  de esta investigación son solo para el Nivel de Peligro BSE-1N, se considera solo dicho Nivel de Peligro.
    - 2.2.2. De acuerdo a la zona de sitio donde se ubica el edificio, identificar el valor de la aceleración  $Z$  desde la *Tabla 4-6*. También, de acuerdo a la clase de sitio y al valor de aceleración  $Z$ , identificar el valor del factor de suelo  $S$  desde la *Tabla 4-7*. Luego, calcular los parámetros de aceleración  $S_{XXMS}$  y  $S_{XXM1}$  a partir de la ecuación (4-1) y (4-2) respectivamente.
    - 2.2.3. Generar el espectro de respuesta objetivo mediante la ecuación (4-3).
  - 2.3. En concordancia con el sitio y el Nivel de Peligro Sísmico, recopilar 7 historias de movimientos de terreno conformados por dos componentes horizontales.

- 2.4. Modificar los 14 componentes de movimientos de terreno al espectro de respuesta objetivo mediante la escala de amplitud, como se indica en la Sección 4.2.4.
  - 2.5. Si algún movimiento de tierra corresponde a una falla que dista a no más de 15 km del sitio, rotar los componentes de dicho movimiento a las direcciones normal y paralela a la falla.
3. Objetivo de Desempeño
    - 3.1. De acuerdo a la categoría de importancia del edificio y al Nivel de Peligro Sísmico, identificar el Objetivo de Desempeño desde la Tabla 4-12 o la Tabla 4-13.
    - 3.2. En esta investigación se considera que el edificio cumple con el objetivo de desempeño no-estructural del Objetivo de Desempeño. Luego, de acuerdo al sistema estructural del edificio y al objetivo de desempeño estructural del Objetivo de Desempeño, identificar la deriva objetivo  $(\Delta u_o / \Delta h)_{ob0}$  desde la Tabla 4-10. En esta investigación se considera que se cumple el objetivo de desempeño estructural, y por ende el Objetivo de Desempeño, cuando las derivas  $\Delta u_o / \Delta h$  del edificio no superan a la deriva objetivo  $(\Delta u_o / \Delta h)_{ob0}$  para el edificio.
  4. Elegir el software de análisis estructural y realizar el modelado matemático del edificio en el software. Luego, realizar un análisis de historial de respuesta lineal (LRHA) del edificio para los 7 movimientos de terreno para identificar las deficiencias sísmicas del edificio descritas en la Sección 2.1. Obtener las respuestas sísmicas máximas promediando las respuestas máximas para los 7 movimientos de terreno como se indica en la Sección 5.8.
  5. Elegir una estrategia de reforzamiento sísmico de la Sección 2.2 para corregir las deficiencias obtenidas en el paso anterior. La estrategia de adición de FVDs no-lineales es la que se considera en esta investigación.
  6. Disipadores de fluido viscoso (FVDs)
    - 6.1. Elegir el exponente de no-linealidad  $\alpha$  de los FVDs desde la Tabla 3-1.
    - 6.2. Con el exponente  $\alpha$  elegido, calcular el coeficiente de disipación de energía  $\lambda$  de los FVDs mediante la ecuación (3-5).
    - 6.3. Elegir la distribución de los FVDs en el edificio según la Sección 3.7.
    - 6.4. Desde la Tabla 3-2, elegir la configuración de los FVDs en el edificio y calcular sus factores de modificación  $f$ .

6.5. Desde la Tabla 3-3, elegir la rigidez axial  $k_d$  de los FVDs según la fuerza  $F_d$  esperada en los FVDs.

6.6. Coeficiente de amortiguación de FVDs lineales

6.6.1. Calcular la fracción de amortiguamiento del modo 1 por parte de los FVDs mediante la ecuación

$$\beta_{d1} = \beta_{T1} - \beta_1 \quad (6-1)$$

donde  $\beta_1$  es la fracción de amortiguamiento inherente del modo 1 que se puede tomar como 0.05 y  $\beta_{T1}$  es la fracción de amortiguamiento total del modo 1 que debe ser calculada de la ecuación (ASCE/SEI 41, 2017)

$$\beta_{T1} = \frac{e^{5.6 - \frac{4}{B}}}{100} \quad (6-2)$$

donde  $B$  es el coeficiente de reducción por amortiguamiento suplementario que debe ser calculado de forma aproximada por la ecuación

$$B = \frac{\frac{\Delta u_o}{\Delta h} \text{ máx}}{\frac{\Delta u_o}{\Delta h} \text{ ob00}} \quad (6-3)$$

6.6.2. Para la fracción  $\beta_{d1}$  calculada; calcular el coeficiente de amortiguación de FVDs lineales necesario, reemplazando  $\alpha = 1$  en la ecuación (5-15) con  $n = 1$  y despejando dicho coeficiente, mediante la ecuación

$$c_{dL} = \frac{4\pi\beta_{d1} \sum_{ii=1}^I M_{ii} \phi_{ii1}^2}{T_1 \sum_{ii=1}^I \sum_{oo=1}^{J_{ii}} f_{ioo}^2 \phi_{ii1} - \phi_{(ii-1)1}^2} \quad (6-4)$$

donde  $T_1$ ,  $M_{ii}$  y  $\phi_{ii1}$  son propiedades naturales de vibración del edificio descritas en la Sección 5.5.1 y en la Sección 5.5.2. Los elementos  $\phi_{ii1}$  deben estar normalizados al elemento  $\phi_{I1}$  como se indica en la Sección 5.5.4. Los números  $I$  y  $J_{ii}$  son el número de GDL del edificio y la cantidad de FVDs en el GDL  $i$  respectivamente como se indica en la Sección 5.1.

6.7. Coeficiente de amortiguación de FVDs no-lineales

6.7.1. Realizar un análisis modal espectral con el espectro de respuesta objetivo del edificio equipado con los FVDs lineales. Luego, identificar la respuesta de desplazamiento máximo del modo 1  $u_{11o}$  del GDL  $I$  (rotación en el techo).

6.7.2. Para mantener la misma energía de disipación  $W_{d1}$  y el mismo desplazamiento  $u_{11o}$ ; calcular el coeficiente de amortiguación de FVDs no-lineales, igualando la ecuación (5-14) con la ecuación (5-14) para  $\alpha = 1$  y despejando dicho coeficiente con  $n = 1$ , con la ecuación

$$c_d = \frac{\pi}{\lambda} \frac{2\pi}{T} u_{11o}^{1-\alpha} \frac{\sum_{ii=1}^I \sum_{oo=1}^{J_{ii}} f_{iio}^2 \phi_{ii1} - \phi_{(ii-1)1}}{\sum_{ii=1}^I \sum_{oo=1}^{J_{ii}} f_{iio} \phi_{ii1} - \phi_{(ii-1)1}} c_{dL} \quad (6-5)$$

donde  $c_{dL}$  es el coeficiente calculado anteriormente y los elementos  $\phi_{ii1}$  deben estar normalizados al elemento  $\phi_{11}$  como se indica en la Sección 5.5.4.

7. Realizar el análisis de historial de respuesta no-lineal (NLRHA), para los 7 movimientos de terreno, del edificio reforzado sísmicamente mediante FVDs no-lineales. Los FVDs deben estar modelados como elementos no-lineales y dependiendo del  $(\Delta u_o / \Delta h)_{obw}$ , los miembros estructurales de un edificio esencial deben estar modelados generalmente como elementos lineales.
8. Obtener las respuestas sísmicas máximas del edificio reforzado sísmicamente mediante FVDs no-lineales promediando las respuestas máximas para los 7 movimientos de terreno como se indica en la Sección 5.8.

Adicionalmente; se identifica la disipación de energía del edificio reforzado sísmicamente. Según Christopoulos y Filiatrualt (2006), el equilibrio energético en una estructura obedece la relación

$$E_I = E_{iinh} + E_d + E_h \quad (6-6)$$

El terremoto da la energía de entrada  $E_I$  a la estructura, esta energía excita el edificio que oscila de un lado a otro a medida que la energía se transfiere desde la energía de deformación a la energía cinética. Para un edificio que responde elásticamente, esta fluctuación de la energía de deformación máxima a la energía cinética máxima decae (se disipa) debido a la amortiguación inherente ( $E_{iinh}$ ) y, si se incorporan, también debido a los sistemas de

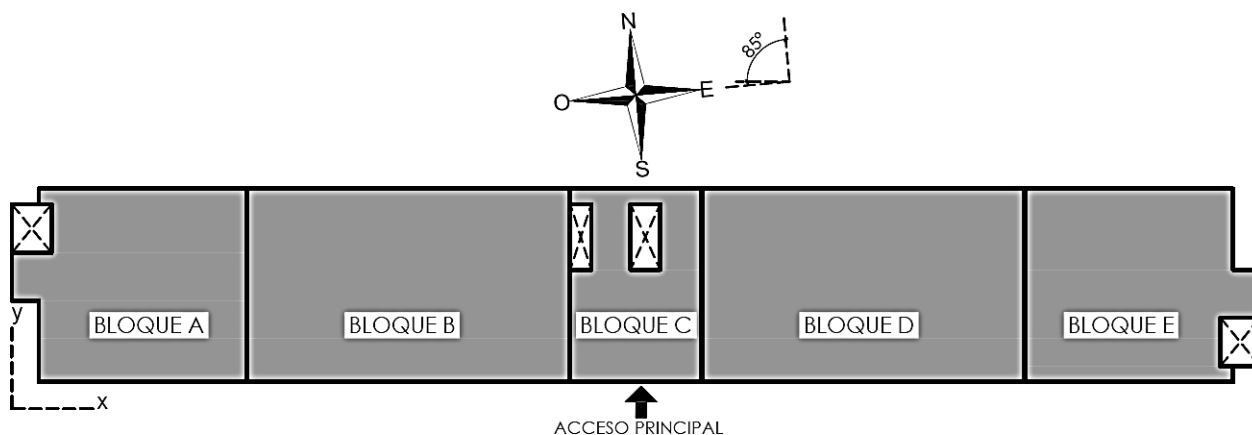
amortiguación suplementarios ( $E_d$ ). Si la energía de deformación es lo suficientemente grande, entonces la energía también se disipará por el comportamiento histerético ( $E_h$ ) que viene en forma de rotulas plásticas y daños a la estructura.



## Capítulo 7

### Caso de estudio

El caso de estudio de esta investigación fue la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón (HREGB) que está compuesto por 5 bloques (A, B, C, D y E) de 6 niveles de concreto armado dispuestos linealmente como se muestra en la *Figura 7-1*. Los bloques adyacentes al bloque central son semejantes por lo que se consideró que existe simetría a partir del bloque central C. Por lo tanto, en esta investigación se consideró que las respuestas sísmicas de los bloques A y B son las mismas que las de los bloques D y E respectivamente.



*Figura 7-1.* Planta de la estructura principal del HREGB.

#### 7.1 Estructura principal del HREGB

##### 7.1.1 Descripción general.

La estructura principal del HREGB es un establecimiento de salud público de categoría II-2 según su nivel de atención. Está ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote, en la provincia de Santa, en la región de Áncash y en el país de Perú; y se georreferencia mediante las coordenadas 9.12°S y 78.52°W. Fue diseñada con la norma de diseño sismorresistente del año 1970 y se construyó entre los años 1975 y 1980.

La estructura, con elementos verticales y diafragmas de piso de concreto armado, consta de 6 niveles con una altura total de 20.4 m más un volado vertical en el techo de 1.15 m. La altura

total se distribuye de la siguiente manera: 4.50 m en nivel 1, 3.00 m en los niveles 2 al 5 y 3.90 m en el nivel 6.

La planta de la estructura en la dirección transversal (dirección y) tiene la siguiente distribución: 3 vanos de 6.45 m, 2.90 m y 6.45 m; y dos voladizos de 1.05 m en el diafragma del nivel 1 y de 1.20 m en los diafragmas de los demás niveles. La distribución en la dirección longitudinal (dirección x) es la siguiente: 2 vanos de 6.00 m en el bloque C, 5 vanos de 6.00 m en cada uno de los bloques D y B, y 3 vanos de 6.00 m y un vano de 3.825 m en cada uno de los bloques E y A. El bloque C tiene un ducto de  $1.725 \times 6.20 \text{ m}^2$  para escalera y uno de  $2.80 \times 6.20 \text{ m}^2$  para ascensor. Los bloques E y A solo tienen un ducto de  $3.50 \times 4.60 \text{ m}^2$  para escalera.

Según la norma E.020 (2006); la carga viva que se consideró fue de  $500 \text{ kg/m}^2$  en los ambientes de máquinas, de  $300 \text{ kg/m}^2$  en los demás ambientes, de  $400 \text{ kg/m}^2$  en los corredores y escaleras, y de  $100 \text{ kg/m}^2$  en el techo.

### 7.1.2 Categoría de importancia.

Ya que el uso del edificio es del tipo esencial, su categoría de importancia es A y su factor de importancia sísmica  $U$  es 1.50.

### 7.1.3 Sistema estructural.

Los sistemas estructurales del edificio, en su dirección longitudinal (dirección x) y en su dirección transversal (dirección y), se muestran en la Tabla 7-1.

Tabla 7-1

#### *Sistemas estructurales del edificio*

Bloque	Dirección	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
C	Muros de corte de concreto	Muros de corte de concreto
B y D	Pórticos de momento de concreto	Muros de corte de concreto
A y E	Muros de corte de concreto	Muros de corte de concreto

## 7.2 Peligro Sísmico

### 7.2.1 Clase de sitio.

Según la norma E.030 (2018) y la información recolectada del edificio, este se ubica en el sitio de clase S1 (suelo muy rígido) con periodos de transición  $T_P$  y  $T_L$  de 0.40 s y 2.50 s respectivamente.

### 7.2.2 Espectro de respuesta objetivo.

Para la evaluación y el reforzamiento sísmico del edificio, se eligió el Nivel de Peligro Sísmico BSE-1N (terremoto raro con periodo medio de retorno de 475 años) debido a que este Nivel de Peligro Sísmico de exigencia intermedia corresponde al de la norma E.030 (2018) para el diseño de nuevos edificios. Para dicho Nivel de Peligro Sísmico se tiene 0.45g de aceleración Z, 1.00 de factor de suelo S, 1.6875g de parámetro de aceleración  $S_{XXMS}$ , 0.675g de parámetro de aceleración  $S_{XXM1}$ , 0.40 s de periodo de transición  $T_P$ , y 2.50 s de periodo de transición  $T_L$ . Con dichos parámetros, a continuación se grafica el espectro de respuesta objetivo del edificio.

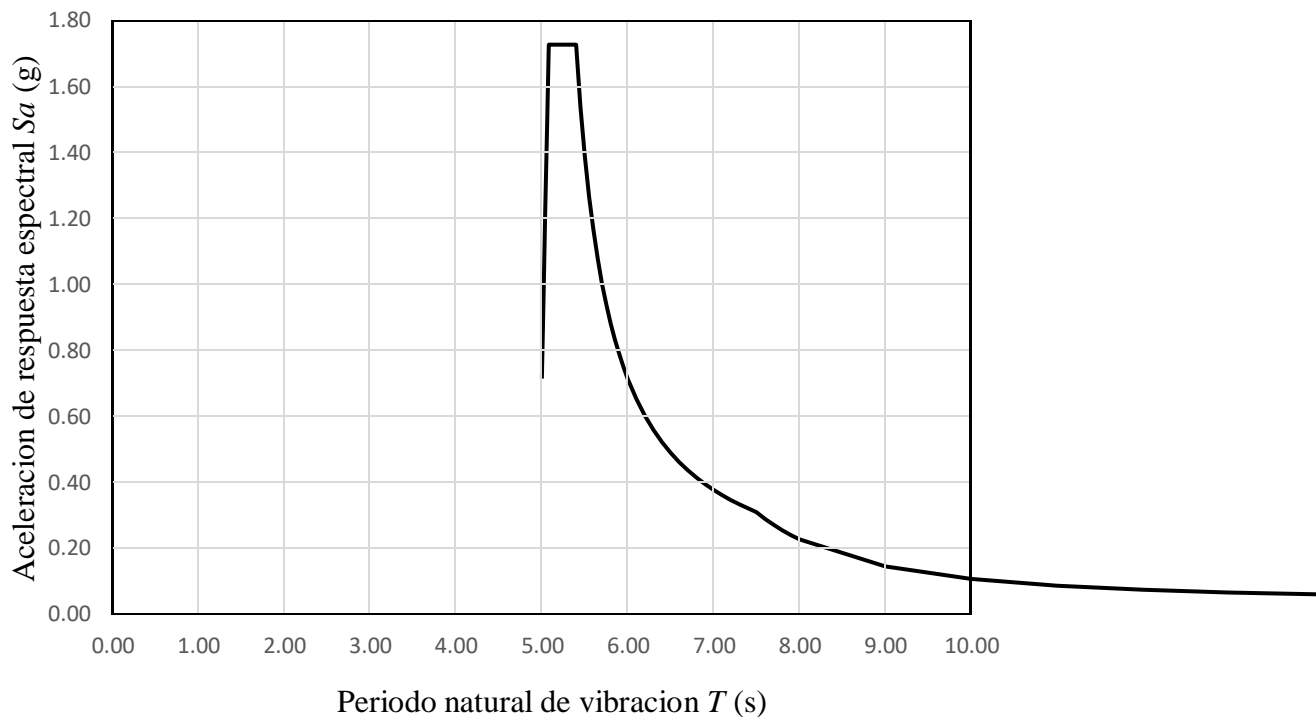


Figura 7-2. Espectro de respuesta objetivo del edificio.

### 7.2.3 Movimientos de terreno.

En la siguiente tabla se describe los 7 movimientos de terreno elegidos en concordancia con el Sitio y el Nivel de Peligro Sísmico elegido.

Tabla 7-2

#### *Movimientos de terrenos elegidos*

Terremoto	Magnitud (Mw)	Epicentro (km)	Profundidad (km)	Hipocentro (km)	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	
					E-O	N-S
Lima 1966	8.1	225.26	24	238	180.592	269.336
Ancash 1970	7.9	361	64	368	104.800	97.700
Lima 1974	7.6	114	13	114	192.500	179.000
Ático 2001	8.4	339	33	329	295.220	220.040
Tarapacá 2005	7.8	181	146	233	119.110	111.150
Pisco 2007	8.0	120	40	126	272.200	334.100
Iquique 2014	8.2	189	39	193	71.290	65.270

### 7.2.4 Modificación de los movimientos de terreno.

En la siguiente figura se muestra los espectros de respuesta sin escalar de cada componente de cada movimiento de terreno elegido.

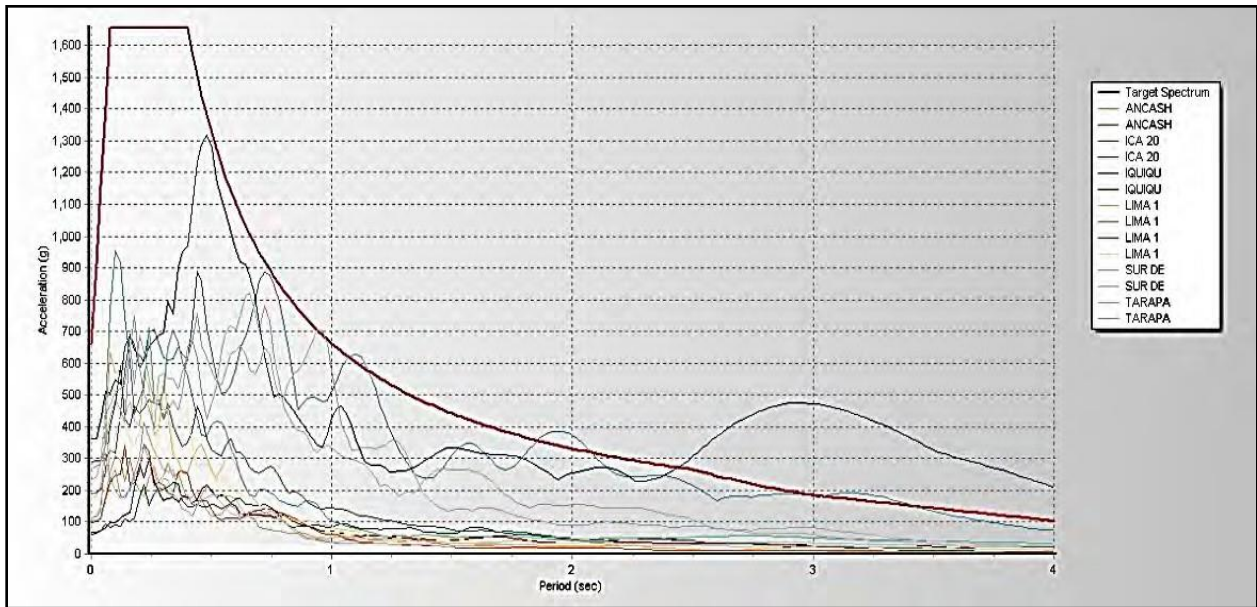


Figura 7-3. Espectros de respuesta sin escalar de cada componente de cada movimiento de terreno elegido.

En la siguiente figura se muestra los espectros de respuesta de cada componente de cada movimiento de terreno elegido escalados al espectro de respuesta objetivo mediante la escala de amplitud.

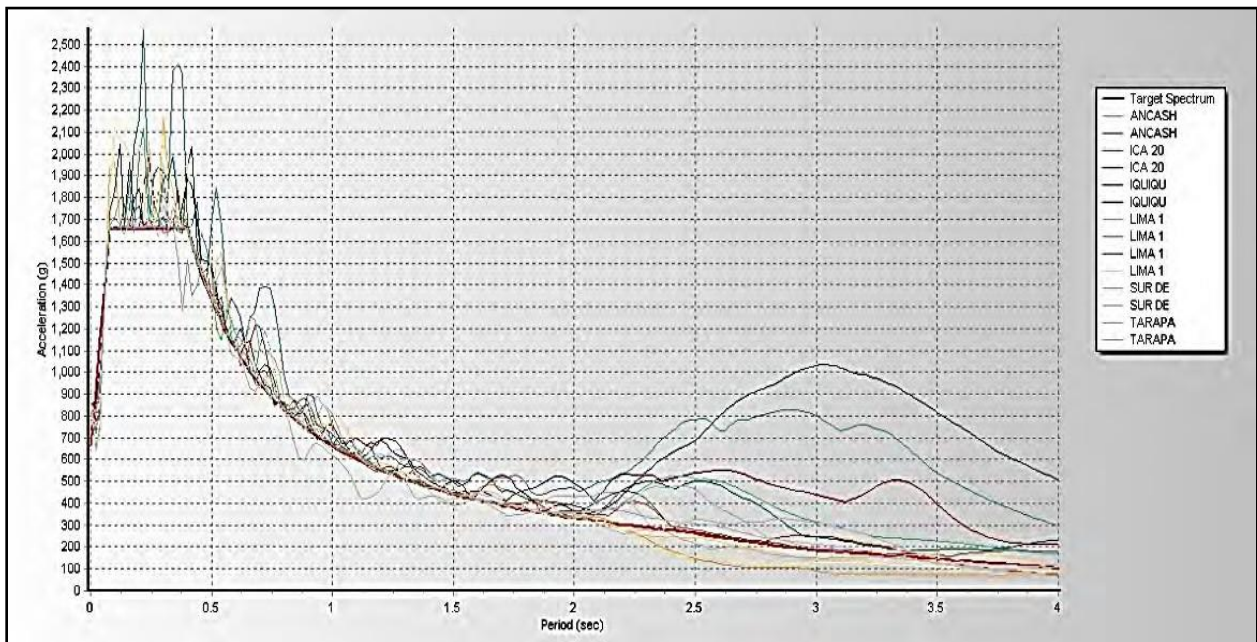


Figura 7-4. Espectros de respuesta escalados de cada componente de cada movimiento de terreno elegido.

### 7.3 Objetivo de Desempeño

Según la categoría de importancia del edificio (IV) y el Nivel de Peligro Sísmico seleccionado (BSE-1N), de la Tabla 4-13 se tiene el Objetivo de Desempeño Operacional (1-A). Se busca que el edificio tenga un desempeño estructural de Ocupación Inmediata y un desempeño no-estructural Operacional con respecto al Nivel de Peligro Sísmico BSE-1N que se espera. En esta investigación se consideró que el edificio cumple con el objetivo de desempeño no-estructural Operacional.

#### 7.3.1 Objetivo de desempeño estructural.

Dependiendo de los sistemas estructurales de cada bloque en cada dirección y para el objetivo desempeño estructural de Ocupación Inmediata, en la siguiente tabla se muestra las derivas objetivo transitorias. Se busca que el edificio tenga igual o menor deriva a dichas derivas objetivo.

Tabla 7-3

*Derivas objetivo  $(\Delta u_o / \Delta h)_{ob0}$  para el edificio*

Bloque	Derivas objetivo $(\Delta u_o / \Delta h)_{ob0}$ (%)	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
C	0.50	0.50
B y D	0.70*	0.50
A y E	0.50	0.50

*Nota:* \*Es 1.0 según la tabla de FEMA 356 (2000) pero se optó por el valor límite de 0.70 establecido en la norma E.030 (2018).

### 7.4 Comportamiento sísmico del edificio sin FVDs

Las deficiencias sísmicas del edificio se obtuvieron a partir del análisis de historial de respuesta lineal (LRHA) del edificio para los 7 movimientos de terreno escalados al espectro de respuesta objetivo en un software de análisis estructural.

Cada componente de cada movimiento de terreno fue aplicado en direcciones ortogonales alternadas, por lo que se tuvo dos casos para cada movimiento de terreno: Caso 1, en el cual se aplicó el componente de movimiento de terreno Este-Oeste en la dirección longitudinal del edificio y el componente de movimiento de terreno Norte-Sur en la dirección transversal de edificio; y

Caso 2, en el cual se aplicó el componente de movimiento de terreno Norte-Sur en la dirección longitudinal del edificio y el componente de movimiento de terreno Este-Oeste en la dirección transversal de edificio.

Para obtener las respuestas sísmicas máximas del edificio se promedió las respuestas máximas absolutas para los 7 movimientos de terreno como se indica en la Sección 5.8.

#### 7.4.1 Derivas máximas $(\Delta u_o/\Delta h)_{m\acute{a}x}$ del edificio.

En la siguiente tabla se presenta las derivas máximas actuales  $(\Delta u_o/\Delta h)_{m\acute{a}x}$  del edificio para el Nivel de Peligro Sísmico seleccionado. Dichas derivas fue el promedio de las derivas máximas absolutas para los 7 movimientos de terreno.

Tabla 7-4

*Derivas máximas  $(\Delta u_o/\Delta h)_{m\acute{a}x}$  para el edificio sin FVDs*

Bloque	Derivas máximas $(\Delta u_o/\Delta h)_{m\acute{a}x}$ (%)	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
C	0.70	0.33
B y D	2.06	0.76
A y E	0.82	0.47

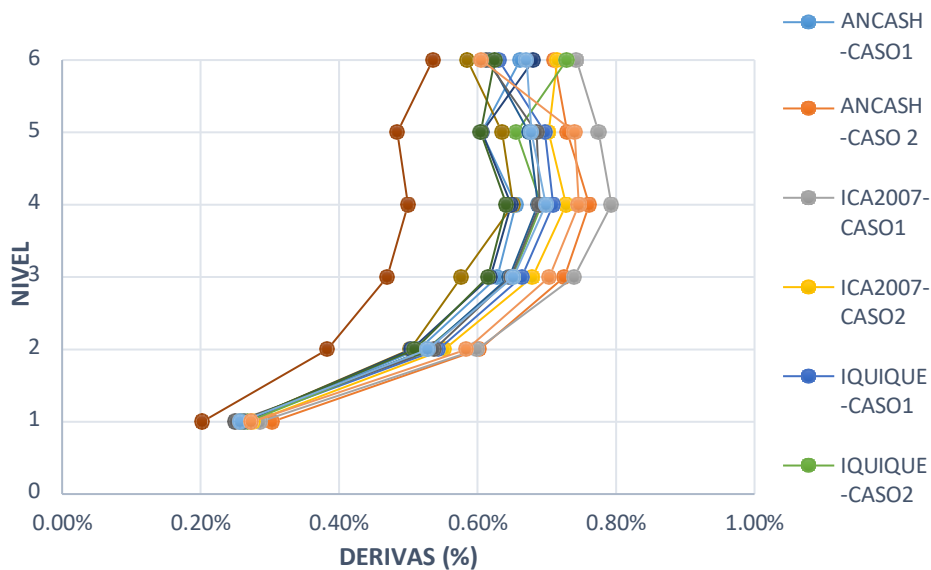


Figura 7-5. Derivas máximas  $(\Delta u_o/\Delta h)_{m\acute{a}x}$  del bloque C en dirección longitudinal del edificio sin FVDs.

#### 7.4.2 Fuerzas internas máximas del edificio.

En la siguiente tabla se presenta las cortantes en la base del edificio para el Nivel de Peligro Sísmico seleccionado. Dichas cortantes en la base fue el promedio de las cortantes en la base máximas absolutas para los 7 movimientos de terreno.

Tabla 7-5

*Cortantes en la base del edificio sin FVDs*

Bloque	Cortantes en la base del edificio (t)	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
C	1,352.90	1,288.01
B y D	2,292.99	3,094.56
A y E	2,564.70	3,491.17

#### 7.4.3 Disipación de energía del edificio.

#### 7.4.4 Irregularidades estructurales del edificio.

En la siguiente tabla se presenta las irregularidades estructurales del edificio para el Nivel de Peligro Sísmico seleccionado.

Tabla 7-6

*Irregularidades estructurales del edificio sin FVDs*

Bloque	Irregularidades estructurales	
	En altura	En planta
C	Ninguna.	Ninguna.
B y D	-I. de rigidez. -I. extrema de rigidez.	Ninguna.
A y E	Ninguna.	-Esquinas entrantes.



## 7.5 FVDs no-lineales como estrategia de reforzamiento sísmico

### 7.5.1 Exponente de no linealidad $\alpha$ .

Se eligió el exponente de no linealidad  $\alpha = 0.4$  para los FVDs como lo recomienda Taylor Devices Inc. (2020) para amortiguación sísmica de edificios.

### 7.5.2 Coeficiente de disipación de energía $\lambda$ .

Se obtuvo como coeficiente de disipación de energía  $\lambda = 3.582$  para el exponente de no linealidad  $\alpha = 0.4$  de los FVDs.

### 7.5.3 Distribución de los FVDs.

En la siguiente tabla se presenta las cantidades de FVDs en cada piso, en cada dirección y en cada bloque del edificio. Dichas cantidades fueron establecidas de tal manera que en lo posible haya simetría y estén lo más alejado posible con respecto al centro de rigidez del piso.

Tabla 7-7

*Cantidad de FVDs en el edificio*

Nivel	Cantidad de FVDs					
	Bloque C		Bloque B y D		Bloque A y E	
	D. L.	D. T.	D. L.	D. T.	D. L.	D. T.
1	2	0	8	4	4	0
2	2	0	8	4	4	0
3	2	0	8	4	4	0
4	2	0	8	4	4	0
5	2	0	8	4	4	0
6	2	0	8	4	4	0

*Nota:* D. L. = Dirección longitudinal, D. T. = dirección transversal.

### 7.5.4 Configuración y factores de modificación $f$ de los FVDs.

Se eligió la configuración más sencilla de implementar y la de una aceptable efectividad, se eligió la configuración diagonal para todos los FVDs del edificio.

A continuación se presenta los factores de modificación  $f$  para todos los FVDs del edificio.

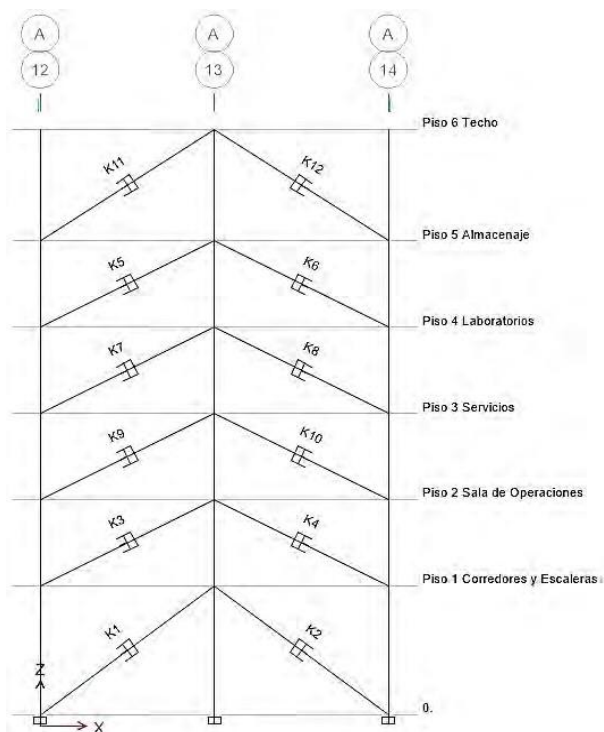


Figura 7-6. FVDs del bloque C en dirección longitudinal (Eje A).

Tabla 7-8

Factores  $f$  para los FVDs del bloque C en dirección longitudinal

Nivel	j	Factor de modificación $f$ para los FVDs del bloque C	
		Dirección longitudinal	
1	1 (K1)	0.8000	
1	2 (K2)	0.8000	
2	1 (K3)	0.8944	
2	2 (K4)	0.8944	
3	1 (K9)	0.8944	
3	2 (K10)	0.8944	
4	1 (K7)	0.8944	
4	2 (K8)	0.8944	
5	1 (K5)	0.8944	
5	2 (K6)	0.8944	
6	1 (K11)	0.8385	
6	2 (K12)	0.8385	

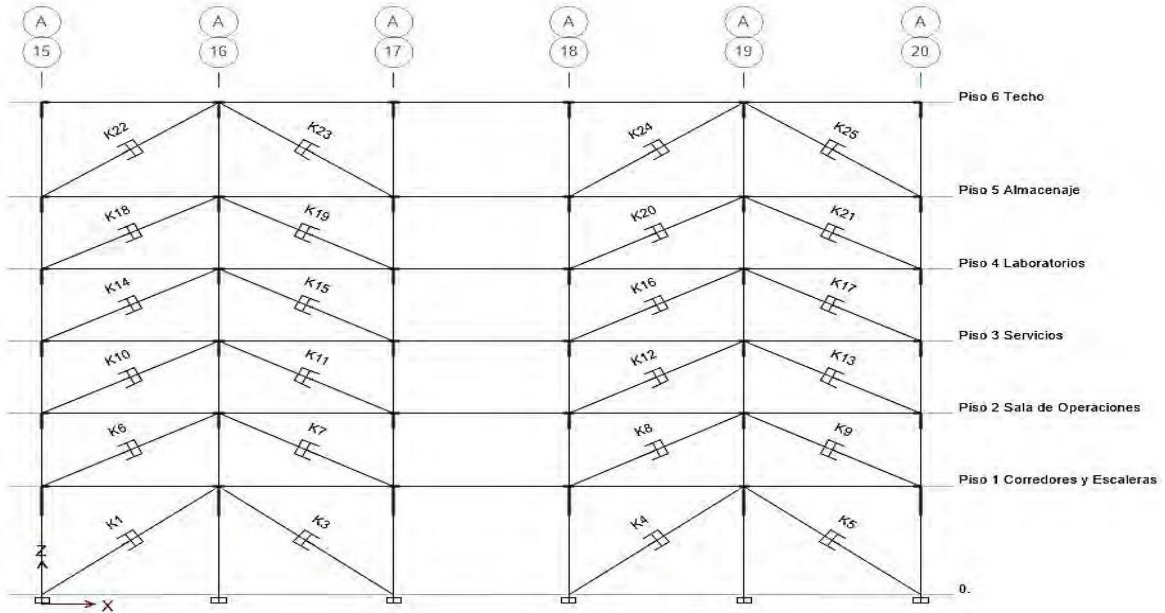


Figura 7-7. FVDs del bloque B y D en dirección longitudinal (Eje A).

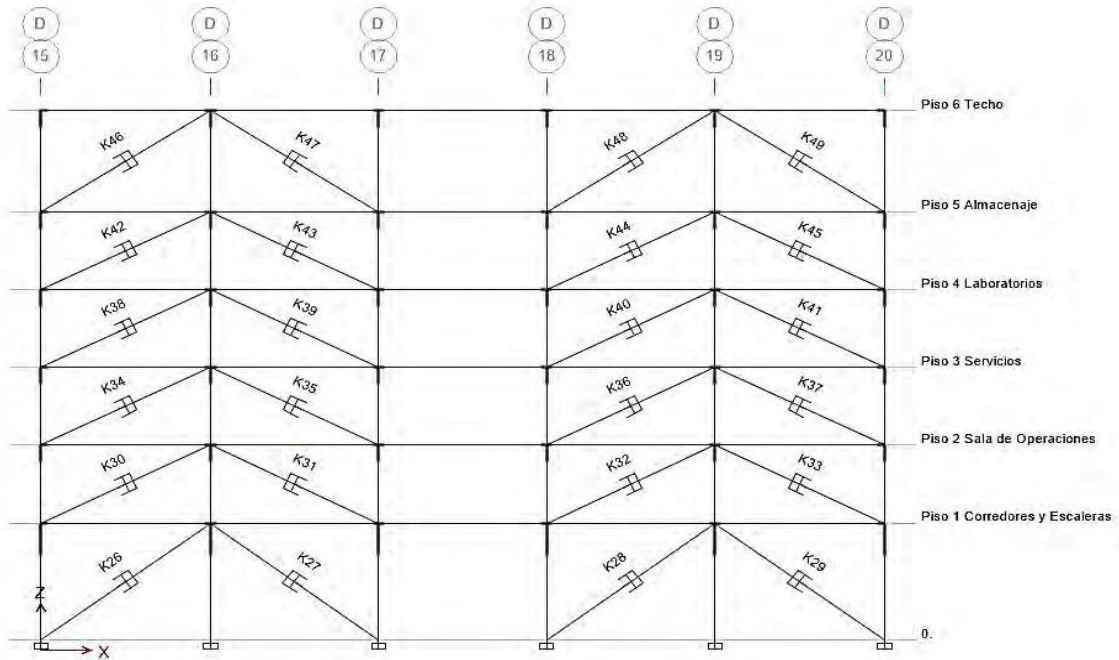


Figura 7-8. FVDs del bloque B y D en dirección longitudinal (Eje D).

Tabla 7-9

*Factores  $f$  para los FVDs del bloque B y D en dirección longitudinal*

Factor de modificación $f$ para los FVDs del bloque B y D		
Nivel	j	Dirección Longitudinal
1	1 (K1)	0.8000
1	2 (K3)	0.8000
1	3 (K4)	0.8000
1	4 (K5)	0.8000
1	5 (K26)	0.8000
1	6 (K27)	0.8000
1	7 (K28)	0.8000
1	8 (K29)	0.8000
2	1 (K6)	0.8944
2	2 (K7)	0.8944
2	3 (K8)	0.8944
2	4 (K9)	0.8944
2	5 (K30)	0.8944
2	6 (K31)	0.8944
2	7 (K32)	0.8944
2	8 (K33)	0.8944
3	1 (K10)	0.8944
3	2 (K11)	0.8944
3	3 (K12)	0.8944
3	4 (K13)	0.8944
3	5 (K34)	0.8944
3	6 (K35)	0.8944
3	7 (K36)	0.8944
3	8 (K37)	0.8944
4	1 (K14)	0.8944
4	2 (K15)	0.8944
4	3 (K16)	0.8944
4	4 (K17)	0.8944
4	5 (K38)	0.8944
4	6 (K39)	0.8944
4	7 (K40)	0.8944
4	8 (K41)	0.8944
5	1 (K18)	0.8944
5	2 (K19)	0.8944
5	3 (K20)	0.8944

5	4 (K21)	0.8944
5	5 (K42)	0.8944
5	6 (K43)	0.8944
5	7 (K44)	0.8944
5	8 (K45)	0.8944
6	1 (K22)	0.8385
6	2 (K23)	0.8385
6	3 (K24)	0.8385
6	4 (K25)	0.8385
6	5 (K46)	0.8385
6	6 (K47)	0.8385
6	7 (K48)	0.8385
6	8 (K49)	0.8385

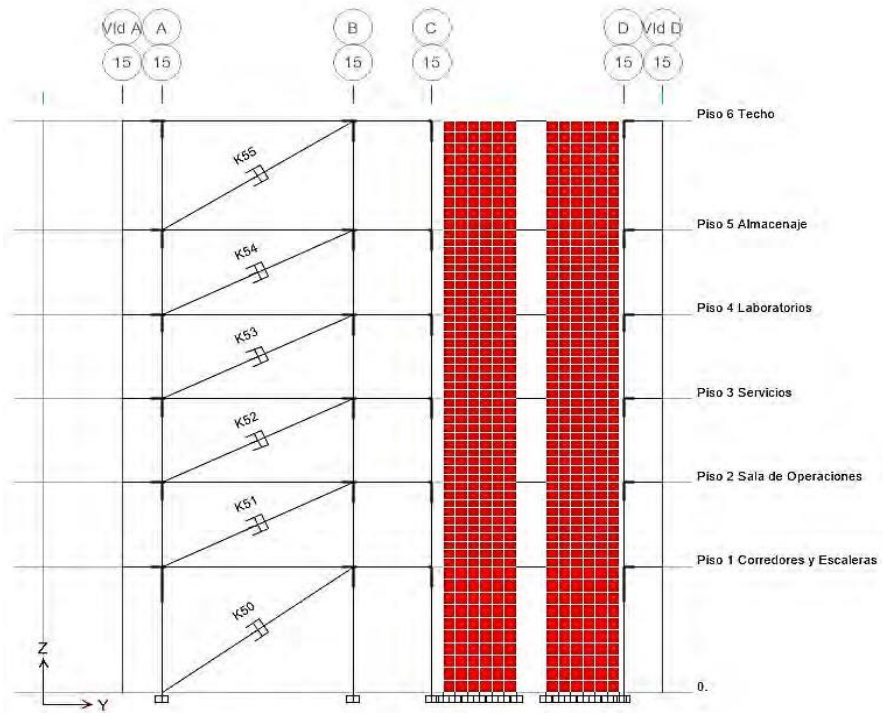


Figura 7-9. FVDs del bloque B y D en dirección transversal (Eje 15).

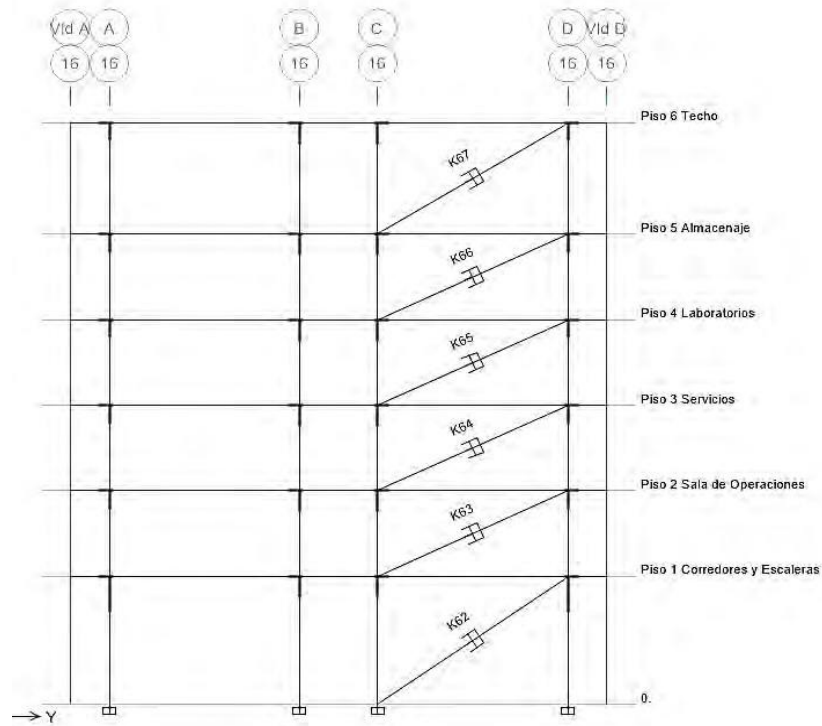


Figura 7-10. FVDs del bloque B y D en dirección transversal (Eje 16).

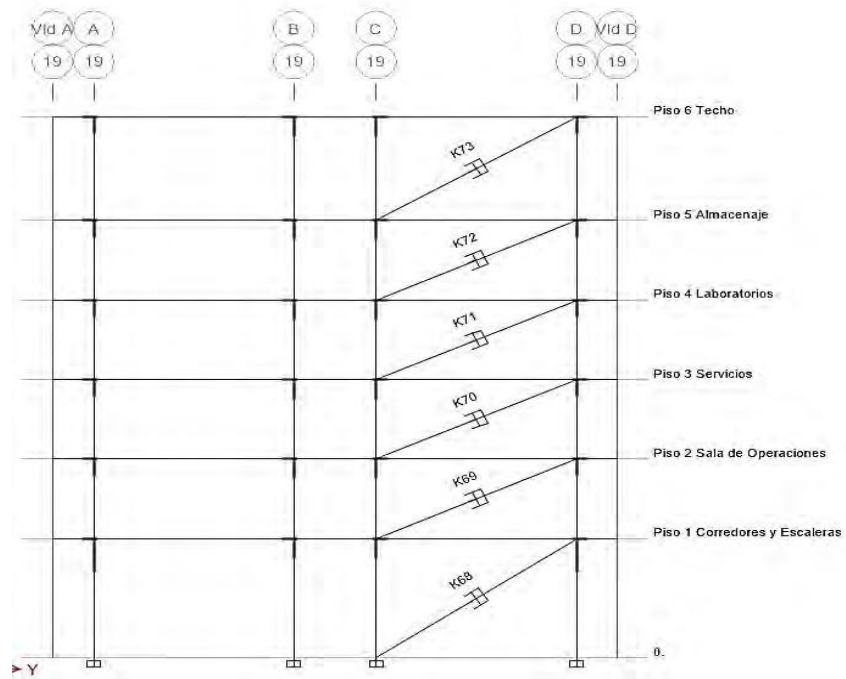


Figura 7-11. FVDs del bloque B y D en dirección transversal (Eje 19).

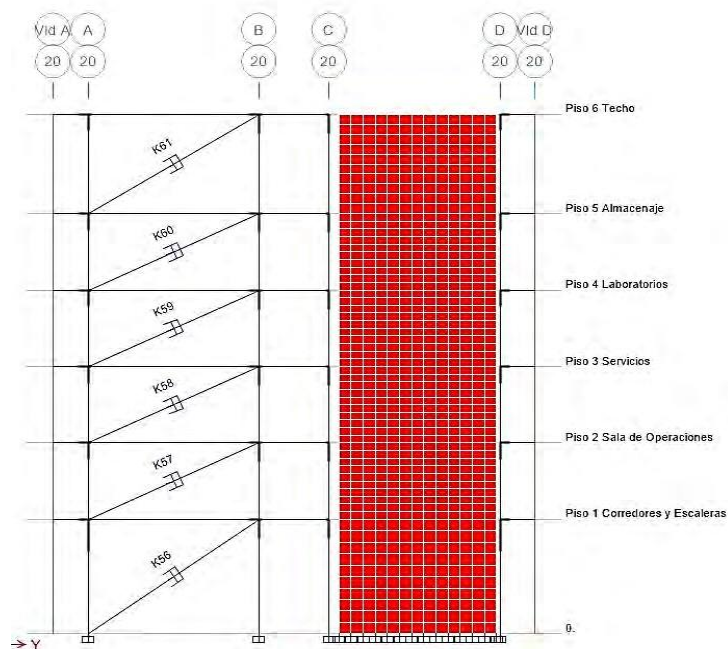


Figura 7-12. FVDs del bloque B y D en dirección transversal (Eje 20).

Tabla 7-10

Factores  $f$  para los FVDs del bloque B y D en dirección transversal

Factor de modificación $f$ para los FVDs del bloque B y D		
Nivel	j	Dirección Transversal
1	1 (K50)	0.8201
1	2 (K56)	0.8201
1	3 (K62)	0.8201
1	4 (K68)	0.8201
2	1 (K51)	0.9067
2	2 (K57)	0.9067
2	3 (K63)	0.9067
2	4 (K69)	0.9067
3	1 (K52)	0.9067
3	2 (K58)	0.9067
3	3 (K64)	0.9067
3	4 (K70)	0.9067
4	1 (K53)	0.9067
4	2 (K59)	0.9067
4	3 (K65)	0.9067
4	4 (K71)	0.9067

5	1 (K54)	0.9067
5	2 (K60)	0.9067
5	3 (K66)	0.9067
5	4 (K72)	0.9067
6	1 (K55)	0.8557
6	2 (K61)	0.8557
6	3 (K67)	0.8557
6	4 (K73)	0.8557

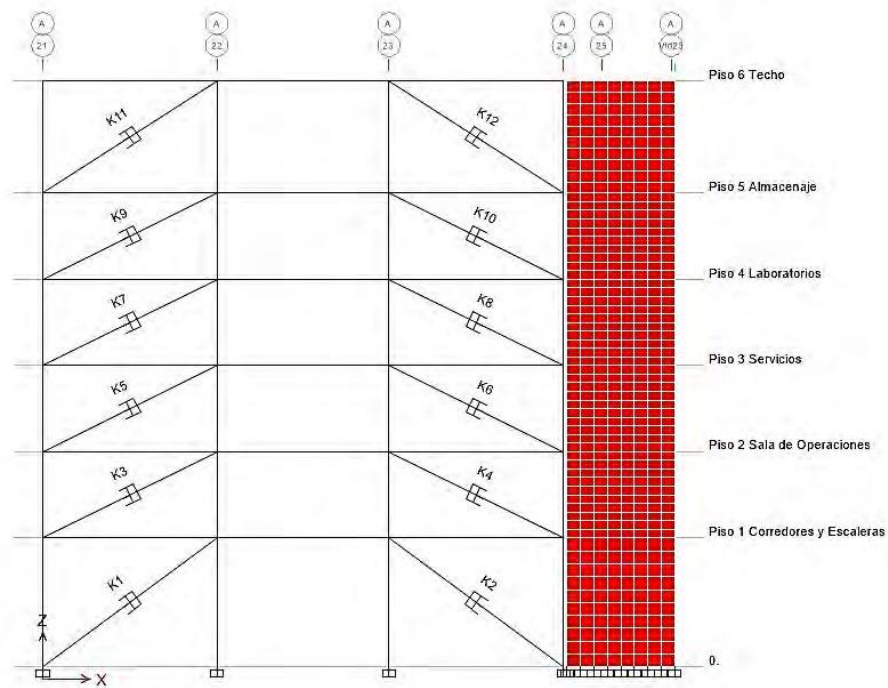


Figura 7-13. FVDs del bloque A y E en dirección longitudinal (Eje A).



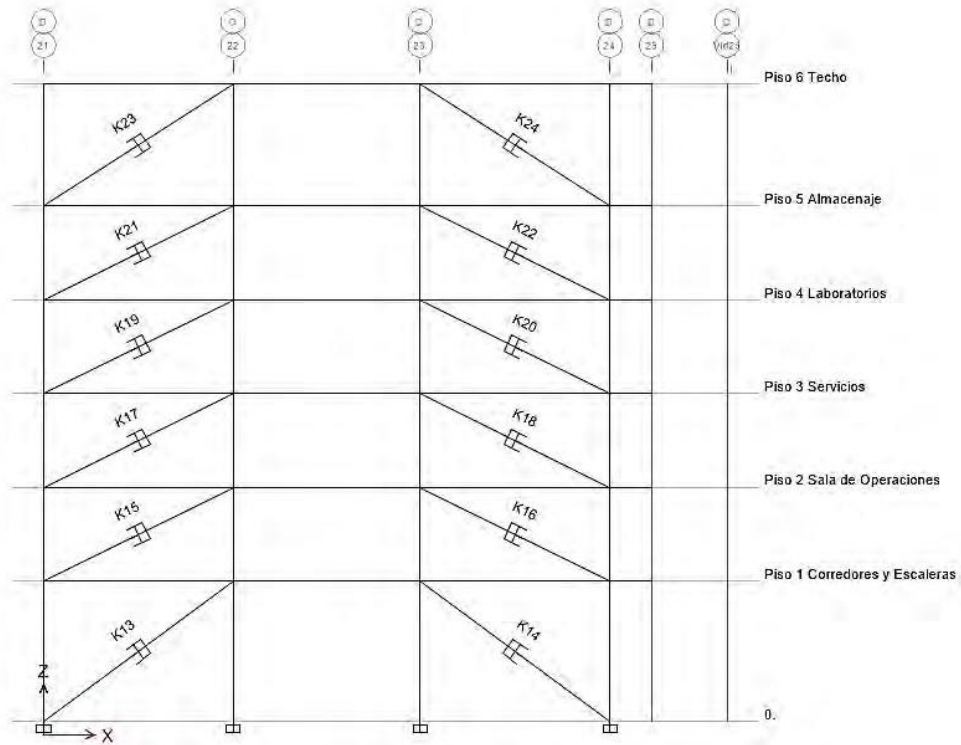


Figura 7-14. FVDs del bloque A y E en dirección longitudinal (Eje D).

Tabla 7-11

Factores  $f$  para los FVDs del bloque A y E en dirección longitudinal

Nivel	j	Factor de modificación $f$ para los FVDs del bloque A y E	
		Dirección Longitudinal	
1	1 (K1)	0.8000	
1	2 (K2)	0.8000	
1	3 (K13)	0.8000	
1	4 (K14)	0.8000	
2	1 (K3)	0.8944	
2	2 (K4)	0.8944	
2	3 (K15)	0.8944	
2	4 (K16)	0.8944	
3	1 (K5)	0.8944	
3	2 (K6)	0.8944	
3	3 (K17)	0.8944	
3	4 (K18)	0.8944	
4	1 (K7)	0.8944	

4	2 (K8)	0.8944
4	3 (K19)	0.8944
4	4 (K20)	0.8944
5	1 (K9)	0.8944
5	2 (K10)	0.8944
5	3 (K21)	0.8944
5	4 (K22)	0.8944
6	1 (K11)	0.8385
6	2 (K12)	0.8385
6	3 (K23)	0.8385
6	4 (K24)	0.8385

### 7.5.5 Rigidez axial $k_d$ de los FVDs.

Siguiendo la recomendación de Taylor (1999), se asumió que los FVDs soportarán una fuerza axial de 1,335 kN por lo que su rigidez axial  $k_d$  deberá ser de 350,250 kN/m.

### 7.5.6 Coeficiente de amortiguación lineal $c_{dL}$ .

#### 7.5.6.1 Fracción de amortiguamiento suplementario del modo 1 $Q_{d1}$ .

En la siguiente tabla, para las direcciones y bloques del edificio que tienen FVDs, se presenta las fracciones de amortiguamiento suplementario del modo 1  $\beta_{d1}$  del edificio.

Tabla 7-12

*Fracciones de amortiguamiento suplementario del modo 1  $\beta_{d1}$  del edificio*

Bloque	Coeficiente de reducción por amortiguamiento, $B$	Fracción de amortiguamiento total del modo 1, $\beta_{T1}$	Fracción de amortiguamiento suplementario del modo 1, $\beta_{d1}$
C (Dirección longitudinal)	1.400	0.155	0.105
B y D (Dirección longitudinal)	2.940	0.694	0.644
B y D (Dirección transversal)	1.520	0.195	0.145
A y E (Dirección longitudinal)	1.640	0.236	0.186

### 7.5.6.2 Coeficiente de amortiguación lineal $c_{dL}$ .

En la siguiente se muestra los periodos naturales de vibración del modo 1 por dirección y bloque del edificio. Fueron considerados solo las direcciones de los bloques del edificio donde hay FVDs.

Tabla 7-13

*Periodos naturales de vibración del modo 1  $T_1$  del edificio*

Bloque	Periodos naturales de vibración del modo 1 $T_1$ del edificio (s)
C (Dirección longitudinal)	0.495
B y D (Dirección longitudinal)	1.192
B y D (Dirección transversal)	0.616
A y E (Dirección longitudinal)	0.572

En la siguiente tabla se muestra las masas modales  $M_{ii}$  y las formas modales normalizadas  $\phi\phi_{ii1}/\phi\phi_{I1}$ . Fueron considerados las mencionadas propiedades naturales de vibración solo en las direcciones de los bloques del edificio donde hay FVDs.

Tabla 7-14

*Formas modales normalizadas  $\phi\phi_{ii1}/\phi\phi_{I1}$  y masas modales  $M_{ii}$  del edificio*

Nivel	Bloque C		Bloque B y D			Bloque A y E		
	D. Longitudinal		D. Longitudinal		D. Transversal	D. Longitudinal		
	$\phi\phi_{ii1}/\phi\phi_{I1}$	$M_{ii}$ (t.s <sup>2</sup> /m)	$\phi\phi_{ii1}/\phi\phi_{I1}$	$M_{ii}$ (t.s <sup>2</sup> /m)	$\phi\phi_{ii1}/\phi\phi_{I1}$	$M_{ii}$ (t.s <sup>2</sup> /m)	$\phi\phi_{ii1}/\phi\phi_{I1}$	$M_{ii}$ (t.s <sup>2</sup> /m)
1	0.116	21.554	0.348	66.129	0.167	66.129	0.152	45.889
2	0.256	18.671	0.522	60.137	0.333	60.137	0.303	41.388
3	0.419	18.671	0.696	60.137	0.500	60.137	0.455	41.388
4	0.581	18.671	0.826	65.233	0.708	65.233	0.636	42.559
5	0.744	22.879	0.913	63.852	0.833	63.852	0.788	47.689
6	1.000	14.430	1.000	43.033	1.000	43.033	1.000	31.285

En la siguiente tabla se muestra los coeficientes de amortiguación lineales  $c_{dL}$ . Se tiene dichos coeficientes solo en las direcciones de los bloques del edificio donde hay FVDs.

Tabla 7-15

*Coefficientes de amortiguación lineales  $c_{dL}$  del edificio*

Bloque	Coefficientes de amortiguación lineales $c_{dL}$ del edificio (t.s/m)
C (Dirección longitudinal)	381.47
B y D (Dirección longitudinal)	1,414.38
B y D (Dirección transversal)	1,126.97
A y E (Dirección longitudinal)	1,071.99

**7.5.7 Coeficiente de amortiguación no-lineal  $c_d$ .**

**7.5.7.1 Desplazamiento máximo del modo 1  $u_{I10}$ .**

Después de haber realizado un análisis modal espectral con el espectro de respuesta objetivo del edificio equipado con los FVDs lineales, en la siguiente tabla se muestra el desplazamiento máximo del modo 1  $u_{I10}$ . Se tiene dichos coeficientes solo en las direcciones de los bloques del edificio donde hay FVDs.

Tabla 7-16

*Desplazamiento máximo del modo 1  $u_{I10}$  del edificio*

Bloque	Desplazamiento máximo del modo 1 $u_{I10}$ (m)
C (Dirección longitudinal)	0.079
B y D (Dirección longitudinal)	0.056
B y D (Dirección transversal)	0.078
A y E (Dirección longitudinal)	0.078

**7.5.7.2 Coeficiente de amortiguación no-lineal  $c_d$ .**

Luego de haber operado la ecuación (6-5), en la siguiente tabla se muestra los coeficientes de amortiguación no-lineales  $c_d$ . Se tiene dichos coeficientes solo en las direcciones de los bloques del edificio donde hay FVDs.

Tabla 7-17

*Coefficientes de amortiguación no-lineales  $c_d$  del edificio*

Bloque	Coeficientes de amortiguación no-lineales $c_d$	
	del edificio (t.s/m)	
C (Dirección longitudinal)	109.95	
B y D (Dirección longitudinal)	214.90	
B y D (Dirección transversal)	278.70	
A y E (Dirección longitudinal)	272.23	

## 7.6 Comportamiento sísmico del edificio con FVDs

Las respuestas sísmicas del edificio reforzado sísmicamente se obtuvieron a partir del análisis de historial de respuesta no-lineal (NLRHA) del edificio para los 7 movimientos de terreno escalados al espectro de respuesta objetivo en un software de análisis estructural. Los FVDs no-lineales fueron modelados como elementos no lineales.

Para obtener las respuestas sísmicas máximas del edificio se promedió las respuestas máximas absolutas para los 7 movimientos de terreno como se indica en la Sección 5.8.

### 7.6.1 Derivas máximas $(\Delta u_o / \Delta h)_{m\acute{a}x}$ del edificio.

En la siguiente tabla se presenta las derivas máximas  $(\Delta u_o / \Delta h)_{m\acute{a}x}$  del edificio reforzado sísmicamente para el Nivel de Peligro Sísmico seleccionado. Dichas derivas fue el promedio de las derivas máximas absolutas para los 7 movimientos de terreno.

Tabla 7-18

*Derivas máximas  $(\Delta u_o / \Delta h)_{m\acute{a}x}$  para el edificio con FVDs*

Bloque	Derivas máximas $(\Delta u_o / \Delta h)_{m\acute{a}x}$ (%)	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
C	0.50	0.25
B y D	0.63	0.38
A y E	0.34	0.45

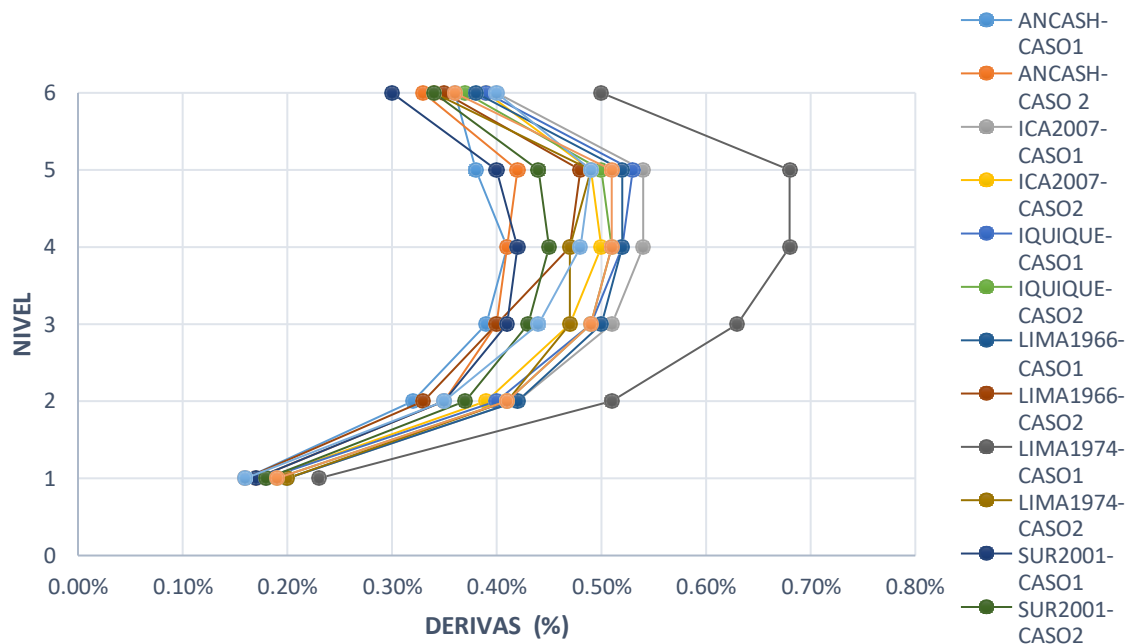


Figura 7-15. Derivas máximas  $(\Delta u_o / \Delta h)_{\max}$  del bloque C en dirección longitudinal del edificio con FVDs.

### 7.6.2 Fuerzas internas máximas del edificio.

En la siguiente tabla se presenta las cortantes en la base del edificio para el Nivel de Peligro Sísmico seleccionado. Dichas cortantes en la base fue el promedio de las cortantes en la base máximas absolutas para los 7 movimientos de terreno.

Tabla 7-19

*Cortantes en la base del edificio con FVDs*

Bloque	Cortantes en la base del edificio (t)	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
C	1,048.85	1,003.07
B y D	1,365.17	2,244.98
A y E	1,664.83	3,368.92

### 7.6.3 Disipación de energía del edificio.

En las siguientes tablas se muestra la disipación de energía del edificio reforzado sísmicamente mediante disipadores de fluido viscoso para los 7 movimientos de terreno escalados al espectro de respuesta objetivo. No se consideró el amortiguamiento histerético ( $E_h$ ) ya que su efecto es casi despreciable como se muestra en las figuras de balance de energía. Los elementos estructurales permanecen casi elásticos.

Tabla 7-20

*Disipación de energía del bloque C del edificio reforzado sísmicamente*

Terremoto	Disipación de energía del edificio reforzado sísmicamente			
	Energía de entrada ( $E_I$ ) (t.m)	Amortiguamiento inherente ( $E_{inh}$ ) (t.m)	Amortiguamiento suplementario ( $E_d$ ) (t.m)	(%)
Ancash 1970 (Caso 1)	711.55	380.23	330.35	46%
Ancash 1970 (Caso 2)	642.86	380.58	261.35	41%
Ica 2007 (Caso 1)	1167.37	620.87	546.07	47%
Ica 2007 (Caso 2)	1172.49	615.58	556.46	47%
Iquique 2014 (Caso 1)	1804.62	969.28	834.97	46%
Iquique 2014 (Caso 2)	1839.85	978.87	860.58	47%
Lima 1966 (Caso 1)	322.84	185.25	137.54	43%
Lima 1966 (Caso 2)	327.85	189.92	137.88	42%
Lima 1974 (Caso 1)	1418.62	848.07	570.33	40%
Lima 1974 (Caso 2)	1386.22	794.72	591.30	43%
Sur 2001 (Caso 1)	1014.22	547.24	466.55	46%
Sur 2001 (Caso 2)	834.67	443.22	391.21	47%
Tarapacá 2005 (Caso 1)	421.47	247.34	174.09	41%
Tarapacá 2005 (Caso 2)	355.83	215.83	139.95	39%

Tabla 7-21

*Disipación de energía del bloque B y D del edificio reforzado sísmicamente*

Terremoto	Disipación de energía del edificio reforzado sísmicamente			
	Energía de entrada ( $E_I$ ) (t.m)	Amortiguamiento inherente ( $E_{inh}$ ) (t.m)	Amortiguamiento suplementario ( $E_d$ )	
			(t.m)	(%)
Ancash 1970 (Caso 1)	2202.07	328.18	1871.72	85%
Ancash 1970 (Caso 2)	2318.14	352.95	1962.80	85%
Ica 2007 (Caso 1)	5715.49	652.47	5061.72	89%
Ica 2007 (Caso 2)	5451.72	787.09	4663.69	86%
Iquique 2014 (Caso 1)	6448.01	933.04	5514.23	86%
Iquique 2014 (Caso 2)	6353.54	899.57	5452.94	86%
Lima 1966 (Caso 1)	1364.11	206.70	1157.31	85%
Lima 1966 (Caso 2)	1438.27	206.57	1231.59	86%
Lima 1974 (Caso 1)	4534.42	698.41	3835.49	85%
Lima 1974 (Caso 2)	4363.38	653.60	3709.25	85%
Sur 2001 (Caso 1)	3754.67	536.05	3218.00	86%
Sur 2001 (Caso 2)	3915.48	550.92	3363.88	86%
Tarapacá 2005 (Caso 1)	1410.18	195.68	1214.33	86%
Tarapacá 2005 (Caso 2)	1226.86	194.14	1032.58	84%

Tabla 7-22

*Disipación de energía del bloque A y E del edificio reforzado sísmicamente*

Terremoto	Disipación de energía del edificio reforzado sísmicamente			
	Energía de entrada ( $E_I$ ) (t.m)	Amortiguamiento inherente ( $E_{inh}$ ) (t.m)	Amortiguamiento suplementario ( $E_d$ )	
			(t.m)	(%)
Ancash 1970 (Caso 1)	1879.01	1100.39	776.34	41%
Ancash 1970 (Caso 2)	1595.86	891.66	701.38	44%
Ica 2007 (Caso 1)	3319.39	1496.00	1822.16	55%
Ica 2007 (Caso 2)	3287.81	2145.06	1139.92	35%
Iquique 2014 (Caso 1)	4217.86	2291.19	1925.55	46%
Iquique 2014 (Caso 2)	4339.41	2307.72	2030.79	47%
Lima 1966 (Caso 1)	826.74	476.18	350.45	42%
Lima 1966 (Caso 2)	913.25	516.07	397.09	43%
Lima 1974 (Caso 1)	3509.16	2159.78	1348.81	38%



Lima 1974 (Caso 2)	3129.88	1684.57	1444.85	46%
Sur 2001 (Caso 1)	2509.11	1377.67	1130.78	45%
Sur 2001 (Caso 2)	2252.3	1190.42	1061.44	47%
Tarapacá 2005 (Caso 1)	789.79	364.65	425.05	54%
Tarapacá 2005 (Caso 2)	724.10	406.18	317.82	44%

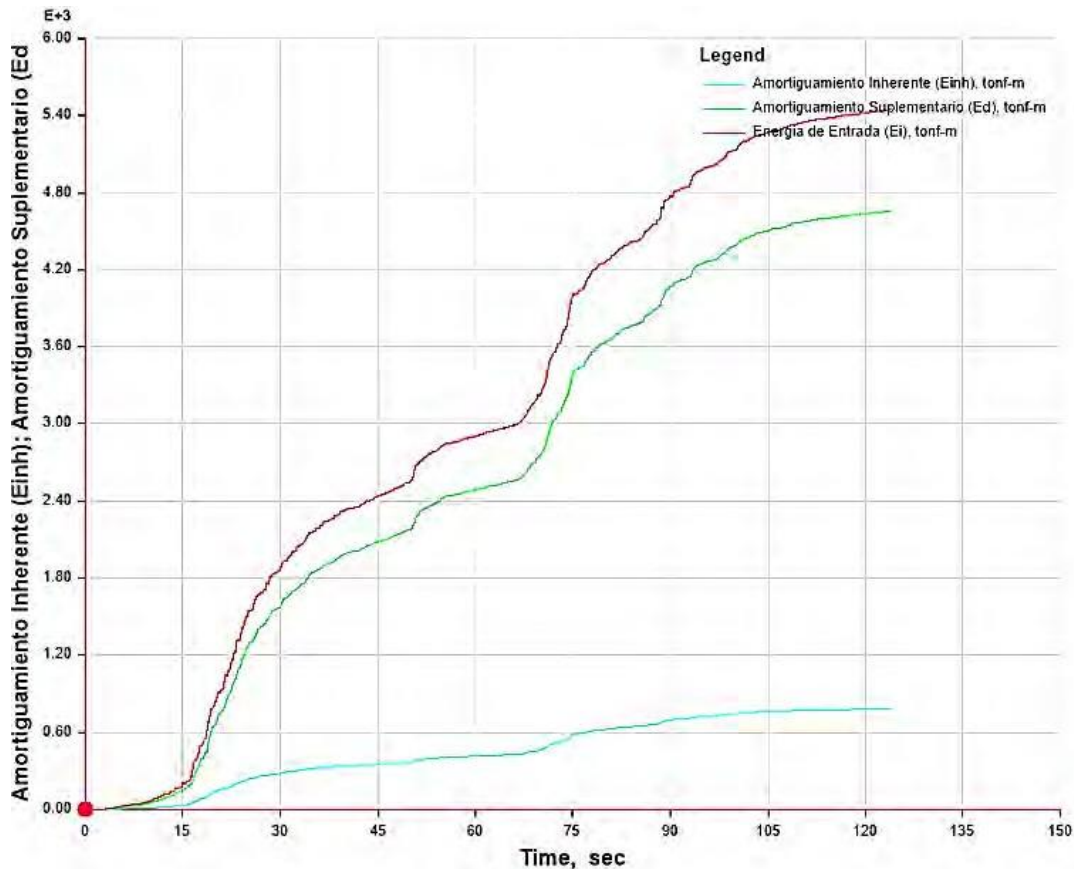


Figura 7-16. Disipación de energía del bloque B y D del edificio reforzado sísmicamente para el terremoto Ica 2007 (Caso 2).

#### 7.6.4 Irregularidades estructurales del edificio.

Las irregularidades identificadas en el edificio se mantienen debido a que las encontradas están relacionadas con las medidas en planta de la estructura y de su masa. Por otro lado, las irregularidades de rigidez (piso blando) y de rigidez extrema también se mantienen debido a que estas irregularidades consisten en las relaciones de las rigideces de entrepiso de la estructura; y la rigidez es una propiedad que depende de la masa y la configuración de los elementos resistentes a la fuerza

sísmica. Los disipadores de fluido viscoso, si bien reducen la demanda sísmica en una estructura, solo aportan amortiguamiento.

### 7.6.5 Desplazamientos máximos y fuerzas internas máximas en los FVDs del edificio.

En la siguiente tabla se presenta los desplazamientos máximos de los FVDs del edificio para el Nivel de Peligro Sísmico seleccionado.

Tabla 7-23

*Desplazamientos máximos de los FVDs del edificio*

Terremoto	Desplazamientos máximos de los FVDs (m)			
	Bloque C	Bloque B y D		Bloque A y E
	D. L.	D. L.	D. T.	D. L.
Ancash 1970 (Caso 1)	0.015	0.020	0.018	0.012
Ancash 1970 (Caso 2)	0.012	0.028	0.014	0.012
Ica 2007 (Caso 1)	0.012	0.034	0.016	0.011
Ica 2007 (Caso 2)	0.014	0.039	0.017	0.010
Iquique 2014 (Caso 1)	0.013	0.028	0.015	0.011
Iquique 2014 (Caso 2)	0.013	0.029	0.016	0.010
Lima 1966 (Caso 1)	0.014	0.022	0.013	0.013
Lima 1966 (Caso 2)	0.011	0.028	0.020	0.012
Lima 1974 (Caso 1)	0.017	0.027	0.018	0.011
Lima 1974 (Caso 2)	0.013	0.033	0.015	0.012
Sur 2001 (Caso 1)	0.013	0.026	0.016	0.010
Sur 2001 (Caso 2)	0.012	0.027	0.014	0.010
Tarapacá 2005 (Caso 1)	0.010	0.022	0.018	0.011
Tarapacá 2005 (Caso 2)	0.013	0.024	0.015	0.010

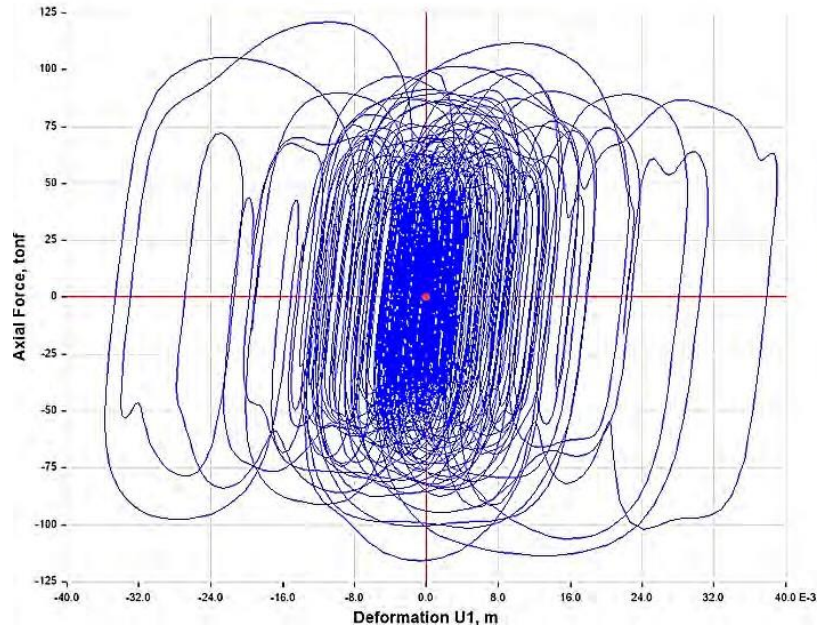


Figura 7-17. Relación fuerza-desplazamiento del disipador K3 del bloque B y D del edificio para el terremoto Ica 2007 (Caso 2).

En la siguiente tabla se presenta las fuerzas axiales máximas de los FVDs del edificio para el Nivel de Peligro Sísmico seleccionado.

Tabla 7-24

*Fuerzas axiales máximas de los FVDs del edificio*

Terremoto	Fuerzas axiales máximas de los FVDs (t)			
	Bloque C	Bloque B y D		Bloque A y E
	D. L.	D. L.	D. T.	D. L.
Ancash 1970 (Caso 1)	69.99	113.82	144.76	125.32
Ancash 1970 (Caso 2)	58.78	121.44	144.89	141.12
Ica 2007 (Caso 1)	59.43	126.34	142.44	129.23
Ica 2007 (Caso 2)	68.07	121.07	150.51	124.70
Iquique 2014 (Caso 1)	59.55	121.45	137.43	127.33
Iquique 2014 (Caso 2)	61.12	116.02	138.38	128.51
Lima 1966 (Caso 1)	62.11	123.31	146.47	129.17
Lima 1966 (Caso 2)	63.33	110.93	149.59	155.99
Lima 1974 (Caso 1)	66.34	118.62	153.48	132.01
Lima 1974 (Caso 2)	63.77	129.87	155.29	129.47
Sur 2001 (Caso 1)	61.35	115.48	141.71	120.38
Sur 2001 (Caso 2)	64.37	126.19	143.08	133.36
Tarapacá 2005 (Caso 1)	57.75	114.73	143.17	121.71
Tarapacá 2005 (Caso 2)	65.79	123.28	145.86	136.60

# Capítulo 8

## Conclusiones y recomendaciones

### 8.1 Conclusiones

- La deriva objetivo recomendada (deriva transitoria) del edificio; considerando los sistemas estructurales de cada bloque en cada dirección y para el objetivo desempeño estructural de Ocupación Inmediata; es 0.50% para el bloque C, 0.70% en la dirección longitudinal y 0.50% en la dirección transversal del bloque B y D y, 0.50% para el bloque A y E.
- El exponente de no-linealidad de los disipadores de fluido viscoso del edificio, considerando su efectividad en la amortiguación sísmica de edificios, es de 0.4.
- La distribución de los disipadores de fluido viscoso del edificio; considerando en lo posible la simetría y lejanía con respecto al centro de rigidez de cada nivel; es 02 dispositivos en cada nivel en la dirección longitudinal del bloque C, es 08 dispositivos en cada nivel en la dirección longitudinal y 04 dispositivos en cada nivel en la dirección transversal del bloque B y D y, es 04 dispositivos en cada nivel en la dirección longitudinal del bloque A y E.
- La configuración de los disipadores de fluido viscoso del edificio, considerando la sencillez en su implementación y su aceptable efectividad, es diagonal.
- El coeficiente de amortiguación no-lineal necesario de los disipadores de fluido viscoso del edificio es 109.95 t.s/m para aquellos en la dirección longitudinal del bloque C, 214.90 t.s/m para aquellos en la dirección longitudinal y 278.70 t.s/m para aquellos en la dirección transversal del bloque B y D y, 272.23 t.s/m para aquellos en la dirección longitudinal del bloque A y E.
- Las derivas máximas del edificio con disipadores de fluido viscoso es 0.50% en la dirección longitudinal del bloque C, 0.63% en la dirección longitudinal y 0.38% en la dirección transversal del bloque B y D y, 0.34% en la dirección longitudinal del bloque A y E. Todas las derivas máximas del edificio estén por debajo de la deriva objetivo.

Las derivas máximas del edificio con disipadores de fluido viscoso con respecto a las del edificio sin disipadores de fluido viscoso se redujo en 29% en la dirección longitudinal del bloque C, 69% en la dirección longitudinal y 50% en la dirección transversal del bloque B y D y, 59% en la dirección longitudinal del bloque A y E.

- Las cortantes máximas en la base del edificio con disipadores de fluido viscoso es 1,048.85 t en la dirección longitudinal del bloque C, 1,365.17 t en la dirección longitudinal y 2,244.98 t en la dirección transversal del bloque B y D y, 1,664.83 t en la dirección longitudinal del bloque A y E. Todas las cortantes máximas en la base del edificio se reducen.

Las cortantes máximas en la base del edificio con disipadores de fluido viscoso con respecto a las del edificio sin disipadores de fluido viscoso se redujo en 22% en la dirección longitudinal del bloque C, 40% en la dirección longitudinal y 27% en la dirección transversal del bloque B y D y, 35% en la dirección longitudinal del bloque A y E.

- La disipación inherente de energía del edificio con disipadores de fluido viscoso es de la energía de entrada en promedio el 56% en el bloque C, el 14% en el bloque B y D y, el 55% en el bloque A y E. Mientras la disipación suplementaria de energía por parte de los disipadores de fluido viscoso es en promedio el 44% en el bloque C, el 86% en el bloque B y D y, el 45% en el bloque A y E.
- Las irregularidades del edificio sin disipadores de fluido viscoso son irregularidad de rigidez e irregularidad extrema de rigidez en el bloque B y D y, irregularidad de esquinas entrantes en el bloque A y E. En el edificio con disipadores de fluido viscoso, dichas irregularidades se mantienen debido a que los disipadores de fluido viscoso proporcionan a la estructura básicamente amortiguamiento y no rigidez.
- Los desplazamientos máximos en los disipadores de fluido viscoso del edificio son 0.017 m en la dirección longitudinal del bloque C, 0.039 m en la dirección longitudinal y 0.020 m en la dirección transversal del bloque B y D y, 0.013 m en la dirección longitudinal del bloque A y E. Las fuerzas axiales máximas en los disipadores de fluido viscoso del edificio son 69.99 t en la dirección longitudinal del bloque C, 129.87 t en la dirección longitudinal y 155.29 t en la dirección transversal del bloque B y D y, 155.99 t en la dirección longitudinal del bloque A y E.

- Los resultados de esta investigación resultan importantes porque: (a) contribuyen al conocimiento sobre el análisis de edificios existentes reforzados sísmicamente mediante disipadores de fluido viscoso y (b) alerta a la población o autoridades correspondientes sobre la vulnerabilidad sísmica del edificio principal del HREGB (edificio esencial para la población local y regional) y la necesidad de su reforzamiento siendo los disipadores de fluido viscoso una estrategia de reforzamiento sísmico bastante efectiva.

## **8.2 Recomendaciones**

- En el estudio no se considera el efecto del viento, el efecto del sismo vertical, el efecto del sismo rotacional, la evaluación de los componentes no-estructurales, la evaluación de la cimentación, la evaluación de las separaciones sísmicas, la reducción de las secciones brutas de los elementos estructurales, la evaluación de las líneas vitales y la evaluación funcional. Dichas consideraciones pueden ser tomadas en cuenta para futuros estudios.
- En el estudio no se consideró la influencia estructural de los muros de albañilería no portantes que no se encuentran aislados de los elementos estructurales verticales (columnas y/o placas). Dicha consideración puede ser tomada en cuenta para un futuro estudio.
- Existió muchos obstáculos burocráticos, además de la pandemia del COVID-19, para la obtención de permisos para realizar estudios de campo que nos muestre el estado real del edificio existente en estudio. Fue aún más complicado si dichos estudios eran destructivos. Dichos estudios pudieron ser ensayos al suelo, ensayos al concreto de la estructura y ensayos al acero de refuerzo de la estructura.

## Referencias

- ASCE/SEI 41. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. *American Society of Civil Engineers*.
- ASCE/SEI 7. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. *American Society of Civil Engineers*.
- ATC 40. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Applied Technology Council*.
- Bird, R. B., Armstrong, R. C., & Hassager, O. (1987). *Dynamics of polymeric liquids* (2.a ed., Vol. 1). Estados Unidos: John Wiley and Sons Inc.
- Casabonne, R. C., Blondet, S. M., Herrera, E. L., & Gallegos, V. H. (2007). Retrocapacitacion de la torre del aeropuerto internacional Jorge Chavez.
- Chang, K., Soong, T. T., Oh, S.-T., & Lai, M. L. (1991). *Seismic Response of a 2/5 Scale Steel Structure with Added Viscoelastic Dampers*. Technical Report NCEER-91-0012, University at Buffalo, Buffalo, Estados Unidos.
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures* (5.a ed.). Estados Unidos: Pearson.
- Christopoulos, C., & Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation* (1.a ed., Vol. 1). Pavia, Italia: IUSS Press.
- Computers & Structures, Inc.,. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*.
- Constantinou, M. C. (1994). Passive Energy Dissipation Development in U.S. En T. T. Soong, & M. C. Costantinou (Edits.), *Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering* (1.a ed., Vol. 345, págs. 255-269). Udine, Italia: Springer-Verlag Wien.
- Constantinou, M. C. (1994). Principles of Friction, Viscoelastic., Yielding Steel and Fluid Viscous DAMPERS: Properties and Design. En T. T. Soong, & M. C. Costantinou (Edits.), *Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering* (1.a ed., Vol. 345, págs. 209-240). Udine, Italia: Springer-Verlag Wien.
- Constantinou, M. C., & Sigaher, A. N. (2000). Energy Dissipation System Configurations for Improved Performance. *Structures Congress 2000, ASCE*. Philadelphia, Estados Unidos.
- Constantinou, M. C., & Symans, M. D. (1992). *Experimental & Analytical Investigation of Seismic Response of Structures With Supplemental Fluid Viscous Dampers*. Technical Report NCEER-92-0032, University at Buffalo, Buffalo, Estados Unidos.

- Constantinou, M. C., & Symans, M. D. (1993a). Experimental Study of Seismic Response of Buildings with Supplemental Fluid Dampers. *J. of Struct. Design of Tall Buildings*, 2(1), 93-132.
- Constantinou, M. C., & Symans, M. D. (1993b). Seismic Response of Structures with Supplemental Damping. *J. of Struct. Design of Tall Buildings*, 2(1), 77-92.
- Constantinou, M. C., Soong, T. T., & Dargush, G. F. (1998). Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit [Monografía]. *Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER)*(1).
- Duflot, P., & Taylor, D. (2008). Experience and Practical Considerations in the Design of Viscous Dampers. *Footbridge 2008 - Footbridges for Urban Renewal, Third International Conference on Footbridges*. Porto, Portugal.
- E.020. (2006). Cargas. *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento*.
- E.030. (2018). Diseño Sismorresistente. *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento*.
- FEMA 273. (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency*.
- FEMA 356. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Federal Emergency Management Agency*.
- FEMA 547. (2006). Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. *Federal Emergency Management Agency*.
- FEMA P-1051. (2016). 2015 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples. *Federal Emergency Management Agency*.
- Fuentes Sadowski, J. C. (2019). *Procedimiento para el Análisis y Diseño de Estructuras con Sistemas de Disipación de Energía en el Perú*. Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Hanson, R. D., & Soong, T. T. (2001). Seismic Design with Supplemental Energy Dissipation Devices [Monografía]. *Earthquake Engineering Research Institute (EERI)*(8).
- León Malo, I. E., & Mendoza Muños, W. A. (2006). *Verificación de la Resistencia Estructural del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón bajo la Aplicación de la Norma Sismorresistente E-030-2003*. Tesis de pregrado, Universidad Nacional del Santa, Chimbote, Perú.



- Lin, W. H., & Chopra, A. K. (2002). Earthquake response of elastic SDF systems with non-linear fluid viscous dampers. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 31(1), 1623-1642.
- Morales Díaz, L. J., & Contreras Bálaro, J. J. (2012). *Protección de una edificación existente con disipadores de energía*. Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). Earthquake Spectra and Design [Monografía]. *Earthquake Engineering Research Institute (EEIR)*(1).
- Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Whittaker, A. S., Johnson, M. W., Gomez, J. D., & Chrysostomou, C. Z. (2001). *Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems*. Technical Report MCEER-00-0010, University at Buffalo, Buffalo, Estados Unidos.
- Seleemah, A. A., & Constantinou, M. C. (1997). *Investigation of Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Fluid Viscous Dampers*. Technical Report NCEER-97-0004, University at Buffalo, Buffalo, Estados Unidos.
- Sigaher, A. N., & Constantinou, M. C. (2003). Scissor-Jack-Damper Energy Dissipation System. *Earthquake Spectra*, 19(1), 133-158.
- Soong, T. T., & Dargush, G. F. (1997). *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. Chichester, Inglaterra: John Wiley & Sons Ltd.
- Symans, M. D., & Constantinou, M. C. (1998). Passive Fluid Viscous Damping Systems for Seismic Energy Dissipation. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 35(4), 185-206.
- Symans, M. D., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W., & McNamara, R. J. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 134(1), 3-21.
- Taylor Devices Inc. (2020). *Fluid Viscous Dampers*.
- Taylor, D. P. (1999). Buildings: Design for Damping [Monografía]. *Taylor Devices Inc.*(1).
- Taylor, D. P., & Constantinou, M. C. (1995). Testing Procedures for High Output Fluid Viscous Dampers Used in Building and Bridge Structures to Dissipate Seismic Energy. *John Wiley & Sons, Inc.*, 2(5), 373-381.

- Tong Guo, Jia Xu, Weijie Xu, & Zhiqiang Di. (2015). Seismic Upgrade of Existing Buildings with Fluid Viscous Dampers: Design Methodologies and Case Study. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(6), 1-11.
- VISION 2000. (1995). Performance Based Seismic Engineering of Building. *Structural Engineers Association of California*.
- Wolff, E. D., & Constantinou, M. C. (2004). *Experimental Study of Seismic Isolation Systems with Emphasis on Secondary System Response and Verification of Accuracy of Dynamic Response History Analysis Methods*. Technical Report MCEER-04-0001, University at Buffalo, Buffalo, Estados Unidos.

## Apéndice A Panel fotográfico



*Fotografía A-1.* Entrada Principal del edificio principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón.



*Fotografía A-2.* Verificación de medidas de elementos arquitectónicos en la elevación A de la Estructura del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón.



*Fotografía A-3.* Medición de columnas C3 en la zona donde colindan el Bloque A y Bloque B. Se observa la junta sísmica entre ambos bloques.



*Fotografía A-4.* Medición de columnas tipo C2 las cuales forman parte de todos los bloques en estudio.



*Fotografía A-5.* Toma de medición de altura del primer piso de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón.



*Fotografía A-6.* Vista de la Elevación C de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón.



*Fotografía A-7.* Toma de medidas de Placa P-1 que forma parte de la estructura del bloque A y bloque E.



*Fotografía A-8.* Medición de espesor de losa del primer piso de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón.



*Fotografía A-9. Medición de Voladizo ubicado en los bloques A y E.*



*Fotografía A-10. Mediciones de columnetas y muretes en el perímetro del bloque B y bloque D.*



Fotografía A-11. Medición de Junta sísmica entre los bloques D y E.



Fotografía A-12. Toma de medidas de las placas que conforman las cajas de ascensores ubicado en el bloque C.





*Fotografía A-13.* Toma de medidas de las placas que conforman las cajas de ascensores ubicado en el bloque C.



*Fotografía A-14.* Medición de columna tipo C5 que conforma la estructura del bloque C.



*Fotografía A-15.* Toma de medidas de la junta sísmica y columnas tipo C3 en la zona donde colindan los bloques D y E.



*Fotografía A-16.* Vista Interior de la estructura del bloque D.



*Fotografía A-17.* Medición del largo de la placa P-2 que forma parte de la estructura de los bloques A y E.



*Fotografía A-18.* Medición del largo de la placa P-1 que forma parte de la estructura de los bloques A y E.



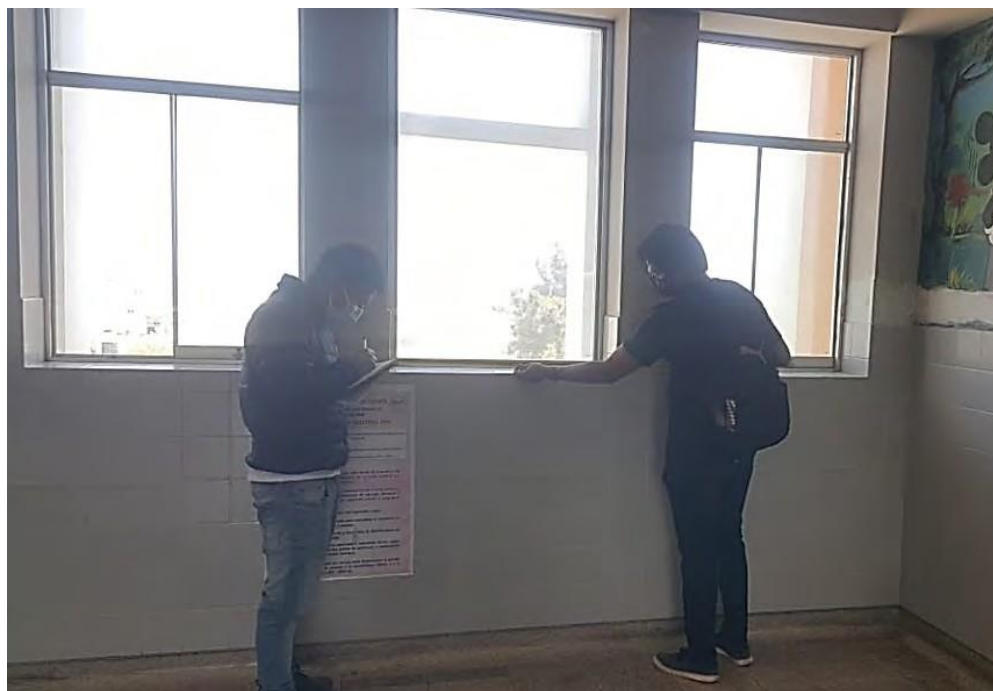
*Fotografía A-19.* Medición de altura de entpiso de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón. Cabe indicar que se tiene una misma altura de entpiso para los niveles 2, 3, 4 y 5.



*Fotografía A-20.* Medición de peraltes de viga VT-11 que forman parte de la estructura de los bloques A, B, C, D y E.



*Fotografía A-21. Medición de ancho de pasillo entre los ejes B y C de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón.*



*Fotografía A-22. Medición de columnetas y muretes (elementos no estructurales) en el perímetro de los bloques A, B, C, D y E. Dichos elementos se encuentran en todos los pisos de la estructura.*



*Fotografía A-23. Medición de Placa P-3 que forma parte de la estructura del bloque C.*



*Fotografía A-24. Medición de espesor de losa de entepiso de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón.*



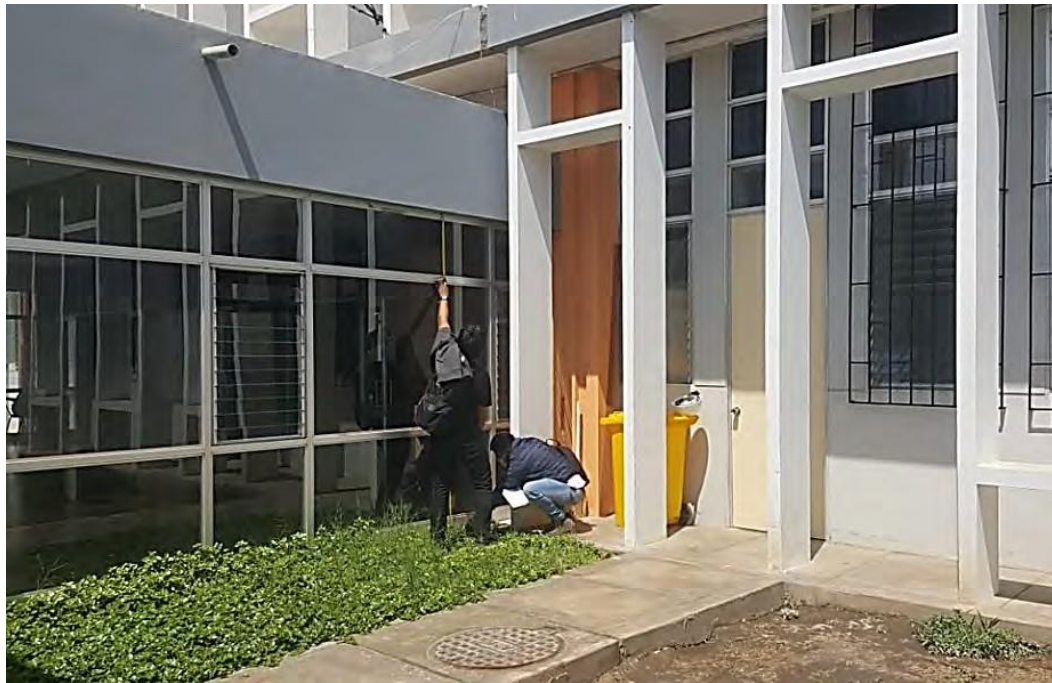
*Fotografía A-25. Toma de mediciones de escalera ubicada en el Bloque C.*



*Fotografía A-26. Medición de ancho de vano ubicado entre los ejes B y C de los bloques A y E.*



*Fotografía A-27.* Toma de medición de la sección de la columna tipo C2 en el bloque D.



*Fotografía A-28.* Toma de medidas de estructura adyacente al bloque C.



## Apéndice B Memoria de calculo

### B.1 Comportamiento sísmico del edificio sin FVDs

#### B.1.1 Derivas máximas $(\Delta u_o/\Delta h)_{m\acute{a}x}$ del edificio.

Tabla B-1

*Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque C del edificio sin FVDs*

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.66%	0.71%	0.74%	0.72%	0.63%	0.73%	0.62%	0.54%
5	0.61%	0.73%	0.77%	0.70%	0.70%	0.66%	0.67%	0.48%
4	0.66%	0.76%	0.79%	0.73%	0.71%	0.69%	0.69%	0.50%
3	0.63%	0.73%	0.74%	0.68%	0.66%	0.65%	0.65%	0.47%
2	0.51%	0.60%	0.60%	0.55%	0.54%	0.53%	0.53%	0.38%
1	0.26%	0.30%	0.29%	0.28%	0.26%	0.27%	0.25%	0.20%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.61%	0.59%	0.68%	0.62%	0.67%	0.61%
5	0.69%	0.64%	0.61%	0.60%	0.68%	0.74%
4	0.69%	0.65%	0.65%	0.64%	0.70%	0.75%
3	0.65%	0.58%	0.62%	0.62%	0.65%	0.70%
2	0.54%	0.50%	0.50%	0.51%	0.53%	0.58%
1	0.25%	0.26%	0.26%	0.26%	0.26%	0.27%

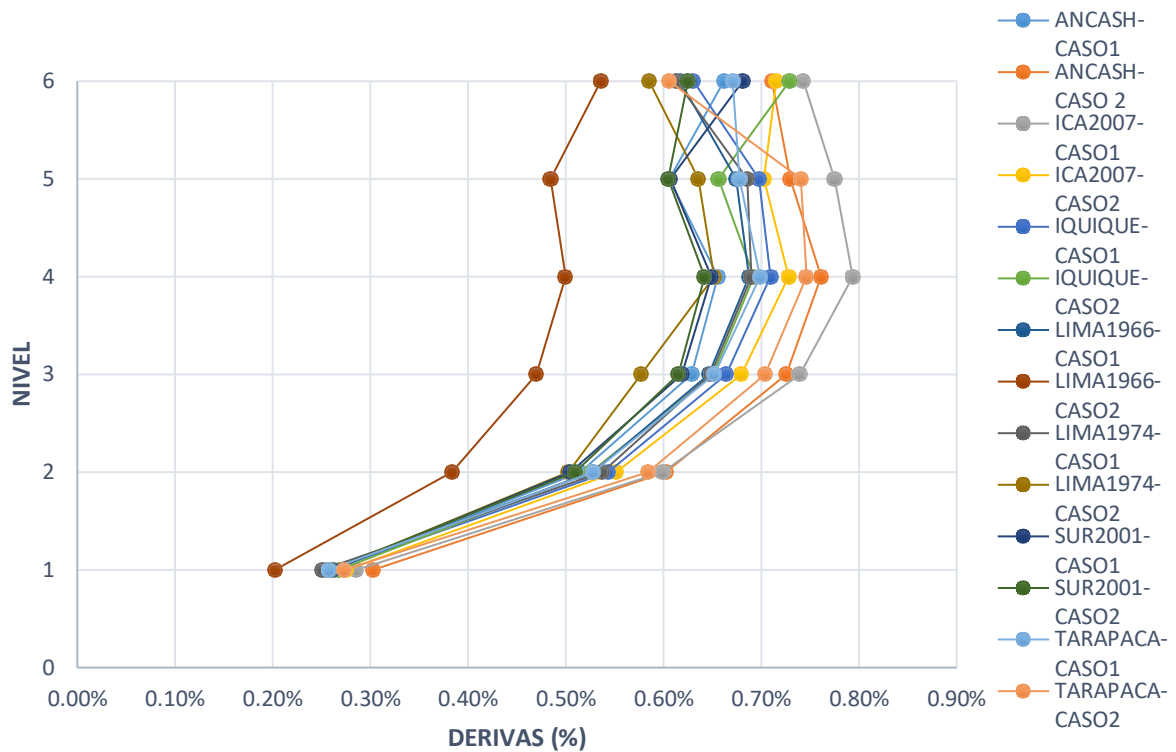


Figura B-1. Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque C del edificio sin FVDs.

Tabla B-2

Derivas máximas en la dirección transversal del bloque C del edificio sin FVDs

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.33%	0.28%	0.27%	0.30%	0.32%	0.36%	0.21%	0.20%
5	0.35%	0.28%	0.29%	0.32%	0.34%	0.37%	0.23%	0.20%
4	0.36%	0.27%	0.31%	0.33%	0.36%	0.39%	0.25%	0.21%
3	0.34%	0.22%	0.30%	0.32%	0.35%	0.38%	0.24%	0.22%
2	0.28%	0.19%	0.26%	0.27%	0.29%	0.32%	0.20%	0.20%
1	0.14%	0.10%	0.13%	0.14%	0.15%	0.16%	0.11%	0.11%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.36%	0.37%	0.30%	0.30%	0.30%	0.38%
5	0.37%	0.37%	0.31%	0.31%	0.29%	0.40%
4	0.37%	0.39%	0.31%	0.32%	0.31%	0.42%
3	0.35%	0.37%	0.29%	0.31%	0.31%	0.41%
2	0.27%	0.31%	0.25%	0.25%	0.26%	0.34%
1	0.14%	0.16%	0.13%	0.12%	0.13%	0.17%

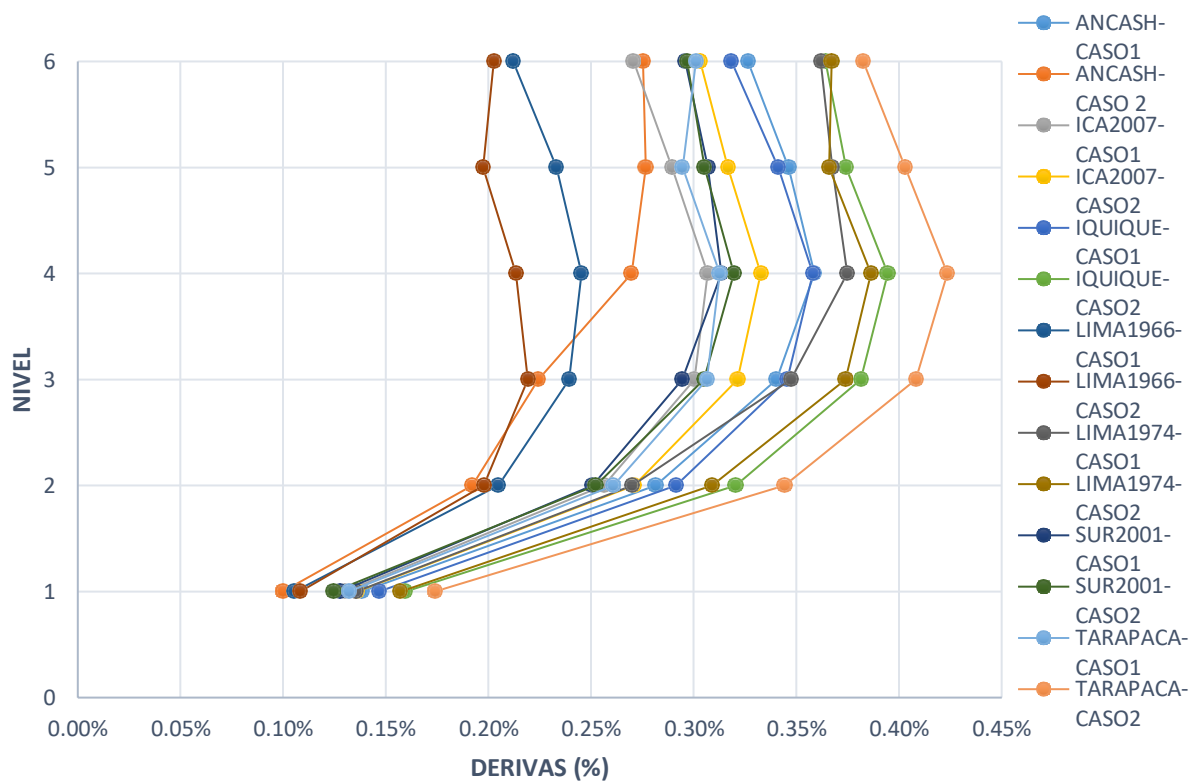


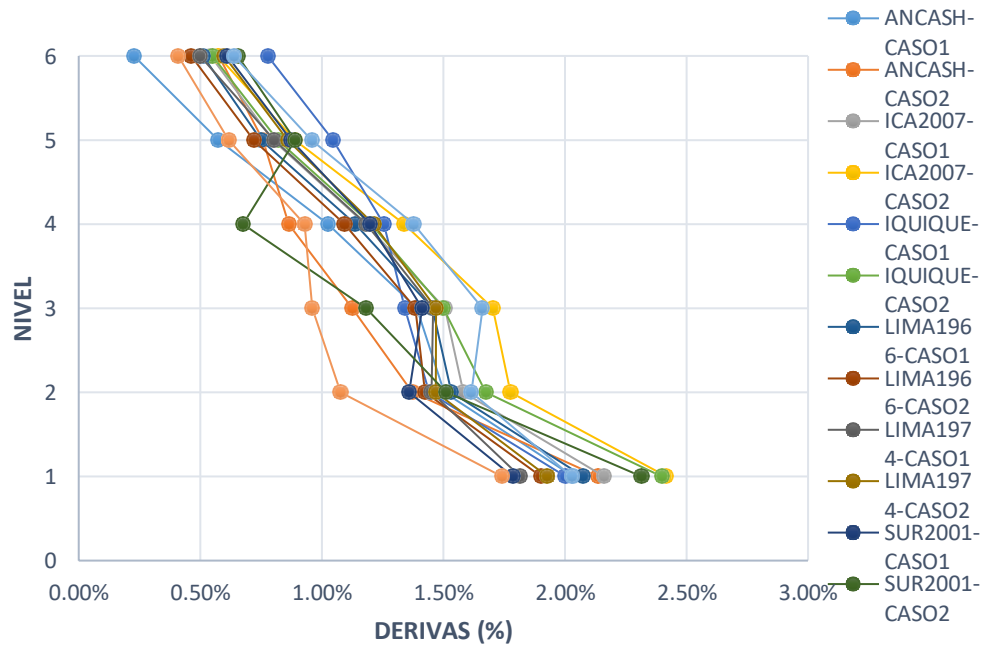
Figura B-2. Derivas máximas en la dirección transversal del bloque C del edificio sin FVDs.

Tabla B-3

*Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque B y D del edificio sin FVDs*

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.23%	0.58%	0.54%	0.57%	0.78%	0.55%	0.51%	0.46%
5	0.57%	0.76%	0.80%	0.89%	1.05%	0.82%	0.75%	0.72%
4	1.03%	0.86%	1.18%	1.34%	1.26%	1.20%	1.14%	1.09%
3	1.39%	1.13%	1.51%	1.70%	1.34%	1.50%	1.45%	1.38%
2	1.50%	1.37%	1.58%	1.78%	1.44%	1.67%	1.53%	1.42%
1	2.03%	2.14%	2.16%	2.42%	2.00%	2.40%	2.08%	1.90%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.50%	0.60%	0.61%	0.65%	0.64%	0.41%
5	0.80%	0.86%	0.87%	0.89%	0.96%	0.62%
4	1.18%	1.21%	1.20%	0.68%	1.38%	0.93%
3	1.46%	1.47%	1.41%	1.18%	1.66%	0.96%
2	1.45%	1.47%	1.36%	1.51%	1.62%	1.08%
1	1.81%	1.93%	1.78%	2.32%	2.03%	1.74%



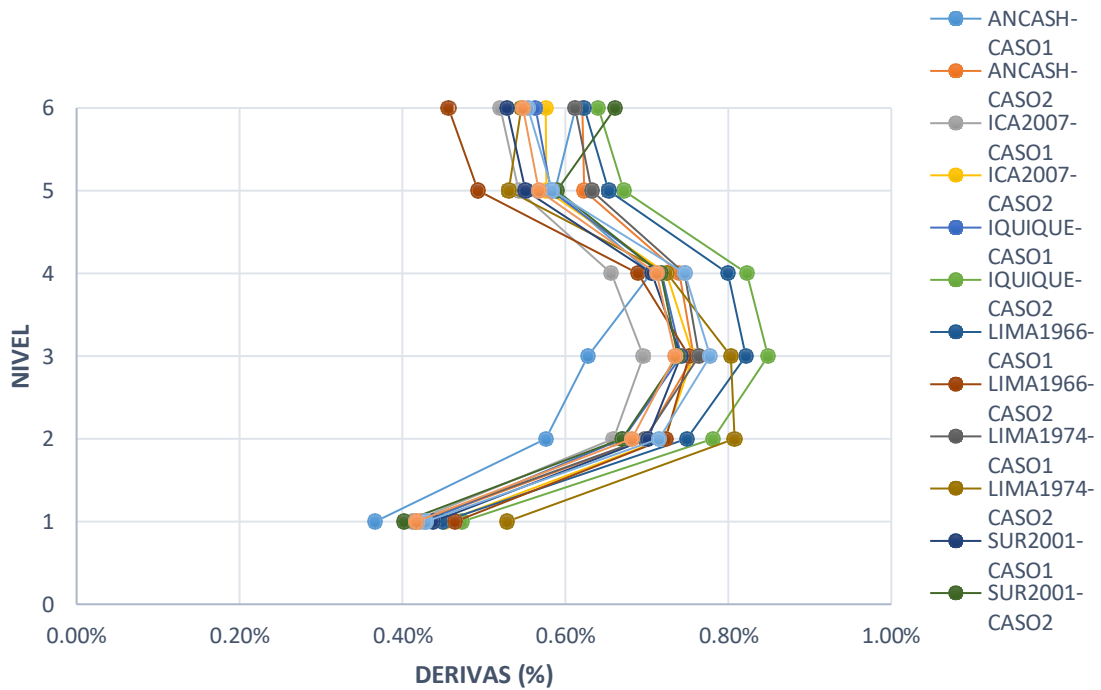
*Figura B-3. Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque B y D del edificio sin FVDs.*

Tabla B-4

*Derivas máximas en la dirección transversal del bloque B y D del edificio sin FVDs*

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.61%	0.62%	0.52%	0.58%	0.56%	0.64%	0.62%	0.46%
5	0.59%	0.62%	0.54%	0.58%	0.58%	0.67%	0.65%	0.49%
4	0.70%	0.74%	0.66%	0.72%	0.72%	0.82%	0.80%	0.69%
3	0.63%	0.76%	0.70%	0.76%	0.74%	0.85%	0.82%	0.75%
2	0.58%	0.70%	0.66%	0.72%	0.67%	0.78%	0.75%	0.72%
1	0.37%	0.42%	0.41%	0.45%	0.43%	0.47%	0.45%	0.46%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.61%	0.55%	0.53%	0.66%	0.55%	0.55%
5	0.63%	0.53%	0.55%	0.59%	0.58%	0.57%
4	0.75%	0.72%	0.71%	0.72%	0.75%	0.71%
3	0.76%	0.80%	0.74%	0.74%	0.78%	0.73%
2	0.70%	0.81%	0.70%	0.67%	0.71%	0.68%
1	0.42%	0.53%	0.44%	0.40%	0.43%	0.42%



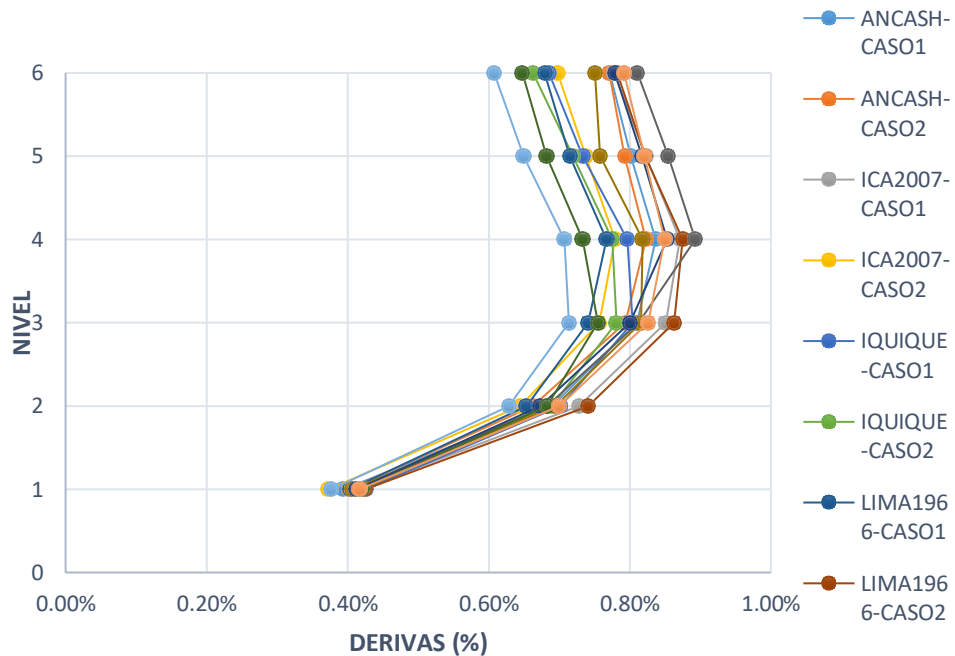
*Figura B-4. Derivas máximas en la dirección transversal del bloque B y D del edificio sin FVDs.*

Tabla B-5

*Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque A y E del edificio sin FVDs*

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.77%	0.77%	0.78%	0.70%	0.69%	0.66%	0.68%	0.78%
5	0.80%	0.79%	0.82%	0.74%	0.73%	0.72%	0.71%	0.82%
4	0.84%	0.82%	0.87%	0.78%	0.80%	0.77%	0.77%	0.88%
3	0.81%	0.79%	0.85%	0.76%	0.80%	0.78%	0.74%	0.86%
2	0.69%	0.66%	0.73%	0.64%	0.70%	0.69%	0.65%	0.74%
1	0.39%	0.40%	0.42%	0.37%	0.43%	0.42%	0.40%	0.42%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.81%	0.75%	0.78%	0.65%	0.61%	0.79%
5	0.85%	0.76%	0.82%	0.68%	0.65%	0.82%
4	0.89%	0.82%	0.85%	0.73%	0.71%	0.85%
3	0.81%	0.82%	0.80%	0.75%	0.71%	0.83%
2	0.68%	0.69%	0.67%	0.68%	0.63%	0.70%
1	0.41%	0.41%	0.41%	0.42%	0.38%	0.42%



*Figura B-5. Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque A y E del edificio sin FVDs.*

Tabla B-6

*Derivas máximas en la dirección transversal del bloque A y E del edificio sin FVDs*

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.45%	0.44%	0.33%	0.54%	0.44%	0.44%	0.47%	0.48%
5	0.45%	0.45%	0.35%	0.54%	0.45%	0.46%	0.48%	0.47%
4	0.46%	0.48%	0.38%	0.57%	0.49%	0.49%	0.50%	0.50%
3	0.45%	0.46%	0.37%	0.56%	0.47%	0.47%	0.45%	0.46%
2	0.40%	0.38%	0.32%	0.49%	0.40%	0.41%	0.37%	0.37%
1	0.24%	0.22%	0.20%	0.30%	0.24%	0.24%	0.21%	0.22%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.48%	0.46%	0.40%	0.34%	0.37%	0.45%
5	0.50%	0.47%	0.41%	0.36%	0.40%	0.47%
4	0.52%	0.49%	0.44%	0.39%	0.42%	0.50%
3	0.49%	0.45%	0.41%	0.38%	0.40%	0.48%
2	0.40%	0.37%	0.33%	0.33%	0.34%	0.42%
1	0.23%	0.21%	0.20%	0.20%	0.20%	0.25%

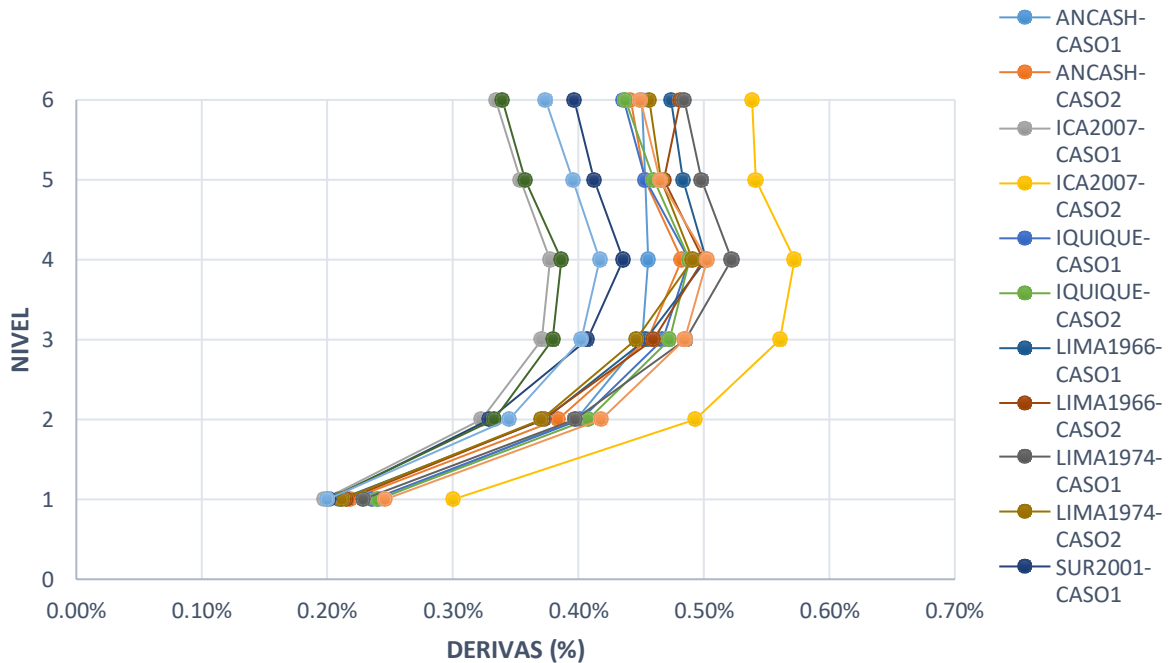


Figura B-6. Derivas máximas en la dirección transversal del bloque A y E del edificio sin FVDs.

### B.1.2 Fuerzas internas máximas del edificio.

Tabla B-7

*Cortante máxima en la base del bloque C del edificio sin FVDs*

Terremoto	Cortante máxima en la base (t)	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
Ancash 1970 (Caso 1)	1150.35	1336.81
Ancash 1970 (Caso 2)	1153.68	1322.34
Ica 2007 (Caso 1)	1352.90	1066.07
Ica 2007 (Caso 2)	1181.98	1062.55
Iquique 2014 (Caso 1)	1229.24	1207.01
Iquique 2014 (Caso 2)	1226.03	1274.76
Lima 1966 (Caso 1)	1140.67	1262.56
Lima 1966 (Caso 2)	1127.20	1058.55
Lima 1974 (Caso 1)	1577.74	1345.02
Lima 1974 (Caso 2)	1369.82	1487.93
Sur 2001 (Caso 1)	1279.71	1308.87
Sur 2001 (Caso 2)	1262.14	1236.01
Tarapacá 2005 (Caso 1)	1112.85	1105.69
Tarapacá 2005 (Caso 2)	1099.13	1216.75

Tabla B-8

*Cortante máxima de entrepiso en dirección longitudinal del bloque C del edificio sin FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	340.96	383.19	398.68	308.89	326.35	323.25	245.21	259.39
5	669.88	759.61	793.25	630.12	711.02	646.03	504.54	530.86
4	814.54	922.11	1008.03	839.76	951.01	834.11	659.61	684.62
3	879.55	987.55	1171.38	1015.70	1104.25	954.14	786.07	846.81
2	1005.64	1087.79	1289.31	1124.19	1180.73	1067.89	966.59	995.42
1	1142.78	1150.99	1354.60	1186.64	1231.43	1214.23	1125.14	1111.40



Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	339.93	398.10	345.81	341.82	240.71	342.12
5	653.78	738.09	704.44	689.68	516.55	706.75
4	798.26	857.24	894.20	901.39	710.24	905.24
3	1057.37	1009.00	1031.01	1058.87	867.25	1014.06
2	1335.69	1220.22	1181.29	1200.04	988.36	1059.27
1	1555.51	1364.23	1279.82	1269.41	1099.07	1094.80

Tabla B-9

*Cortante máxima de entrepiso en dirección transversal del bloque C del edificio sin FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	344.55	267.56	267.36	288.85	300.18	303.79	315.45	335.38
5	752.38	612.97	589.33	619.62	628.33	658.87	654.23	693.19
4	994.75	836.74	785.21	805.85	848.50	869.49	851.63	871.99
3	1148.59	1013.41	918.22	933.72	1009.73	1046.15	995.48	951.86
2	1223.18	1173.03	999.85	1020.34	1118.86	1176.60	1119.10	1018.07
1	1324.76	1302.69	1056.36	1065.45	1197.69	1266.49	1251.09	1052.95

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	299.18	363.72	361.20	294.34	326.63	288.80
5	628.42	763.80	753.15	656.59	635.52	597.05
4	842.97	1005.72	963.95	892.35	816.28	770.59
3	1006.98	1222.16	1067.10	1060.21	943.96	928.62
2	1155.34	1371.52	1173.87	1171.76	1019.67	1087.39
1	1314.22	1478.91	1293.07	1234.79	1080.87	1207.31

Tabla B-10

*Cortante máxima en la base del bloque B y D del edificio sin FVDs*

Terremoto	Cortante máxima en la base (t)	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
Ancash 1970 (Caso 1)	1852.19	2867.92
Ancash 1970 (Caso 2)	1967.10	3006.00
Ica 2007 (Caso 1)	1989.09	2759.43
Ica 2007 (Caso 2)	2275.38	3094.56
Iquique 2014 (Caso 1)	1942.69	3061.94
Iquique 2014 (Caso 2)	2318.80	2870.99
Lima 1966 (Caso 1)	1900.36	2781.66
Lima 1966 (Caso 2)	1607.47	2830.00
Lima 1974 (Caso 1)	1695.49	2751.45
Lima 1974 (Caso 2)	1865.98	3646.88
Sur 2001 (Caso 1)	1876.32	2787.23
Sur 2001 (Caso 2)	1802.31	2976.99
Tarapacá 2005 (Caso 1)	1965.57	2002.04
Tarapacá 2005 (Caso 2)	1526.45	2638.46

Tabla B-11

*Cortante máxima de entrepiso en dirección longitudinal del bloque B y D del edificio sin FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	479.83	512.85	464.92	509.00	487.62	491.22	406.48	448.25
5	939.26	967.87	964.30	988.30	912.27	872.36	760.50	933.32
4	1312.81	1254.64	1377.60	1299.76	1224.81	1322.37	1076.20	1277.68
3	1401.63	1473.93	1525.59	1685.87	1487.28	1771.39	1416.45	1419.30
2	1586.67	1686.71	1790.56	2014.34	1741.64	2074.90	1690.36	1434.21
1	1855.67	1977.90	1989.30	2276.43	1949.52	2326.13	1908.38	1608.93

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	452.39	483.04	515.97	453.07	411.99	386.46
5	904.80	924.20	990.68	899.71	695.17	689.71
4	1084.38	1317.62	1363.95	1170.48	1066.74	951.61
3	1090.01	1575.05	1586.83	1441.76	1420.76	1179.27
2	1418.69	1757.98	1764.02	1608.26	1713.13	1354.15
1	1705.82	1863.94	1895.03	1809.73	1959.08	1529.35

Tabla B-12

*Cortante máxima de entrepiso en dirección transversal del bloque B y D del edificio sin FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	719.00	742.32	752.43	636.19	773.06	975.35	717.78	724.66
5	1249.64	1398.63	1576.19	1396.06	1441.58	1764.67	1495.32	1292.48
4	1581.68	1975.91	2181.63	2055.96	1846.40	2120.63	2093.76	1822.10
3	2133.13	2424.96	2540.58	2508.89	2262.70	2448.60	2452.47	2246.27
2	2555.06	2801.23	2718.92	2785.30	2639.75	2687.44	2678.53	2638.37
1	2857.90	3017.84	2764.14	3085.42	3050.99	2871.60	2776.57	2829.63

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	791.47	890.36	789.84	742.56	686.13	676.50
5	1461.49	1688.06	1521.95	1369.28	1239.94	1328.32
4	1823.02	2325.72	2026.77	1839.65	1585.37	1825.35
3	2105.62	2789.29	2322.36	2318.93	1790.89	2177.72
2	2318.59	3266.08	2546.66	2555.48	1921.01	2396.46
1	2753.18	3649.46	2782.32	2963.89	2007.09	2630.29

Tabla B-13

*Cortante máxima en la base del bloque A y E del edificio sin FVDs*

Terremoto	Cortante máxima en la base (t)	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
Ancash 1970 (Caso 1)	2293.52	3139.13
Ancash 1970 (Caso 2)	2220.94	3275.77
Ica 2007 (Caso 1)	2577.42	3129.22
Ica 2007 (Caso 2)	2373.63	4477.20
Iquique 2014 (Caso 1)	2256.11	3031.32
Iquique 2014 (Caso 2)	2660.70	3452.91
Lima 1966 (Caso 1)	2477.34	3546.19
Lima 1966 (Caso 2)	2523.27	3395.24
Lima 1974 (Caso 1)	2564.70	3273.19
Lima 1974 (Caso 2)	2587.58	3321.83
Sur 2001 (Caso 1)	2192.28	3085.14
Sur 2001 (Caso 2)	2469.42	3129.33
Tarapacá 2005 (Caso 1)	2085.48	2545.14
Tarapacá 2005 (Caso 2)	2273.39	3123.89

Tabla B-14

*Cortante máxima de entrepiso en dirección longitudinal del bloque A y E del edificio sin FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	718.81	635.15	705.66	698.16	661.63	663.90	753.53	685.46
5	1291.88	1237.67	1219.13	1182.38	1321.87	1247.84	1400.44	1350.07
4	1569.77	1577.10	1580.27	1632.55	1744.43	1652.23	1785.74	1744.22
3	1879.78	1834.96	2033.84	1976.00	1943.17	1970.87	2033.33	2061.68
2	2060.22	2058.75	2362.97	2204.83	2116.22	2215.44	2317.67	2334.12
1	2284.63	2228.85	2573.56	2367.19	2246.82	2641.36	2482.89	2506.13

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	681.70	784.02	703.67	650.60	541.65	723.18
5	1255.11	1492.52	1377.26	1280.70	1150.97	1361.64
4	1772.83	1893.44	1746.45	1664.62	1547.68	1772.53
3	2149.67	2069.54	1976.64	1982.69	1796.32	2112.81
2	2395.17	2297.34	2089.62	2208.07	1906.29	2265.21
1	2571.77	2575.39	2191.69	2463.31	2075.45	2279.25

Tabla B-15

*Cortante máxima de entrepiso en dirección transversal del bloque A y E del edificio sin FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	920.30	919.91	770.83	1081.94	772.62	813.05	908.98	871.94
5	1902.01	1750.72	1597.10	2305.06	1574.02	1760.88	1904.50	1797.01
4	2487.10	2284.98	2158.85	3103.71	2179.08	2413.58	2545.54	2342.61
3	2806.38	2686.17	2560.18	3727.93	2626.15	2881.51	2960.81	2727.20
2	2965.31	3007.83	2853.88	4176.88	2908.50	3214.37	3358.86	3096.88
1	3125.00	3262.62	3112.34	4467.26	3037.25	3444.33	3557.42	3400.78

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	806.50	917.77	810.87	726.98	743.29	721.56
5	1659.29	1850.15	1677.67	1583.95	1573.92	1571.65
4	2289.79	2451.58	2277.09	2165.81	2109.48	2191.97
3	2730.94	2921.35	2655.01	2607.55	2432.91	2633.20
2	2991.80	3207.33	2901.95	2921.71	2567.54	2927.83
1	3258.93	3329.74	3081.62	3122.92	2561.43	3123.27

## B.2 Comportamiento sísmico del edificio con FVDs

### B.2.1 Derivas máximas $(\Delta u_o/\Delta h)_{m\acute{a}x}$ del edificio.

Tabla B-16

*Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque C del edificio con FVDs*

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.36%	0.33%	0.40%	0.39%	0.39%	0.37%	0.38%	0.35%
5	0.38%	0.42%	0.54%	0.49%	0.53%	0.50%	0.52%	0.48%
4	0.41%	0.41%	0.54%	0.50%	0.52%	0.51%	0.52%	0.47%
3	0.39%	0.40%	0.51%	0.47%	0.49%	0.49%	0.50%	0.40%
2	0.32%	0.35%	0.42%	0.39%	0.40%	0.41%	0.42%	0.33%
1	0.16%	0.17%	0.20%	0.18%	0.18%	0.19%	0.20%	0.16%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.50%	0.34%	0.30%	0.34%	0.40%	0.36%
5	0.68%	0.49%	0.40%	0.44%	0.49%	0.51%
4	0.68%	0.47%	0.42%	0.45%	0.48%	0.51%
3	0.63%	0.47%	0.41%	0.43%	0.44%	0.49%
2	0.51%	0.41%	0.35%	0.37%	0.35%	0.41%
1	0.23%	0.20%	0.17%	0.18%	0.16%	0.19%

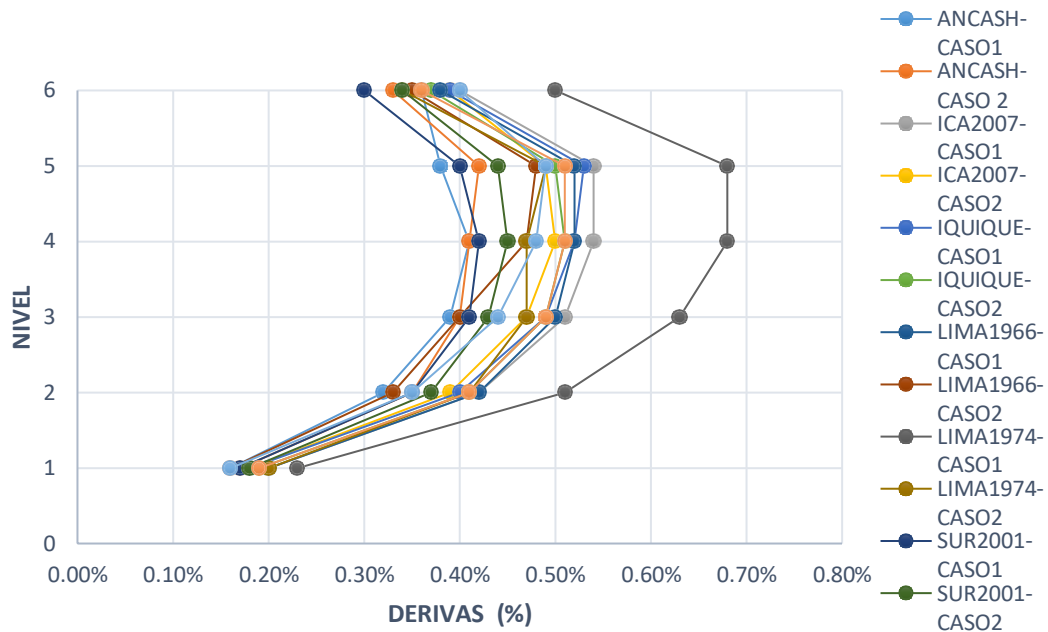


Figura B-7. Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque C del edificio con FVDs.

Tabla B-17

Derivas máximas en la dirección transversal del bloque C del edificio con FVDs

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.25%	0.21%	0.23%	0.22%	0.30%	0.23%	0.19%	0.17%
5	0.26%	0.23%	0.24%	0.23%	0.30%	0.24%	0.20%	0.18%
4	0.26%	0.24%	0.25%	0.24%	0.31%	0.26%	0.22%	0.19%
3	0.25%	0.24%	0.24%	0.22%	0.29%	0.25%	0.22%	0.19%
2	0.21%	0.21%	0.20%	0.19%	0.24%	0.21%	0.19%	0.16%
1	0.11%	0.11%	0.10%	0.09%	0.12%	0.11%	0.10%	0.08%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.31%	0.27%	0.21%	0.20%	0.27%	0.24%
5	0.31%	0.26%	0.22%	0.20%	0.27%	0.26%
4	0.32%	0.28%	0.22%	0.21%	0.28%	0.27%
3	0.30%	0.27%	0.21%	0.20%	0.27%	0.26%
2	0.24%	0.22%	0.18%	0.16%	0.22%	0.22%
1	0.12%	0.11%	0.09%	0.08%	0.11%	0.11%

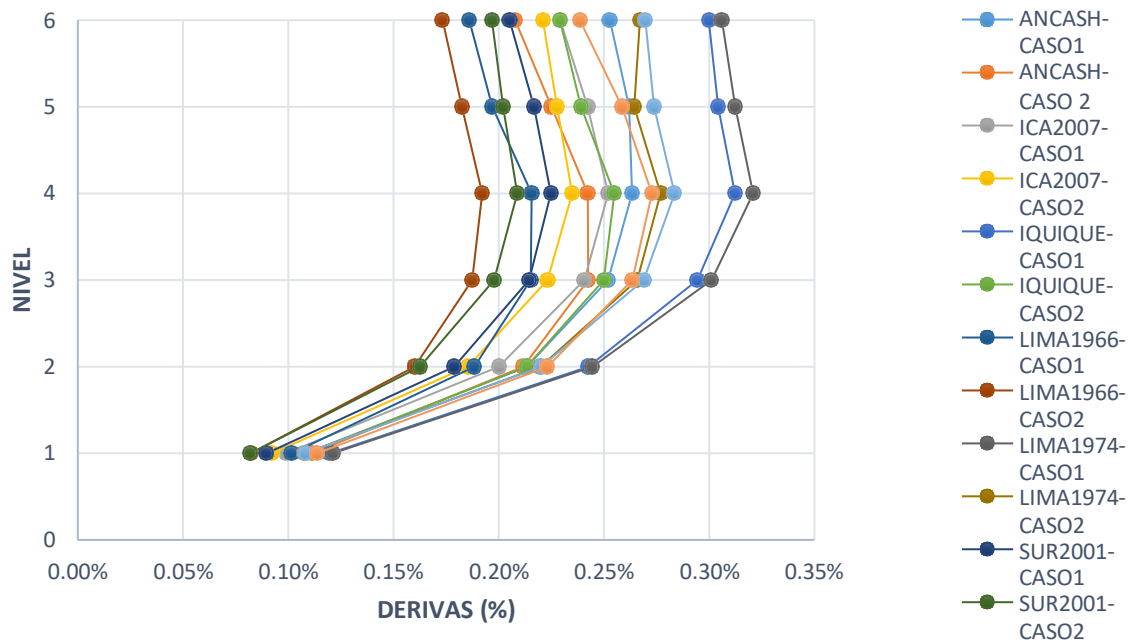


Figura B-8. Derivas máximas en la dirección transversal del bloque C del edificio con FVDs.

Tabla B-18

Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque B y D del edificio con FVDs

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.02%	0.01%	0.05%	0.08%	0.03%	0.06%	0.03%	0.01%
5	0.08%	0.09%	0.17%	0.20%	0.12%	0.15%	0.10%	0.08%
4	0.19%	0.18%	0.34%	0.37%	0.25%	0.29%	0.22%	0.18%
3	0.31%	0.29%	0.50%	0.52%	0.38%	0.43%	0.34%	0.28%
2	0.37%	0.37%	0.60%	0.60%	0.46%	0.51%	0.40%	0.34%
1	0.50%	0.52%	0.85%	0.85%	0.64%	0.72%	0.54%	0.49%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.03%	0.05%	0.04%	0.05%	0.02%	0.02%
5	0.11%	0.16%	0.12%	0.14%	0.08%	0.09%
4	0.23%	0.34%	0.25%	0.26%	0.15%	0.18%
3	0.38%	0.49%	0.39%	0.39%	0.24%	0.28%
2	0.47%	0.59%	0.46%	0.47%	0.30%	0.35%
1	0.65%	0.82%	0.65%	0.66%	0.43%	0.46%

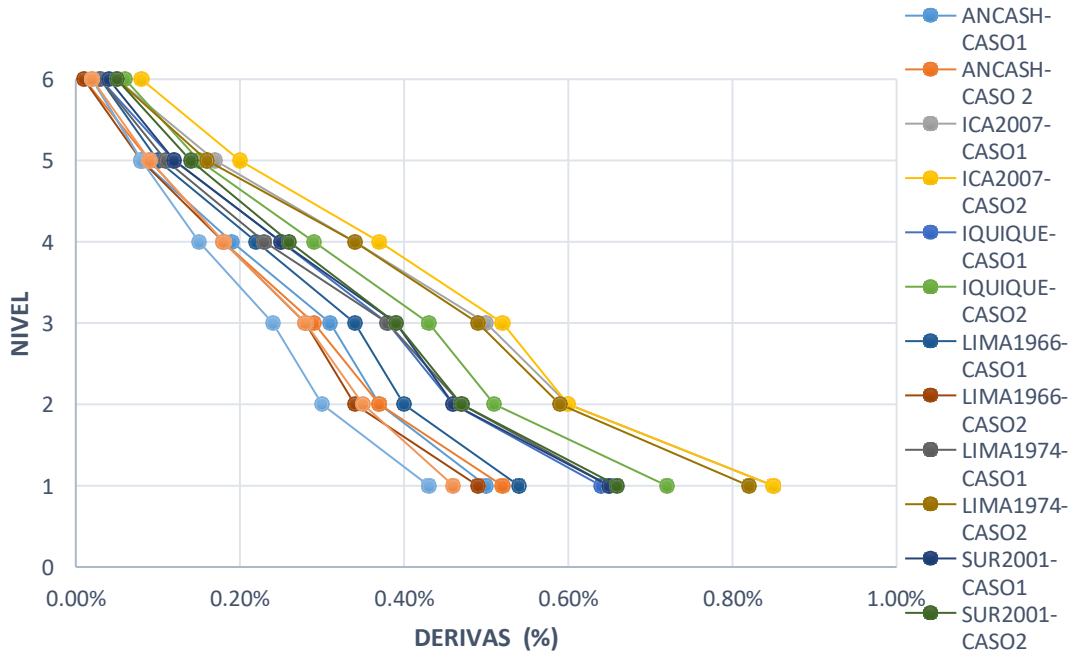


Figura B-9. Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque B y D del edificio con FVDs.

Tabla B-19

Derivas máximas en la dirección transversal del bloque B y D del edificio con FVDs

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.23%	0.20%	0.25%	0.26%	0.21%	0.21%	0.15%	0.27%
5	0.27%	0.23%	0.28%	0.29%	0.24%	0.24%	0.18%	0.31%
4	0.37%	0.31%	0.35%	0.38%	0.33%	0.33%	0.27%	0.42%
3	0.42%	0.34%	0.37%	0.41%	0.36%	0.36%	0.31%	0.46%
2	0.41%	0.33%	0.34%	0.38%	0.34%	0.36%	0.31%	0.45%
1	0.27%	0.21%	0.22%	0.24%	0.22%	0.23%	0.20%	0.29%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.29%	0.21%	0.23%	0.24%	0.25%	0.24%
5	0.33%	0.24%	0.26%	0.27%	0.29%	0.27%
4	0.42%	0.30%	0.35%	0.34%	0.39%	0.33%
3	0.45%	0.33%	0.37%	0.35%	0.43%	0.35%
2	0.42%	0.33%	0.35%	0.33%	0.41%	0.33%
1	0.26%	0.22%	0.23%	0.21%	0.27%	0.21%



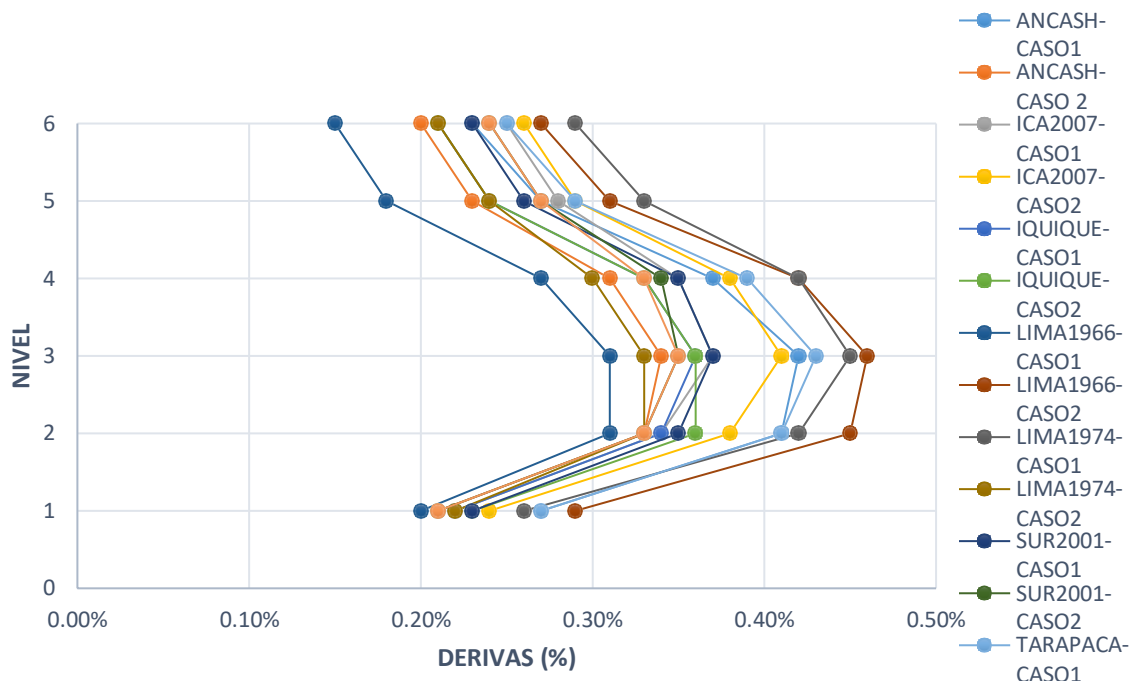


Figura B-10. Derivas máximas en la dirección transversal del bloque B y D del edificio con FVDs.

Tabla B-20

Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque A y E del edificio con FVDs

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.21%	0.23%	0.29%	0.24%	0.23%	0.22%	0.28%	0.16%
5	0.24%	0.26%	0.33%	0.28%	0.27%	0.27%	0.32%	0.17%
4	0.29%	0.31%	0.38%	0.32%	0.31%	0.31%	0.36%	0.21%
3	0.29%	0.34%	0.39%	0.34%	0.34%	0.34%	0.39%	0.24%
2	0.27%	0.33%	0.36%	0.31%	0.32%	0.32%	0.36%	0.24%
1	0.18%	0.22%	0.23%	0.20%	0.21%	0.21%	0.23%	0.17%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.27%	0.25%	0.25%	0.21%	0.26%	0.25%
5	0.32%	0.30%	0.29%	0.25%	0.30%	0.29%
4	0.35%	0.35%	0.33%	0.30%	0.34%	0.34%
3	0.36%	0.37%	0.35%	0.32%	0.35%	0.37%
2	0.31%	0.33%	0.32%	0.30%	0.31%	0.35%
1	0.20%	0.21%	0.20%	0.19%	0.20%	0.23%

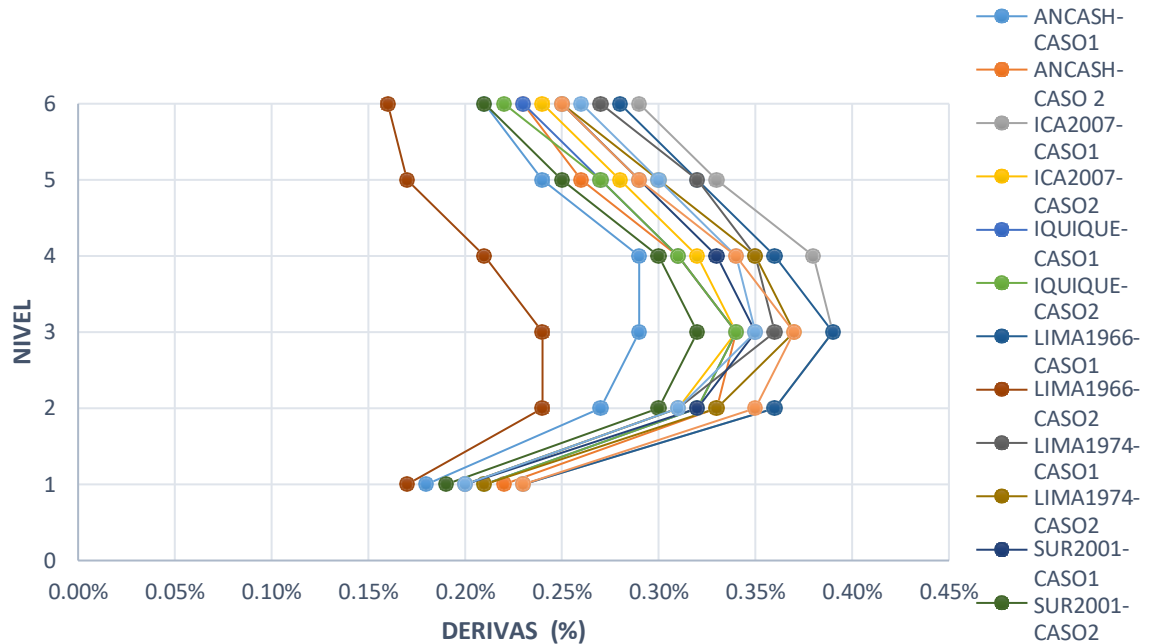


Figura B-11. Derivas máximas en la dirección longitudinal del bloque A y E del edificio con FVDs.

Tabla B-21

Derivas máximas en la dirección transversal del bloque A y E del edificio con FVDs

Nivel	Derivas máximas							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.40%	0.38%	0.36%	0.52%	0.40%	0.43%	0.42%	0.45%
5	0.44%	0.41%	0.38%	0.57%	0.43%	0.46%	0.44%	0.47%
4	0.47%	0.43%	0.40%	0.59%	0.45%	0.48%	0.44%	0.47%
3	0.46%	0.41%	0.38%	0.57%	0.44%	0.47%	0.38%	0.42%
2	0.41%	0.35%	0.33%	0.51%	0.38%	0.41%	0.33%	0.36%
1	0.25%	0.20%	0.20%	0.31%	0.22%	0.24%	0.20%	0.21%

Nivel	Derivas máximas					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	0.44%	0.42%	0.38%	0.35%	0.37%	0.42%
5	0.47%	0.45%	0.40%	0.38%	0.40%	0.44%
4	0.47%	0.45%	0.42%	0.40%	0.42%	0.47%
3	0.44%	0.42%	0.39%	0.39%	0.40%	0.45%
2	0.36%	0.35%	0.32%	0.34%	0.35%	0.39%
1	0.22%	0.20%	0.20%	0.20%	0.20%	0.23%

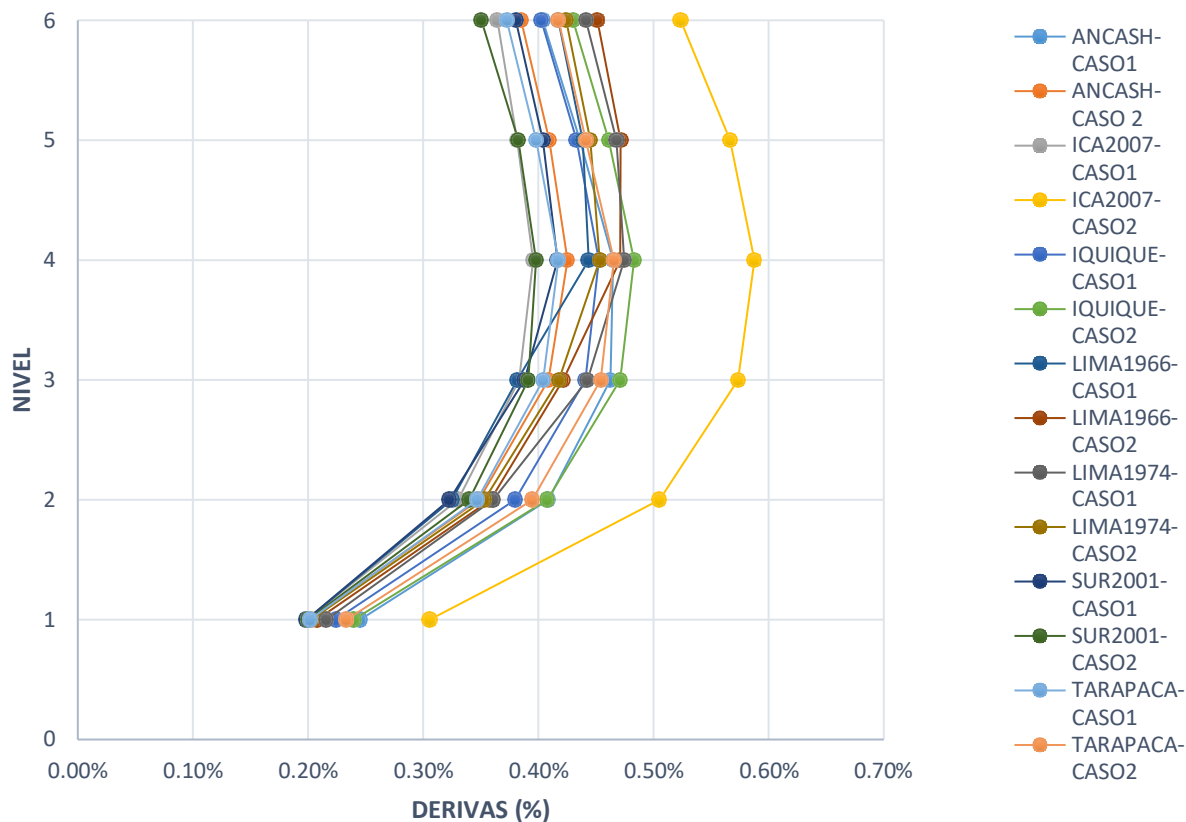


Figura B-12. Derivas máximas en la dirección transversal del bloque A y E del edificio con FVDs.

### B.2.2 Fuerzas internas máximas del edificio.

Tabla B-22

*Cortante máxima en la base del bloque C del edificio con FVDs*

Terremoto	Cortante máxima en la base (t)	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
Ancash 1970 (Caso 1)	803.18	1158.07
Ancash 1970 (Caso 2)	1026.55	1140.30
Ica 2007 (Caso 1)	976.45	927.55
Ica 2007 (Caso 2)	1039.50	1186.22
Iquique 2014 (Caso 1)	951.67	1088.17
Iquique 2014 (Caso 2)	897.15	1009.55
Lima 1966 (Caso 1)	1021.71	1210.34
Lima 1966 (Caso 2)	1001.23	948.18

Lima 1974 (Caso 1)	1307.21	1093.07
Lima 1974 (Caso 2)	1036.33	1054.93
Sur 2001 (Caso 1)	860.67	986.10
Sur 2001 (Caso 2)	782.56	904.80
Tarapacá 2005 (Caso 1)	1036.82	837.02
Tarapacá 2005 (Caso 2)	995.27	967.67

Tabla B-23

*Cortante máxima de entrepiso en dirección longitudinal del bloque C del edificio con FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	221.15	259.61	235.14	232.07	243.26	214.14	270.09	319.53
5	464.43	558.79	513.19	510.20	499.98	447.03	535.97	645.41
4	631.32	728.93	684.08	683.16	648.46	613.61	643.17	820.12
3	747.04	831.70	808.48	820.34	774.16	743.58	750.60	916.48
2	797.18	903.76	898.17	929.86	876.53	833.16	873.13	968.93
1	808.48	1018.20	967.21	1023.56	945.18	892.91	1002.54	1008.81

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	360.53	298.69	221.27	251.37	247.25	309.12
5	674.56	608.74	445.04	508.82	479.42	634.34
4	869.87	754.64	581.29	643.82	626.18	805.73
3	1056.71	800.67	660.81	732.53	774.99	894.66
2	1228.10	875.74	720.65	772.62	899.23	950.94
1	1304.47	1025.12	843.61	764.86	1015.97	995.48

Tabla B-24

*Cortante máxima de entrepiso en dirección transversal del bloque C del edificio con FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	220.12	226.02	214.21	245.24	248.45	221.03	257.23	265.27
5	494.62	511.81	454.42	518.31	548.18	481.57	565.95	554.07
4	712.96	711.48	614.49	711.66	730.83	663.95	748.18	699.07
3	895.09	869.77	732.20	882.29	853.10	803.91	917.21	778.44
2	1031.03	1001.84	824.93	1024.40	978.62	899.62	1078.21	872.38
1	1132.67	1120.66	916.25	1159.32	1083.05	990.16	1198.87	939.57

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	260.60	244.72	315.10	263.60	202.28	208.05
5	563.12	521.07	651.77	500.14	420.38	459.67
4	736.12	717.36	825.58	634.20	559.15	626.65
3	835.94	862.83	919.00	732.27	693.99	750.89
2	894.80	958.46	961.63	805.83	788.63	872.45
1	1059.43	1039.87	987.67	892.81	840.59	961.13

Tabla B-25

*Cortante máxima en la base del bloque B y D del edificio con FVDs*

Terremoto	Cortante máxima en la base (t)	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
Ancash 1970 (Caso 1)	896.14	2284.29
Ancash 1970 (Caso 2)	1224.52	1781.13
Ica 2007 (Caso 1)	1190.43	1816.41
Ica 2007 (Caso 2)	1365.17	2244.98
Iquique 2014 (Caso 1)	1242.66	1838.90
Iquique 2014 (Caso 2)	1115.57	2155.95
Lima 1966 (Caso 1)	1068.50	2197.09
Lima 1966 (Caso 2)	1138.31	1924.61
Lima 1974 (Caso 1)	1161.09	1974.68
Lima 1974 (Caso 2)	1072.56	1845.41
Sur 2001 (Caso 1)	1112.94	1954.19
Sur 2001 (Caso 2)	1069.81	2086.44
Tarapacá 2005 (Caso 1)	950.18	1742.40
Tarapacá 2005 (Caso 2)	1127.96	1823.16

Tabla B-26

*Cortante máxima de entrepiso en dirección longitudinal del bloque B y D del edificio con FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	252.06	226.69	228.44	205.68	207.54	220.06	236.27	214.25
5	208.28	447.50	459.06	449.40	434.14	410.07	377.57	401.85
4	223.92	689.61	682.85	715.16	677.62	592.23	584.26	604.75
3	220.10	895.68	840.65	940.03	882.63	781.64	765.96	801.69
2	214.16	1072.81	994.74	1145.14	1062.32	939.22	912.11	975.13
1	263.25	1220.93	1182.65	1356.03	1242.58	1111.33	1068.08	1142.72

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	204.71	235.79	243.56	220.30	233.33	221.56
5	418.95	469.34	451.16	379.58	370.32	402.33
4	618.82	668.59	620.44	564.69	505.70	619.33
3	792.87	796.95	788.27	741.62	664.34	797.68
2	994.86	947.10	947.99	909.35	807.84	954.63
1	1167.71	1070.69	1114.94	1064.57	944.43	1126.86

Tabla B-27

*Cortante máxima de entrepiso en dirección transversal del bloque B y D del edificio con FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	241.01	475.81	371.11	466.34	361.31	439.14	508.17	398.92
5	394.17	1007.97	717.60	970.34	745.06	906.65	1031.52	794.72
4	506.04	1376.07	1054.15	1385.18	1127.26	1340.32	1480.02	1144.05
3	639.44	1578.40	1303.46	1672.26	1413.88	1651.75	1709.35	1399.45
2	763.69	1642.00	1503.71	1974.33	1653.07	1882.19	1886.56	1623.01
1	896.17	1772.80	1802.95	2237.63	1838.64	2143.01	2187.56	1914.75

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	475.95	443.15	422.18	391.89	394.48	366.57
5	954.42	879.10	871.29	842.52	793.47	807.58
4	1307.66	1240.34	1227.55	1227.95	1078.40	1176.93
3	1514.15	1493.11	1482.20	1552.42	1270.96	1429.18
2	1713.17	1643.71	1728.66	1822.52	1448.95	1611.72
1	1972.81	1839.45	1952.44	2074.81	1728.34	1817.63

Tabla B-28

*Cortante máxima en la base del bloque A y E del edificio con FVDs*

Terremoto	Cortante máxima en la base (t)	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
Ancash 1970 (Caso 1)	1452.25	3119.31
Ancash 1970 (Caso 2)	1747.21	3072.33
Ica 2007 (Caso 1)	1656.09	3213.34
Ica 2007 (Caso 2)	1424.63	4302.07
Iquique 2014 (Caso 1)	1520.42	2938.80
Iquique 2014 (Caso 2)	1559.15	3562.29
Lima 1966 (Caso 1)	1615.02	3206.48
Lima 1966 (Caso 2)	1742.59	3386.33
Lima 1974 (Caso 1)	1552.76	3191.13
Lima 1974 (Caso 2)	1724.04	3240.60
Sur 2001 (Caso 1)	1534.87	3022.04
Sur 2001 (Caso 2)	1449.95	3284.79
Tarapacá 2005 (Caso 1)	1399.70	2539.31
Tarapacá 2005 (Caso 2)	1345.68	2966.66

Tabla B-29

*Cortante máxima de entrepiso en dirección longitudinal del bloque A y E del edificio con FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	403.15	425.22	380.52	301.36	364.38	376.29	331.60	407.46
5	850.54	871.44	775.02	616.61	769.33	747.05	682.01	857.53
4	1142.08	1132.66	1036.51	898.77	1068.90	1023.08	963.49	1162.34
3	1296.56	1330.87	1219.61	1125.70	1281.00	1225.07	1170.24	1425.60
2	1369.22	1548.89	1405.69	1295.10	1423.71	1394.96	1382.63	1629.69
1	1442.13	1735.79	1642.94	1421.88	1515.92	1556.14	1601.60	1749.78

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	362.07	413.32	349.49	326.97	298.37	322.63
5	782.19	778.09	702.82	642.66	578.61	642.54
4	1031.44	1042.15	929.28	891.87	806.71	850.92
3	1135.51	1264.87	1129.88	1082.32	1042.94	1045.55
2	1308.52	1486.78	1335.67	1275.58	1228.92	1235.53
1	1539.13	1721.77	1520.75	1447.82	1389.77	1347.85

Tabla B-30

*Cortante máxima de entrepiso en dirección transversal del bloque A y E del edificio con FVDs*

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)							
	Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	882.80	863.94	764.62	1056.64	724.62	806.36	912.58	815.33
5	1823.36	1708.40	1533.89	2287.72	1515.47	1771.52	1760.24	1676.81
4	2385.58	2224.66	2113.73	3097.95	2104.46	2446.59	2340.81	2189.01
3	2701.12	2632.94	2530.61	3612.53	2543.69	2939.37	2715.17	2591.84
2	2886.03	2912.74	2876.83	4023.27	2817.97	3293.48	3064.38	3087.68
1	3105.18	3072.78	3196.46	4289.29	2944.73	3553.70	3217.71	3391.88

Nivel	Cortantes máximas de entrepiso (t)					
	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	811.13	897.12	742.01	706.06	730.24	717.94
5	1683.13	1819.54	1538.34	1549.44	1557.47	1463.38
4	2257.46	2393.78	2101.03	2162.87	2099.78	2051.27
3	2695.59	2862.03	2490.72	2672.11	2421.79	2472.18
2	2955.00	3143.67	2784.16	3033.76	2561.70	2759.33
1	3176.86	3248.50	3012.65	3278.38	2556.06	2966.04



**B.2.3 Desplazamientos máximos y fuerzas internas máximas en los FVDs del edificio.**

Tabla B-31

*Fuerza axial máxima en los FVDs del bloque C del edificio*

Nivel	Id	Fuerzas axiales máximas (t)							
		Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K11	69.99	57.82	56.04	63.57	59.39	61.12	55.97	59.56
	K12	67.09	58.78	59.43	68.07	59.55	59.92	62.11	63.33
5	K5	65.88	54.24	52.43	59.29	55.42	57.06	53.23	55.59
	K6	62.77	55.39	55.70	63.63	55.71	56.24	59.35	59.03
4	K7	63.40	53.34	53.12	57.52	55.90	57.22	51.90	56.14
	K8	61.34	54.54	54.14	62.56	54.66	55.90	59.90	58.11
3	K9	58.57	52.07	52.34	55.14	54.92	55.70	51.99	53.30
	K10	58.67	52.54	51.46	58.81	53.40	53.93	58.04	57.44
2	K3	54.79	48.36	49.03	52.95	52.15	52.41	49.11	47.63
	K4	55.12	49.72	49.07	54.09	50.09	50.68	53.59	54.73
1	K1	53.02	44.08	45.62	50.16	48.91	49.00	47.99	45.06
	K2	53.09	45.96	46.53	50.84	48.49	48.43	49.01	50.87

Nivel	Id	Fuerzas axiales máximas (t)					
		Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K11	66.34	62.27	61.35	64.37	57.75	65.79
	K12	65.46	63.77	58.98	56.85	57.39	59.83
5	K5	62.61	57.12	56.26	60.36	53.03	61.52
	K6	61.57	59.78	54.67	53.24	53.59	56.07
4	K7	62.01	55.92	53.86	58.52	50.49	60.36
	K8	60.66	58.17	53.35	53.72	52.07	54.55
3	K9	59.73	52.17	52.50	55.29	49.51	57.80
	K10	57.46	55.53	52.40	53.03	51.09	50.91
2	K3	55.58	50.46	50.44	53.85	47.79	53.08
	K4	53.88	52.91	49.15	49.06	49.47	48.06
1	K1	51.71	48.58	48.65	51.87	46.24	48.07
	K2	49.02	51.17	46.55	44.43	47.47	46.17

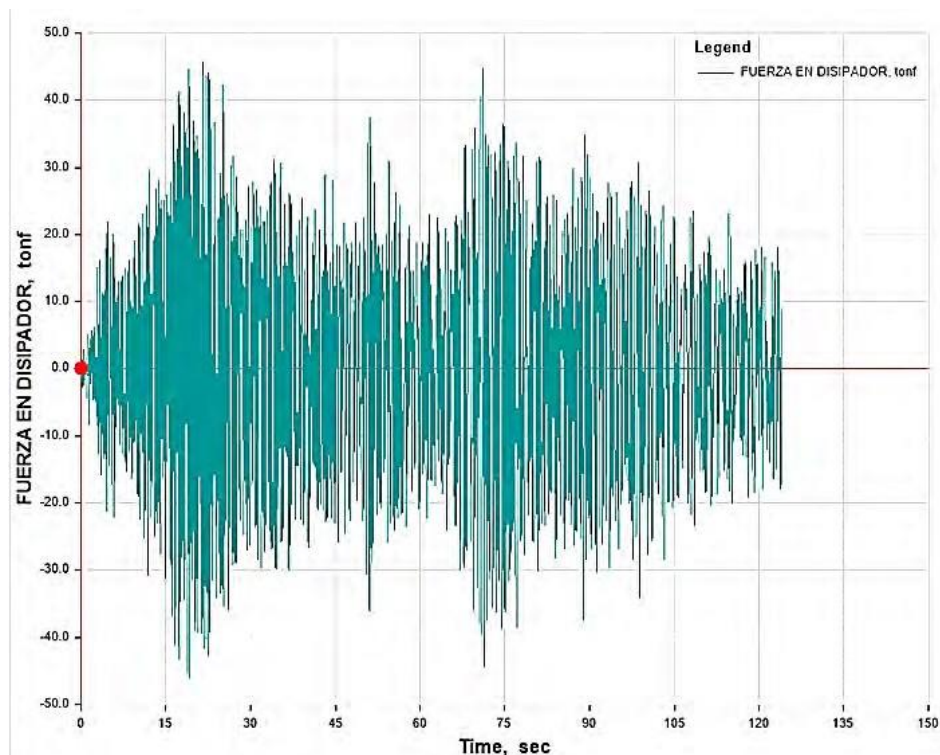


Figura B-13. Fuerza axial en el disipador K1 del bloque C del edificio para el terremoto Ica 2007 (Caso 1).

Tabla B-32

Fuerza axial máxima en los FVDs de la dirección longitudinal del bloque B y D del edificio

Nivel	Id	Fuerzas axiales máximas (t)							
		Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K22	42.32	53.60	47.69	42.32	44.54	50.22	47.33	43.24
	K23	44.86	51.93	55.03	51.40	50.32	45.71	42.38	52.81
	K24	44.89	56.85	51.24	45.41	48.58	53.31	51.50	44.42
	K25	41.62	48.12	49.74	47.17	45.89	42.48	37.77	50.16
	K46	56.44	66.64	61.30	67.83	60.93	57.16	64.15	62.54
	K47	42.74	56.48	50.76	47.56	49.02	42.10	49.17	49.07
	K48	42.02	50.84	41.34	48.82	50.13	42.99	53.77	40.38
	K49	67.23	58.26	72.36	64.74	62.25	66.75	59.08	73.76
5	K18	62.35	62.27	60.51	53.54	52.62	58.98	55.17	51.47
	K19	54.57	55.88	64.66	57.77	58.93	56.81	56.57	67.20
	K20	65.21	64.42	62.25	55.17	54.41	60.97	57.24	53.79
	K21	52.09	53.69	62.08	55.41	56.77	54.30	54.13	64.12
	K42	61.98	71.91	70.05	69.66	65.48	64.79	70.74	63.02
	K43	54.52	65.65	62.56	53.98	62.13	57.93	48.27	50.01
	K44	54.01	60.84	57.43	58.19	58.63	52.52	58.98	46.68

	K45	65.33	64.75	73.54	61.22	71.19	64.03	60.09	69.79
4	K14	79.24	73.00	74.34	65.11	68.62	72.37	68.11	68.84
	K15	69.31	63.80	78.59	71.82	68.66	70.14	68.54	82.11
	K16	80.86	74.71	75.76	66.59	70.37	74.22	70.12	70.51
	K17	67.86	62.17	76.74	70.30	67.12	68.48	67.11	80.49
	K38	72.45	78.31	80.00	75.50	77.99	74.41	77.60	70.29
	K39	68.12	80.23	72.63	65.87	75.73	71.50	65.73	66.09
	K40	66.45	70.87	71.30	71.69	71.84	69.36	74.13	63.62
	K41	67.54	79.30	77.15	69.78	81.93	72.70	70.48	71.16
3	K10	86.94	85.89	84.88	76.90	79.96	83.53	80.89	78.59
	K11	84.35	73.38	86.52	81.93	80.74	77.93	78.06	90.93
	K12	88.32	87.08	85.97	77.98	81.04	84.72	81.87	79.76
	K13	83.42	72.38	85.14	80.95	79.57	76.69	76.92	89.51
	K34	81.46	81.94	87.35	87.24	90.16	83.07	87.70	78.46
	K35	74.35	89.79	85.69	72.07	85.30	79.62	77.02	72.49
	K36	78.62	81.20	80.27	85.11	84.95	79.67	84.73	72.95
	K37	75.70	88.23	80.11	74.73	89.02	81.16	78.52	72.52
2	K6	88.97	91.37	91.64	83.73	88.13	87.75	87.32	82.68
	K7	89.16	80.28	89.46	89.65	86.39	87.34	82.66	90.93
	K8	90.02	92.20	92.42	84.42	88.90	88.64	88.09	83.51
	K9	88.45	79.57	88.48	88.94	85.53	86.64	81.94	89.84
	K30	88.69	85.12	88.86	91.77	95.98	89.45	94.16	81.12
	K31	79.76	93.99	93.26	77.26	88.52	82.03	79.96	75.68
	K32	85.04	85.65	86.63	90.06	91.83	87.27	91.07	79.13
	K33	80.06	90.39	89.08	78.59	90.54	82.51	83.00	72.88
1	K1	108.41	121.36	120.77	116.53	116.14	113.07	118.76	110.78
	K3	113.82	103.01	120.23	121.07	112.36	116.02	110.50	110.28
	K4	108.84	121.44	120.88	116.51	116.24	113.01	118.54	110.93
	K5	113.80	103.38	120.40	120.98	112.44	115.91	110.28	110.21
	K26	109.68	119.17	117.43	118.01	120.90	113.50	122.88	110.06
	K27	105.80	118.50	126.34	112.58	115.34	108.13	111.43	107.64
	K28	110.28	119.24	117.40	118.21	121.45	113.84	123.31	109.90
	K29	105.55	118.08	125.99	112.64	115.07	108.14	111.03	107.72

		Fuerzas axiales máximas (t)					
Nivel	Id	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K22	48.71	49.65	47.75	40.88	47.99	42.04
	K23	53.59	58.40	53.95	46.85	45.43	46.06
	K24	52.35	54.17	51.27	45.13	51.48	47.63
	K25	50.62	56.76	51.10	42.82	41.32	44.19
	K46	62.47	65.31	65.05	62.92	60.95	57.89
	K47	47.85	53.06	42.04	47.32	47.61	45.97
	K48	54.30	46.93	44.69	54.55	49.82	40.41
	K49	70.98	73.12	58.31	60.27	72.20	66.86

5	K18	53.51	63.42	55.25	54.43	56.90	56.57
	K19	64.63	67.97	58.22	60.51	55.12	54.08
	K20	55.80	65.56	57.47	56.98	58.58	59.11
	K21	62.54	65.78	56.40	58.12	53.23	51.39
	K42	63.96	64.76	68.16	68.40	52.31	60.38
	K43	56.14	59.61	52.08	53.83	51.74	53.19
	K44	62.15	55.21	59.20	64.61	55.40	50.67
	K45	67.11	66.22	58.34	64.79	71.73	58.88
4	K14	73.42	79.23	72.09	64.75	66.58	69.62
	K15	73.99	79.07	68.98	71.73	71.39	66.09
	K16	75.10	80.74	73.55	66.18	68.05	71.35
	K17	72.79	77.38	67.43	70.28	70.03	64.73
	K38	75.49	72.17	77.72	77.93	66.13	73.68
	K39	65.97	69.99	66.33	68.59	65.17	66.17
	K40	75.25	67.85	74.47	74.01	64.47	63.19
	K41	76.51	70.68	69.09	69.39	69.59	68.27
3	K10	84.54	91.59	83.29	73.99	77.64	82.92
	K11	81.77	91.50	82.70	86.98	78.53	77.15
	K12	85.71	92.71	84.23	75.17	78.71	84.18
	K13	80.48	90.20	81.63	85.96	77.45	76.17
	K34	84.04	83.87	84.15	87.91	81.92	79.19
	K35	79.09	79.73	77.04	83.94	76.12	74.09
	K36	82.55	82.05	79.72	82.20	81.12	73.76
	K37	82.42	76.62	77.04	82.69	78.41	75.22
2	K6	89.16	93.55	86.37	82.16	84.02	91.98
	K7	84.94	95.13	85.59	96.06	79.13	79.28
	K8	89.96	94.40	87.07	82.98	84.63	92.86
	K9	84.28	94.11	84.74	95.29	78.56	78.60
	K30	88.51	90.96	88.38	90.86	88.91	78.95
	K31	84.74	86.62	83.28	93.73	82.54	77.19
	K32	86.52	86.90	84.58	86.63	88.17	80.18
	K33	85.42	82.62	80.60	92.41	83.99	79.68
1	K1	117.35	129.87	115.21	112.56	112.78	123.04
	K3	110.61	121.36	115.48	126.18	108.08	109.36
	K4	117.23	129.87	115.16	112.70	112.73	123.28
	K5	110.63	121.35	115.37	126.19	108.02	109.53
	K26	118.40	122.97	112.77	110.86	114.45	115.29
	K27	114.25	121.71	111.71	126.17	108.54	108.77
	K28	118.62	123.07	113.20	111.88	114.73	114.92
	K29	114.03	121.67	111.66	125.98	107.99	108.84

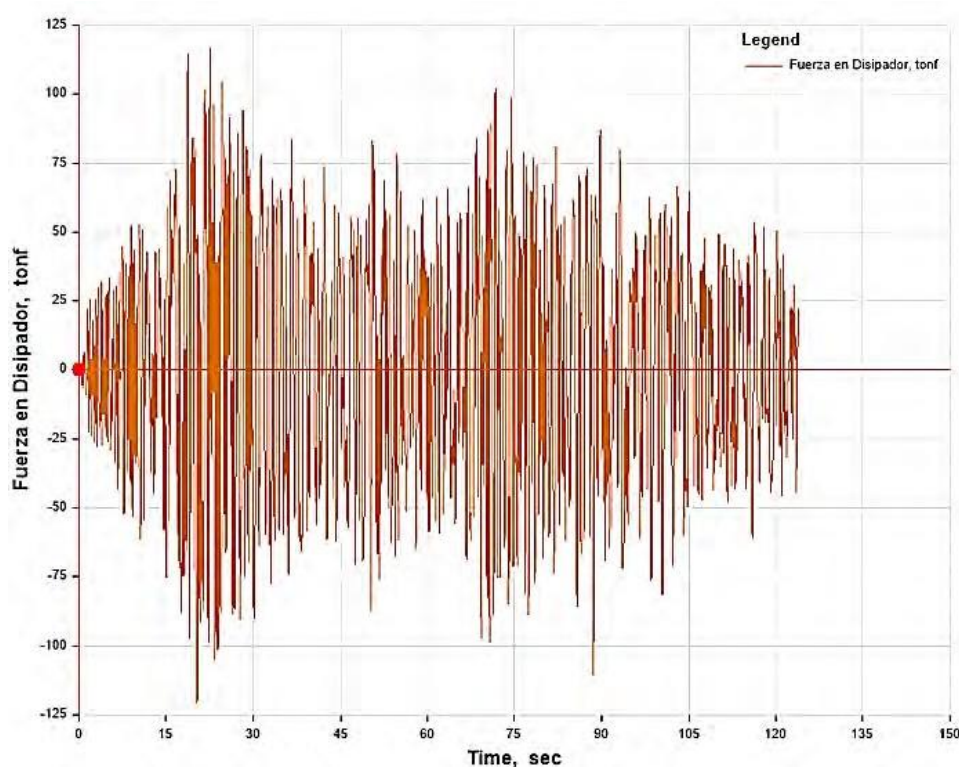


Figura B-14. Fuerza axial en el disipador K1 de la dirección longitudinal del bloque C del edificio para el terremoto Ica 2007 (Caso 2).

Tabla B-33

*Fuerza axial máxima en los FVDs en dirección transversal del bloque B y D del edificio*

Nivel	Id	Fuerzas axiales máximas (t)							
		Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K55	129.53	125.24	128.73	129.57	118.75	121.45	132.96	136.14
	K61	119.31	106.64	122.44	111.74	113.01	110.10	103.80	110.03
	K67	113.22	110.19	112.88	112.39	104.36	106.16	111.31	119.47
	K73	103.78	99.61	104.37	100.57	98.44	98.39	92.53	102.93
5	K54	124.22	124.47	126.03	125.29	116.62	119.90	128.44	130.66
	K60	112.14	100.66	115.00	105.28	106.36	104.65	98.85	105.51
	K66	109.74	110.02	111.59	110.25	103.30	105.87	109.34	115.90
	K72	101.43	97.93	102.77	96.49	95.92	94.74	88.73	98.16
4	K53	133.77	137.46	134.58	134.83	126.34	128.94	131.24	137.05
	K59	113.90	102.26	116.62	107.81	109.10	107.87	100.99	109.39
	K65	120.90	123.92	120.50	120.45	115.68	115.11	114.91	122.76
3	K71	107.59	102.10	109.14	103.70	104.16	102.13	94.75	104.81
	K52	144.76	138.30	136.77	144.03	137.43	138.06	140.61	149.59
	K58	111.92	100.13	112.65	106.68	109.10	109.07	102.44	106.89

	K64	132.62	124.60	125.18	131.39	126.82	124.90	127.44	136.20
	K70	109.61	102.17	107.98	108.21	108.31	106.34	100.51	109.28
2	K51	142.42	137.86	135.81	147.10	136.90	137.76	143.39	149.17
	K57	104.44	96.44	103.24	100.09	102.09	103.38	97.76	102.92
	K63	129.95	127.42	125.41	134.47	125.93	124.22	130.14	136.17
	K69	106.92	102.26	101.14	104.84	104.05	102.36	101.24	105.19
1	K50	141.92	144.89	142.44	150.51	136.59	138.38	146.47	146.92
	K56	99.55	97.25	98.71	97.37	98.31	99.54	98.11	100.18
	K62	127.55	132.08	130.96	136.88	123.74	128.44	129.92	133.95
	<u>K68</u>	<u>101.95</u>	<u>98.21</u>	<u>102.62</u>	<u>102.30</u>	<u>98.52</u>	<u>100.83</u>	<u>96.12</u>	<u>105.31</u>

		Fuerzas axiales máximas (t)					
Nivel	Id	Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K55	131.25	135.80	127.06	121.38	122.85	124.37
	K61	122.69	124.31	111.04	113.70	107.90	114.65
	K67	116.39	120.09	112.16	105.69	107.12	108.21
	K73	107.76	112.11	97.88	98.81	98.36	102.01
5	K54	126.22	134.12	123.36	117.40	121.49	121.21
	K60	115.73	117.07	105.49	107.24	102.80	108.56
	K66	112.82	120.07	109.76	104.19	107.26	107.29
	K72	106.46	110.11	96.44	97.97	93.67	98.22
4	K53	136.29	149.71	131.32	132.87	130.81	133.38
	K59	118.63	119.67	107.89	109.93	105.48	111.92
	K65	124.17	135.96	117.99	121.18	117.20	119.32
	K71	111.83	115.97	104.31	106.58	102.07	105.35
3	K52	140.91	155.29	141.71	143.08	140.70	141.55
	K58	116.61	117.71	106.16	107.39	105.08	111.40
	K64	127.90	141.20	129.65	130.67	129.12	127.76
2	K70	108.47	117.99	106.83	107.16	106.75	110.03
	K51	141.92	150.47	141.55	140.78	143.17	143.07
	K57	106.18	111.41	98.88	99.10	100.18	104.29
	K63	129.05	137.73	128.66	128.23	131.14	130.70
1	K69	101.79	111.92	101.34	100.03	103.85	105.17
	K50	153.48	148.26	141.42	140.27	142.44	145.86
	K56	104.40	105.29	96.36	96.48	98.31	103.08
	K62	140.03	134.77	129.63	125.76	129.22	131.48
	K68	106.29	107.51	99.39	96.92	101.15	100.63

Tabla B-34

*Fuerza axial máxima en los FVDs del bloque A y E del edificio*

Nivel	Id	Fuerzas axiales máximas (t)							
		Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K11	103.21	102.39	105.92	101.66	101.32	98.53	103.17	91.84
	K12	113.45	101.08	120.77	112.31	122.59	121.51	112.76	128.15
	K23	123.25	141.12	125.00	124.70	127.33	128.51	129.17	155.99
	K24	125.32	116.03	126.33	119.62	123.51	113.79	118.75	108.69
5	K9	101.43	98.00	102.51	98.10	97.58	94.99	101.64	95.38
	K10	112.94	98.18	114.79	108.70	114.96	116.74	111.09	123.45
	K21	117.19	128.60	116.49	116.92	120.07	118.06	120.80	139.10
	K22	121.26	106.54	117.34	114.69	117.06	107.70	113.17	103.30
4	K7	105.03	105.89	107.66	108.47	106.13	106.43	110.17	102.46
	K8	121.01	107.55	123.34	115.91	118.97	122.76	120.75	127.49
	K19	122.50	130.24	121.43	121.01	121.94	117.80	121.83	135.09
	K20	122.52	110.00	124.34	118.14	119.88	114.37	116.34	111.79
3	K5	105.42	112.02	112.91	112.22	108.29	112.30	116.79	108.35
	K6	122.77	112.62	129.23	120.42	122.05	125.23	122.50	128.67
	K17	122.83	131.60	123.32	120.67	121.03	118.55	122.82	129.47
	K18	121.89	113.85	128.41	115.29	122.66	118.88	116.34	119.22
2	K3	100.21	111.47	112.68	104.71	104.11	109.34	115.46	114.62
	K4	114.64	109.75	123.62	116.74	116.38	120.96	113.46	122.57
	K15	114.53	122.47	117.25	112.54	115.15	114.77	119.47	128.24
	K16	122.18	112.14	122.90	112.43	119.40	117.90	113.15	117.34
1	K1	102.81	116.65	111.81	108.24	98.80	106.48	112.66	115.85
	K2	113.29	111.14	105.91	105.35	106.26	109.81	105.32	117.12
	K13	112.05	117.56	119.83	115.00	111.53	114.02	121.94	118.15
	K14	120.33	111.99	118.79	113.34	117.40	117.97	114.64	115.42

Nivel	Id	Fuerzas axiales máximas (t)					
		Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K11	121.16	98.30	100.58	102.83	101.93	102.25
	K12	114.73	119.48	109.27	115.99	104.89	132.75
	K23	132.01	129.47	118.06	133.36	117.75	136.60
	K24	108.42	127.38	111.27	112.17	109.48	114.89
5	K9	118.03	105.02	98.17	99.27	97.96	99.38
	K10	107.67	114.20	107.87	112.12	100.00	123.44
	K21	123.44	120.73	109.36	125.56	112.91	125.06
	K22	105.04	121.76	107.09	105.49	102.78	105.67
4	K7	123.95	117.52	109.78	103.71	103.22	105.90
	K8	109.23	119.40	117.18	123.95	108.40	125.12
	K19	123.49	121.77	114.19	126.52	116.44	127.31

	K20	112.45	121.62	111.79	118.82	106.64	108.52
3	K5	126.41	119.92	113.55	108.61	109.89	110.99
	K6	112.56	123.96	118.94	127.58	112.13	128.78
	K17	125.98	124.69	120.38	128.20	121.71	127.66
	K18	115.72	123.26	116.60	126.13	109.64	114.43
2	K3	122.03	110.95	107.17	105.55	107.89	108.35
	K4	110.96	119.39	112.79	121.24	109.36	124.22
	K15	123.52	119.82	112.68	123.00	117.29	116.87
	K16	111.82	121.66	112.88	119.73	110.98	116.82
1	K1	118.82	107.61	106.90	101.06	105.31	109.72
	K2	113.96	108.53	106.32	112.47	99.83	113.42
	K13	130.28	118.14	115.08	115.74	110.38	117.85
	K14	120.28	121.65	113.86	113.93	112.38	120.75

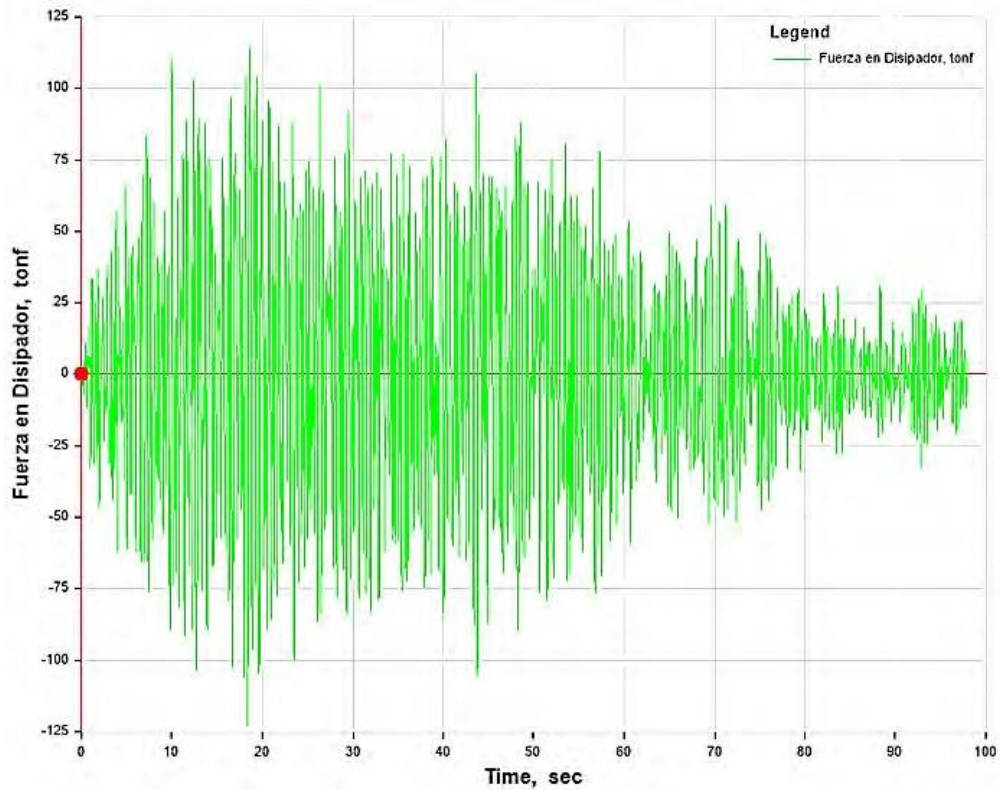


Figura B-15. Fuerza axial en el disipador K2 del bloque A y E del edificio para el terremoto Lima 1974 (Caso 1).



Tabla B-35

*Desplazamiento máximo en los FVDs del bloque C del edificio*

Nivel	Id	Desplazamientos máximos (m)							
		Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K11	0.015	0.011	0.012	0.014	0.011	0.013	0.012	0.011
	K12	0.013	0.012	0.012	0.013	0.013	0.013	0.014	0.011
5	K5	0.014	0.010	0.011	0.013	0.010	0.012	0.011	0.010
	K6	0.012	0.011	0.011	0.012	0.011	0.012	0.013	0.010
4	K7	0.014	0.010	0.011	0.013	0.011	0.012	0.012	0.010
	K8	0.013	0.012	0.012	0.013	0.012	0.012	0.013	0.010
3	K9	0.014	0.010	0.011	0.013	0.010	0.011	0.012	0.010
	K10	0.012	0.011	0.011	0.012	0.012	0.012	0.012	0.009
2	K3	0.012	0.009	0.009	0.011	0.009	0.009	0.010	0.009
	K4	0.011	0.010	0.009	0.010	0.011	0.010	0.010	0.008
1	K1	0.010	0.007	0.007	0.008	0.007	0.007	0.008	0.007
	K2	0.009	0.008	0.008	0.008	0.009	0.008	0.007	0.006

Nivel	Id	Desplazamientos máximos (m)					
		Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K11	0.014	0.013	0.013	0.012	0.010	0.010
	K12	0.017	0.011	0.011	0.011	0.009	0.013
5	K5	0.012	0.011	0.012	0.011	0.009	0.009
	K6	0.015	0.010	0.010	0.010	0.009	0.012
4	K7	0.013	0.012	0.012	0.012	0.010	0.010
	K8	0.016	0.011	0.011	0.011	0.010	0.012
3	K9	0.012	0.011	0.012	0.012	0.009	0.010
	K10	0.016	0.010	0.010	0.011	0.010	0.012
2	K3	0.010	0.009	0.010	0.010	0.008	0.009
	K4	0.013	0.008	0.009	0.009	0.008	0.010
1	K1	0.008	0.007	0.008	0.008	0.007	0.008
	K2	0.010	0.006	0.006	0.007	0.007	0.007

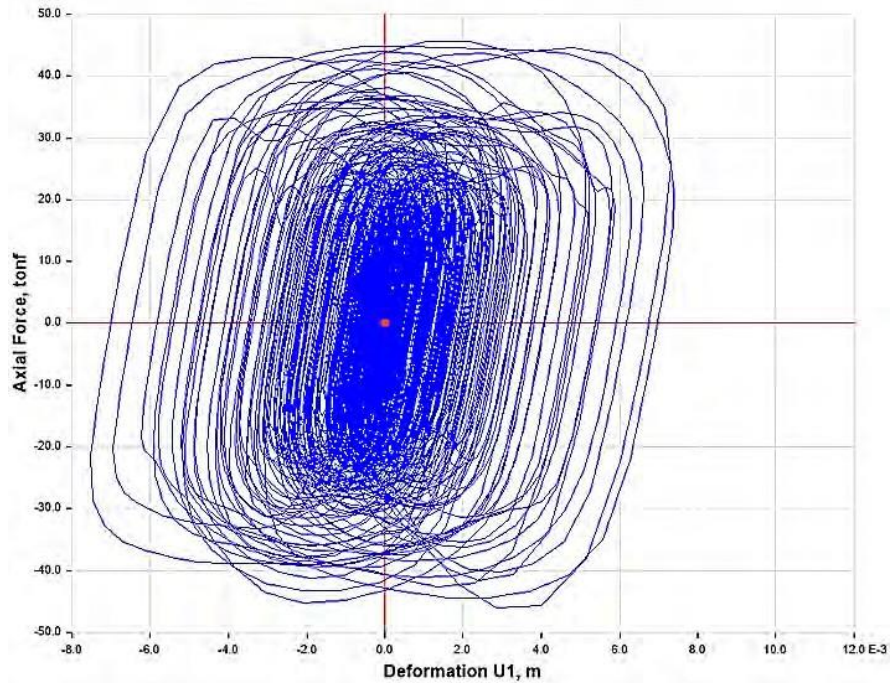


Figura B-16. Relación fuerza-desplazamiento del disipador K1 del bloque C del edificio para el terremoto Ica 2007 (Caso 1).

Tabla B-36

Desplazamiento máximo en los FVDs de la dirección longitudinal del bloque B y D del edificio

Nivel	Id	Desplazamientos máximos (m)							
		Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K22	0.002	0.002	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
	K23	0.003	0.002	0.003	0.003	0.003	0.002	0.002	0.003
	K24	0.002	0.002	0.002	0.004	0.002	0.003	0.003	0.003
	K25	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
	K46	0.003	0.003	0.003	0.004	0.004	0.004	0.003	0.004
	K47	0.002	0.003	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
	K48	0.002	0.002	0.002	0.004	0.004	0.002	0.003	0.002
	K49	0.003	0.004	0.005	0.005	0.003	0.004	0.003	0.003
	5	K18	0.003	0.003	0.004	0.006	0.004	0.004	0.003
K19		0.004	0.004	0.004	0.006	0.004	0.004	0.004	0.004
K20		0.003	0.003	0.005	0.007	0.004	0.005	0.003	0.003
K21		0.003	0.003	0.004	0.005	0.004	0.004	0.003	0.004
K42		0.004	0.005	0.006	0.006	0.005	0.006	0.004	0.004
K43		0.003	0.005	0.005	0.006	0.004	0.004	0.003	0.005
K44		0.003	0.004	0.004	0.006	0.005	0.004	0.004	0.003

	K45	0.003	0.005	0.006	0.007	0.004	0.005	0.003	0.004
4	K14	0.005	0.006	0.009	0.011	0.008	0.008	0.005	0.005
	K15	0.006	0.007	0.009	0.011	0.008	0.008	0.007	0.007
	K16	0.006	0.007	0.010	0.012	0.008	0.008	0.006	0.006
	K17	0.006	0.007	0.008	0.010	0.008	0.007	0.006	0.007
	K38	0.006	0.008	0.009	0.011	0.008	0.010	0.007	0.005
	K39	0.006	0.009	0.009	0.011	0.008	0.008	0.006	0.008
	K40	0.006	0.007	0.009	0.011	0.008	0.009	0.007	0.005
	K41	0.005	0.009	0.009	0.012	0.007	0.007	0.005	0.007
3	K10	0.008	0.009	0.014	0.016	0.011	0.011	0.008	0.008
	K11	0.009	0.010	0.013	0.016	0.012	0.011	0.010	0.011
	K12	0.008	0.010	0.014	0.016	0.012	0.011	0.008	0.008
	K13	0.008	0.010	0.013	0.015	0.012	0.011	0.009	0.010
	K34	0.008	0.011	0.013	0.015	0.011	0.014	0.010	0.008
	K35	0.008	0.013	0.012	0.016	0.012	0.012	0.009	0.012
	K36	0.009	0.009	0.013	0.015	0.010	0.013	0.010	0.008
	K37	0.008	0.013	0.012	0.016	0.011	0.010	0.008	0.011
2	K6	0.010	0.011	0.016	0.018	0.013	0.013	0.010	0.009
	K7	0.010	0.012	0.015	0.019	0.014	0.013	0.011	0.013
	K8	0.010	0.011	0.017	0.018	0.014	0.014	0.010	0.009
	K9	0.010	0.012	0.015	0.018	0.014	0.013	0.011	0.012
	K30	0.010	0.012	0.015	0.017	0.013	0.016	0.012	0.010
	K31	0.010	0.015	0.013	0.018	0.013	0.014	0.011	0.014
	K32	0.010	0.011	0.016	0.017	0.012	0.015	0.012	0.010
	K33	0.009	0.014	0.013	0.019	0.013	0.012	0.010	0.013
1	K1	0.019	0.020	0.034	0.035	0.026	0.028	0.021	0.019
	K3	0.019	0.026	0.031	0.039	0.028	0.025	0.022	0.026
	K4	0.019	0.020	0.034	0.035	0.026	0.028	0.021	0.019
	K5	0.019	0.026	0.031	0.039	0.028	0.025	0.022	0.026
	K26	0.020	0.021	0.033	0.033	0.024	0.029	0.022	0.019
	K27	0.017	0.028	0.028	0.039	0.027	0.026	0.021	0.028
	K28	0.020	0.021	0.033	0.033	0.024	0.029	0.022	0.019
	K29	0.017	0.028	0.028	0.038	0.027	0.026	0.021	0.028

Nivel	Id	Desplazamientos máximos (m)					
		Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K22	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001
	K23	0.003	0.004	0.004	0.003	0.002	0.003
	K24	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
	K25	0.002	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002
	K46	0.003	0.004	0.003	0.004	0.003	0.003
	K47	0.003	0.002	0.002	0.003	0.002	0.003
	K48	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001
	K49	0.004	0.004	0.003	0.004	0.004	0.004

5	K18	0.004	0.005	0.004	0.004	0.003	0.003
	K19	0.004	0.006	0.005	0.004	0.004	0.004
	K20	0.004	0.006	0.004	0.004	0.004	0.003
	K21	0.004	0.005	0.005	0.004	0.003	0.004
	K42	0.005	0.005	0.004	0.005	0.003	0.004
	K43	0.004	0.003	0.003	0.004	0.003	0.004
	K44	0.004	0.004	0.004	0.004	0.003	0.003
4	K45	0.005	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
	K14	0.007	0.010	0.007	0.008	0.006	0.005
	K15	0.008	0.010	0.008	0.008	0.007	0.007
	K16	0.008	0.011	0.008	0.008	0.006	0.005
	K17	0.008	0.009	0.008	0.007	0.006	0.006
	K38	0.008	0.008	0.007	0.009	0.005	0.006
	K39	0.007	0.006	0.006	0.007	0.006	0.007
3	K40	0.008	0.009	0.007	0.008	0.005	0.005
	K41	0.008	0.006	0.006	0.007	0.005	0.007
	K10	0.010	0.015	0.011	0.012	0.008	0.008
	K11	0.012	0.013	0.011	0.012	0.009	0.010
	K12	0.011	0.015	0.011	0.012	0.008	0.008
	K13	0.011	0.012	0.011	0.011	0.009	0.010
	K34	0.012	0.011	0.010	0.013	0.007	0.009
2	K35	0.010	0.009	0.009	0.010	0.009	0.010
	K36	0.012	0.013	0.010	0.012	0.007	0.008
	K37	0.011	0.008	0.008	0.010	0.009	0.010
	K6	0.012	0.017	0.013	0.014	0.009	0.009
	K7	0.014	0.014	0.012	0.013	0.011	0.011
	K8	0.012	0.017	0.013	0.014	0.009	0.010
	K9	0.013	0.013	0.012	0.013	0.010	0.011
1	K30	0.014	0.014	0.012	0.015	0.008	0.010
	K31	0.012	0.010	0.010	0.012	0.011	0.012
	K32	0.014	0.015	0.012	0.014	0.008	0.009
	K33	0.012	0.009	0.010	0.012	0.010	0.012
	K1	0.025	0.033	0.026	0.027	0.017	0.018
	K3	0.027	0.023	0.022	0.026	0.022	0.023
	K4	0.025	0.033	0.026	0.027	0.017	0.018
	K5	0.027	0.023	0.022	0.026	0.022	0.023
	K26	0.026	0.031	0.025	0.026	0.017	0.018
	K27	0.025	0.018	0.021	0.025	0.022	0.024
	K28	0.026	0.031	0.025	0.027	0.017	0.018
	K29	0.025	0.018	0.021	0.025	0.022	0.023

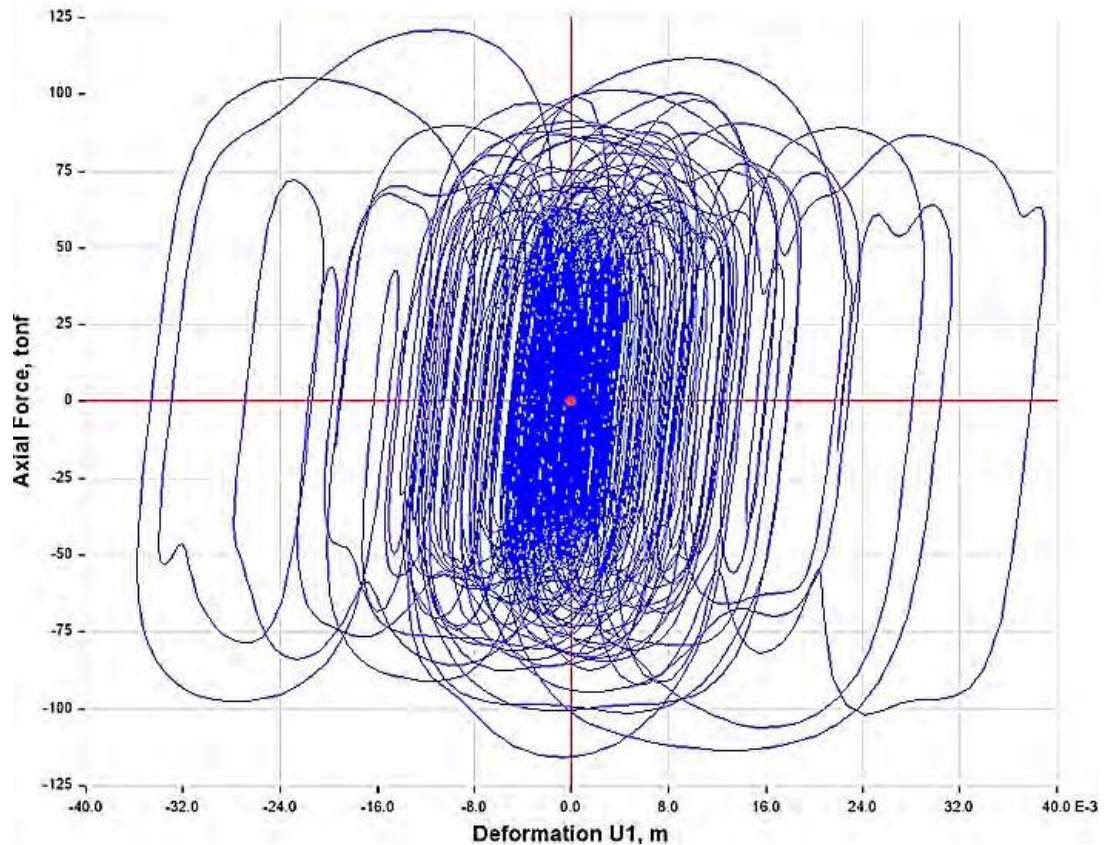


Figura B-16. Relación fuerza-desplazamiento del disipador K3 en la dirección longitudinal del bloque B y D del edificio para el terremoto Ica 2007 (Caso 2).

Tabla B-37

*Desplazamiento máximo en los FVDs en dirección transversal del bloque B y D del edificio*

Nivel	Id	Desplazamientos máximos (m)							
		Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K55	0.011	0.009	0.011	0.011	0.010	0.009	0.008	0.012
	K61	0.008	0.008	0.009	0.009	0.008	0.008	0.006	0.009
	K67	0.008	0.007	0.008	0.008	0.007	0.007	0.006	0.009
	K73	0.007	0.006	0.007	0.007	0.006	0.007	0.005	0.008
5	K54	0.011	0.009	0.011	0.012	0.010	0.010	0.008	0.012
	K60	0.007	0.007	0.008	0.008	0.007	0.007	0.006	0.008
	K66	0.009	0.007	0.008	0.009	0.008	0.007	0.006	0.009
	K72	0.006	0.006	0.007	0.007	0.006	0.006	0.005	0.007
4	K53	0.015	0.012	0.014	0.015	0.013	0.013	0.011	0.016
	K59	0.007	0.007	0.008	0.008	0.007	0.008	0.006	0.008
	K65	0.012	0.009	0.011	0.012	0.010	0.010	0.008	0.013
	K71	0.007	0.007	0.007	0.008	0.007	0.007	0.005	0.008

3	K52	0.018	0.014	0.016	0.017	0.015	0.015	0.013	0.020
	K58	0.007	0.007	0.008	0.008	0.007	0.007	0.006	0.008
	K64	0.014	0.011	0.012	0.014	0.012	0.012	0.010	0.016
	K70	0.008	0.007	0.008	0.008	0.007	0.007	0.006	0.009
2	K51	0.018	0.014	0.015	0.017	0.015	0.016	0.013	0.020
	K57	0.006	0.006	0.007	0.007	0.006	0.006	0.005	0.007
	K63	0.014	0.011	0.012	0.013	0.012	0.012	0.011	0.016
	K69	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.006	0.008
1	K50	0.018	0.013	0.014	0.016	0.014	0.016	0.013	0.020
	K56	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.005	0.006
	K62	0.014	0.010	0.011	0.012	0.011	0.012	0.010	0.015
	K68	0.007	0.006	0.006	0.007	0.006	0.007	0.005	0.008

Nivel	Id	Desplazamientos máximos (m)					
		Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K55	0.012	0.010	0.011	0.010	0.012	0.010
	K61	0.011	0.008	0.008	0.009	0.008	0.009
	K67	0.009	0.007	0.008	0.008	0.008	0.008
	K73	0.009	0.006	0.007	0.007	0.007	0.007
5	K54	0.012	0.010	0.012	0.010	0.012	0.010
	K60	0.009	0.007	0.007	0.008	0.007	0.008
	K66	0.009	0.007	0.009	0.008	0.009	0.008
	K72	0.008	0.006	0.006	0.007	0.007	0.007
4	K53	0.015	0.013	0.014	0.012	0.015	0.013
	K59	0.010	0.008	0.007	0.008	0.008	0.008
	K65	0.012	0.010	0.011	0.010	0.012	0.010
	K71	0.009	0.007	0.007	0.008	0.008	0.008
3	K52	0.018	0.015	0.016	0.014	0.018	0.015
	K58	0.009	0.008	0.007	0.008	0.008	0.008
	K64	0.014	0.012	0.013	0.011	0.015	0.012
	K70	0.009	0.007	0.007	0.008	0.008	0.008
2	K51	0.017	0.015	0.015	0.014	0.018	0.015
	K57	0.008	0.007	0.006	0.007	0.007	0.007
	K63	0.014	0.012	0.012	0.011	0.014	0.011
	K69	0.009	0.007	0.007	0.007	0.008	0.007
1	K50	0.016	0.015	0.014	0.014	0.018	0.014
	K56	0.007	0.006	0.005	0.006	0.006	0.007
	K62	0.013	0.011	0.011	0.011	0.014	0.011
	K68	0.008	0.007	0.006	0.006	0.007	0.006

Tabla B-38

*Desplazamiento máximo en los FVDs del bloque A y E del edificio*

Nivel	Id	Desplazamientos máximos (m)							
		Ancash 1970		Ica 2007		Iquique 2014		Lima 1966	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K11	0.006	0.007	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.005
	K12	0.007	0.010	0.011	0.006	0.010	0.007	0.008	0.012
	K23	0.012	0.012	0.010	0.010	0.009	0.010	0.012	0.008
	K24	0.008	0.011	0.010	0.007	0.010	0.008	0.007	0.009
5	K9	0.006	0.007	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.005
	K10	0.007	0.009	0.010	0.006	0.009	0.007	0.008	0.011
	K21	0.011	0.011	0.009	0.009	0.009	0.009	0.011	0.007
	K22	0.008	0.010	0.009	0.007	0.009	0.008	0.007	0.008
4	K7	0.007	0.008	0.009	0.008	0.008	0.008	0.009	0.006
	K8	0.008	0.011	0.011	0.007	0.010	0.008	0.009	0.012
	K19	0.012	0.012	0.011	0.010	0.010	0.010	0.013	0.007
	K20	0.009	0.011	0.010	0.008	0.011	0.009	0.009	0.009
3	K5	0.007	0.009	0.010	0.009	0.008	0.009	0.009	0.006
	K6	0.008	0.011	0.011	0.008	0.010	0.009	0.009	0.012
	K17	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.013	0.007
	K18	0.010	0.011	0.010	0.009	0.011	0.009	0.009	0.010
2	K3	0.007	0.008	0.009	0.008	0.008	0.008	0.009	0.006
	K4	0.008	0.010	0.010	0.007	0.009	0.008	0.008	0.010
	K15	0.010	0.009	0.010	0.009	0.008	0.009	0.012	0.007
	K16	0.008	0.010	0.009	0.008	0.010	0.009	0.009	0.009
1	K1	0.007	0.008	0.008	0.008	0.007	0.008	0.009	0.006
	K2	0.007	0.008	0.007	0.007	0.008	0.007	0.008	0.009
	K13	0.007	0.010	0.010	0.009	0.009	0.008	0.009	0.007
	K14	0.008	0.010	0.009	0.007	0.009	0.008	0.008	0.009

Nivel	Id	Desplazamientos máximos (m)					
		Lima 1974		Sur 2001		Tarapacá 2005	
		caso 1	caso 2	caso 1	caso 2	caso 1	caso 2
6	K11	0.008	0.007	0.007	0.006	0.008	0.008
	K12	0.008	0.010	0.008	0.008	0.007	0.009
	K23	0.011	0.012	0.010	0.009	0.010	0.010
	K24	0.008	0.008	0.007	0.007	0.007	0.006
5	K9	0.008	0.007	0.007	0.006	0.007	0.007
	K10	0.008	0.009	0.008	0.008	0.007	0.008
	K21	0.010	0.011	0.009	0.009	0.010	0.009
	K22	0.008	0.008	0.007	0.007	0.006	0.006
4	K7	0.009	0.008	0.008	0.007	0.008	0.009
	K8	0.009	0.010	0.009	0.009	0.008	0.009
	K19	0.011	0.012	0.010	0.010	0.011	0.009

	K20	0.009	0.008	0.008	0.008	0.008	0.007
3	K5	0.009	0.009	0.009	0.008	0.009	0.009
	K6	0.009	0.010	0.009	0.009	0.008	0.009
	K17	0.010	0.012	0.010	0.010	0.011	0.010
	K18	0.009	0.009	0.009	0.009	0.008	0.007
2	K3	0.008	0.008	0.008	0.007	0.008	0.009
	K4	0.008	0.009	0.008	0.008	0.007	0.007
	K15	0.009	0.010	0.009	0.008	0.009	0.009
	K16	0.008	0.008	0.009	0.008	0.008	0.007
1	K1	0.008	0.008	0.007	0.007	0.008	0.008
	K2	0.007	0.008	0.007	0.007	0.007	0.006
	K13	0.009	0.009	0.008	0.009	0.008	0.010
	K14	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.006

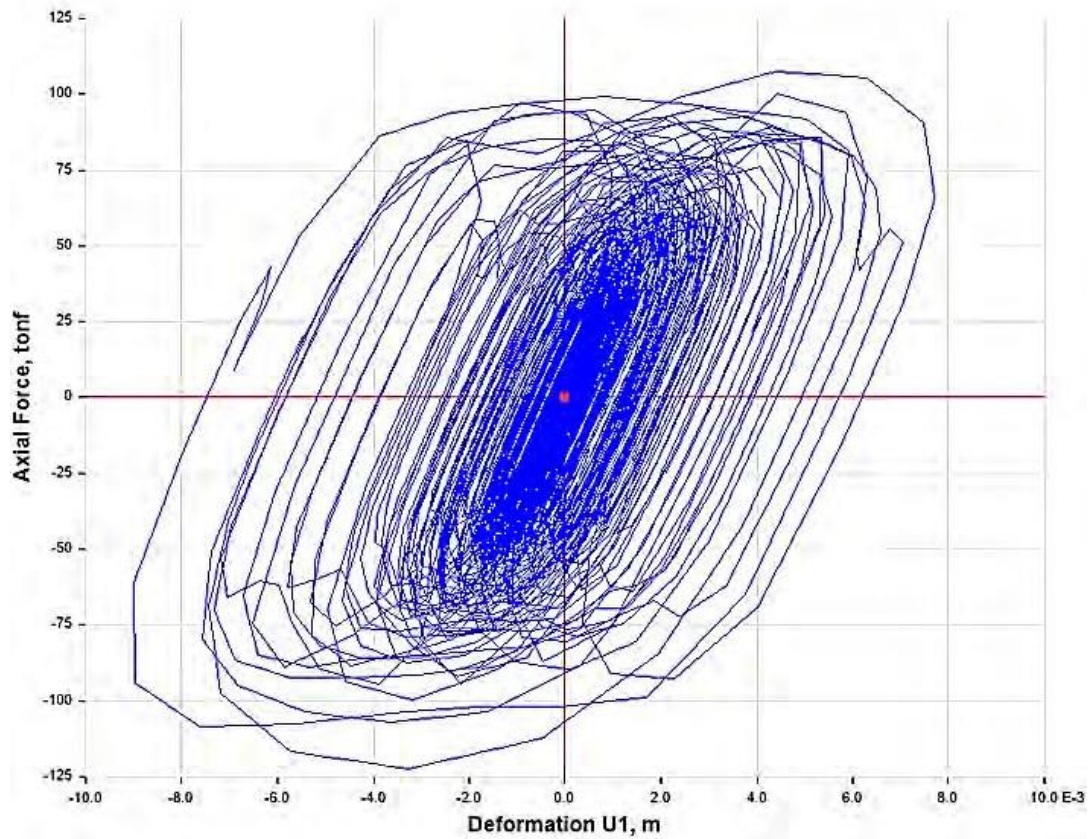
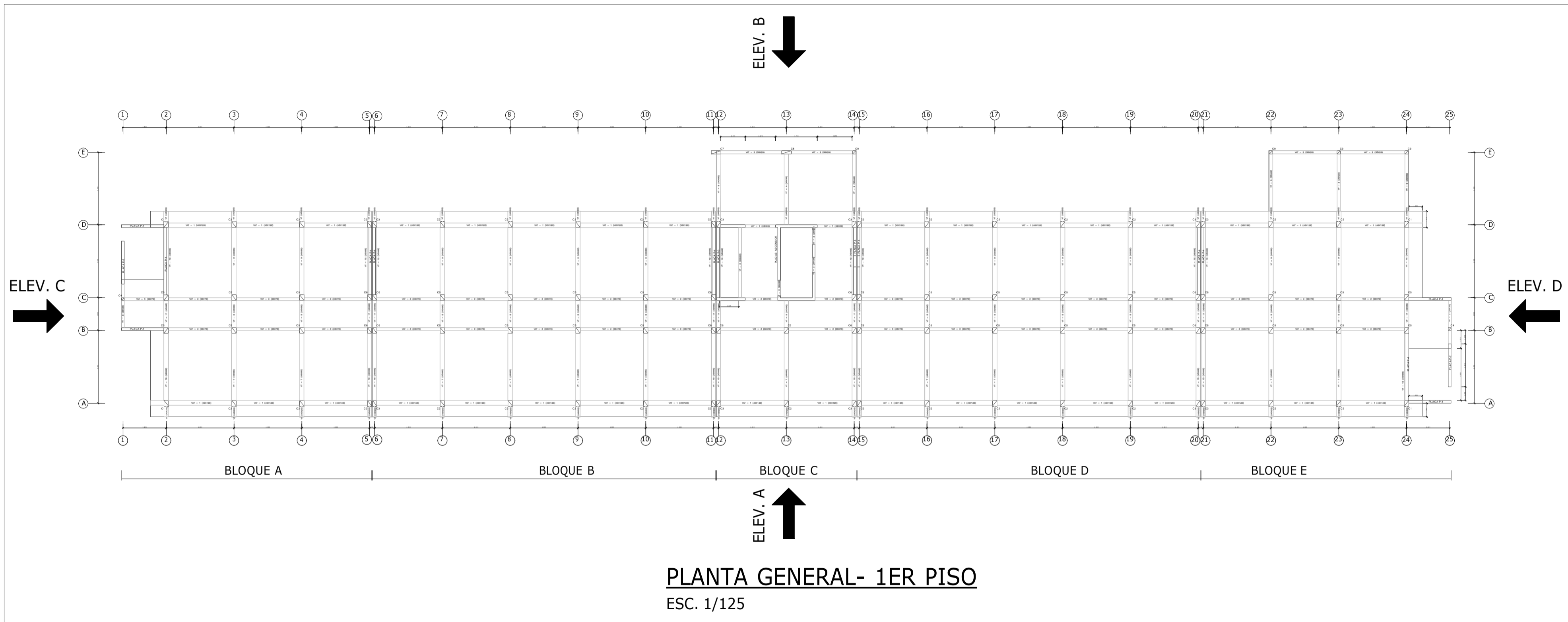


Figura B-16. Relación fuerza-desplazamiento del disipador K10 del bloque A y E del edificio para el terremoto Lima 1974 (Caso 1).



## **Apéndice C    Planos**



# PLANTA GENERAL DE HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMAN BARRON - 1ER PISO

LAMINA:

## A-01

TESIS:  
**"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO"**

PLANO:  
**PLANTA GENERAL DE ESTRUCTURA- 1ER PISO**


ELABORACIÓN:  
EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA  
LUIS RICARDO REY RODRIGUEZ

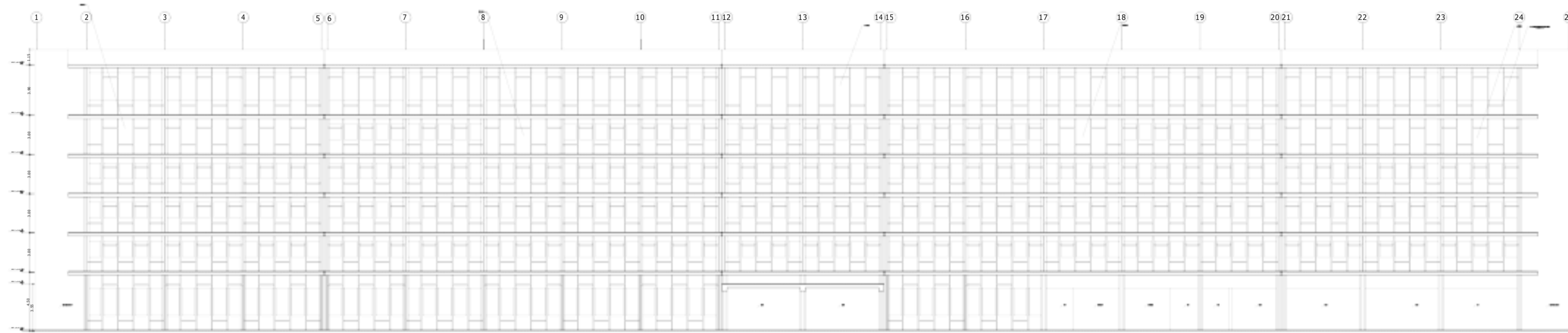
ASESOR:  
ING. IVAN ELISEO LEÓN MALO

ESCALA:  
INDICADA

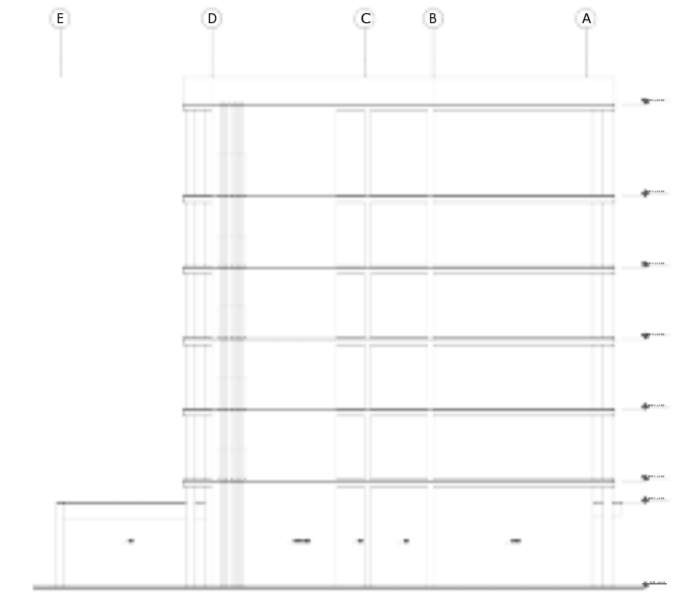
FECHA:  
SEPTIEMBRE - 2021

UBICACIÓN:  
Departamento: ANCASH  
Provincia: SANTA  
Distrito: NUEVO CHIMBOTE

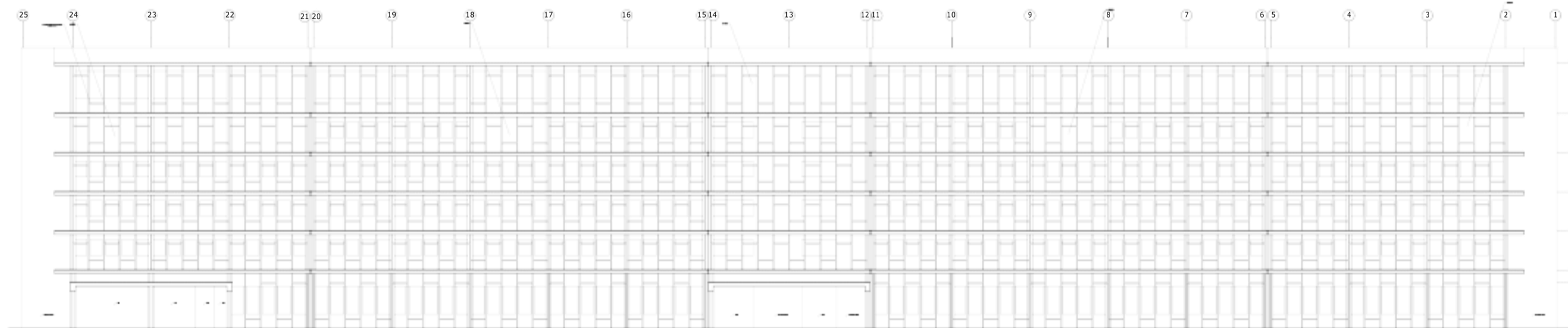




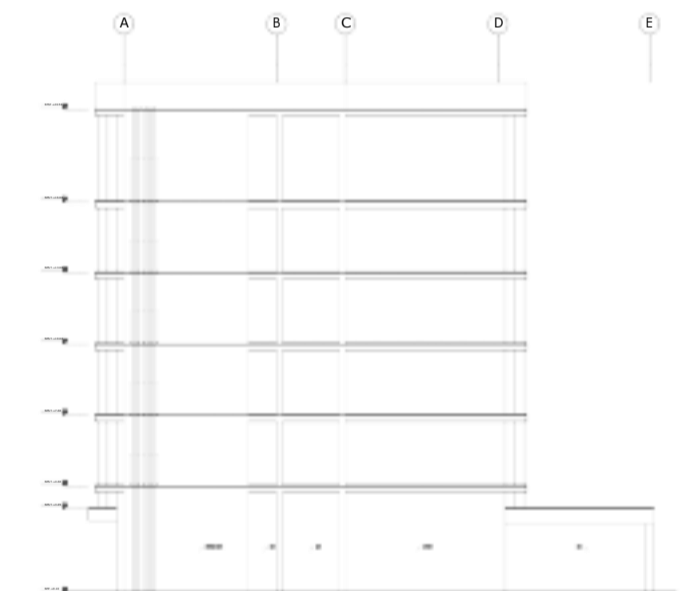
**ELEVACION A**  
ESC. 1/150



**ELEVACION C**  
ESC. 1/150



**ELEVACION B**  
ESC. 1/150



**ELEVACION D**  
ESC. 1/150

# ELEVACIÓN PRINCIPAL DE HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN

**A-02**

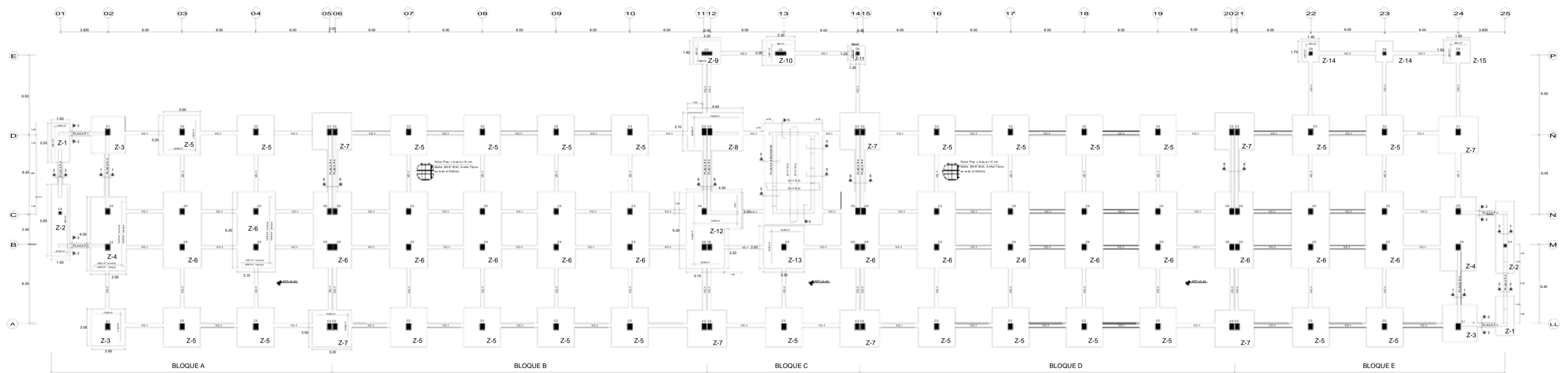
"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO"  
ELEVACION PRINCIPAL

ING. JOEL CHAUCA MEJÍA  
ING. LUIS RICARDO REY RODRIGUEZ  
ING. IVAN ELISEO LEON MALO

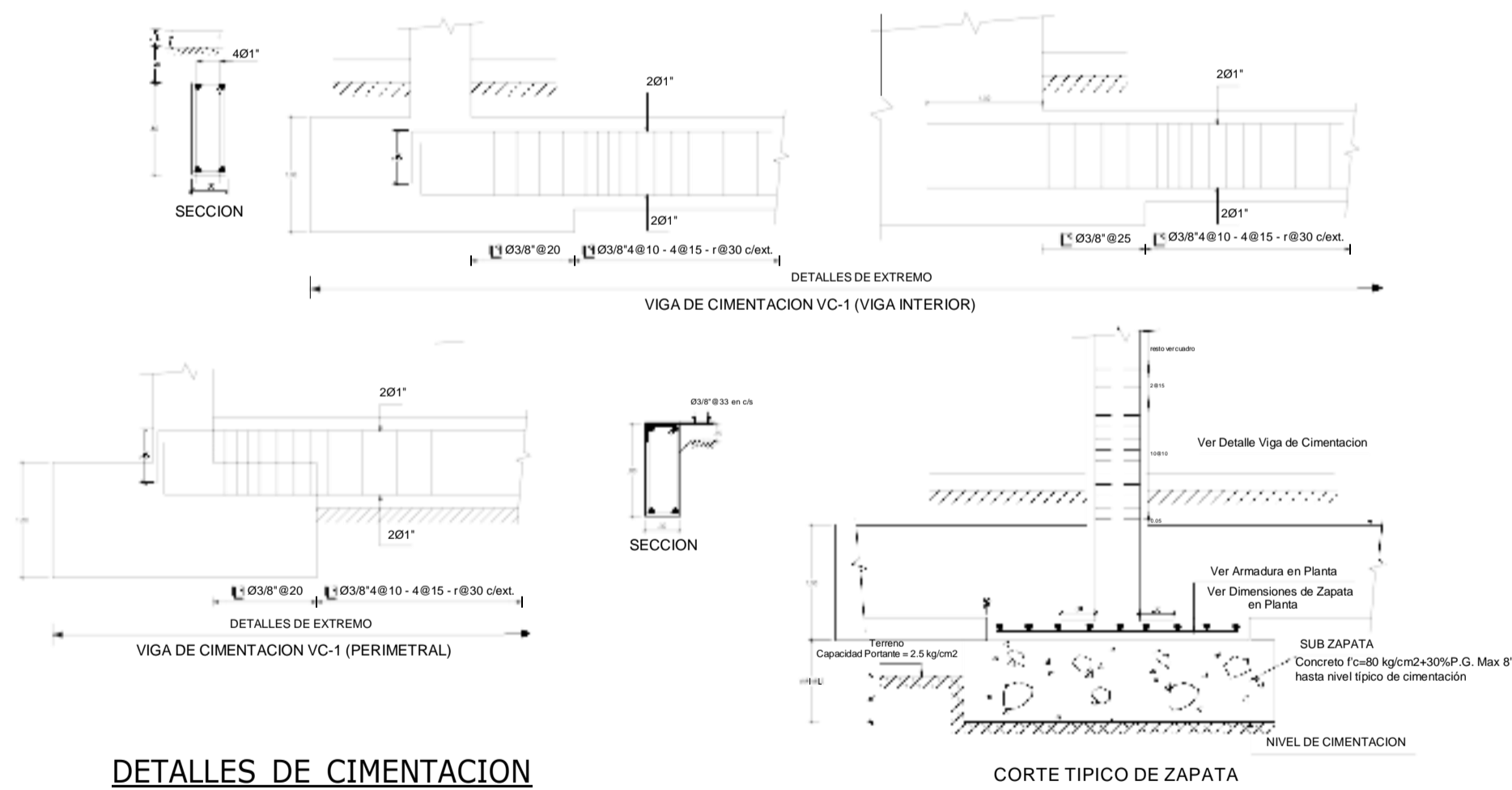
INDICADA SETIEMBRE - 2021

Departamento: ANCASH  
Provincia: SANTA  
Distrito: NUEVO CHIMBOTE





**PLANO DE CIMENTACION**  
ESC. 1/25



**DETALLES DE CIMENTACION**  
ESC. 1/25

f'c	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
6°	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL			
5°	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL			
4°	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL			
3°	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL			
2°	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL			
245	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL			
10	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL	CONTINUA IGUAL			

**CUADRO DE COLUMNAS**  
ESC. 1/25

**ESPECIFICACIONES GENERALES**

**CONCRETO** — f'c=175 kg/cm<sup>2</sup> En Cimentación y falso piso  
 f'c=210 kg/cm<sup>2</sup> En Columnas, Vigas y Techos a partir del 3° piso  
 f'c=245 kg/cm<sup>2</sup> En Columnas, Vigas y Techos en 1° y 2° piso

**ACERO** — fy=4200 kg/cm<sup>2</sup>

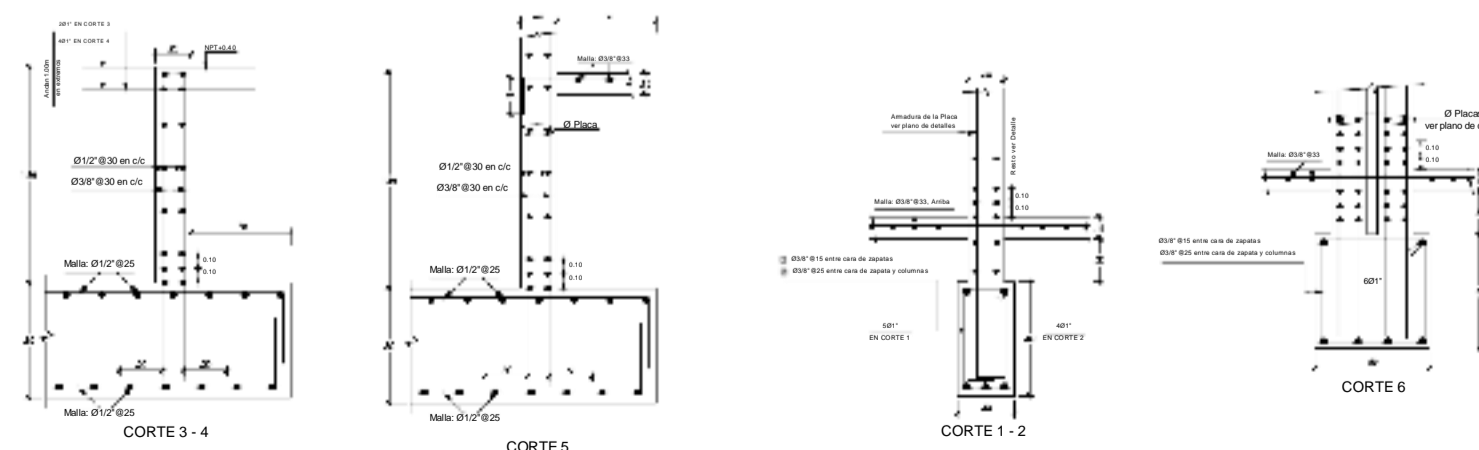
**TERRENO** — Capacidad Portante = 2.5 kg/cm<sup>2</sup>  
 (De acuerdo al Est. de suelos del Ing. Arnaldo Carrillo Gil de Junio de 1978)

**RECUBRIMIENTOS LIBRES**

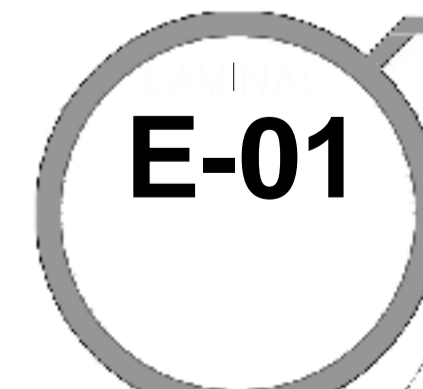
ZAPATAS — 7.5 cm.  
 MUROS — Caras Secas 2.5 cm.  
 Caras al Terreno 4.0 cm

RESTO DE ELEMENTOS — 2.5 cm.

NIVEL DE CIMENTACION : El nivel de cimentación se ubicará en cada caso 40 cm por debajo del terreno (capacidad portante = 2.5 kg/cm<sup>2</sup>) de acuerdo al estudio de suelos del Ing. Arnaldo Carrillo Gil de Junio de 1978.



**CORTES**  
ESC. 1/25



**"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO"**

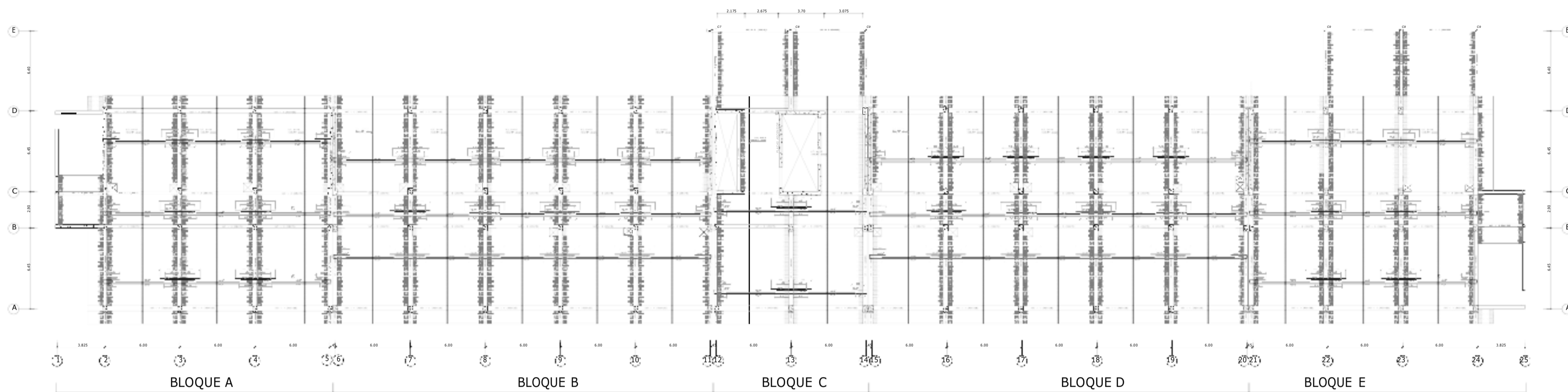
**CIMENTACIÓN DE EDIFICIO PRINCIPAL DE HREGB SIN FVDS**

EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA  
 LUIS RICARDO REY RODRÍGUEZ

ING. IVAN ELISIO LEÓN MALO INDICADA SETIEMBRE - 2021

Departamento: ANCASH  
 Provincia: SANTA  
 Distrito: NUEVO CHIMBOTE

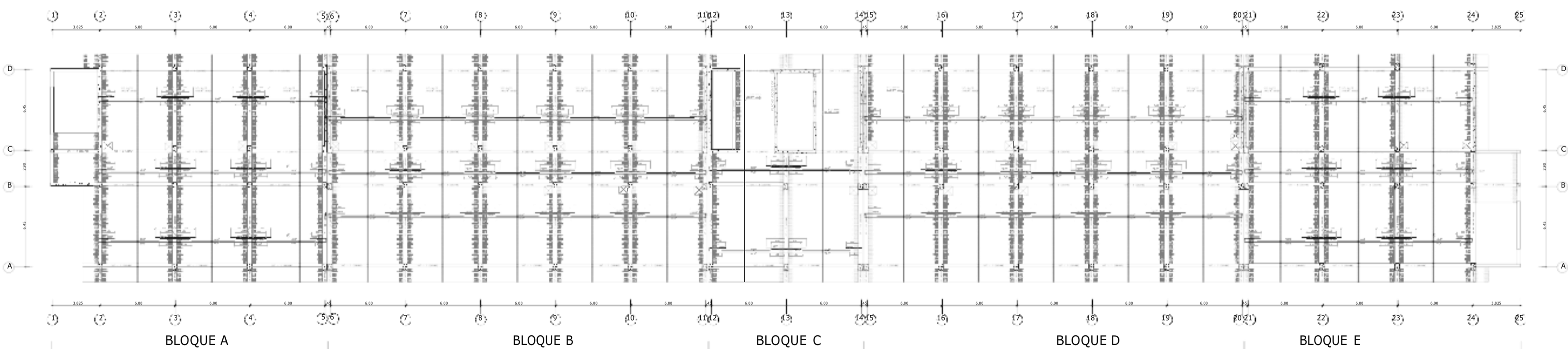




**ENCOFRADO TECHO TÍPICO (Techo 1° PISO)**

ESCALA: 1/125

ALIGERADO H=25 cm - S/C= 250 Kg/m<sup>2</sup>



**ENCOFRADO TECHO TÍPICO (Techo 2° y 3° PISO)**

ESCALA: 1/125

ALIGERADO H=25 cm - S/C= 250 Kg/m<sup>2</sup>

**E-02**

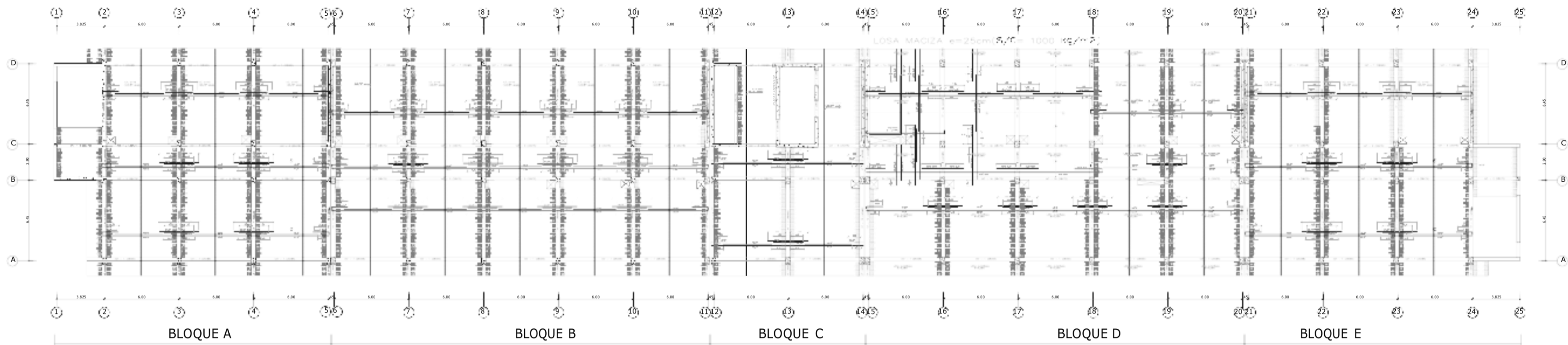
"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO"

ALIGERADO-1ER, 2DO Y 3ER PISO

ING. IVAN ELISEO LEÓN MALO  
INDICADA  
SETIEMBRE - 2021

Departamento: ANCASH  
Provincia: SANTA  
Distrito: NUEVO CHIMBOTE

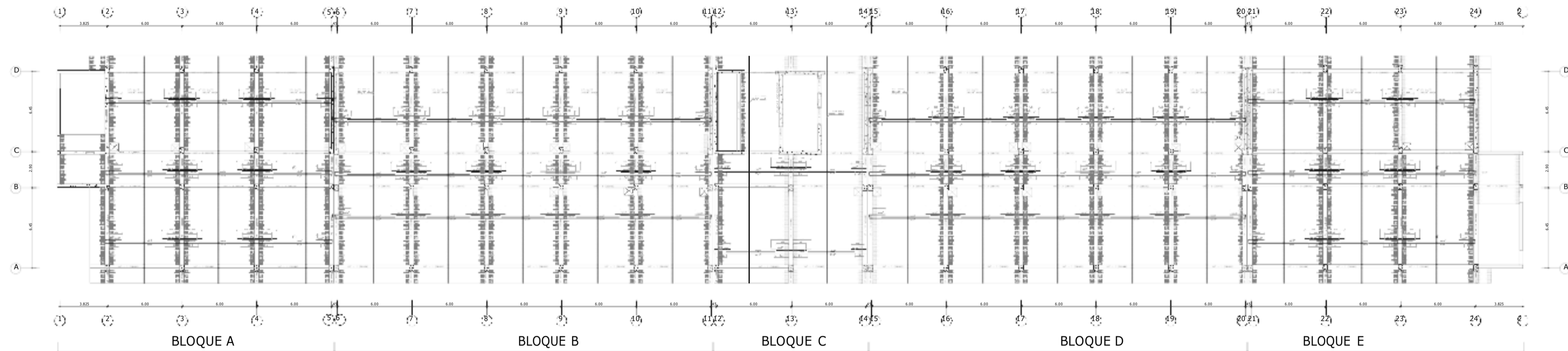




**ENCOFRADO TECHO TÍPICO (Techo 4° PISO)**

ESCALA: 1/125

ALIGERADO H=25 cm - S/C= 250 Kg/m²



**ENCOFRADO TECHO TÍPICO (Techo 5° PISO)**

ESCALA: 1/125

ALIGERADO H=25 cm - S/C= 250 Kg/m²

**E-03**

"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO"

ALIGERADO - 4TO Y 5TO PISO

ING. EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA  
ING. LUIS RICARDO REY RODRIGUEZ

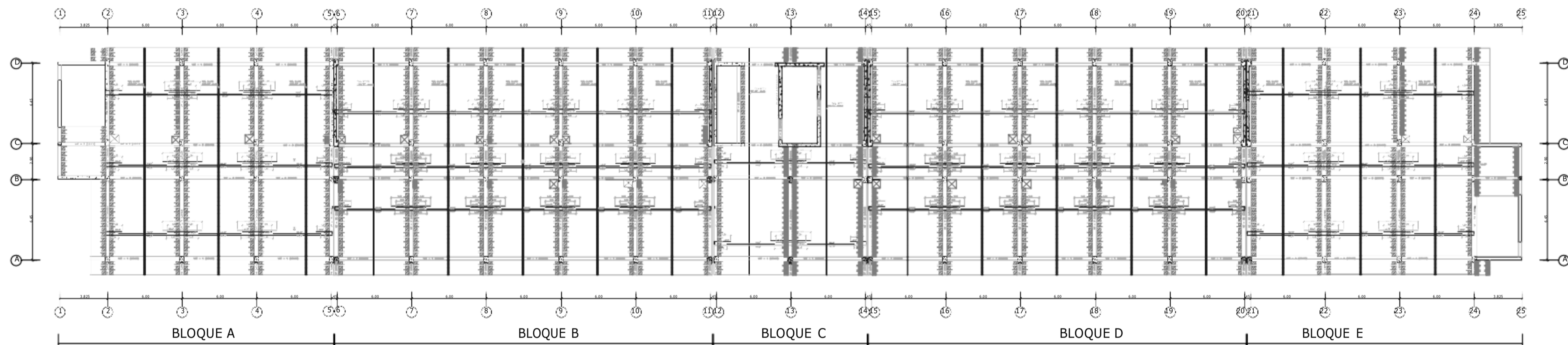
ING. IVAN ELISEO LEÓN MALO

INDICADA

SEPTIEMBRE - 2021

Departamento: ANCASH  
Provincia: SANTA  
Distrito: NUEVO CHIMBOTE





**ENCOFRADO TECHO TÍPICO (Techo 6° PISO)**

ESCALA: 1/125

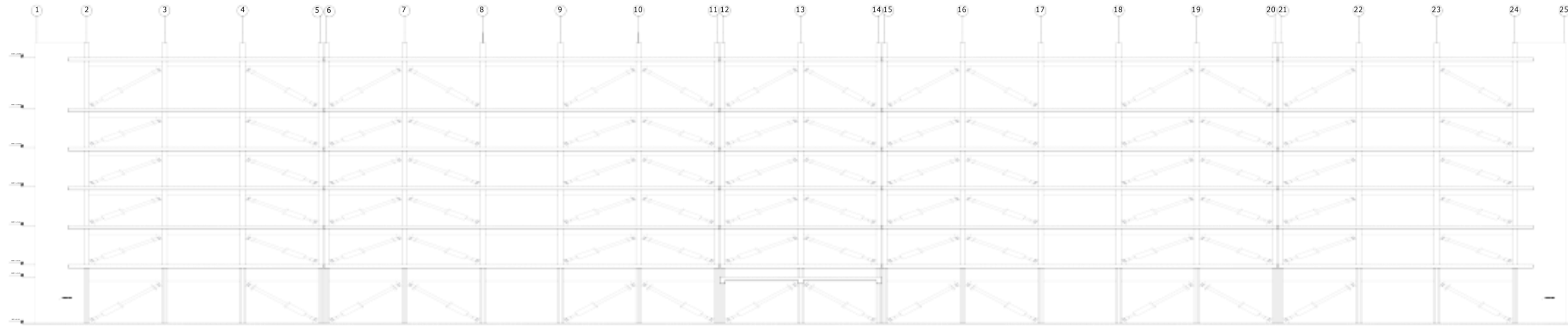
ALIGERADO H=25 cm - 5/G- 50 Kg/m<sup>2</sup>

LAMINA:

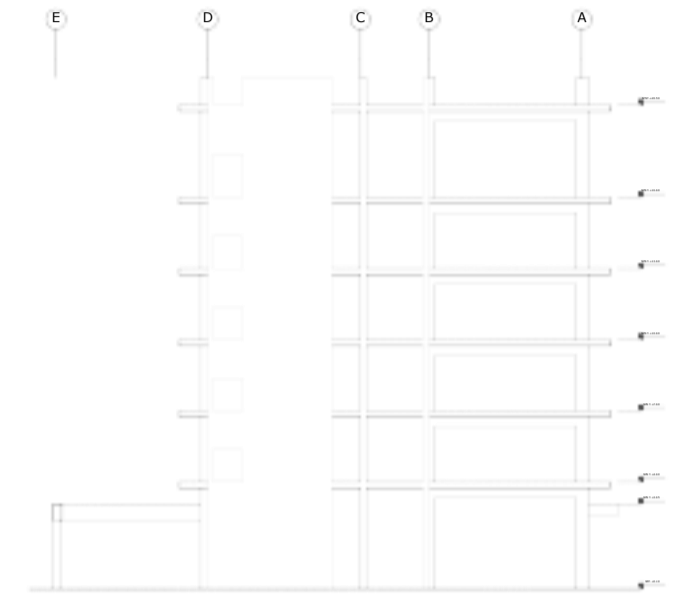
**E-04**

<b>TEMA:</b> "ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOOSO"		
<b>PUNTO:</b> ALIGERADO - 6TO PISO		
<b>ELABORACIÓN:</b> EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA LUIS RICARDO REY RODRÍGUEZ		<b>UBICACIÓN:</b> Departamento: ANCASH Provincia: SANTA Distrito: NUEVO CHIMBOTE
<b>ASESOR:</b> ING. IVAN ELISEO LEÓN MALO	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> SEPTIEMBRE - 2021

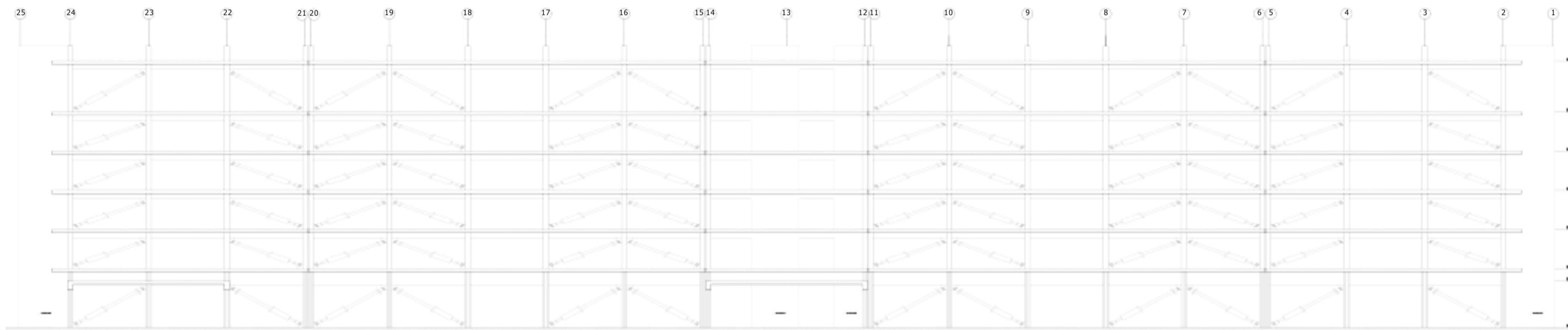




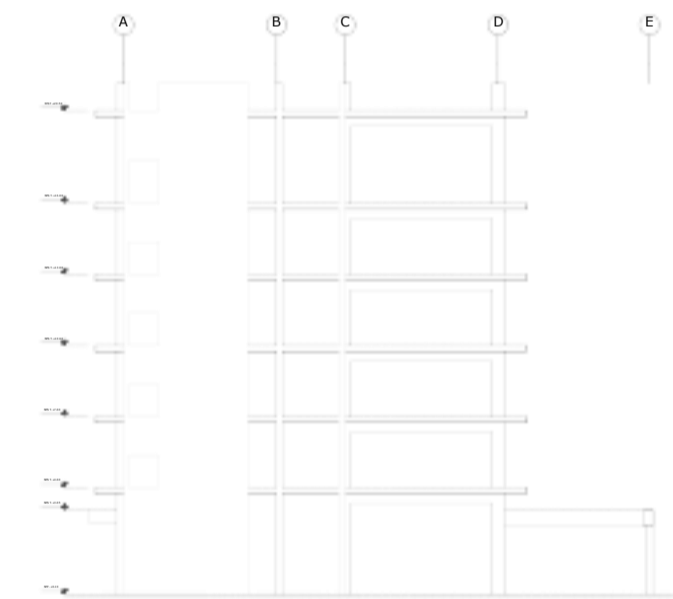
ELEVACION A  
ESC. 1/150



ELEVACION C  
ESC. 1/150

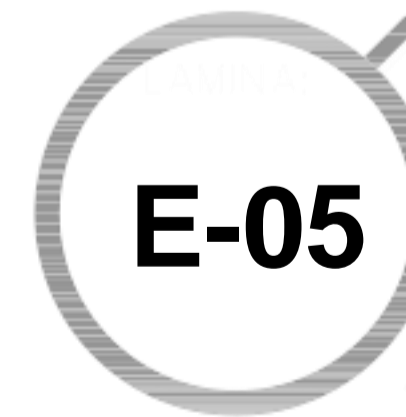


ELEVACION B  
ESC. 1/150



ELEVACION D  
ESC. 1/150

# ELEVACIÓN PRINCIPAL DE HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN EQUIPADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOOSO



"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA  
DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON  
DISIPADORES DE FLUIDO VISCOOSO"

ELEVACIÓN PRINCIPAL INCORPORANDO FVDs

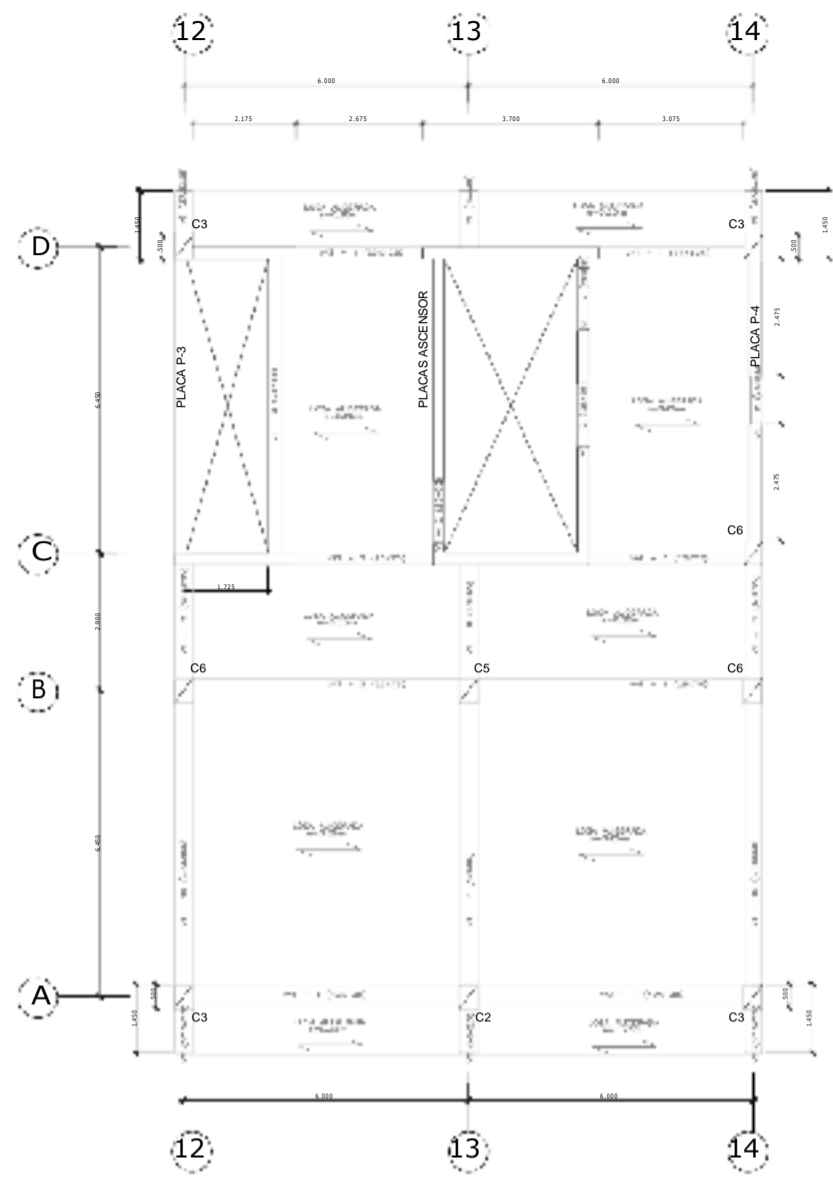
EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA  
LUIS RICARDO REY RODRIGUEZ

Departamento: ANCASH  
Provincia: SANTA  
Distrito: NUEVO CHIMBOTE

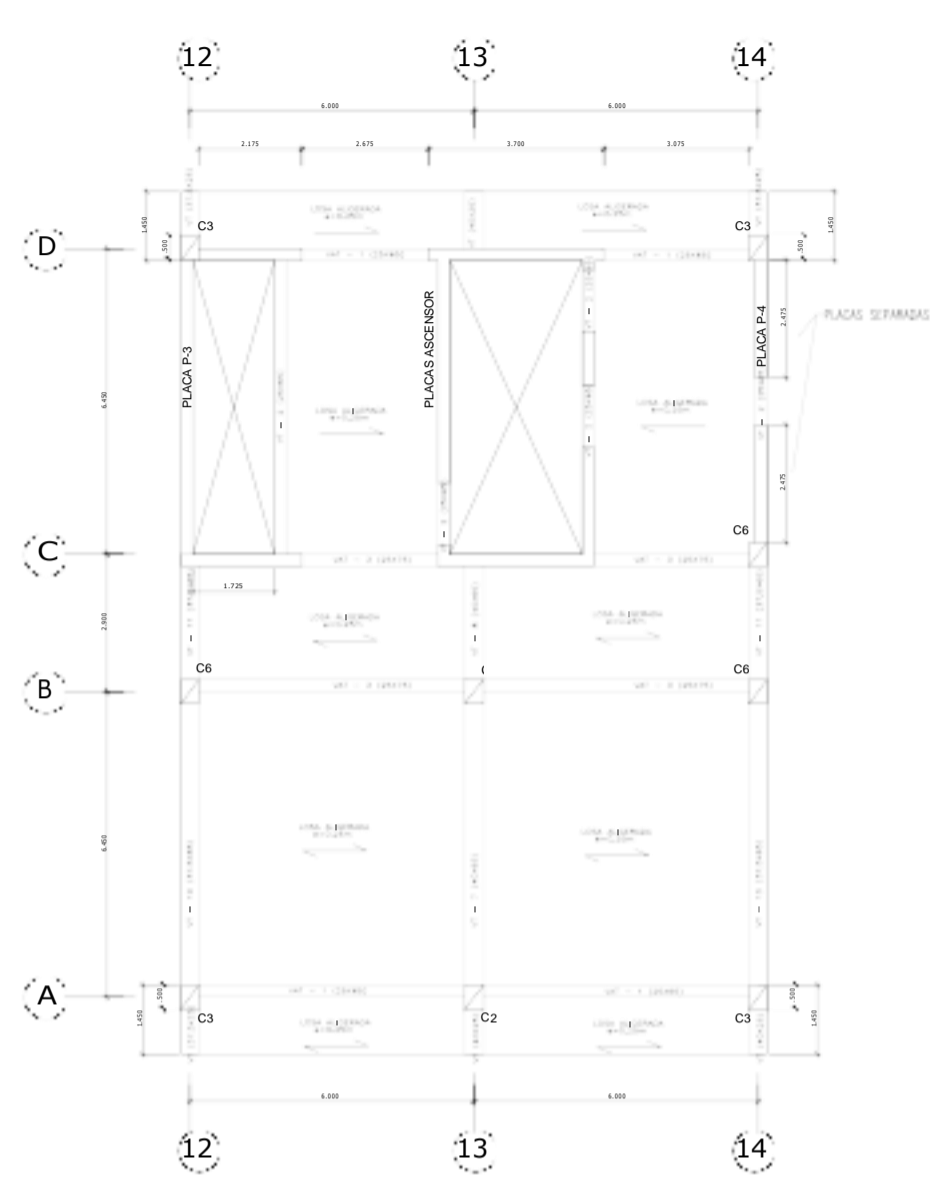
ING. IVAN ELISEO LEÓN MALO INDICADA SETIEMBRE - 2021



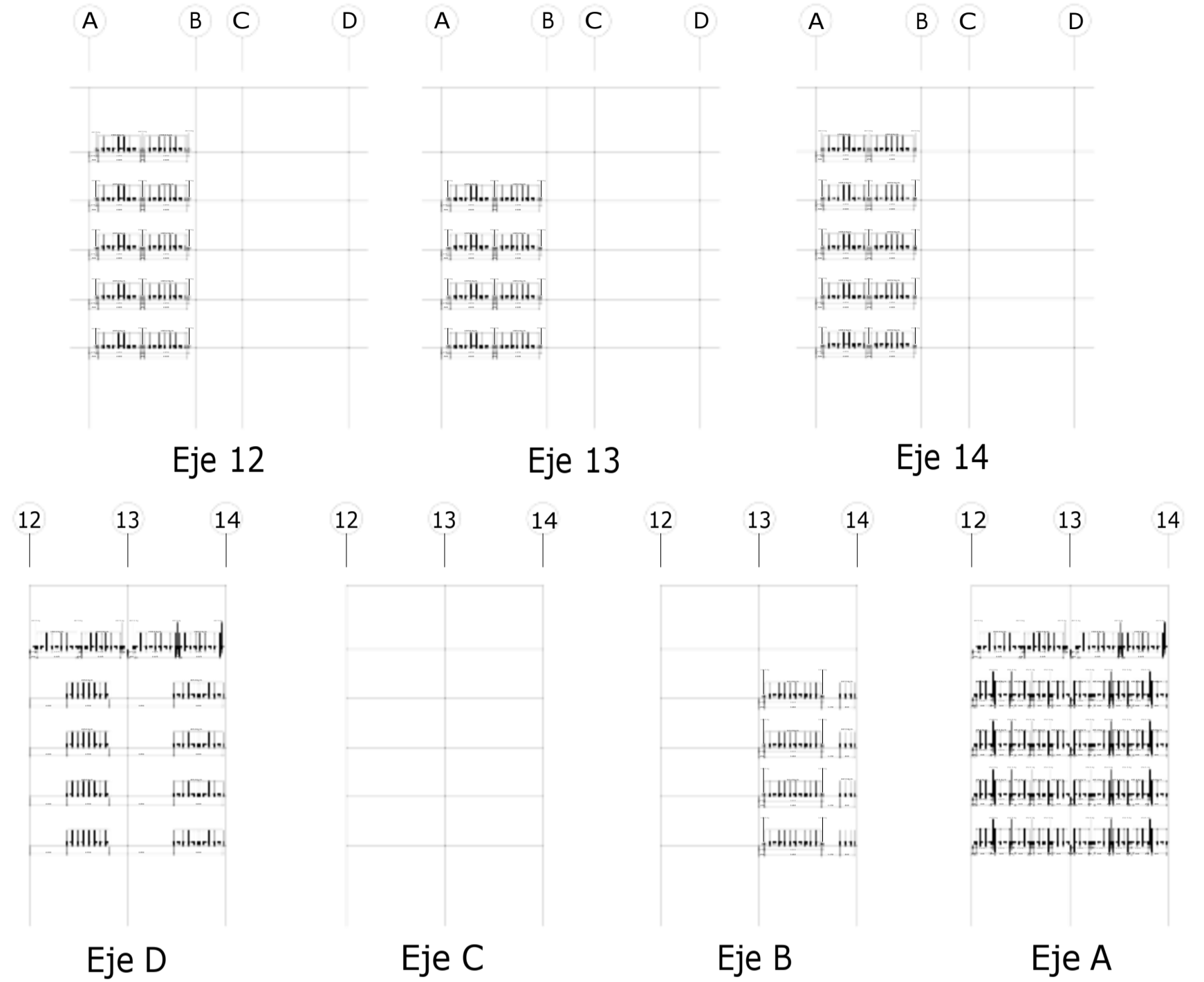




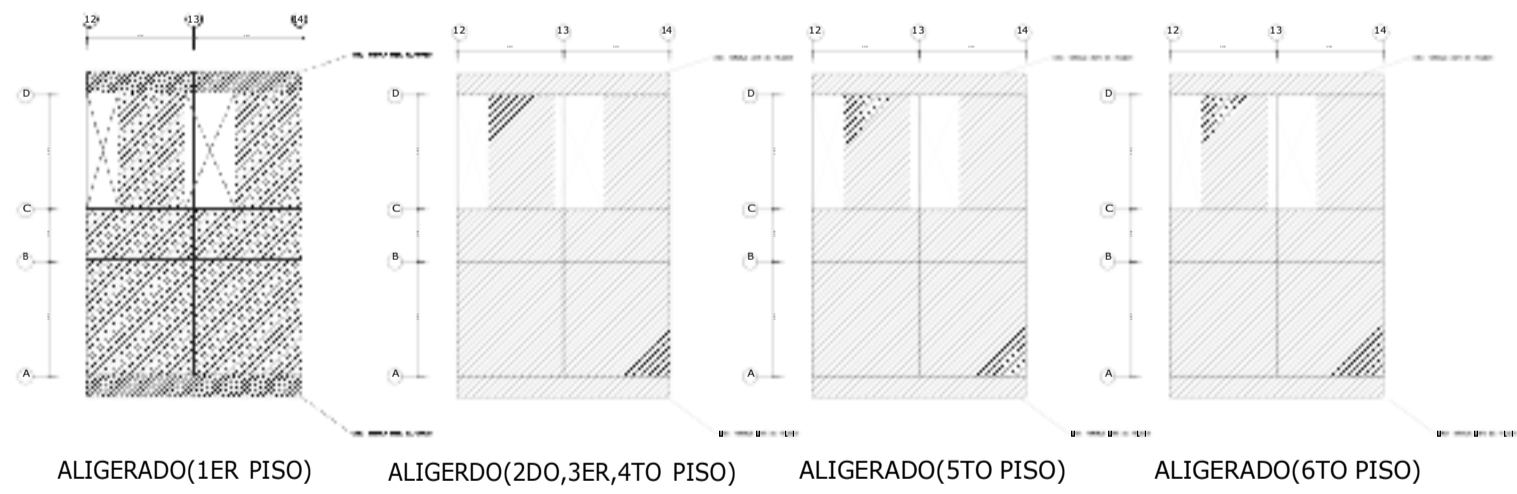
(1ER PISO)  
ESC. 1/75  
LOSA ALIGERADA H=0.25



(1ER, 2DO, 3ER, 4TO, 5TO, 6TO PISO)  
ESC. 1/75  
LOSA ALIGERADA H=0.25



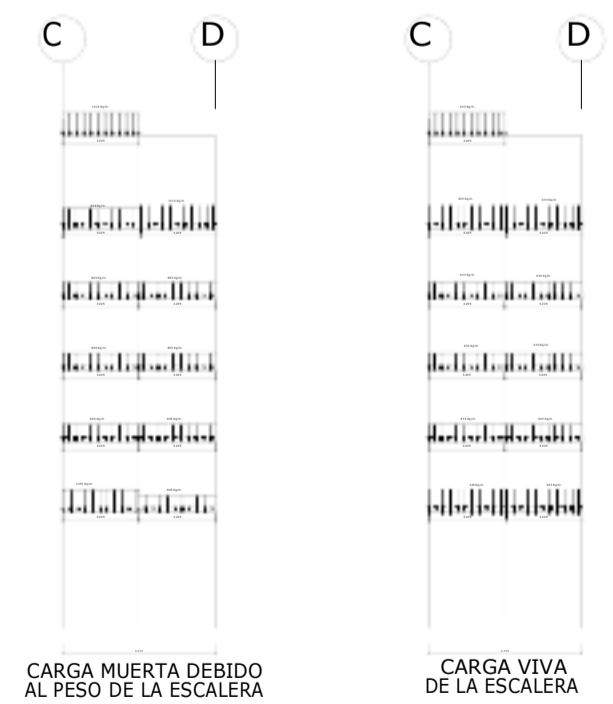
CARGA MUERTA: TABIQUERIA Y COLUMNETAS EN EJES PRINCIPALES  
ESC. 1/150



ALIGERADO(1ER PISO) ALIGERADO(2DO,3ER,4TO PISO) ALIGERADO(5TO PISO) ALIGERADO(6TO PISO)

- CARGA VIVA (CORREDORES Y ESCALERAS) : 400 KG/M2
- CARGA VIVA (SALAS DE OPERACION Y SERVICIOS, LABORATORIOS) : 300 KG/M2
- CARGA VIVA (ALMACENAJE) : 500 KG/M2
- CARGA VIVA (PARA TECHO) : 100 KG/M2

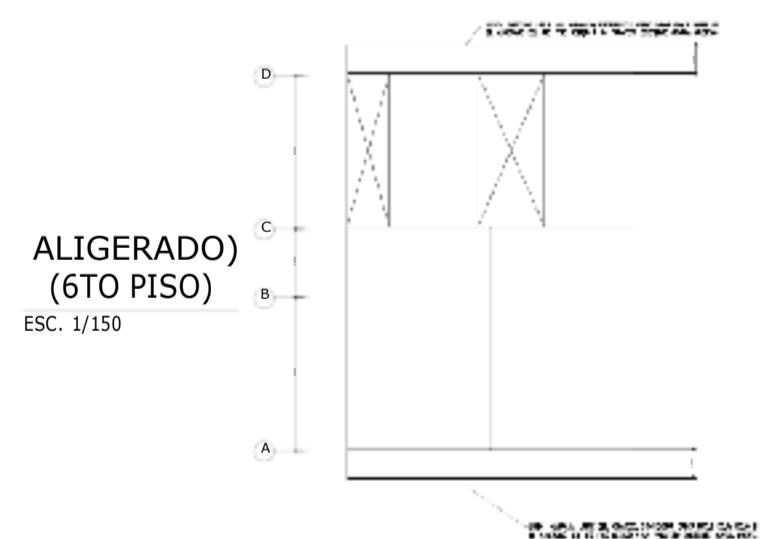
CARGA VIVA  
ESC. 1/200



CARGA MUERTA DEBIDO AL PESO DE LA ESCALERA  
CARGA VIVA DE LA ESCALERA  
CARGA DE ESCALERA ASIGNADA A LA VIGA DE BORDE  
ESC. 1/150

**ESPECIFICACIONES GENERALES**

CONCRETO	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	En Columnas, Vigas y Techos a partir del 3º piso
	$f_c=245 \text{ kg/cm}^2$	En Columnas, Vigas y Techos en 1º y 2º piso
ACERO	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	



ALIGERADO (6TO PISO)  
ESC. 1/150

**MC-01**

"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO"

BLOQUE C - METRADO DE CARGAS

EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA  
LUIS RICARDO REY RODRIGUEZ

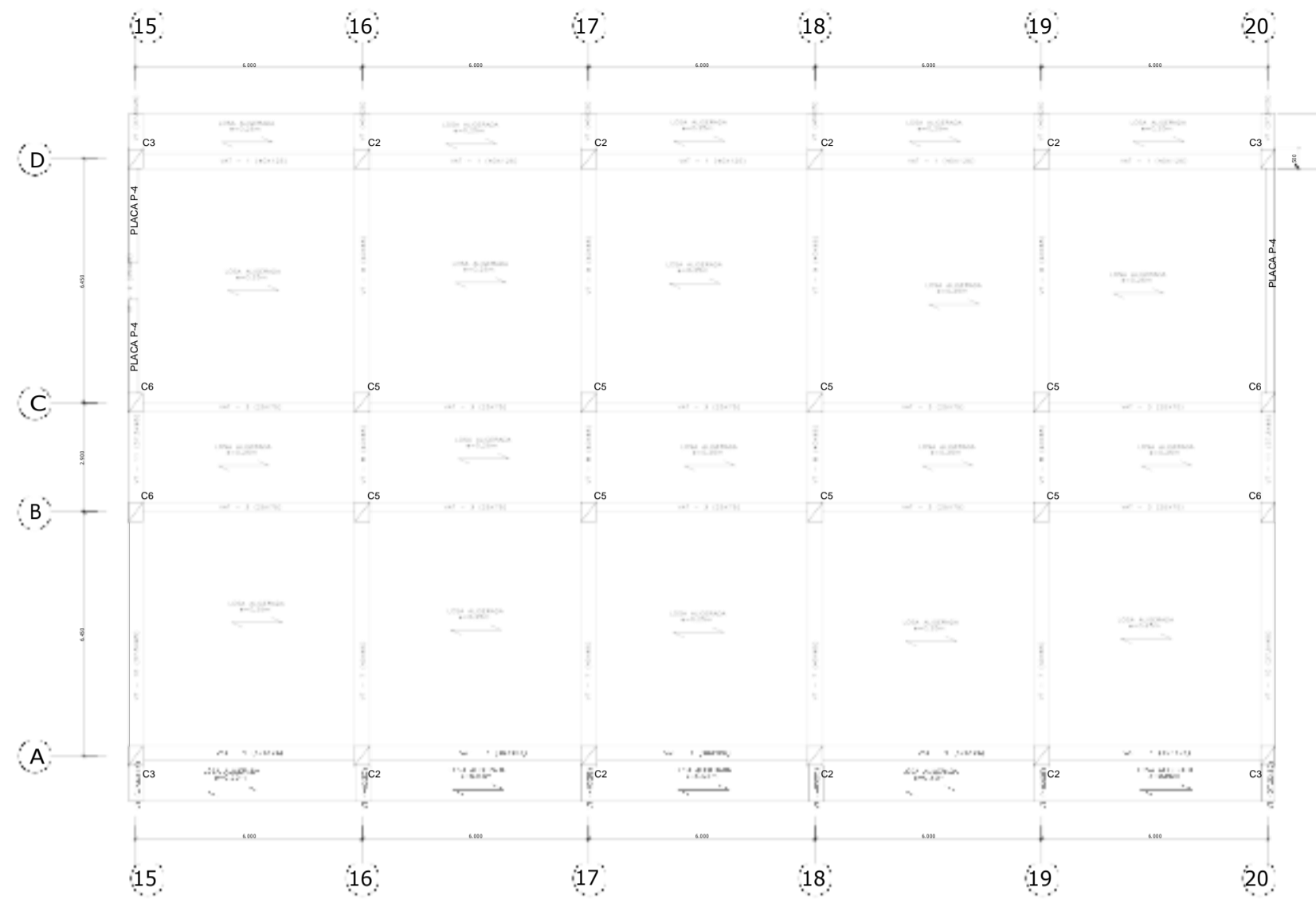
ING. IVAN ELISEO LEÓN MALO

INDICADA

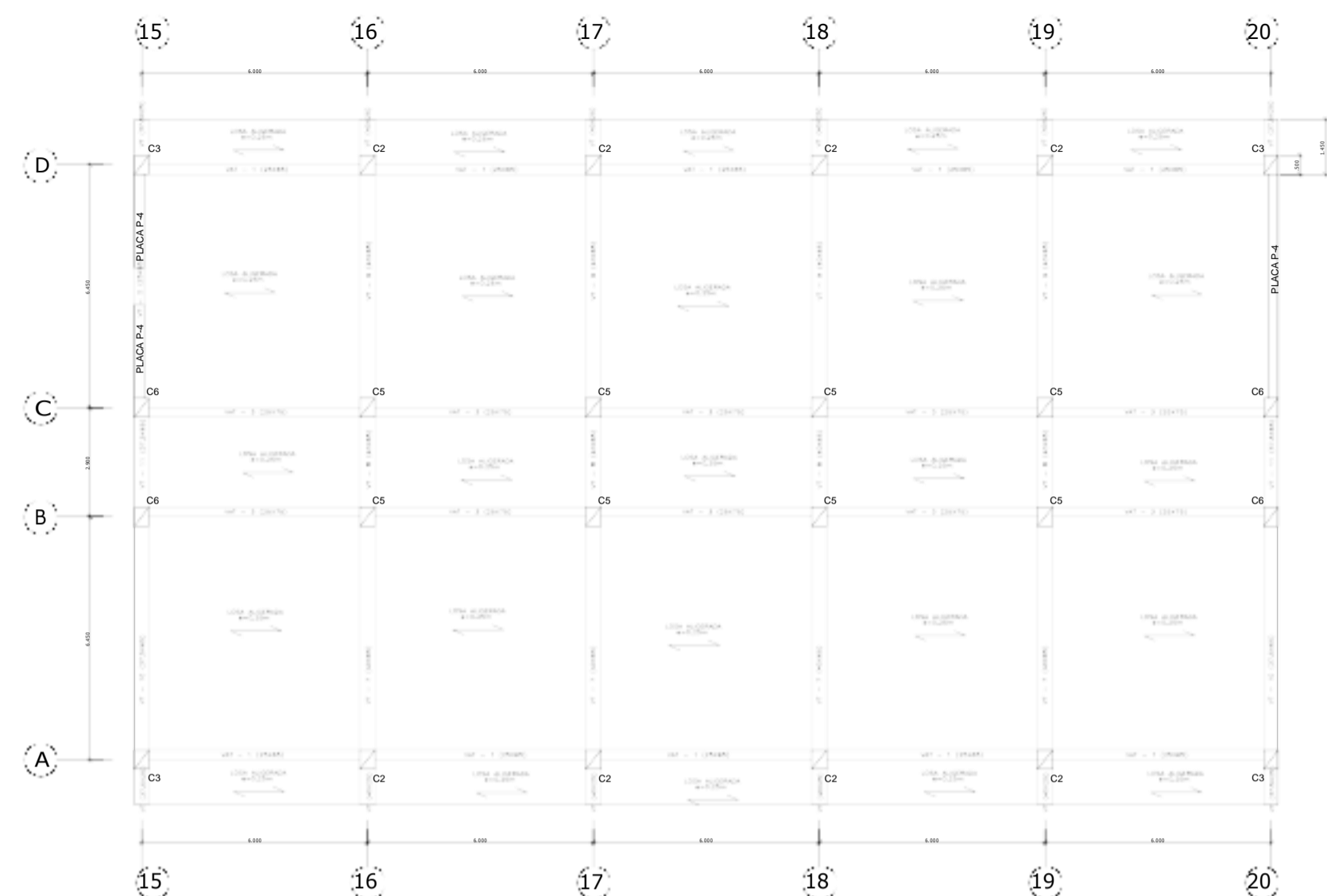
SEPTIEMBRE - 2021

Departamento: ANCASH  
Provincia: SANTA  
Distrito: NUEVO CHIMBOTE

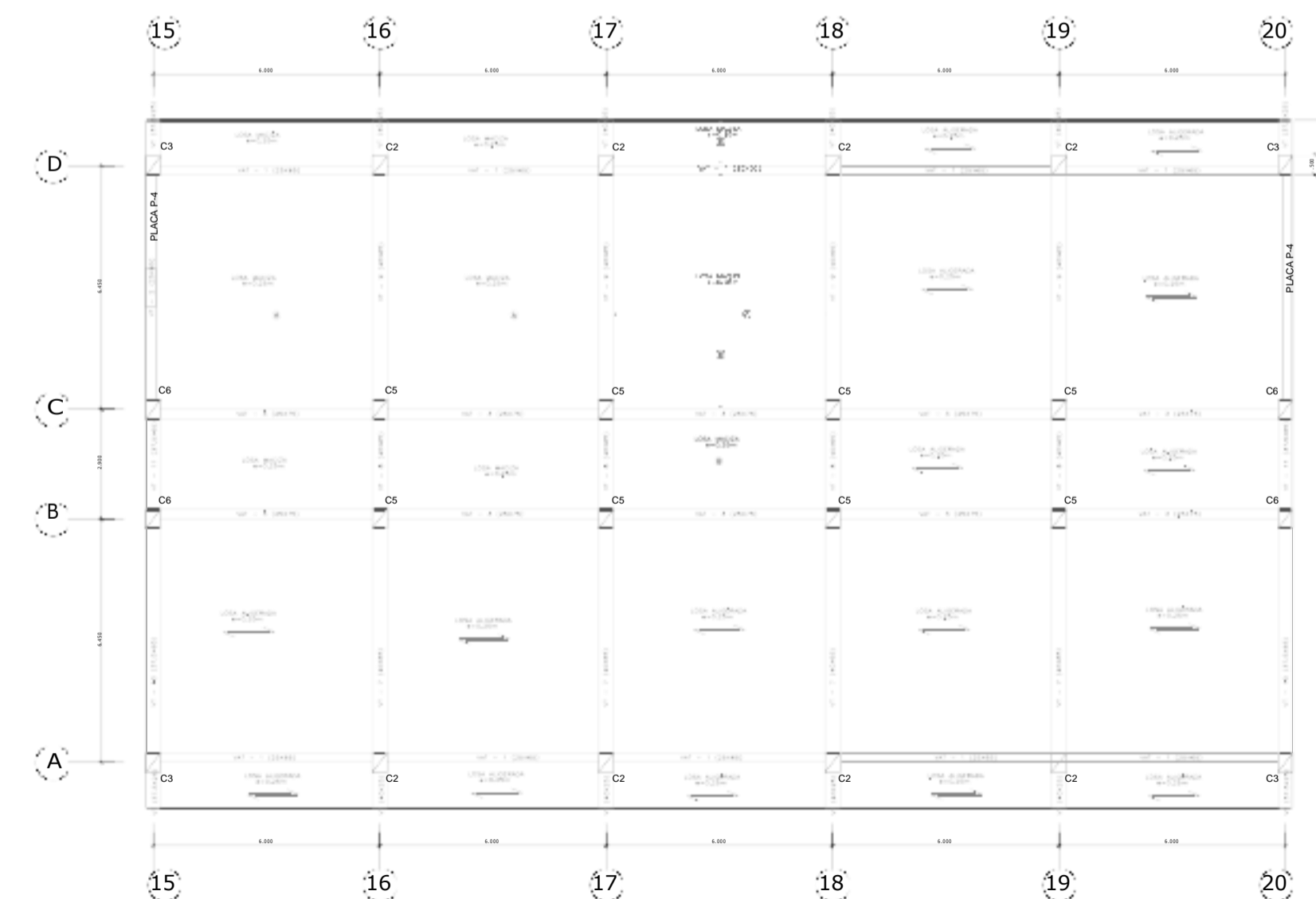




(1ER PISO)  
**LOSA ALIGERADA H=0.25**  
 ESC. 1/75



(2DO, 3ER, 5TO, 6TO PISO)  
**LOSA ALIGERADA H=0.25**  
 ESC. 1/75



(4TO PISO)  
**LOSA ALIGERADA H=0.25 (TODO EXCEPTO AREA DE LOSA MACIZA)**  
**LOSA MACIZA H=0.25 (AREA ENTRE EJES: 15-18 Y B-D INCLUYE TAMBIEN EL VOLADIZO DESPUES DEL EJE D ENTRE 15-18)**

ESC. 1/75

**ESPECIFICACIONES GENERALES**

CONCRETO	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	En Columnas, Vigas y Techos a partir del 3º piso
	$f_c=245 \text{ kg/cm}^2$	En Columnas, Vigas y Techos en 1º y 2º piso
ACERO	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	

**MC-02**

"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO"

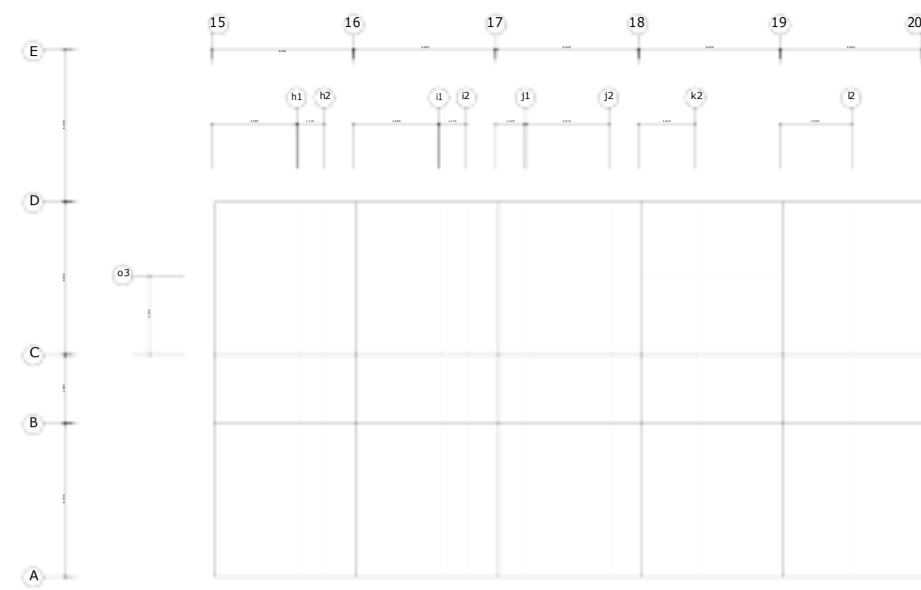
**BLOQUE B y D - METRADO DE CARGAS**

EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA  
 LUIS RICARDO REY RODRIGUEZ

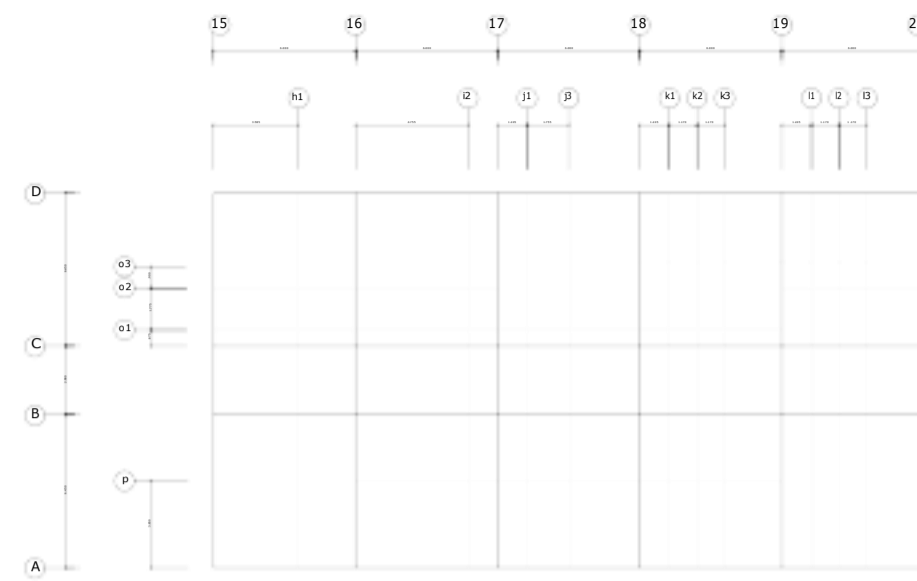
ING. IVAN ELISEO LEÓN MALO      INDICADA      SETIEMBRE - 2021

Departamento: ANCASH  
 Provincia: SANTA  
 Distrito: NUEVO CHIMBOTE





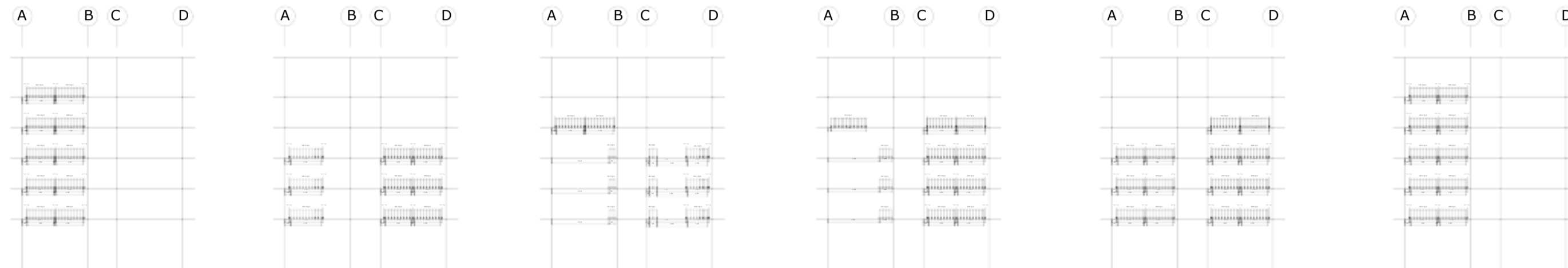
ALIGERADO 1ER, 2DO, 3ER



ALIGERADO 4TO

### EJES AUXILIARES PARA CALCULO DE CARGAS

ESC. 1/150



Eje 15

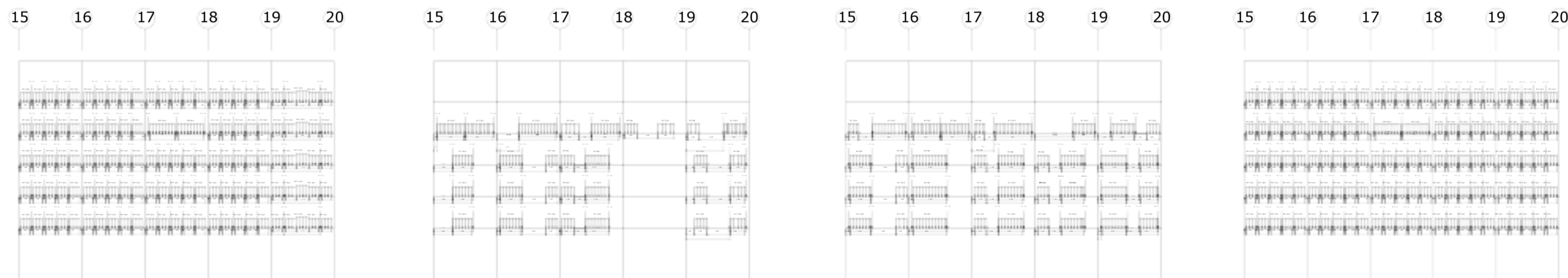
Eje 16

Eje 17

Eje 18

Eje 19

Eje 20



Eje D

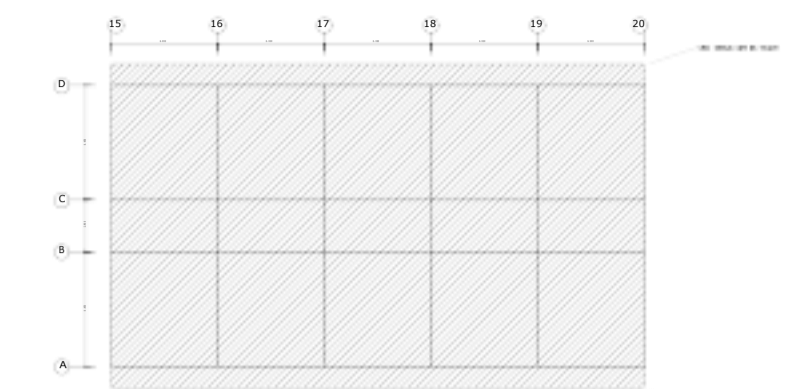
Eje C

Eje B

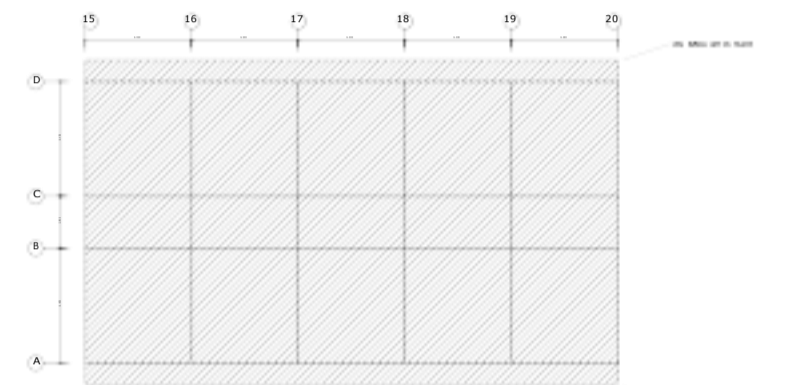
Eje A

### CARGA MUERTA: TABIQUERIA Y COLUMNETAS EN EJES PRINCIPALES

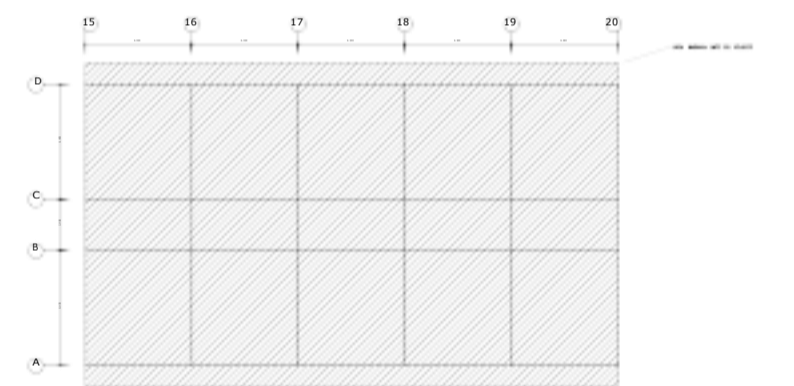
ESC. 1/200



ALIGERADO(1ER,2DO,3ER,4TO PISO)



ALIGERADO(5TO PISO)

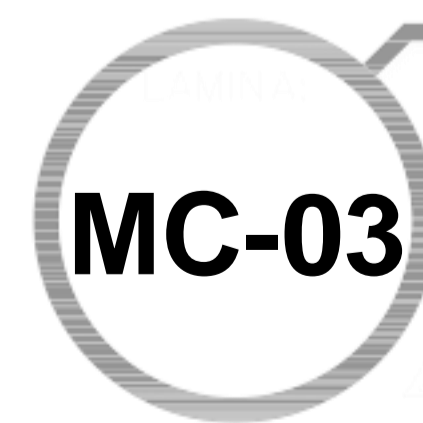


ALIGERADO(6TO PISO)

- CARGA VIVA (CORREDORES Y ESCALERAS) : 400 KG/M2
- CARGA VIVA (SALAS DE OPERACION Y SERVICIOS, LABORATORIOS) : 300 KG/M2
- CARGA VIVA (ALMACENAJE) : 500 KG/M2
- CARGA VIVA (PARA TECHO) : 100 KG/M2

### CARGA VIVA

ESC. 1/200



"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO"

BLOQUE B y D - METRADO DE CARGAS

EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA  
LUIS RICARDO REY RODRIGUEZ

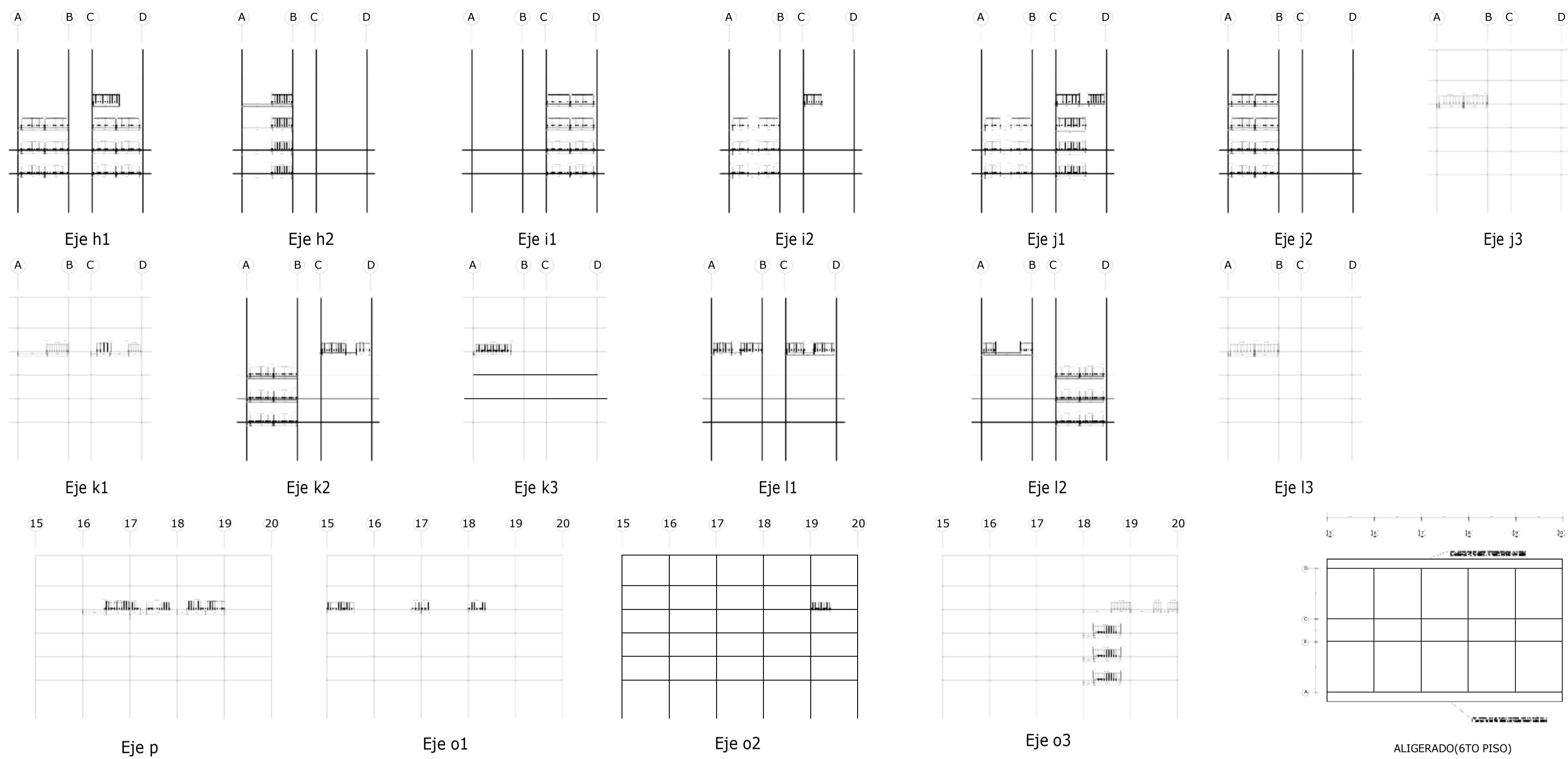
Departamento: ANCASH  
Provincia: SANTA  
Distrito: NUEVO CHIMBOTE

ING. IVAN ELISEO LEÓN MALO

INDICADA

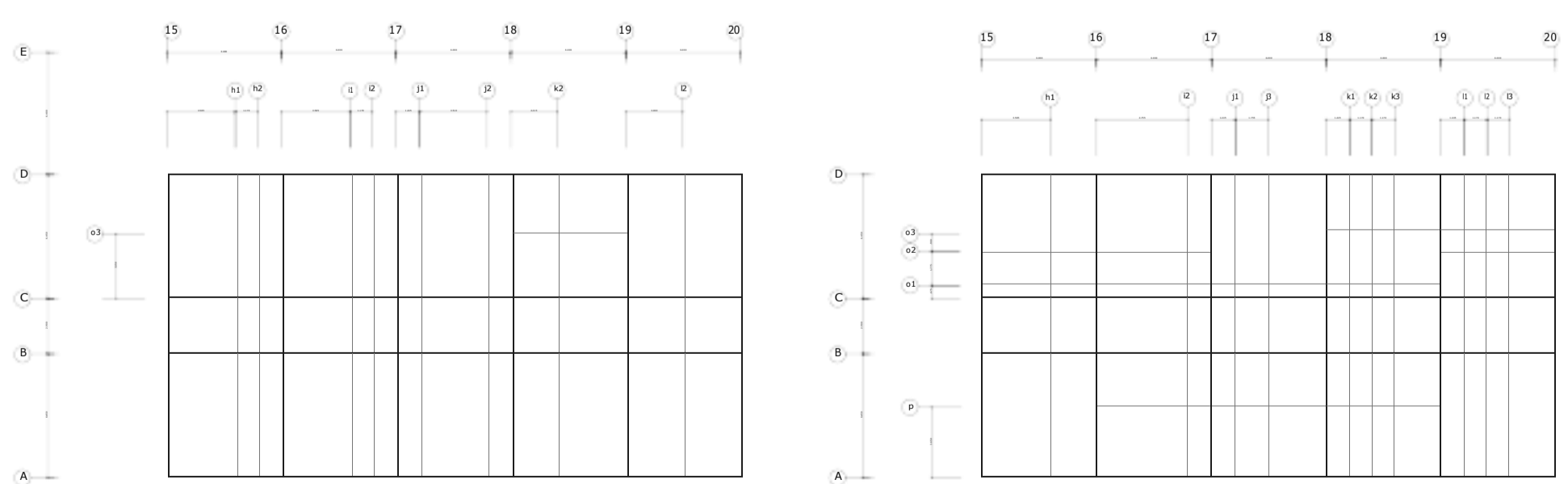
SETIEMBRE - 2021





**CARGA MUERTA: TABIQUERIA, COLUMNETAS, PARAPETOS EN EJES AUXILIARES PARA CALCULO DE CARGAS**

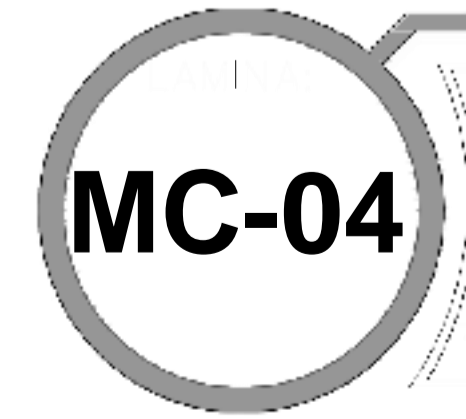
ESC. 1/200



**ALIGERADO 1ER, 2DO, 3ER EJES AUXILIARES PARA CALCULO DE CARGAS**

**ALIGERADO 4TO EJES AUXILIARES PARA CALCULO DE CARGAS**

ESC. 1/150



**"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO"**

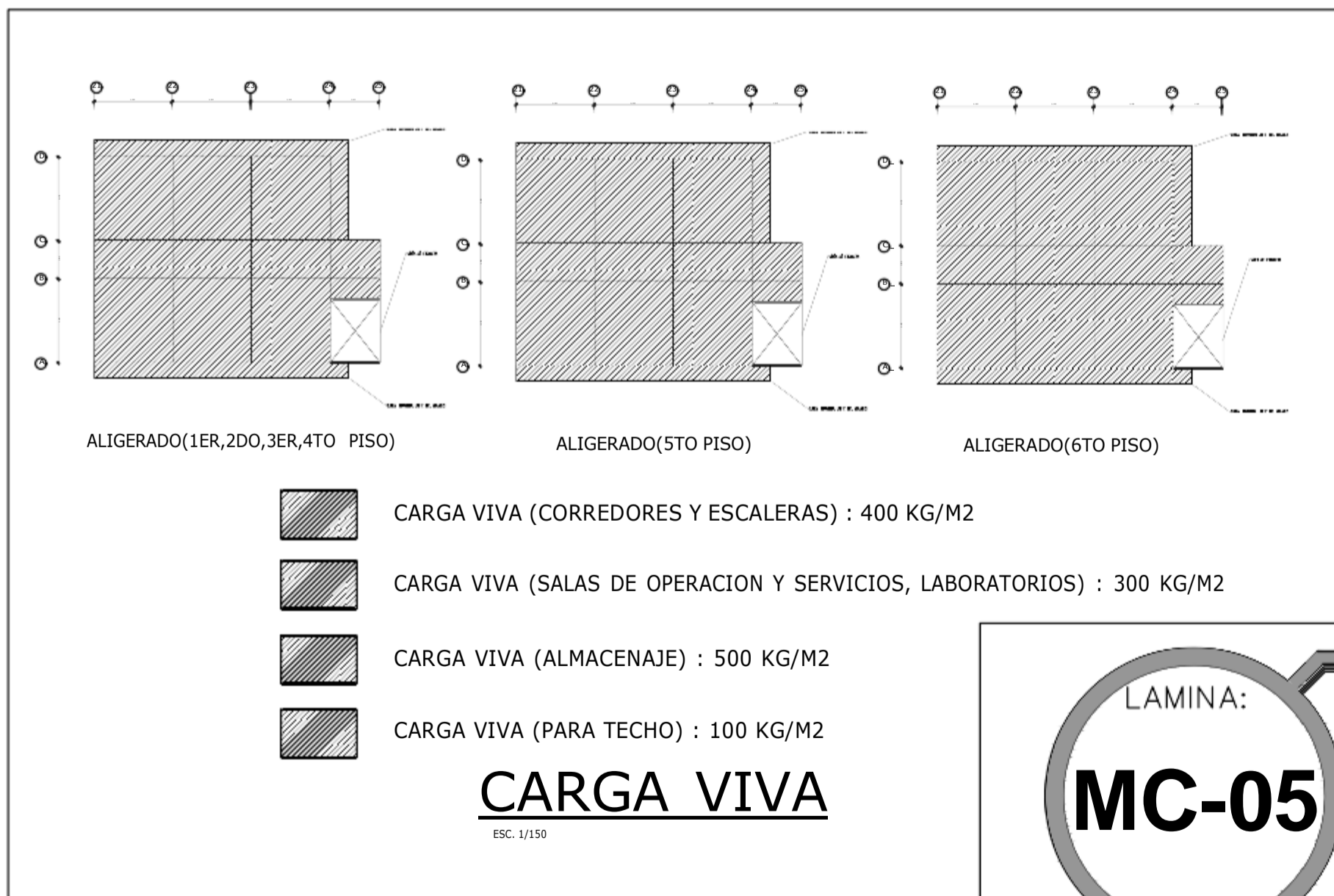
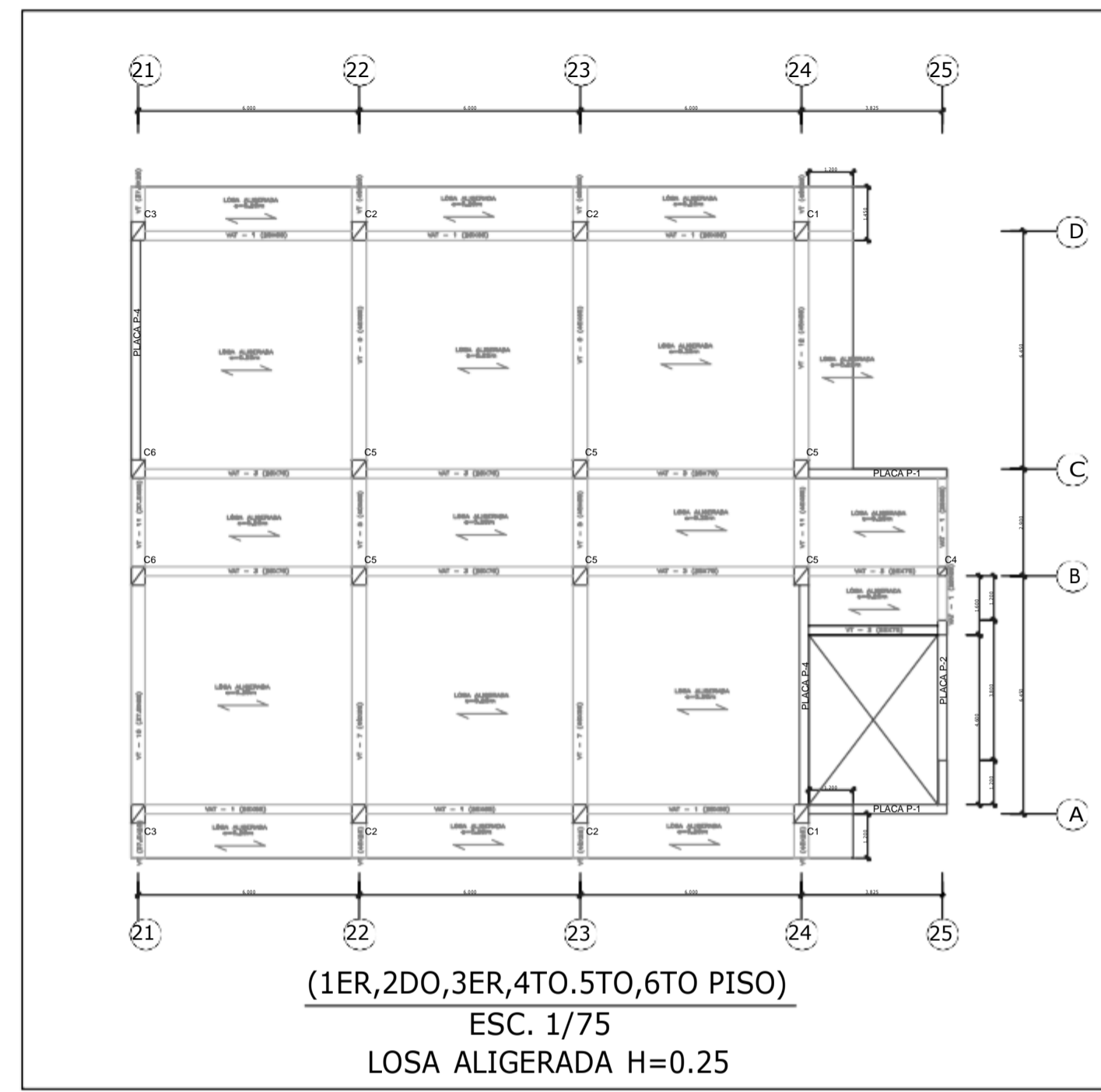
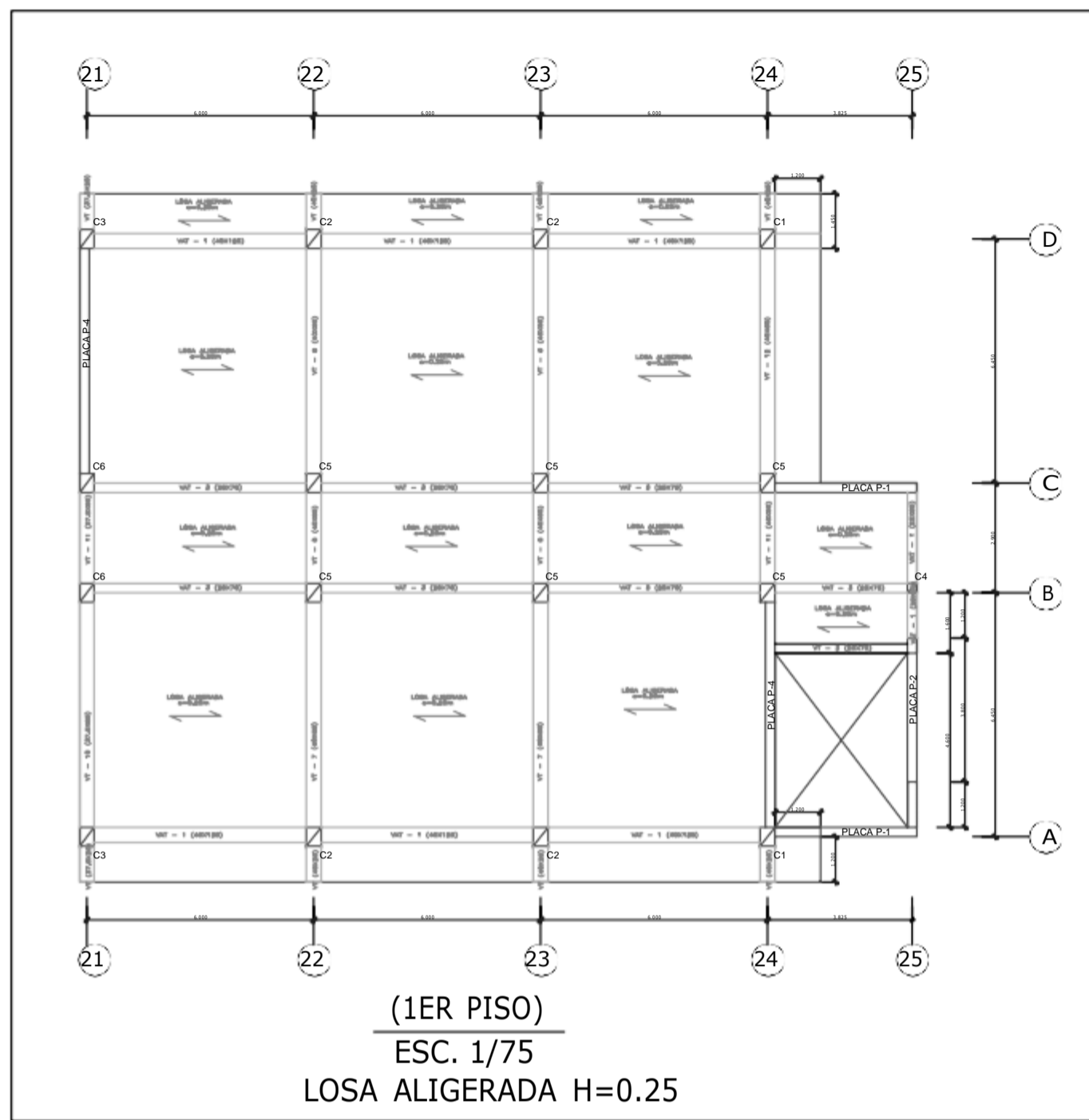
**BLOQUE B y D - METRADO DE CARGAS**

EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA  
LUIS RICARDO REY RODRÍGUEZ

Departamento: ANCASH  
Provincia: SANTA  
Distrito: NUEVO CHIMBOTE

ING. IVAN EUSEO LEÓN MALO INDICADA SETIEMBRE - 2021





**ESPECIFICACIONES GENERALES**

CONCRETO	$f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	En Columnas, Vigas y Techos a partir del 3º piso
	$f_c=245$ kg/cm <sup>2</sup>	En Columnas, Vigas y Techos en 1º y 2º piso
ACERO	$f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	

LAMINA:  
**MC-05**

TESIS:  
**"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO"**

TÍTULO:  
**BLOQUE A y E - METRADO DE CARGAS**

ELABORACIÓN:  
EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA  
LUIS RICARDO REY RODRIGUEZ

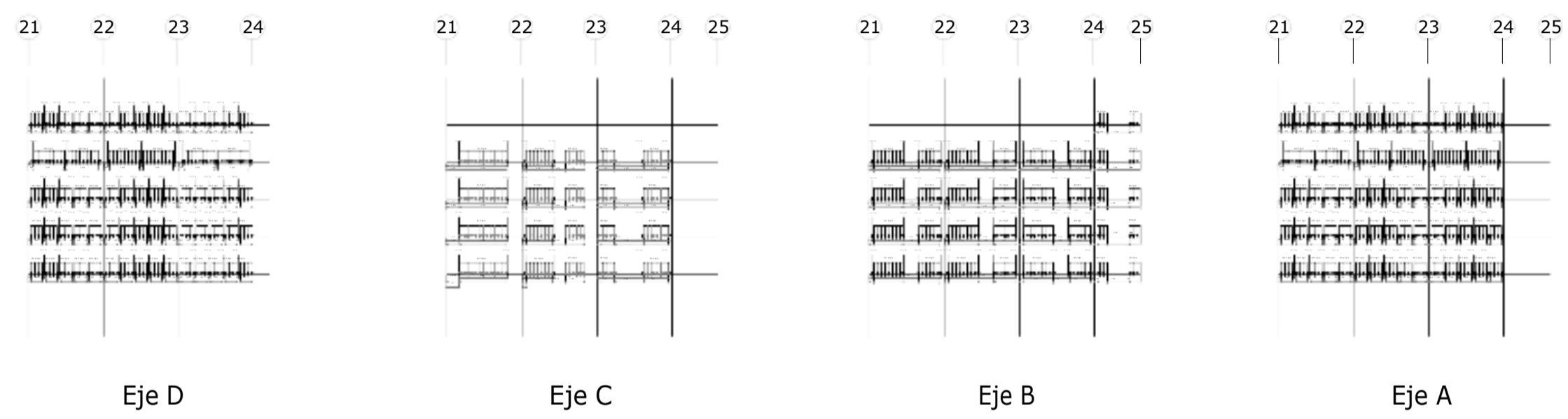
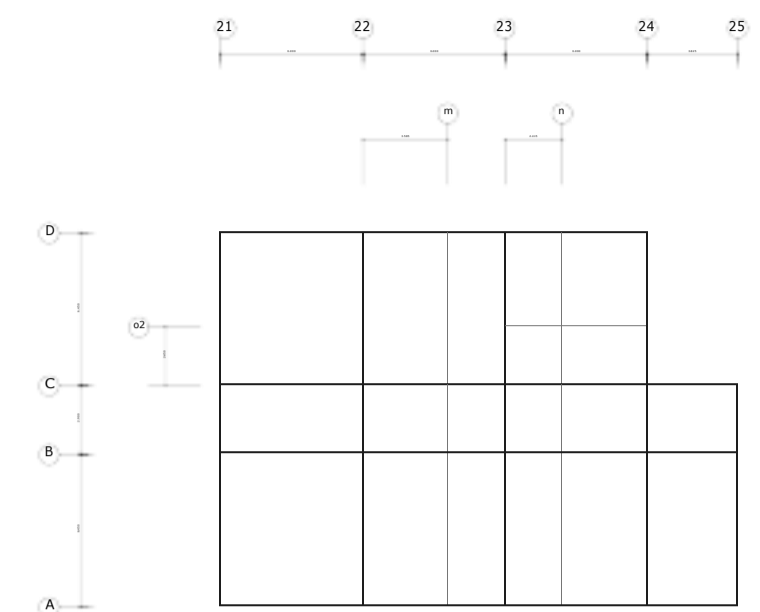
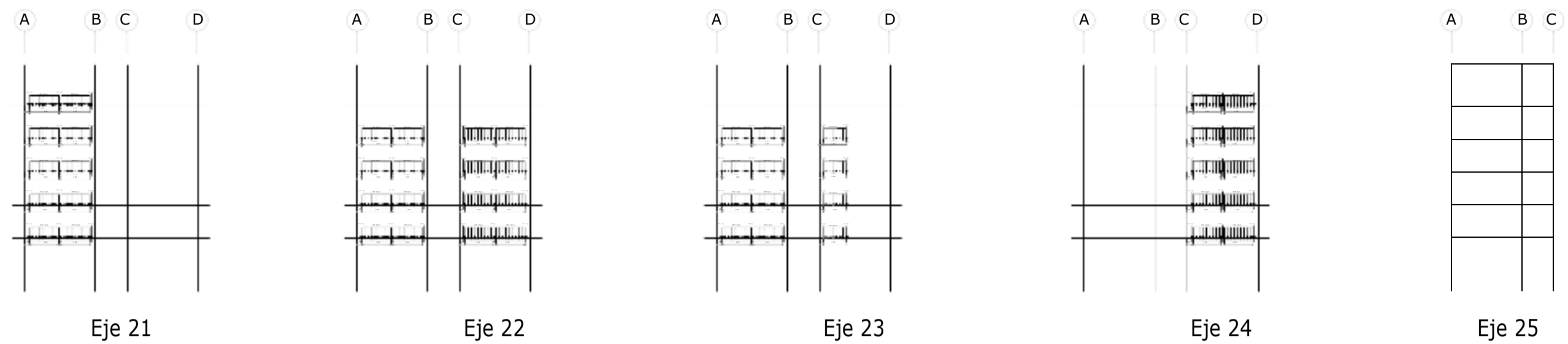
ASESOR:  
ING. IVAN ELISEO LEÓN MALO

ESCALA:  
INDICADA

FECHA:  
SEPTIEMBRE - 2021

UBICACIÓN:  
Departamento: ANCASH  
Provincia: SANTA  
Distrito: NUEVO CHIMBOTE



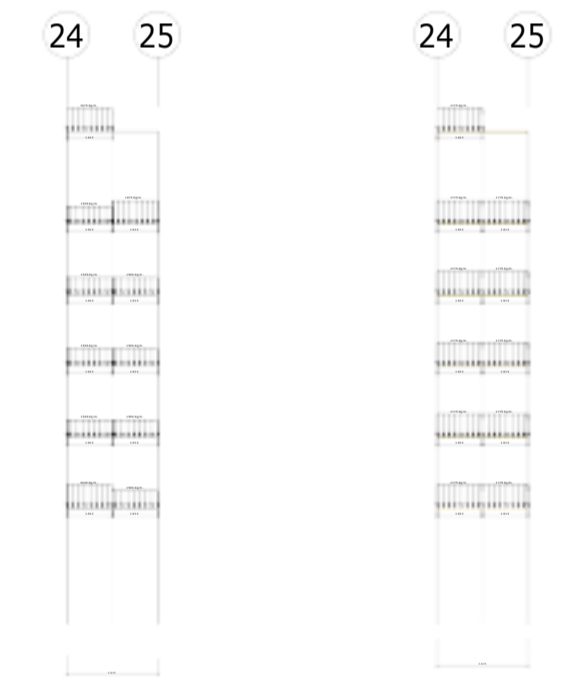
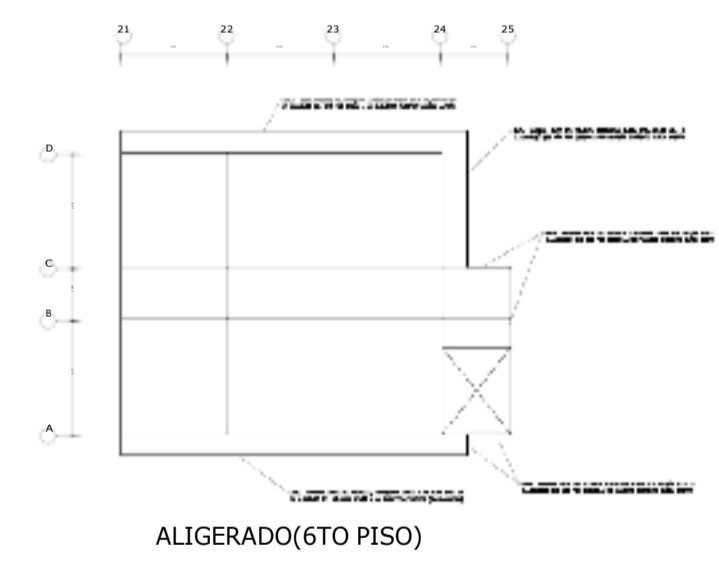
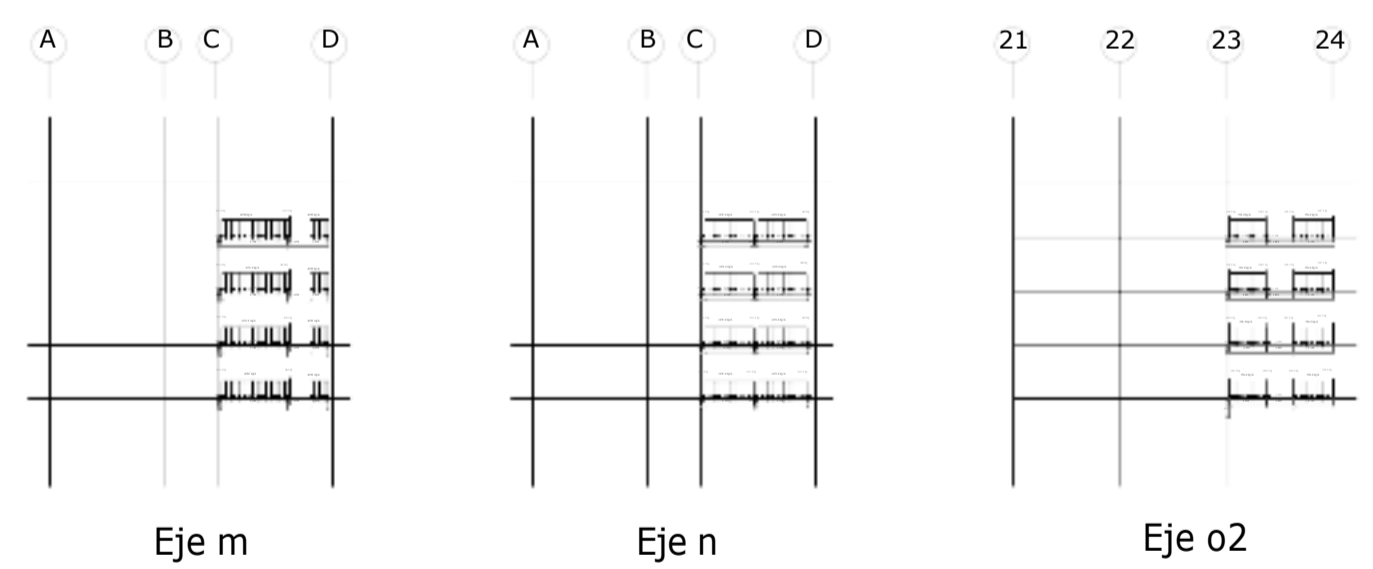


ALIGERADO 1ER, 2DO, 3ER, 4TO, 5TO, 6TO  
**EJES AUXILIARES PARA  
 CALCULO DE CARGAS**

ESC. 1/150

**CARGA MUERTA: TABIQUERIA Y COLUMNETAS EN EJES PRINCIPALES**

ESC. 1/200



CARGA MUERTA DEBIDO  
AL PESO DE LA ESCALERA

CARGA VIVA  
DE LA ESCALERA

**CARGA DE ESCALERA**

ESC. 1/150

**CARGA MUERTA: TABIQUERIA, COLUMNETAS, PARAPETOS EN EJES AUXILIARES**

ESC. 1/200



"ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO"

**BLOQUE A y E - METRADO DE CARGAS**

ING. EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA  
 LUIS RICARDO REY RODRIGUEZ  
 ING. IVAN ELISEO LEÓN MALO

INDICADA SETIEMBRE - 2021

Departamento: ANCASH  
 Provincia: SANTA  
 Distrito: NUEVO CHIMBOTE





### DECLARACION JURADA DE AUTORÍA

Yo, EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA

Facultad:	Ciencias		Educación		Ingeniería	<input checked="" type="checkbox"/>
Escuela Profesional:	INGENIERÍA CIVIL					
Departamento Académico:	INGENIERÍA					
Escuela de Posgrado	Maestría			Doctorado		

Programa:

De la Universidad Nacional del Santa; Declaro que el trabajo de investigación intitulado:

“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO”

presentado en ...4... folios, para la obtención del Grado académico:	( )
Título profesional:	( <input checked="" type="checkbox"/> )
Investigación anual:	( )

- He citado todas las fuentes empleadas, no he utilizado otra fuente distinta a las declaradas en el presente trabajo.
- Este trabajo de investigación no ha sido presentado con anterioridad ni completa ni parcialmente para la obtención de grado académico o título profesional.
- Comprendo que el trabajo de investigación será público y por lo tanto sujeto a ser revisado electrónicamente para la detección de plagio por el VRIN.
- De encontrarse uso de material intelectual sin el reconocimiento de su fuente o autor, me someto a las sanciones que determinan el proceso disciplinario.

Nuevo Chimbote, ...03... de ...SEPTIEMBRE... de 20 ...21...

Firma:

Nombres y Apellidos: EDWIN JOEL CHAUCA MEJÍA

DNI: 76809486

**A: Esta Declaración Jurada simple indicando que su investigación es un trabajo inédito, no exime a tesisistas e investigadores, que no bien se retome el servicio con el software antiplagio, ésta tendrá que ser aplicado antes que el informe final sea publicado en el Repositorio Institucional Digital UNS.**



# DECLARACION JURADA DE AUTORÍA

Yo, **LUIS RICARDO REY RODRIGUEZ**.

Facultad:	Ciencias	Educación	Ingeniería	<input checked="" type="checkbox"/>
Escuela Profesional:	INGENIERIA CIVIL			
Departamento Académico:	INGENIERIA			
Escuela de Posgrado	Maestría		Doctorado	
Programa:				

De la Universidad Nacional del Santa; Declaro que el trabajo de investigación intitulado

"ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL ECEAZAR GUZMAN BARRON CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO".

presentado en <u>04</u> folios, para la obtención del Grado académico:	( )
Título profesional: ( <input checked="" type="checkbox"/> )	Investigación anual: ( )

- He citado todas las fuentes empleadas, no he utilizado otra fuente distinta a las declaradas en el presente trabajo.
- Este trabajo de investigación no ha sido presentado con anterioridad ni completa ni parcialmente para la obtención de grado académico o título profesional.
- Comprendo que el trabajo de investigación será público y por lo tanto sujeto a ser revisado electrónicamente para la detección de plagio por el VRIN.
- De encontrarse uso de material intelectual sin el reconocimiento de su fuente o autor, me someto a las sanciones que determinan el proceso disciplinario.

Nuevo Chimbote, 03 de SEPTIEMBRE de 20 21.

Firma:

Nombres y Apellidos: **LUIS RICARDO REY RODRIGUEZ**.

DNI: **75560332**

**TA: Esta Declaración Jurada simple indicando que su investigación es un trabajo inédito, no exime a tesistas e investigadores, que no bien se retome el servicio con el software antiplagio, ésta tendrá que ser aplicado antes que el informe final sea publicado en el Repositorio Institucional Digital UNS.**





## Digital Receipt

This receipt acknowledges that Turnitin received your paper. Below you will find the receipt information regarding your submission.

The first page of your submissions is displayed below.

Submission author: Edwin Joel Chauca Mejía  
Assignment title: TESIS DISIPADORES HOSPITAL REGIONAL  
Submission title: Análisis del comportamiento sísmico de la estructura del Ho...  
File name: TESIS.pdf  
File size: 2.87M  
Page count: 77  
Word count: 19,146  
Character count: 91,801  
Submission date: 08-Sep-2021 06:09PM (UTC-0500)  
Submission ID: 1644051925

#### Resumen

El estudio consistió en determinar el comportamiento sísmico de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón reforzado sísmicamente con disipadores de fluido viscoso con exponente de no-linealidad de 0.4 y en la configuración diagonal.

El estudio se limitó a la unidad del edificio esencial existente de la estructura principal del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón. Este edificio, de 5 bloques (A, B, C, D y E), de 6 niveles y de concreto armado, ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote del Perú, construido entre los años 1975 y 1980, se analizó en un software de análisis estructural.

Según el tipo de edificio y su nivel de desempeño estructural elegido, se obtuvo las derivas objetivo recomendadas para el edificio. Luego, mediante el análisis estructural se obtuvo las derivas existentes del edificio, y con estos se calculó el coeficiente de amortiguación no lineal necesario de los disipadores de fluido viscoso para limitar las derivas del edificio a las derivas objetivo.

Las derivas máximas del edificio con disipadores de fluido viscoso con respecto a las del edificio sin disipadores de fluido viscoso se redujeron en 29% en la dirección longitudinal del bloque C, en 69% en la dirección longitudinal y en 50% en la dirección transversal del bloque B y D, y en 59% en la dirección longitudinal del bloque A y E. Todas las derivas máximas del edificio con disipadores de fluido viscoso estuvieron por debajo de la deriva objetivo.

La disipación suplementaria de energía que dispuso los disipadores de fluido viscoso de la energía sísmica de entrada es en promedio el 44% en el bloque C, el 86% en el bloque B y D, y el 45% en el bloque A y E.

# Análisis del comportamiento sísmico de la estructura del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón con disipadores de fluido viscoso

*por* Edwin Joel Chauca Mejía

---

**Fecha de entrega:** 08-sep-2021 06:09p.m. (UTC-0500)

**Identificador de la entrega:** 1644051925

**Nombre del archivo:** TESIS.pdf (2.87M)

**Total de palabras:** 19146

**Total de caracteres:** 91801

# Análisis del comportamiento sísmico de la estructura del Hospital Regional Eleazar Guzmán Barrón con disipadores de fluido viscoso

## INFORME DE ORIGINALIDAD

7%

INDICE DE SIMILITUD

6%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

1%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

## FUENTES PRIMARIAS

1	<b>qdoc.tips</b> Fuente de Internet	2%
2	<b>repositorio.urp.edu.pe</b> Fuente de Internet	1%
3	<b>hdl.handle.net</b> Fuente de Internet	1%
4	<b>repositorio.ucv.edu.pe</b> Fuente de Internet	<1%
5	<b>archive.org</b> Fuente de Internet	<1%
6	<b>Submitted to Universidad Ricardo Palma</b> Trabajo del estudiante	<1%
7	<b>repositorio.uss.edu.pe</b> Fuente de Internet	<1%
8	<b>repositorio.unsch.edu.pe</b> Fuente de Internet	<1%

9	doku.pub Fuente de Internet	<1 %
10	Submitted to Escuela Politecnica Nacional Trabajo del estudiante	<1 %
11	Zhongxue Chen, Tong Lin, Kai Wang. "A Powerful Variant-Set Association Test Based on Chi-Square Distribution", Genetics, 2017 Publicación	<1 %
12	N A Zulkifli, S A A Karim, A Shafie, M Sarfraz. "Rational bicubic Ball for image interpolation", Journal of Physics: Conference Series, 2019 Publicación	<1 %
13	Shirzad Hosseinverdi, Hermann F. Fasel. "Very High-Order Accurate Sharp Immersed Interface Method: Application to Direct Numerical Simulations of Incompressible Flows", 23rd AIAA Computational Fluid Dynamics Conference, 2017 Publicación	<1 %
14	creativecommons.org Fuente de Internet	<1 %
15	idoc.pub Fuente de Internet	<1 %
16	A. Babaeinesami, H. Tohidi, S.M. Seyedaliakbar. "A closed loop Stackelberg game in multi-product supply chain	<1 %

considering information security: A case study", Advances in Production Engineering & Management, 2020

Publicación

---

17	Encyclopedia of Earthquake Engineering, 2015.	<1 %
Publicación		
18	biblioteca2.ucab.edu.ve	<1 %
Fuente de Internet		
19	tesis.pucp.edu.pe	<1 %
Fuente de Internet		
20	publications.polymtl.ca	<1 %
Fuente de Internet		
21	www.scribd.com	<1 %
Fuente de Internet		
22	Submitted to Universidad Continental	<1 %
Trabajo del estudiante		

---

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 15 words

Excluir bibliografía

Activo